Данный файл представлен исключительно в ознакомительных целях.

Уважаемый читатель!
Если вы скопируете данный файл,
Вы должны незамедлительно удалить его сразу после ознакомления с содержанием.
Копируя и сохраняя его Вы принимаете на себя всю ответственность, согласно действующему международному законодательству .
Все авторские права на данный файл сохраняются за правообладателем.
Любое коммерческое и иное использование кроме предварительного ознакомления запрещено.

Публикация данного документа не преследует никакой коммерческой выгоды. Но такие документы способствуют быстрейшему профессиональному и духовному росту читателей и являются рекламой бумажных изданий таких документов.

528.1(03)
С-76

СПРАВОЧНИК ГЕОДЕЗИСТА

СПРАВОЧНИК ГЕОДЕЗИСТА

СПРАВОЧНИК ГЕОДЕЗИСТА

(В ДВУХ КНИГАХ)

КНИГА 2

ВТОРОЕ ИЗДАНИЕ
ПЕРЕРАБОТАННОЕ И ДОПОЛНЕННОЕ

Под редакцией

В. Д. БОЛЬШАКОВА И Г. П. ЛЕВЧУКА



МОСКВА
«НЕДРА»
1975

УДК 528 (038)

Справочник геодезиста (в двух книгах). Изд. 2, перераб. и доп. М.; «Недра», 1975. 1056 с.

Авт.: В. Д. Большаков, Г. П. Левчук, Г. В. Багратуни, К. В. Бажанов, П. А. Гайдаев, И. И. Краснорылов, А. Н. Кузнецов, А. В. Кондрашков, Е. Г. Ларченко, Н. И. Модринский, М. Е. Пискунов, В. Г. Селиханович, В. Ю. Торочков, М. С. Урмаев, З. С. Хаимов, Б. П. Шимбирев, В. И. Шилдингер, Н. В. Яковлев.

В Справочнике в двух книгах изложены теория и практика геодезических работ, описаны инструменты, способы обработки результатов измерений, техника вычислений. Второе издание Справочника переработано и дополнено новыми разделами: космическая геодезия, радиогеодезические системы, гироскопические приборы, экономика и организация геодезических работ.

Справочник состоит из шести разделов. В книге 1 в первом разделе рассмотрены элементы теории вероятностей и математической статистики применительно к теории ошибок геодезических измерений, теория ошибок и метод наименьших квадратов, вычислительная техника в геодезии. Во втором разделе изложены основные вопросы теории фигуры Земли и гравиметрии, космической геодезии, геодезической астрономии, сфероидической геодезии. В третьем разделе детально освещены основные геодезические работы: триангуляция и трилатерация, радиодальномерные и светодальномерные измерения. В книге 2 даны уравнительные вычисления в триангуляции и трилатерации, полигонометрия, гироскопические определения, нивелирование. Четвертый раздел посвящен методам топографических съемок: теодолитной, тахеометрической мензульной, и методам фототопографических съемок: комбинированной, стереотопографической, наземной стереофотограмметрии. В пятом разделе приведены основные сведения по инженерно-геодезическим изысканиям, разбивочным работам, методам установки и выверки строительных конструкций и технологического оборудования, наблюдениям за деформациями сооружений. В шестом разделе даны общие понятия об экономике производства, планировании и организации геодезических работ.

Справочник предназначен для инженеров и техников, выполняющих основные геодезические работы и топографические съемки, а также изыскания и разбивки инженерных сооружений. Он будет полезен для преподавателей, аспирантов и студентов геодезических специальностей высших учебных заведений.

Таблиц 140, иллюстраций 431, список литературы — 162 назв.

С $\frac{20701-214}{043\ (01)-75}$ 114—74

© Издательство «Недра», 1975

Раздел III

ОСНОВНЫЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ

(продолжение)

III.4. УРАВНИВАНИЕ ТРИАНГУЛЯЦИИ, ТРИЛАТЕРАЦИИ И КОМБИНИРОВАННОЙ СЕТИ

П. А. Гайдаев

А. ВВЕДЕНИЕ

III.4.1. Общие положения

Со времен Гаусса и Лежандра уравнивание геодезических сетей производится методом наименьших квадратов. Более эффективного метода уравнивания до сих пор никто не предложил. Различные варианты уравнивания геодезических сетей являются, в конечном счете, упрощением (за счет некоторого нарушения принципа наименьших квадратов) либо комбинированным применением классических способов уравнивания.

В настоящее время уравнивание государственных геодезических сетей всех классов производится на основе метода проектирования (т. е. на поверхности относимости) и на плоскости в проекции Гаусса. Поэтому в дальнейшем изложении все величины, включаемые в уравнивание, будут предполагаться приведенными сначала на поверхность относимости, а затем на плоскость.

III.4.2. Исходные данные, требования к ним

Конечная цель создания геодезической сети — получение координат пунктов. Для достижения этой цели в сети должно быть не менее четырех исходных величин, из них, по крайней мере, один пункт с известными координатами (в общепринятой или местной системе). Остальными необходимыми исходными величинами могут быть координаты второго пункта, или длина одной из сторон сети и дирекционный угол той же либо другой стороны. Указанные четыре величины назовем «необходимыми исходными данными».

Когда при уравнивании к исходным величинам поправок не ищут, их называют ж е с т к и м и и с х о д н ы м и д а н н ы м и.

Элементы геодезической сети, которые при уравнивании получают поправки, называют н е ж е с т к и м и.

Если в сети имеются только необходимые исходные данные, то ее называют с в о б о д н о й.

При наличии в сети больше четырех необходимых жестких исходных данных ее называют н е с в о б о д н о й.

Очевидно, что для вычисления координат всех пунктов триангуляции необходимо иметь два исходных пункта либо один пункт, а также один дирекционный угол и длину одной стороны; в полигонометрии и трилатерации, кроме исходного пункта, достаточно иметь один дирекционный угол.

Для определения координат пунктов государственных сетей 2, 3 и 4 классов обязательно наличие избыточных жестких исходных данных, в числе которых должно быть не менее трех исходных пунктов. Как исключение разрешается вместо одного исходного пункта использовать базисную сторону и азимут Лапласа. Уравнивание государственных сетей как свободных не разрешается. Лишь сеть 1 класса уравнивается на основе единственного начального пункта.

В качестве исходных при уравнивании государственных геодезических сетей служат следующие данные:

— в сети 1 класса — начальный пункт, а также базисные стороны и геодезические азимуты на концах всех звеньев;

— в сети 2 класса —элементы сети 1 класса, а также базисные стороны и геодезические азимуты уравниваемой сети;

— в сетях и фигурах 3 и 4 классов — элементы сетей высших классов.

В специальных геодезических сетях исходными служат пункты государственной сети.

III.4.3. Измеряемые величины. Системы координат

В геодезических сетях измеряют горизонтальные и вертикальные углы, расстояния, а также астрономические широты, долготы и азимуты. Все эти величины измеряются в топоцентрической системе координат, основной осью которой служит отвесная линия, т. е. касательная в данной точке к силовой линии гравитационного поля, или, иными словами, нормаль к уровенной поверхности. Так как уровенные поверхности — неправильные в геометрическом отношении, то с достаточной точностью, соответствующей точности измерений, обработать совместно результаты измерений, выполненных в разных пунктах земной поверхности, нельзя. Поэтому в СССР, по предложению выдающегося советского геодезиста Ф. Н. Красовского [2], для математической обработки государственной геодезической сети применяется метод проектирования, сущность которого заключается в следующем.

Результаты измерений, выполненных на разных пунктах сети в разных системах координат, исправляют «редукционными» поправками для приведения (редуцирования) этих результатов в общую систему координат. Получив все результаты измерений в единой системе координат, можно выполнить их совместное уравнивание. Заметим, что для применения метода проектирования необходимо выполнить соответствующую гравиметрическую съемку.

Общую систему координат выбирают на поверхности референц-эллипсоида (на «поверхности относимости»). Для этого должны быть определены параметры эллипсоида, т. е. a — большая полуось и α — сжатие, а также начальный пункт, для которого назначают геодезические координаты: B_0 — широту, L_0 — долготу и H_0 — геодезическую высоту над поверхностью относимости. Выбранные

величины a, α, B_0, L_0 и H_0 называют **исходными датами***. Для получения исходных дат выполняют соответствующие астрономические определения и гравиметрическую съемку

В свете современных требований космической геодезии исходные даты должны обеспечивать как можно более близкое совмещение референц-эллипсоида с общим земным эллипсоидом.

Как известно, в СССР с 1946 г принята «Система координат 1942 года», основанная на исходных датах, полученных под руководством Ф. Н Красовского.

Направления и углы. Результаты наблюдений горизонтальных углов на каждом геодезическом пункте, независимо от применявшихся способов наблюдений, после уравнивания на станции всегда представляются в виде ряда направлений. Эти ряды (по одному на каждом пункте) при уравнивании сети рассматриваются как непосредственные результаты измерений. Нарушения строгости уравнивания от этого не происходит, что доказывается теоретически (см., например, [6], § 26).

Однако при уравнивании геодезических сетей в качестве результатов измерений часто принимают не направления, а углы, образованные смежными направлениями. Несмотря на очевидное нарушение при этом строгости уравнивания, его результаты оказываются вполне приемлемыми для сетей 3 и 4 классов.

Ниже будут рассматриваться способы уравнивания как направлений, так и углов.

III.4.4. Точности измерений и вычислений

Как уже указывалось выше, уравнительные вычисления геодезических сетей всех классов выполняются на плоскости. Для этого все редуцированные на поверхность относимости результаты измерений переносят затем на плоскость в проекции Гаусса.

Для суждения о пренебрегаемости тех или иных поправок и о необходимой точности их вычисления приведем данные о порядках точности измерения различных величин в геодезических сетях. При этом имеется в виду действительная точность, а не оценка по внутренней сходимости **.

Направления измеряются со следующими средними квадратическими ошибками:

в сети 1 класса $m \approx 0{,}5''$;
» » 2 » $m \approx 0{,}6''$;
» » 3 » $m \approx 0{,}9''$;
» » 4 » $m \approx 1{,}3''$.

Расстояния s измерялись со средними квадратическими ошибками следующих порядков:

подвесными мерными приборами — при $s_0 =$ $= 10$ км; 1 см $< m <$ 2 см;

---

* Ориентировка сети обеспечивается азимутами на всех пунктах Лапласа, а не только в начальном пункте. Поэтому азимут Лапласа в начальном пункте неправильно причислять к исходным датам.

** Приведенные характеристики точности измерений получены из анализа производственных материалов.

светодальномерами

при s от 5 км до 10 км: 0,2 дм $\leqslant m \leqslant$ 0,5 дм;
» s » 10 » » 20 »: 0,3 » $\leqslant m \leqslant$ 0,7 »;
» s » 20 » » 30 »: 0,5 » $\leqslant m \leqslant$ 1,0 ».

Последние модели светодальномеров дают более высокую точность.

Точность радиодальномеров несколько грубее точности светодальномеров, а результаты — менее надежны.

Точность азимутов Лапласа зависит от географической широты места и характеризуется средними квадратическими ошибками от 1″ до 2,5″.

Выходные стороны базисных сетей имеют точность порядка $^1/_{200\,000}$—$^1/_{400\,000}$.

Нормальные высоты определяются относительно уровенной поверхности Кронштадтского футштока (т. е. относительно геоида) со средними квадратическими ошибками порядка от нескольких сантиметров до нескольких дециметров при больших удалениях от этого футштока.

Геодезические высоты (над поверхностью референц-эллипсоида), которые слагаются из высоты над геоидом и высоты геоида над поверхностью референц-эллипсоида (аномалии высоты), определяются на порядок грубее нормальных высот и на больших удалениях от Пулково имеют ошибки, исчисляемые в метрах.

Вертикальные углы измеряются со средними квадратическими ошибками порядка 2—4″. При этом имеется в виду вертикальный угол касательной к рефракционной кривой.

Поправки за приведение результатов измерений к центрам пунктов и на плоскость обязательно вычисляются в сетях всех классов.

В сети 1 класса, кроме того, вычисляют поправки в направления за уклонение отвеса, за высоту наблюдаемой визирной цели и за переход от нормального сечения к геодезической линии.

В заполняющих сетях 2, 3 и 4 классов поправки за переход к геодезической линии не вводят ввиду их малости; что же касается поправок в направления за уклонение отвеса и за высоту наблюдаемой визирной цели, то их следует вводить в тех случаях, когда абсолютная величина этих поправок превышает $^1/_5$ часть средней квадратической ошибки измерения. Этого же правила надо придерживаться и для редукционных поправок в расстояния.

В отношении точности вычисления поправок вполне обоснованно пользоваться таким правилом: средняя квадратическая ошибка вычисленной поправки не должна превышать $^1/_{10}$ части средней квадратической ошибки измерения. Предполагается при этом, что округления чисел делаются по правилу Гаусса.

III.4.5. Редукционные поправки

Ниже приведены формулы вычисления редукционных поправок в направления, расстояния и астрономические азимуты [2, 7].

а. Поправка в направление за уклонение отвеса (v^u).

$$v^u_{12} = u_1 \sin(\theta_1 - A_{12}) \operatorname{tg} \nu_{12}, \qquad \text{(III.4.1)}$$

где

$$u_1 = \sqrt{\xi_1^2 + \eta_1^2},$$

ξ_1 и η_1 — составляющие уклонения отвеса на пункте 1,

$$\theta_1 = \operatorname{arctg} \frac{\eta_1}{\xi_1},$$

A_{12} — азимут направления (достаточно знать до 1°), ν_{12} — угол наклона.

б. Поправка в направление за высоту наблюдаемой визирной цели (v^H).

$$v_{12}^H = cH_2^{км} \sin 2A_{12}, \qquad \text{(III.4.2)}$$

где

$$c = 0{,}11 \cos^2 B,$$

B — средняя широта для всей заполняющей сети или для звена 1 класса, $H_2^{км}$ — высота визирной цели (берется с карты до 0,1 км), A_{12} — азимут направления (до 1°).

в. Редуцирование наклонного расстояния.

$$1)\quad v_h = -\left(\frac{h^2}{2s} + \frac{h^4}{8s^3}\right) = -\left(v_0 + \frac{v_0^2}{2s}\right), \qquad \text{(III.4.3)}$$

где s — наклонное расстояние,

$$h = H_2^\nu - H_1^\nu + s\frac{\vartheta''_{21} - \vartheta''_{12}}{2\rho''}, \qquad \text{(III.4.3')}$$

H^ν — нормальная высота,

$\vartheta_{kl} = u_k \cos(A_{kl} - \theta_k)$ (о величинах u и θ см. пункт «а»),

$$\rho'' = 206\,265''.$$

$$2)\quad d = s + v_h; \qquad \text{(III.4.4)}$$

поправка v_h всегда отрицательна, т. е. ее абсолютное значение всегда вычитается.

$$3)\quad S = d - d\frac{H_{ср}}{R + H_{ср}} + \frac{d^3}{24R^2}, \qquad \text{(III.4.5)}$$

где S — редуцированное расстояние,

$H_{ср} = H_{ср}^\nu + \zeta_{ср}$ — средняя геодезическая высота,

$$H_{ср}^\nu = \frac{1}{2}(H_1^\nu + H_2^\nu),$$

$\zeta_{ср} = \frac{1}{2}(\zeta_1 + \zeta_2)$ (ζ_1 и ζ_2 — берутся с карты высот геоида),

$R = R(B_{ср}, A_{ср})$ выбирается из приведенной ниже таблицы.

Последний член формулы (III.4.5) можно вычислять по простой и практически точной формуле

$$\frac{d^3}{24R^2} \approx (d_0^3)_{мм}, \qquad \text{(III.4.5')}$$

где $d_0 = \frac{d_{км}}{10_{км}}$.

Таблица величин $R_{км} = R_{км}\ (B_{ср},\ A_{ср})$

x, км	B	A									
		0° 180 360	10° 170 190 350	20° 160 200 340	30° 150 210 330	40° 140 220 320	50° 130 230 310	60° 120 240 300	70° 110 250 290	80° 100 260 280	90° 270
0	0°	6336	6337	6341	6346	6353	6361	6367	6373	6377	6378
1100	10	38	39	43	48	54	62	67	73	77	78
2210	20	43	44	47	52	59	66	72	77	80	81
3320	30	52	54	57	61	66	72	76	80	83	84
4430	40	62	62	64	68	71	76	79	83	85	87
5540	50	73	74	75	78	81	83	86	89	90	91
6650	60	84	84	85	86	88	90	92	93	93	94
7770	70	92	93	93	94	95	96	97	98	98	98
8885	80	98	97	98	97	98	98	98	98	98	99
10 000	90	6400	6400	6400	6400	6400	6400	6400	6400	6400	6400

г. Редуцирование расстояний, измеренного подвесными мерными приборами.

$$S = s_0 - s_0 \frac{H_{ср}}{R + H_{ср}} + \frac{\vartheta''_{12}}{\rho''}(H_0^\gamma - H_1^\gamma) + \frac{\vartheta''_{21}}{\rho''}(H_0^\gamma - H_2^\gamma), \qquad \text{(III.4.6)}$$

где s_0 — сумма горизонтальных проложений всех пролетов, $H_{ср} = H_0^\gamma + \zeta_{ср}$ (о величине $\zeta_{ср}$ см. пункт «в, 3»), H_0^γ — среднее арифметическое значение нормальных высот всех целиков базисных штативов (но не $(H_1^\gamma + H_2^\gamma)/2$!). О величине ϑ_{kl} см. пункт «в, 1».

д. Вычисление азимута Лапласа (геодезического азимута) A_{12}.

$$A_{12} = \alpha_{12} + (L_1 - \lambda_1)\sin\varphi_1 + v_{12}^u + v_{12}^H, \qquad \text{(III.4.7)}$$

где α — астрономический азимут, λ — астрономическая долгота, φ — астрономическая широта, L — геодезическая долгота; v^u и v^H — см. пункты «а» и «б».

е. Поправка в направление за переход к геодезической линии.

$$v_{12}^r = 0{,}000003 \cos^2 B_1 \sin 2A_{12} \cdot s_{км}^2 \text{ (в секундах)}.$$

III.4.6. О способах уравнивания

Для уравнивания геодезических сетей наиболее широко применяются основные способы: коррелатный и параметрический. В некоторых случаях находит применение коррелатный способ с дополнительными неизвестными (например для уравнивания системы рядов триангуляции 2 и низших классов).

Небольшие фигуры триангуляции, включающие два-три определяемых пункта, как правило, уравнивают коррелатным способом с той или иной его модификацией и с отысканием поправок в углы. В частности, ряд триангуляции выгоднее всего уравнивать двухгрупповым коррелатным способом Крюгера — Урмаева.

Большие сети триангуляции наиболее целесообразно уравнивать параметрическим способом поправок координат. Этим же способом проще всего уравниваются обратные засечки. Для вставки одиночных пунктов эффективно применение модифицированного способа Померанцева.

Уравнивание линейно-угловой триангуляции проще всего и выгоднее выполнять параметрическим способом поправок координат. Этот же способ оказывается наиболее экономичным для уравнивания больших сетей трилатерации, а также комбинированной сети. Однако отдельные фигуры трилатерации (геодезический четырехугольник, центральная система, вставка в угол нескольких пунктов), а также ряд трилатерации лучше уравнивать коррелатным способом.

Для применения ЭВМ наиболее эффективны параметрические алгоритмы, основанные на методе приближений.

Как видно, универсальных способов уравнивания, пригодных на все случаи жизни, не существует. В конкретных случаях практики могут оказаться целесообразными различные способы уравнивания. Со всеми этими способами квалифицированный геодезист должен быть хорошо знаком. При этом для сравнительной оценки тех или иных способов уравнивания недостаточно учитывать только число возникающих нормальных уравнений, но необходимо иметь в виду весь комплекс уравнительных и окончательных вычислений, включающих контрольные действия и подготовку данных для каталога. Иногда это обстоятельство заставляет переоценивать достоинства сравниваемых способов.

Что касается вопроса: что следует включать в уравнивание сети в качестве результатов измерений — направления или углы, то в большинстве случаев здесь можно руководствоваться лишь соображениями удобства и экономичности. Результаты же уравнивания в том и другом случае всегда будут практически равноценными.

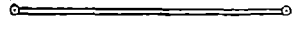
Б. ВИДЫ УСЛОВИЙ (УСЛОВНЫХ УРАВНЕНИЙ), ВОЗНИКАЮЩИХ В ТРИАНГУЛЯЦИИ [1, 3, 4, 6]

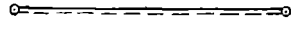
III.4.7. Обозначения (на плоскости)

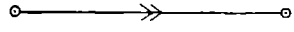
На рисунках:

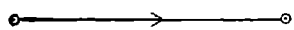
— жесткие исходные пункты и стороны;

— определяемые пункты и стороны;


— измеренная жесткая базисная сторона;


— измеренная нежесткая сторона;


— измеренный жесткий дирекционный угол;


— измеренный нежесткий дирекционный угол;


— одностороннее направление по стороне.

В формулах:

X, Y — координаты жестких исходных пунктов;
x, y — уравненные координаты определяемых пунктов;
x^0, y^0 — предварительные координаты;
δx, δy — поправки координат;
D — длина жесткой базисной стороны;
d — измеренное нежесткое значение стороны;
v_d — поправка измеренной стороны;
$d + v_d = d'$ — уравненное значение стороны;
T — жесткий дирекционный угол;
t — измеренное нежесткое значение дирекционного угла;
v_t — поправка дирекционного угла;
$t + v_t = t'$ — уравненное значение дирекционного угла;
M_{kl} — измеренное значение направления;
v_{kl} — поправка направления;
$M_{kl} + v_{kl} = M'_{kl}$ — уравненное значение направления;
β_i — измеренное значение угла;
v_i — поправка в угол;
$\beta_i + v_i = \beta'_i$ — уравненное значение угла.

III.4.8. Угловые условия

Угловыми называют условия, возникающие непосредственно между углами или направлениями в линейной форме и с коэффициентами ± 1 и нулевыми, иными словами, в виде алгебраической суммы некоторых измеренных величин и свободного члена.

После устранения невязок угловых условий любой дирекционный угол в сети может быть получен однозначно, независимо от пути его передачи от исходных дирекционных углов. Однако невязки при вычислении длин сторон и координат пунктов останутся; для их устранения необходимо учесть еще синусные условия.

Напомним общий порядок получения условного уравнения поправок.

а. Составляют условное уравнение связи в форме

$$\varphi_j(\beta'_1, \ldots, \beta') = 0. \qquad (III.4.8)$$

Заметим, что эта форма условного уравнения связи (в правой части — нуль) обязательна во всех случаях.

б. Вычисляют невязку по формуле

$$\varphi_j(\beta_1, \ldots, \beta_n) = W_j. \qquad (III.4.9)$$

Левая часть равенства (III.4.9) имеет точно такой же вид, как и в равенстве (III.4.8), если вместо β' подставить в нее β. Поэтому для сокращения хода рассуждений условные уравнения будем представлять, как правило, сразу в виде (III.4.9).

в. Получают коэффициенты условного уравнения поправок (т. е. условного уравнения связи, приведенного к линейному виду) по формуле

$$a_{ij} = \frac{\partial W_j}{\partial \beta_i}, \quad (i = 1, \ldots, n). \qquad (III.4.10)$$

г. Выписывают в таблицу коэффициентов коэффициенты и свободные члены (невязки) условных уравнений поправок, т. е. равенств

$$a_{1j}v_1+\ldots+a_{nj}v_n+W_j=0 \quad (j=1,\ \ldots,\ r), \qquad \text{(III.4.11)}$$

где r — число уравнений.

д. Далее действуют в соответствии с общим порядком уравнивания коррелатным способом (см. раздел II).

Как уже указывалось выше, в частности для угловых условий, левая часть равенства (III.4.9) всегда является алгебраической суммой слагаемых с коэффициентами ± 1 и нулевыми.

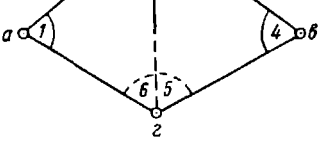


Рис. III.4.1

Отметим следующее практически важное обстоятельство: коэффициенты перед поправками v_l (± 1 и нули) в уравнениях поправок угловых условий будут те же, что и перед величинами β_l в (III.4.9). Это обстоятельство существенно облегчает заполнение таблицы коэффициентов (в отношении угловых условий): для этого не требуется составлять равенства типа (III.4.11).

Рассмотрим виды угловых условий, возникающих в триангуляции при уравнивании углов.

Условия фигур. Условие фигуры возникает в многоугольнике и соответствует формуле для суммы его внутренних углов: $\sum_{l=1}^{g}\beta_l' = 180^\circ\,(g-2)$ или согласно (III.4.9)

$$\sum_{l=1}^{g}\beta_l-(g-2)\,180^\circ=W, \qquad \text{(III.4.12)}$$

где g — число внутренних углов многоугольника.

Условное уравнение поправок имеет вид

$$\sum_{l=1}^{g}v_l+W=0, \qquad \text{(III.4.12')}$$

где v_l — поправки к величинам β_l.

Практически приходится иметь дело только с треугольниками, и равенства (III.4.12) и (III.4.12′) принимают вид

$$\beta_1+\beta_2+\beta_3-180^\circ=W \qquad \text{(III.4.13)}$$

и

$$v_1+v_2+v_3+W=0. \qquad \text{(III.4.13')}$$

Условие фигуры возникает и в случае, показанном на рис. III.4.1, когда имеется одностороннее направление.

В этой фигуре измерялся угол β_{5+6}, а углы β_5 и β_6 по отдельности не измерялись. Поэтому, формально рассуждая, следовало бы учитывать такое условное уравнение:

$$\beta_1+\beta_2+\beta_3+\beta_4+\beta_{5+6}-360^\circ=W.$$

Однако такое уравнение усложнило бы уравнивание. Поэтому при наличии одностороннего направления рекомендуется взаимообратное, неотнаблюденное направление вычислить по имеющимся данным и затем включать в уравнивание наряду с измеренными.

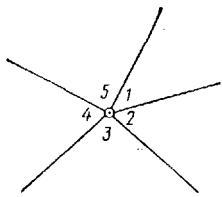


Рис. III.4.2

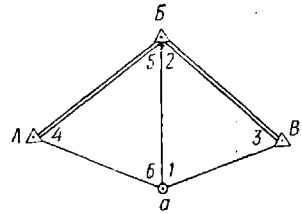


Рис. III.4.3

Для случая, показанного на рис. III.4.1, порядок действий для получения вычисленного направления $M_{гб}$ будет следующий [8]:

1) вычисляют значения

$$\beta_5^0=180^\circ-\beta_3-\beta_4$$

$$\beta_6^0=180^\circ-\beta_1-\beta_2;$$

2) получают два значения направления с пункта *г* на пункт *б*:

$$M_{гб}^{(')}=M_{га}+\beta_6^0 \quad \text{и} \quad M_{гб}^{('')}=M_{гв}-\beta_5^0;$$

3) в качестве измеренного значения направления $M_{гб}$ принимают среднее, т. е.

$$M_{гб}=\frac{1}{2}(M_{гб}^{(')}+M_{гб}^{('')}).$$

В последующем изложении под условиями фигур будем понимать только условия треугольников.

Включение в уравнивание вычисленного косвенно направления $M_{гб}$ в качестве измеренного незначительно нарушает строгость уравнивания (не больше, чем переход к углам от направлений), зато упрощает вычисления и повышает точность ориентирования стороны *гб*.

Условие горизонта. Это условие возникает на тех пунктах, на которых включают в уравнивание все углы, образованные всеми парами смежных направлений. Как видно на рис. III.4.2, в этом случае сумма углов вокруг пункта после уравнивания должна быть равна 360°. Особенностью условия горизонта является то, что и сумма измеренных значений углов также равна точно 360°, т. е. невязки этих условий всегда равны нулю. В этой особенности

условия горизонта нетрудно убедиться, вычислив углы из любого ряда направлений.

Согласно рис. III.4.2, для условия горизонта можно написать

$$\beta_1+\beta_2+\beta_3+\beta_4+\beta_5-360^\circ=0 \qquad \text{(III.4.14)}$$

и

$$v_1+v_2+v_3+v_4+v_5=0. \qquad \text{(III.4.14')}$$

Заметим, что при уравнивании направлений условия горизонта не возникают

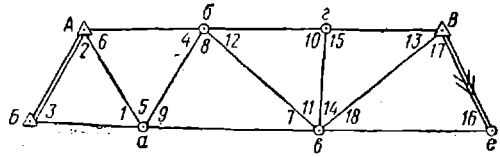


Рис. III.4.4

Условия жестких дирекционных углов. Такие условия возникают в двух случаях (рис. III.4.3 и III.4.4):

$$1)\quad T_{БВ}+\beta_2+\beta_5-T_{БА}=W, \qquad \text{(III.4.15)}$$

$$v_2+v_5+W=0; \qquad \text{(III.4.15')}$$

$$2)\quad T_{АБ}-\beta_2\pm 180^\circ+\beta_5\pm 180^\circ-\beta_8\pm 180^\circ+$$

$$+\beta_{11}+\beta_{14}\pm 180^\circ-\beta_{17}-T_{Бг}=W, \qquad \text{(III.4.16)}$$

$$-v_2+v_5-v_8+v_{11}+v_{14}-v_{17}+W=0. \qquad \text{(III.4.16')}$$

Порядок нумерации углов в ряде треугольников следующий: первым в треугольнике нумеруют угол, лежащий против стороны, исходной для решения данного треугольника; последним — угол, лежащий против стороны, исходной для следующего треугольника ряда. Указанные углы и противолежащие им стороны называют связующими. Остальные углы и противолежащие им стороны называются промежуточными.

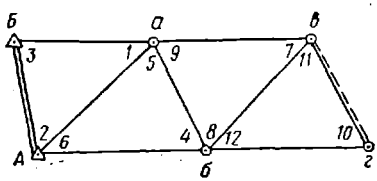


Рис. III.4.5

В условие дирекционных углов следует включать промежуточные углы.

Условие нежестких дирекционных углов. Это условие возникает в случае, если в сети имеются измеренные дирекционные углы, подлежащие исправлению, ввиду их недостаточной точности. Для случая, показанного на рис. III.4.5, имеем

$$T_{АБ}+\beta_2\pm 180^\circ-\beta_5\pm 180^\circ+\beta_8\pm 180^\circ-\beta_{11}-t_{вг}=W \qquad \text{(III.4.17)}$$

и

$$v_2 - v_5 + v_8 - v_{11} - v_{вг} + W = 0. \qquad \text{(III.4.17')}$$

Уравнения типа (III.4.17') отличаются от уравнений типа (III.4.16') тем, что в них, кроме поправок в углы, имеются еще и поправки в дирекционные углы ($v_{вг}$).

Если бы дирекционный угол с A на $Б$ был также измерен, то в уравнении (III.4.17') появилась бы и поправка к нему (со знаком плюс). Разумеется, при уравнивании необходимо учитывать веса измеренных дирекционных углов $p_t = \dfrac{m_\beta^2}{m_t^2}$ (или $p_t = m_м^2/m_t^2$, если уравниваются направления).

III.4.9. Синусные условия

Синусными называют условные уравнения нелинейного вида, в которых фигурируют синусы (косинусы). Синусные условия подразделяются на базисные, полюсные и координатные. Учет базисных и полюсных условий обеспечивает получение длины любой стороны в сети однозначно, независимо от пути передачи ее от исходных сторон. Координатные условия обеспечивают однозначность получения координат любого пункта в сети. Базисные и полюсные условия иногда называют общим термином: «боковые».

Базисные условия жестких сторон возникают в двух случаях (см. рис. III.4.3 и III.4.4).

1) Согласно рис. III.4.3

$$D_{ББ}\frac{\sin\beta_3\sin\beta_6}{\sin\beta_1\sin\beta_4} - D_{БА} = W. \qquad \text{(III.4.18)}$$

Далее, в соответствии с (III.4.10) и (III.4.11), получим *:

$$-\frac{D_{БА}}{\rho''}\operatorname{ctg}\beta_1 v_1 + \frac{D_{БА}}{\rho''}\operatorname{ctg}\beta_3 v_3 -$$

$$-\frac{D_{БА}}{\rho''}\operatorname{ctg}\beta_4 v_4 + \frac{D_{БА}}{\rho''}\operatorname{ctg}\beta_6 v_6 + W = 0. \qquad (*)$$

---

* Для аргументов в числителе:

$$\frac{\partial W}{\partial\beta_3''} = \frac{D_{ББ}}{\rho''}\cdot\frac{\cos\beta_3\sin\beta_6}{\sin\beta_1\sin\beta_4} = \frac{D_{ББ}\sin\beta_3\sin\beta_6}{\rho''\sin\beta_1\sin\beta_4}\cdot\frac{\cos\beta_3}{\sin\beta_3}.$$

Но

$$D_{ББ}\frac{\sin\beta_3\sin\beta_6}{\sin\beta_1\sin\beta_4} \approx D_{БА},$$

поэтому

$$\frac{\partial W}{\partial\beta_3''} = +\frac{D_{БА}}{\rho''}\operatorname{ctg}\beta_3.$$

Для аргументов в знаменателе:

$$\frac{\partial W}{\partial\beta_1''} = -\frac{D_{ББ}\sin\beta_3\sin\beta_6}{\rho''\sin^2\beta_1\sin\beta_4}\cos\beta_1 = -\frac{D_{БА}}{\rho''}\operatorname{ctg}\beta_1.$$

В условных уравнениях государственных сетей выгодно выражать: линейные величины — в дециметрах, а углы — в секундах. В специальных сетях может оказаться удобнее линейные величины выражать и в сантиметрах либо в метрах.

Для удобства вычислений коэффициенты уравнений выгодно иметь в среднем близкими к единице по абсолютной величине. Так как в правой части условного уравнения поправок стоит нуль и его можно умножать на любое число, то умножим уравнение (*) на $\frac{\rho''}{D_{БА}}$. Тогда получим окончательно:

$$-\operatorname{ctg}\beta_1 v_1 + \operatorname{ctg}\beta_3 v_3 - \operatorname{ctg}\beta_4 v_4 + \operatorname{ctg}\beta_6 v_6 + \frac{\rho'' W}{D_{БА}}. \qquad (\text{III.4.18}')$$

При отсутствии по каким-либо причинам настольной вычислительной машины базисное условное уравнение можно составить в логарифмической форме. Имея в виду уравнение связи

$$D_{ВВ}\frac{\sin\beta_3'\sin\beta_6'}{\sin\beta_1'\sin\beta_4'} - D_{АБ} = 0$$

(см. равенство (III.4.8)), логарифмируя его и переходя к виду (III.4.9), получим

$$(\lg D_{ВВ} + \lg\sin\beta_3 + \lg\sin\beta_6) -$$

$$-(\lg D_{АБ} + \lg\sin\beta_1 + \lg\sin\beta_4) = W. \qquad (\text{III.4.19})$$

Учитывая теперь (III.4.10) и (III.4.11), напишем условное уравнение поправок

$$-\Delta_1 v_1 + \Delta_3 v_3 - \Delta_4 v_4 + \Delta_6 v_6 + W = 0, \qquad (\text{III.4.19}')$$

где Δ_l — изменение логарифма синуса угла β_l при увеличении его на $1''$, выраженное в единицах последнего знака мантиссы логарифма. Для сетей 3 и низших классов можно пользоваться шестизначными таблицами логарифмов. Невязка W также выражается в единицах последнего знака логарифма.

Получение указанным путем (при помощи таблиц) коэффициентов условного уравнения поправок основано на следующем соображении.

Частная производная

$$\frac{\partial W}{\partial\beta_i''} = \pm\frac{d\lg\sin\beta_i}{d\beta_i''} = \pm\lim_{\Delta\beta_i''\to 0}\frac{\Delta\lg\sin\beta_i}{\Delta\beta_i''}.$$

Так как значения $\Delta\beta''$ в таблицах достаточно малы ($\lg\sin\beta$ даются через $10''$), то можно полагать, что

$$\lim_{\Delta\beta_l\to 0}\frac{\Delta\lg\sin\beta_l}{\Delta\beta_i''} \approx \frac{\Delta\lg\sin\beta_l}{\Delta\beta_i''}.$$

$\Delta\beta_i'' = 10''$ — интервал аргумента; $\Delta\lg\sin\beta_l/10''$ обозначено в (III.4.19′) через Δ_l.

2) Второй случай отражен на рис. III.4.4. Для помещенного на рисунке ряда треугольников напишем:

$$D_{АБ}\frac{\sin\beta_3\sin\beta_6\sin\beta_9\sin\beta_{12}\sin\beta_{15}\sin\beta_{18}}{\sin\beta_1\sin\beta_4\sin\beta_7\sin\beta_{10}\sin\beta_{13}\sin\beta_{16}}-D_{Be}=W \quad \text{(III.4.20)}$$

и

$$-\operatorname{ctg}\beta_1 v_1+\operatorname{ctg}\beta_3 v_3-\operatorname{ctg}\beta_4 v_4+\operatorname{ctg}\beta_6 v_6-\operatorname{ctg}\beta_7 v_7+\operatorname{ctg}\beta_9 v_9-$$
$$-\operatorname{ctg}\beta_{10} v_{10}+\operatorname{ctg}\beta_{12} v_{12}-\operatorname{ctg}\beta_{13} v_{13}+\operatorname{ctg}\beta_{15} v_{15}-$$
$$-\operatorname{ctg}\beta_{16} v_{16}+\operatorname{ctg}\beta_{18} v_{18}+\frac{\rho'' W}{D_{Be}}=0. \quad \text{(III.4.20')}$$

Базисное условие нежестких сторон. Такое условие возникает, например, в ряде, показанном на рис. III.4.5, и выглядит следующим образом:

$$D_{АБ}\frac{\sin\beta_3\sin\beta_6\sin\beta_9\sin\beta_{12}}{\sin\beta_1\sin\beta_4\sin\beta_7\sin\beta_{10}}-d_{вг}=W \quad \text{(III.4.21)}$$

и

$$-\operatorname{ctg}\beta_1 v_1+\operatorname{ctg}\beta_3 v_3-\operatorname{ctg}\beta_4 v_4+\operatorname{ctg}\beta_6 v_6-\operatorname{ctg}\beta_7 v_7+\operatorname{ctg}\beta_9 v_9-$$
$$-\operatorname{ctg}\beta_{10} v_{10}+\operatorname{ctg}\beta_{12} v_{12}-\frac{\rho''}{d_{вг}} v_{вг}+\frac{\rho'' W}{d_{вг}}=0. \quad \text{(III.4.21')}$$

Уравнение (III.4.21′) отличается от (III.4.20′) только членом $-\frac{\rho''}{d_{вг}} v_{вг}$.

В логарифмической форме имеем

$$(\lg D_{АБ}+\lg\sin\beta_3+\lg\sin\beta_6+\lg\sin\beta_9+\lg\sin\beta_{12})-$$
$$-(\lg d_{вг}+\lg\sin\beta_1+\lg\sin\beta_4+\lg\sin\beta_7+\lg\sin\beta_{10})=W \quad \text{(III.4.22)}$$

и

$$-\Delta_1 v_1+\Delta_3 v_3-\Delta_4 v_4+\Delta_6 v_6-\Delta_7 v_7+\Delta_9 v_9-$$
$$-\Delta_{10} v_{10}+\Delta_{12} v_{12}-\Delta_{вг} v_{вг}+W=0. \quad \text{(III.4.22')}$$

В (III.4.22′) коэффициент $\Delta_{вг}$ — изменение $\lg d_{вг}$ на единицу размерности (т. е. на 1 дм, 1 см. либо на 1 м).

Если в фигуре рис. III.4.5 сторона между пунктами $А$ и $Б$ — нежесткая, то в (III.4.21′) должен появиться член $+\frac{\rho''}{d_{АБ}} v_{АБ}$, а в (III.4.22′) — член $+\Delta_{АБ} v_{АБ}$.

Полюсные условия. Полюсное условие возникает в фигуре, в которой есть точка, называемая полюсом, связанная сторонами или их частями со всеми вершинами некоторого многоугольника. В вычислительном отношении полюс выгодно выбирать так, чтобы указанный многоугольник имел наибольшую площадь.

В фигуре, в которой возникает полюсное условие, можно образовать замкнутый ряд треугольников, начинающийся и заканчива-

ющийся на одной и той же стороне. Назовем такую сторону исходно-конечной.

Рассмотрим три наиболее типичных случая, отображенных на рис. III.4.6, III.4.7 и III.4.8 (двумя штрихами на каждом рисунке обозначена исходно-конечная сторона, квадратиком — полюс).

Обозначая исходно-конечную сторону через D_0, для фигуры на рис. III.4.6 (центральной системы) получим условное уравнение в виде

$$D_0 \frac{\sin\beta_3 \sin\beta_6 \sin\beta_9 \sin\beta_{12} \sin\beta_{15}}{\sin\beta_1 \sin\beta_4 \sin\beta_7 \sin\beta_{10} \sin\beta_{13}} - D_0 = 0, \qquad (*)$$

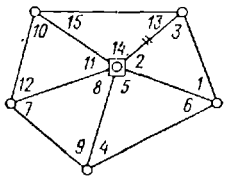


Рис. III.4.6

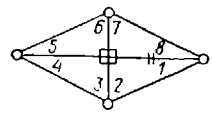


Рис. III.4.7

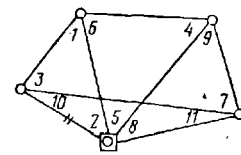


Рис. III.4.8

т. е. как частный случай базисного уравнения. Поэтому можем написать уравнение поправок

$$-\operatorname{ctg}\beta_1 v_1 + \operatorname{ctg}\beta_3 v_3 - \cdots - \operatorname{ctg}\beta_{13} v_{13} + \operatorname{ctg}\beta_{15} v_{15} + \frac{\rho'' W}{D_0} = 0. \qquad (**)$$

Очевидно, что для исходно-конечной стороны D_0 можно принять любое значение. Имея в виду равенство (**), выгодно взять $D_0 = 206\,265$ дм. Тогда получим

$$206\,265 \frac{\sin\beta_3 \sin\beta_6 \sin\beta_9 \sin\beta_{12} \sin\beta_{15}}{\sin\beta_1 \sin\beta_4 \sin\beta_7 \sin\beta_{10} \sin\beta_{13}} - 206\,265 = W \quad \text{(III.4.23)}$$

и

$$-\operatorname{ctg}\beta_1 v_1 + \operatorname{ctg}\beta_3 v_3 - \cdots - \operatorname{ctg}\beta_{13} v_{13} + \operatorname{ctg}\beta_{15} v_{15} + W^* = 0. \quad \text{(III.4.23')}$$

Для получения условных уравнений в логарифмической форме напишем для той же фигуры III.4.6 условное уравнение связи в первоначальном виде (III.4.8):

$$D_0 \frac{\sin\beta_3' \sin\beta_6' \sin\beta_9' \sin\beta_{12}' \sin\beta_{15}'}{\sin\beta_1' \sin\beta_4' \sin\beta_7' \sin\beta_{10}' \sin\beta_{13}'} - D_0 = 0.$$

Сокращая это уравнение на D_0, можно написать

$$\frac{\sin\beta_3' \sin\beta_6' \sin\beta_9' \sin\beta_{12}' \sin\beta_{15}'}{\sin\beta_1' \sin\beta_4' \sin\beta_7' \sin\beta_{10}' \sin\beta_{13}'} = 1.$$

---

* Размерность W — в секундах.

Логарифмируя последнее равенство, будем иметь

$$(\lg\sin\beta_3'+\lg\sin\beta_6'+\lg\sin\beta_9'+\lg\sin\beta_{12}'+\lg\sin\beta_{15}')-$$
$$-(\lg\sin\beta_1'+\lg\sin\beta_4'+\lg\sin\beta_7'+\lg\sin\beta_{10}'+\lg\sin\beta_{13}')=0$$

и, наконец,

$$(\lg\sin\beta_3+\lg\sin\beta_6+\lg\sin\beta_9+\lg\sin\beta_{12}+\lg\sin\beta_{15})-$$
$$-(\lg\sin\beta_1+\lg\sin\beta_4+\lg\sin\beta_7+\lg\sin\beta_{10}+\lg\sin\beta_{13})=W \qquad (\text{III.4.24})$$

и

$$-\Delta_1 v_1+\Delta_3 v_3-\Delta_4 v_4+\Delta_6 v_6-\Delta_7 v_7+\Delta_9 v_9-\Delta_{10} v_{10}+\Delta_{12} v_{12}-$$
$$-\Delta_{13} v_{13}+\Delta_{15} v_{15}+W=0. \qquad (\text{III.4.24}')$$

Особенностью фигуры III.4.7 (геодезического четырехугольника) является лишь нумерация углов, при которой синусы нечетных углов попадают в числитель условного уравнения, а нечетных — в знаменатель. Кроме того, полюсом является не пункт, как в других фигурах, а точка пересечения диагоналей.

Для фигуры III.4.8 имеем

$$206\,265\,\frac{\sin(\beta_3+\beta_{10})\sin\beta_6\sin\beta_9\sin\beta_{11}}{\sin\beta_1\sin\beta_4\sin(\beta_7+\beta_{11})\sin\beta_{10}}-206\,265=W. \qquad (\text{III.4.25})$$

Уравнение поправок

$$-\operatorname{ctg}\beta_1 v_1+\operatorname{ctg}(\beta_3+\beta_{10})v_3-\operatorname{ctg}\beta_4 v_4+\operatorname{ctg}\beta_6 v_6-\operatorname{ctg}(\beta_7+\beta_{11})v_7+$$
$$+\operatorname{ctg}\beta_9 v_9+\{\operatorname{ctg}(\beta_3+\beta_{10})-\operatorname{ctg}\beta_{10}\}v_{10}+$$
$$+\{\operatorname{ctg}\beta_{11}-\operatorname{ctg}(\beta_7+\beta_{11})\}v_{11}+W=0 \qquad (\text{III.4.26})$$

и в логарифмической форме

$$-\Delta_1 v_1+\Delta_{3+10} v_3-\Delta_4 v_4+\Delta_6 v_6-\Delta_{7+11} v_7+\Delta_9 v_9+(\Delta_{3+10}-\Delta_{10})v_{10}+$$
$$+(\Delta_{11}-\Delta_{7+11})v_{11}+W=0, \qquad (\text{III.4.27})$$

где

$$W=\{\lg\sin(\beta_3+\beta_{10})+\lg\sin\beta_6+\lg\sin\beta_9+\lg\sin\beta_{11}\}-$$
$$-\{\lg\sin\beta_1+\lg\sin\beta_4+\lg\sin(\beta_7+\beta_{11})+\lg\sin\beta_{10}\}. \qquad (\text{III.4.28})$$

Координатные условия. Эти условия возникают в сети, в которой имеется несколько изолированных исходных пунктов и их систем, причем один из исходных пунктов должен быть конечным пунктом базисной стороны (жесткой или нежесткой) с известным дирекционным углом (жестким или нежестким).

Составим координатные условия абсцисс и ординат для ряда, изображенного на рис. III.4.4. Заметим, что и в сети для составле-

ния координатных условий выделяется ряд треугольников, поэтому дело сводится всегда к одному и тому же случаю.

Координатные условия возникают всегда попарно: условие абсцисс и условие ординат. Рассмотрим вначале условие абсцисс.

Прежде всего в ряде намечается ходовая линия между двумя исходными пунктами, как правило, по связующим сторонам. Указанный выбор ходовой линии, как убедимся ниже, облегчает уравнительные вычисления.

В рассмотренном ряде треугольников ходовая линия пройдет по сторонам Aa, $аб$, $бв$, $вB$. Для ходовой линии напишем уравнения связи

$$X_A + D'_{Aa}\cos t'_{Aa} + D'_{аб}\cos t'_{аб} + D'_{бв}\cos t'_{бв} + D'_{вB}\cos t'_{вB} - X_B = 0, \tag{III.4.29}$$

$$Y_A + D'_{Aa}\sin t'_{Aa} + D'_{аб}\sin t_{аб} + D'_{бв}\sin t'_{бв} + D'_{вB}\sin t'_{вB} - Y_B = 0. \tag{III.4.30}$$

Штрихи обозначают уравненные значения.

Длины сторон и дирекционные углы являются функциями измеренных величин — углов. Учитывая это, напишем уравнения (III.4.31—III.4.32), где нулевыми индексами обозначены значения длин сторон и их дирекционных углов, вычисленные от стороны $АБ$ через измеренные значения углов,

$$X_A + D^0_{Aa}\cos t^0_{Aa} + D^0_{аб}\cos t^0_{аб} + D^0_{бв}\cos t^0_{бв} + D^0_{вB}\cos t^0_{вB} - X_B = W_x, \tag{III.4.31}$$

$$Y_A + D^0_{Aa}\sin t^0_{Aa} + D^0_{аб}\sin t^0_{аб} + D^0_{бв}\sin t^0_{бв} + D^0_{вB}\sin t^0_{вB} - Y_B = W_y. \tag{III.4.32}$$

Раскроем структуру составных частей равенств (III.4.31—32).

$$\left.\begin{aligned} D^0_{Aa} &= D_{АБ}\frac{\sin\beta_3}{\sin\beta_1}\\ D^0_{аб} &= D_{АБ}\frac{\sin\beta_3\sin\beta_6}{\sin\beta_1\sin\beta_4}\\ D^0_{бв} &= D_{АБ}\frac{\sin\beta_3\sin\beta_6\sin\beta_9}{\sin\beta_1\sin\beta_4\sin\beta_7}\\ D^0_{вB} &= D_{АБ}\frac{\sin\beta_3\sin\beta_6\sin\beta_9\sin\beta_{12}\sin\beta_{15}}{\sin\beta_1\sin\beta_4\sin\beta_7\sin\beta_{10}\sin\beta_{13}} \end{aligned}\right\}; \tag{III.4.33}$$

$$\left.\begin{aligned} t^0_{Aa} &= T_{АБ} - \beta_2\\ t^0_{аб} &= T_{АБ} - \beta_2 \pm 180^\circ + \beta_5\\ t^0_{бв} &= T_{АБ} - \beta_2 \pm 180^\circ + \beta_5 \pm 180^\circ - \beta_8\\ t^0_{вB} &= T_{АБ} - \beta_2 \pm 180^\circ + \beta_5 \pm 180^\circ - \beta_8 \pm 180^\circ + \beta_{11} + \beta_{14} \end{aligned}\right\}. \tag{III.4.34}$$

Выбор ходовой линии по связующим сторонам приводит к тому, что длины сторон становятся функциями только связующих углов, а их дирекционные углы — функциями только промежуточных. Это обстоятельство существенно облегчает вычисления.

Имея в виду равенства (III.4.31), (III.4.32), (III.4.33) и (III.4.34) и умножая уравнения поправок для абсцисс и ординат на $\frac{\rho''}{k \cdot 10^n}$, получим их окончательно в таком виде:

$$-\frac{X_B-X_A}{k\cdot 10^n}\operatorname{ctg}\beta_1 v_1+\frac{Y_B-Y_A}{k\cdot 10^n}v_2+\frac{X_B-X_A}{k\cdot 10^n}\operatorname{ctg}\beta_3 v_3-$$
$$-\frac{X_B-x_a}{k\cdot 10^n}\operatorname{ctg}\beta_4 v_4-\frac{Y_B-y_a}{k\cdot 10^n}v_5+\frac{X_B-x_a}{k\cdot 10^n}\operatorname{ctg}\beta_6 v_6-$$
$$-\frac{X_B-x_б}{k\cdot 10^n}\operatorname{ctg}\beta_7 v_7+\frac{Y_B-y_б}{k\cdot 10^n}v_8+\frac{X_B-x_б}{k\cdot 10^n}\operatorname{ctg}\beta_9 v_9-$$
$$-\frac{X_B-x_в}{k\cdot 10^n}\operatorname{ctg}\beta_{10} v_{10}-\frac{Y_B-y_в}{k\cdot 10^n}v_{11}+\frac{X_B-x_в}{k\cdot 10^n}\operatorname{ctg}\beta_{12} v_{12}-$$
$$-\frac{X_B-x_в}{k\cdot 10^n}\operatorname{ctg}\beta_{13} v_{13}-\frac{Y_B-y_в}{k\cdot 10^n}v_{14}+\frac{X_B-x_в}{k\cdot 10^n}\operatorname{ctg}\beta_{15} v_{15}+$$
$$+\frac{\rho'' W_x}{k\cdot 10^n}=0 \qquad \text{(III.4.35)}$$

для условия абсцисс и

$$-\frac{Y_B-Y_A}{k\cdot 10^n}\operatorname{ctg}\beta_1 v_1-\frac{X_B-X_A}{k\cdot 10^n}v_2+\frac{Y_B-Y_A}{k\cdot 10^n}\operatorname{ctg}\beta_3 v_3-$$
$$-\frac{Y_B-y_a}{k\cdot 10^n}\operatorname{ctg}\beta_4 v_4+\frac{X_B-x_a}{k\cdot 10^n}v_5+\frac{Y_B-y_a}{k\cdot 10^n}\operatorname{ctg}\beta_6 v_6-$$
$$-\frac{Y_B-y_б}{k\cdot 10^n}\operatorname{ctg}\beta_7 v_7-\frac{X_B-x_б}{k\cdot 10^n}v_8+\frac{Y_B-y_б}{k\cdot 10^n}\operatorname{ctg}\beta_9 v_9-$$
$$-\frac{Y_B-y_в}{k\cdot 10^n}\operatorname{ctg}\beta_{10} v_{10}+\frac{X_B-x_в}{k\cdot 10^n}v_{11}+\frac{Y_B-y_в}{k\cdot 10^n}\operatorname{ctg}\beta_{12} v_{12}-$$
$$-\frac{Y_B-y_в}{k\cdot 10^n}\operatorname{ctg}\beta_{13} v_{13}+\frac{X_B-x_в}{k\cdot 10^n}v_{14}+\frac{Y_B-y_в}{k\cdot 10^n}\operatorname{ctg}\beta_{15} v_{15}+$$
$$+\frac{\rho'' W_y}{k\cdot 10^n}=0 \qquad \text{(III.4.36)}$$

для условия ординат.

В (III.4.35) и (III.4.36) невязки W_x и W_y вычисляются по формулам (III.4.31) и (III.4.32). Числа k и n следует подбирать так, чтобы среднее значение модулей коэффициентов условного уравнения поправок было близко к единице. При вычислении коэффи-

циентов уравнений поправок полезно учесть следующие их особенности:

а) знаки перед коэффициентами при поправках в связующие углы те же, что и в базисном уравнении (угол в числителе — плюс, в знаменателе — минус);

б) знаки перед коэффициентами при поправках в промежуточные углы в (III.4.36) те же, что и в условии дирекционных углов, а в (III.4.35) — противоположные (разумеется, сами коэффициенты могут быть как положительные, так и отрицательные);

в) во всех разностях координат вычитаемое — всегда координата вершины промежуточного угла соответствующего треугольника.

В специальных сетях может встретиться случай, когда исходная сторона ряда — нежесткая и требует исправления. Тогда, обозначая эту сторону через $d_{АБ}$, в уравнение (III.4.35) следует добавить член $+\dfrac{\rho''(X_Б - X_А)}{k \cdot 10^n d_{АБ}} v_{АБ}$, а в уравнение (III.4.36) — член $+\dfrac{\rho''(Y_Б - Y_А)}{k \cdot 10^n d_{АБ}} v_{АБ}$. Необходимо будет также учесть и вес этой стороны: $p_d = m_\beta^2/m_d^2$ (или $p_d = m_\text{м}^2/m_d^2$, если уравниваются направления).

III.4.10. Условные уравнения для направлений

При уравнивании направлений возникают почти все те же условия, что и при уравнивании углов, за исключением условий горизонта.

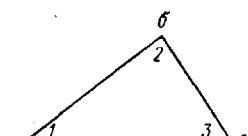


Рис. III.4.9

Условные уравнения для направлений рекомендуется получать в такой последовательности:

а) на чертеже обозначают пункты буквами (исходные — прописными, определяемые — строчными), углы нумеруют;

б) вычисляют невязку и составляют уравнение поправок как при уравнивании углов;

в) в уравнении поправок поправки в углы заменяют разностями поправок соответствующих направлений;

г) в полученном уравнении поправок в направления раскрывают скобки и приводят подобные члены.

Покажем на примерах применение указанных правил.

Пример 1. Условие треугольника (рис. III.4.9):

а) $\beta_1 + \beta_2 + \beta_3 - 180^\circ = W$;

б) $v_1 + v_2 + v_3 + W = 0$;

в) $(v_{ав} - v_{аб}) + (v_{ба} - v_{бв}) + (v_{вб} - v_{ва}) + W = 0$;

д) так как поправки в направления в данном условном уравнении входят только по одному разу, то остается убрать скобки.

Пример 2. Условие дирекционных углов (см. рис. III.4.3):

а) $T_{ББ} + \beta_2 + \beta_5 - T_{БА} = W$;

б) $v_2+v_5+W=0;$

в) $(v_{Ba}-v_{BB})+(v_{BA}-v_{Ba})+W=0;$

г) $v_{Ba}-v_{BB}+v_{BA}-v_{Ba}+W=v_{BA}-v_{BB}+W=0.$

В рассмотренном условном уравнении дирекционных углов фигурируют только направления и их поправки по исходным сторонам (очевидно, что $\beta_2+\beta_5=M_{BA}-M_{BB}$).

Пример 3. Базисное условие (см. рис. III.4.3):

а) $$D_{BB}\frac{\sin\beta_3\sin\beta_6}{\sin\beta_1\sin\beta_4}-D_{BA}=W;$$

б) $$-a_1v_1+a_3v_3-a_4v_4+a_6v_6+\frac{\rho''W}{D_{BA}}=0,$$

где

$$a_1=\operatorname{ctg}\beta_1;\quad a_3=\operatorname{ctg}\beta_3;\quad a_4=\operatorname{ctg}\beta_4;\quad a_6=\operatorname{ctg}\beta_6;$$

в) $$-a_1(v_{aB}-v_{aB})+a_3(v_{BB}-v_{Ba})-a_4(v_{Aa}-v_{AB})+$$
$$+a_6(v_{aB}-v_{aA})+\frac{\rho''W}{D_{BA}}=0;$$

г) $$-a_1v_{aB}+(a_1+a_6)v_{aB}+a_3v_{BB}-a_3v_{Ba}-$$
$$-a_4v_{Aa}+a_4v_{AB}-a_6v_{aA}+\frac{\rho''W}{D_{BA}}=0.$$

Условия горизонта при уравнивании направлений не возникают.

III.4.11. Классификация условий и подсчет числа независимых условий различного вида. Выбор условий, их взаимозаменяемость

В триангуляции возникает всегда больше условий, чем требуется учитывать при уравнивании. Включать в уравнивание можно только независимые условные уравнения поправок, ни одно из которых не является линейной комбинацией других. В случае невыполнения этого требования будет получена неразрешимая система нормальных уравнений, определитель которой равен нулю. С другой стороны, если какое-нибудь условие учтено не будет, то соответствующая невязка после уравнивания не будет устранена, т. е. главная задача уравнивания не будет выполнена. Поэтому большое значение имеет определение числа независимых условий по отдельным их видам.

В дальнейшем изложении под числом условий будет везде пониматься число независимых условий.

Общее число условий. Согласно методу наименьших квадратов общее число условий r подсчитывается по формуле

$$r = n - k, \qquad \text{(III.4.37)}$$

где n — число всех измеренных величин, k — число необходимых измеренных величин.

При уравнивании углов значение $k = 2q$, где q — число определяемых пунктов, и формула (III.4.37) приобретает вид

$$r_у = n - 2q, \qquad \text{(III.4.38)}$$

где n — число измеренных углов, сторон и азимутов.

При уравнивании направлений общее число условий можно подсчитать сначала для случая уравнивания углов, т. е. по формуле (III.4.38), а затем из полученного числа $r_у$ вычесть число условий горизонта и получить $r_н$.

Число условий для направлений можно получить и непосредственно по формуле

$$r_н = N - (3q + Q - q'), \qquad \text{(III.4.39)}$$

где N — число измеренных направлений, сторон и азимутов, Q — число отнаблюденных исходных пунктов, q' — число неотнаблюденных определяемых пунктов.

В целях контроля рекомендуется подсчитывать общее число условий и по формуле (III.4.38), и по формуле (III.4.39). Разность $r_у - r_н$ должна быть числом условий горизонта $r_г$, которое легко определить просто по схеме сети.

Число угловых и число синусных условий. Вначале подсчитывают число угловых условий $r^{(')}$.

При уравнивании углов

$$r_у^{(')} = n^{(')} - k^{(')}, \qquad \text{(III.4.40)}$$

где $n^{(')}$ — число измеренных углов и геодезических азимутов, $k^{(')}$ — число определяемых сторон.

При уравнивании направлений

$$r_н^{(')} = N^{(')} - (k^{(')} + q + Q - q'), \qquad \text{(III.4.41)}$$

где $N^{(')}$ — число измеренных направлений и азимутов.

Так как речь идет об угловых условиях, то разность $r_у^{(')} - r_н^{(')}$ равна числу условий горизонта $r_г$.

Сопоставляя два равенства: $r_у - r_н = r_г$ и $r_у^{(')} - r_н^{(')} = r_г$, где $r_г$ — число условий горизонта, и принимая во внимание (III.4.37), получим, что $r^{(")}$ — число синусных условий — равно

$$r^{(")} = r - r^{(')} \qquad \text{(III.4.42)}$$

как при уравнивании углов, так и при уравнивании направлений.

Число угловых условий различного вида рекомендуется получать в следующем порядке:

а) определяют число условий горизонта $r_г$ непосредственно по чертежу сети;

б) определяют число условий дирекционных углов $r_д$, которое равно числу исходных дирекционных углов (жестких и нежестких) без одного;

в) число условий треугольников $r_т$ есть оставшееся число угловых условий, т. е. при уравнивании углов

$$r_т = r_у^{(')} - r_р - r_д; \qquad (III.4.43)$$

при уравнивании направлений

$$r_т = r_н^{(')} - r_д; \qquad (III.4.44)$$

г) для контроля подсчитывают число треугольников по чертежу следующим образом:

карандашом схематично от руки вычерчивают схему сети, показывая на ней стороны, по которым выполнены двусторонние наблюдения;

чернилами по сторонам сети проводят непрерывную ходовую линию через все пункты так, чтобы она нигде не пересекалась и не замыкалась. Удобнее всего это делать в виде спирали;

число сторон, не попавших в ходовую линию, равно числу условий треугольников, которое должно быть таким же, как и по формулам (III.4.43) и (III.4.44).

Заметим, что число условий дирекционных углов и число условий треугольников одинаково как при уравнивании углов, так и при уравнивании направлений.

Число синусных условий различного вида рекомендуется определять в такой последовательности:

а) получают число координатных условий по формуле

$$r_к = 2(И - 1), \qquad (III.4.45)$$

где И — число изолированных систем исходных пунктов; в частном случае система может состоять из одного пункта;

б) определяют число базисных условий по формуле

$$r_б = Б - 1, \qquad (III.4.46)$$

где Б — число базисных сторон (жестких и нежестких);

в) число полюсных условий $r_п$ равно числу оставшихся синусных условий, т. е.

$$r_п = r^{(")} - r_к - r_б. \qquad (III.4.47)$$

Формулы (III.4.42), (III.4.45), (III.4.46) и (III.4.47) действительны как для уравнивания углов, так и для уравнивания направлений.

Условия свободной сети и условия жесткости.

К условиям свободной сети относятся:

условия горизонта;

условия треугольников;

условия нежестких дирекционных углов;

условия нежестких базисных сторон;

полюсные условия.

К условиям жесткости относятся:
условия жестких дирекционных углов (возникают при наличии двух и более жестких дирекционных углов);
условия жестких базисных сторон (возникают при двух и более жестких базисных сторонах);
координатные условия, кроме полигональных (см. ниже).

Общее число условий жесткости равно числу жестких исходных величин без четырех. Напоминаем, что предполагается наличие, по крайней мере, одного исходного пункта (а стало быть, уже двух исходных величин — его координат в общепринятой или в местной системе), а также исходного дирекционного угла и исходной базисной стороны.

Заметим одно важное обстоятельство: оценку точности измерений можно делать только по невязкам свободной сети. Невязки условий жесткости для этого не годятся: они отягощены не только ошибками измерений, но и ошибками исходных данных, поэтому дают неверное представление о точности измерений. Очевидно также, что условия горизонта оценку точности при уравнивании завышают, поскольку невязки этих условий не возникают.

Полигональные условия. В ряде треугольников, проложенном между двумя сторонами исходной сети, кроме условий свободной сети (треугольников и полюсных), возникает четыре условия жесткости, которые называют полигональными, а именно: два координатных, базисное и условие дирекционных углов.

Полигональные условия возникают и в замкнутом ряде треугольников. В этом случае вид базисного условия становится таким же, как и полюсного, а в условных уравнениях координат отсутствуют координаты исходного и конечного пунктов, т. е. они приобретают вид $[\Delta x] = 0$ и $[\Delta y] = 0$. Имеет особенность и условие дирекционных углов, поскольку начальный и конечный угол один и тот же.

Выбор условий, их взаимозаменяемость. При выборе условий для уравнивания естественно отдавать предпочтение условиям более простого вида, включающим меньше измеренных величин. В частности, в фигуре, окруженной замкнутым контуром исходных сторон, одно условие горизонта целесообразно заменять условием жестких дирекционных углов и одно полюсное условие центральной системы — ближайшим к нему жестким базисным условием.

Угловые и синусные условия одни другими не заменяются.

Покажем на примерах применение рекомендуемых формул и правил.

Прежде всего подсчитаем число условий по их видам в фигуре, показанной на рис. III.4.10.

Пример 1. В фигуре, показанной на рис. III.4.10, имеется общее число измеренных величин $n = 46$;
из них 44 угла ($12 \cdot 3 = 36$ — в треугольниках и 8 — в геодезическом четырехугольнике), 1 — жесткая базисная сторона и 1 нежесткий дирекционный угол;
число необходимых величин $k = 2 \cdot 9 = 18$;
число всех условий $r = 46 - 18 = 28$;
число углов и азимутов $n^{(\prime)} = 45$;
число определяемых сторон $k^{(\prime)} = 25$;
число угловых условий $r^{(\prime)} = n^{(\prime)} - k^{(\prime)} = 45 - 25 = 20$;
число синусных условий $r^{(\sigma)} = r - r^{(\prime)} = 28 - 20 = 8$.

В числе угловых условий:
условий горизонта $r_г = 3$ (легко определяется по чертежу сети);
условий дирекционных углов $r_д = 3 - 1 = 2$ (одно условие жесткое и второе — свободной сети);
условий треугольников $r_т = r^{(')} - r_г - r_д = 20 - 3 - 2 = 15$;
из них 12 треугольников без пересекающихся сторон и 3 треугольника — в геодезическом четырехугольнике.

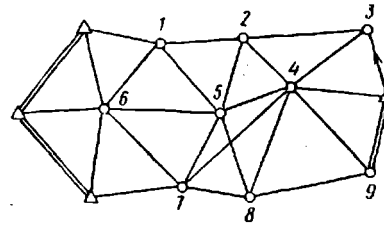


Рис. III.4.10

Заметим, что из четырех условных уравнений треугольников, возникающих в геодезическом четырехугольнике, в уравнивание можно включать только три; четвертое будет зависимое — его можно выразить в виде функции первых трех.

Для контроля определим число треугольников описанным выше графическим способом, для чего составим схематический чертеж сети, показанный на рис. III.4.11.

На этом чертеже сплошными линиями показаны стороны ходовой линии, пунктиром и двойными штрихами — оставшиеся стороны, число которых должно быть числом независимых условий

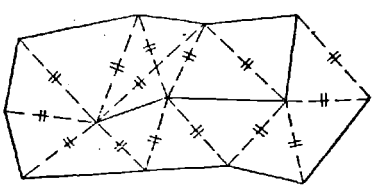


Рис. III.4.11

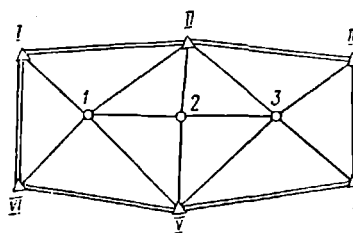


Рис. III.4.12

треугольников. В данном примере указанный контроль осуществляется.

В числе синусных условий:
координатных $r_к = 2\,(2 - 1) = 2$;
базисных $r_б = 3 - 1 = 2$ (одно условие — жесткое и одно — свободной сети);
полюсных условий $r_п = r^{(")} - r_к - r_б = 8 - 2 - 2 = 4$ (из них 3 — центральные системы с полюсами на пунктах 4, 5 и 6 и 1 — в геодезическом четырехугольнике).

Пример 2. В фигуре рис. III.4.12:
общее число измеренных величин $n = 30 = 10 \cdot 3$;
число необходимых величин $k = 2 \cdot 3 = 6$;
число всех условий $r = n - k = 30 - 6 = 24$;
число углов $r^{(')} = 30$ (измеренных дирекционных углов нет);
число определяемых сторон $k^{(')} = 12$;
число угловых условий $r^{(')} = 30 - 12 = 18$;
число синусных условий $r^{(")} = 24 - 18 = 6$.

В числе угловых условий:
условий горизонта $r_г = 3$;
условий дирекционных углов $r_д = 6 - 1 = 5$ (все — жесткие);
условий треугольников $r_т = r^{(')} - r_г - r_д = 18 - 3 - 5 = 10$.

Число треугольников легко проверяется по чертежу.

В числе синусных условий:
координатных условий — нет (исходные пункты образуют единую систему);
базисных условий жесткости $r_б = 6 - 1 = 5$;
полюсных условий $r_п = r^{(")} - r_б = 6 - 5 = 1$; остальные два полюсных условия центральных систем зависимые и их включать в уравнивание нельзя.

В данной фигуре выгодно произвести следующие замены: вместо трех условий горизонта и пяти условий дирекционных углов взять 6 условий дирекционных углов и два условия горизонта, а полюсное условие заменить шестым базисным.

Окончательно возьмем следующие условия:
10 условий треугольников;
6 условий дирекционных углов;
2 условия горизонта;
6 базисных условий.

Подсчитаем теперь число условий в той же фигуре для уравнивания направлений:
число направлений $N = 36$;
число необходимых величин $k = 3 \cdot 3 + 6 = 15$ (см. формулу (III.4.39));
общее число условий $r_н = 36 - 15 = 21$, что на 3) условия горизонта) меньше, чем при уравнивании углов;
число угловых условий $r_н^{(')} = 36 - (12 + 3 + 6) = 15$ (для углов $r_у^{(')} = 18$, т. е. на 3 больше);
число синусных условий — $r^{(")} = 21 - 15 = 6$ (столько же, сколько и при уравнивании углов).

Число условий по отдельным их видам будет таким же, как и для углов, за исключением условий горизонта, которые, как известно, при уравнивании направлений не возникают.

В. УРАВНИВАНИЕ ТРИАНГУЛЯЦИИ КОРРЕЛАТНЫМ СПОСОБОМ [1, 3, 5, 6, 9]

III.4.12. Общие замечания

Коррелатным способом целесообразно уравнивать простые фигуры триангуляции 3 и 4 классов, включающие 2—3 пункта, и аналогичные фигуры специальных сетей в «ручном счете» (т. е. без применения ЭВМ). Этим же способом наиболее эффективно уравнивается ряд треугольников, опирающийся на две исходные стороны.

Однако коррелатный способ может быть экономически выгодным лишь для уравнивания углов вместо направлений и в случае применения его модификаций — так называемых групповых способов, намного уменьшающих число получаемых нормальных уравнений. В геодезической практике находят применение групповые способы, основанные на методе Крюгера и на методе приближений. Ниже будут описаны эти способы.

В уравнивание включают доброкачественные результаты, дающие допустимые невязки. Контроль и отбраковка результатов полевых измерений являются задачей предварительных вычислений. Однако вычислитель, приступая к уравниванию, должен снова вычислить невязки свободной сети и по ним убедиться еще раз в доброкачественности полевых материалов (как уже указывалось, невязки условий жесткости для этого непригодны). Напоминаем общие критерии допустимости невязок.

Если невязка $W = \varphi(x_1, \ldots, x_n)$, где x_i — результат измерений, то, обозначая через $W_{\text{доп}}$ наибольшее абсолютное значение допустимой невязки, имеет неравенство

$$W_{\text{доп}} \leqslant 2{,}5W_0, \qquad \text{(III.4.48)}$$

где коэффициент 2,5 соответствует доверительной вероятности $\beta = 0{,}988$,

$$W_0 = \sqrt{\left(\frac{\partial W}{\partial x_1}\right)^2 m_1^2 + \ldots + \left(\frac{\partial W}{\partial x_n}\right)^2 m_n^2}, \qquad \text{(III.4.48')}$$

m — значения средних квадратических ошибок, заданные инструкцией.

В случае невыполнения неравенства (III.4.48) соответствующие результаты после тщательного анализа всех материалов бракуются и переделываются. Важно заметить, что частные производные $\partial W/\partial x$ есть коэффициенты условного уравнения поправок в первоначальном виде.

Процесс уравнивания завершается окончательным контролем его результатов и подготовкой данных для каталогов, которые являются, наряду с центрами геодезических пунктов, конечным продуктом создания геодезической сети.

Все этапы уравнительных вычислений будут проиллюстрированы на примере, приведенном в параграфе III.4.15.

III.4.13. О способах, основанных на методе Крюгера

Сущность метода Крюгера заключается в следующем. Условные уравнения разделяют на две группы. Вначале выполняется первый этап уравниваний, на котором учитывают уравнения только первой группы, в результате чего их невязки устраняются и измеренные величины получают первичные поправки $v_i^{(1)}$. Параллельно с уравнительными вычислениями на первом этапе в тех же вычислительных схемах и по тому же алгоритму, но в дополнительных графах, отведенных для этого, получают так называемые переходные множители. Далее, пользуясь переходными множителями, выполняют эквивалентные преобразования коэффициентов условных уравнений второй группы. Свободные члены уравнений этой группы

вычисляют с исправленными первичными поправками • результатами измерений.

Смысл указанных преобразований заключается в том, что общая система нормальных уравнений коррелат, получаемая с условными уравнениями первой группы и с преобразованными уравнениями второй группы, распадается на две независимые системы. Так как первая система уже решена на первом этапе уравнивания, то остается решить только вторую систему и получить к измеренным величинам вторичные поправки $v^{(2)}$. Поправки $v = v^{(1)} + v^{(2)}$ будут точно такими же, как и при обычном уравнивании, когда учитываются все условные уравнения совместно, т. е. принцип наименьших квадратов не нарушается.

Более подробное изложение теории метода Крюгера приведено в разделе II Справочника.

Способ Крюгера — Урмаева. Профессор Н. А. Урмаев отнес в первую группу только уравнения неперекрывающихся треугольников, которые не содержат общих углов, и поэтому решение сводится просто к распределению невязок треугольников с обратным знаком поровну на три угла. Полученный способ, в котором сильно облегчено применение метода Крюгера, стали называть способом Крюгера — Урмаева. Он и в настоящее время имеет несомненные преимущества перед всеми другими способами при уравнивании ряда треугольников, опирающегося на две стороны исходной сети. Подробное описание этого способа с примером уравнивания ряда треугольников приведены в разделе II Справочника.

Стандартные формулы. Идеи Крюгера и Урмаева развил А. Н. Высоцкий, распространив их на решение преобразованной второй группы условных уравнений. При этом указанная преобразованная вторая группа, в свою очередь, подразделяется на две подгруппы. В первую подгруппу относятся оставшиеся угловые условия (кроме условий треугольников, отнесенных в первую группу), во вторую — синусные. Для простых типовых фигур с одним синусным условием способ оказывается достаточно эффективным. Для этого случая получены стандартные формулы, по которым можно получать первичные и вторичные поправки в углы (без составления и решения нормальных уравнений), а также преобразованные коэффициенты синусного условия.

Наиболее подробно стандартные формулы и их применение разработаны в работе [5].

III.4.14. Упрощенный способ

При уравнивании этим способом, так же как и при уравнивании по стандартным формулам, приходится решать систему нормальных уравнений только для синусных условий. Достигается это следующим образом.

Уравнительные вычисления выполняют в два этапа. На первом этапе решают угловые условия, на втором — синусные. Для того чтобы на втором этапе вновь не возникли невязки угловых условий, поправки при решении синусных условий ищут не в углы треугольников, а в дирекционные углы *. Таким образом, отпадает необхо-

* Нетрудно убедиться в том, что изменения определяемых дирекционных углов не нарушают угловых условий.

димость в преобразовании коэффициентов, как в методе Крюгера. Идея такого двухэтапного уравнивания принадлежит тому же немецкому геодезисту Крюгеру.

Угловые условия в упрощенном способе решаются способом Крюгера — Урмаева либо способом приближений Гаусса. Для применения последнего способа угловые условия делят на две группы:

а) неперекрывающихся треугольников,

б) остальных условий.

В процессе приближений эти группы уравнений решают поочередно до полного устранения невязок. Напомним, что такое

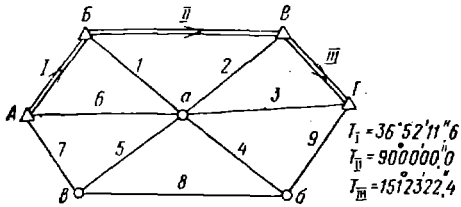


Рис. III.4.13

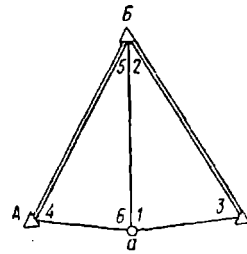


Рис. III.4.14

решение угловых условных уравнений является строгим (см. раздел II Справочника). Чаще всего во вторую группу попадают условия дирекционных углов и горизонта; лишь в геодезическом четырехугольнике во вторую группу относят перекрывающий треугольник. При указанном разделении угловые условия в каждой группе распадаются на независимые условия, в которых нет ни одного общего угла. Таким образом, решение уравнений каждой группы в приближениях сводится просто к распределению невязок с обратным знаком поровну на углы, входящие в данное уравнение.

В частном случае, когда во второй группе имеется одно уравнение, выгоднее применить способ Крюгера — Урмаева, и тогда приближений не потребуется.

Решение угловых условных уравнений приближениями и по способу Крюгера — Урмаева проиллюстрировано ниже несколькими примерами. Решение синусных условий показано в приводимом ниже способе Померанцева, а также в параграфе III.4.15 (см. также [10]).

Пример решения угловых условий приближениями. В фигуре, показанной на рис. III.4.13, возникает 9 угловых условий: 6 — треугольников, 1 условие горизонта и 2 условия дирекционных углов. В первую группу отнесем условия треугольников, во вторую — остальные условия, которые распадаются на независимые условия. (Очевидно, что углы, связанные условными уравнениями горизонта, не могут оказаться в уравнениях дирекционных углов).

Решение угловых условных уравнений приближениями показано в табл. III.4.1.

Таблица III.4.1

Вершины	Названия углов	Измеренные углы	Приближения						v'	Предварительно уравненные углы
			1		2		3			
			I	II	I	II	I	II		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
А	*6—1*	53° 07′ 47,4″	+0,6″		−0,1″		−0,1″	−0,1″	+0,3″	53° 07′ 47,7″
а	*1—6*	53 07 46,8	+0,6	−0,1″	−0,1		−0,1	+0,1	+0,4	53 07 47,2
Б	*1—1*	73 44 24,0	+0,6	+0,4	−0,1	+0,2″			+1,1	73 44 25,1
		179° 59′ 58,2″	+1,8	+0,3	−0,3	+0,2	−0,2	0	+1,8	180° 00′ 00,0″
		$W = -1{,}8''$								
		86° 49′ 13,7″	−0,8				−0,1		−0,9	86° 49′ 12,8″
в	*5—7*	36 52 10,6	−0,8	−0,1		+0,1			−0,8	36 52 09,8″
а	*6—5*	56 18 38,1	−0,8		+0,1				−0,7	56 18 37,4
А	*7—6*									
		180° 00′ 02,4″	−2,4						−2,4	180° 00′ 00,0″
		$W = +2{,}4''$								
б	*4—8*	82° 52′ 31,6″	−1,0				−0,1		−1,1	82° 52′ 30,5″
а	*5—4*	63 26 09,1	−0,9	−0,1		+0,1			−0,9	63 26 08,2
в	*8—5*	33 41 22,2	−1,0		+0,1				−0,9	33 41 21,3

		180° 00′ 02,9″ $W = +2,9''$	−2,9						−2,9	180° 00′ 00,0″
Г	*3—9*	32° 13′ 25,6″	+0,8				−0,1		+0,7	32° 13′ 26,3″
а	*4—3*	62 59 43,6	+0,8	−0,1		+0,1			+0,8	62 59 44,4
б	*9—4*	84 46 48,4	+0,8		+0,1				+0,9	84 46 49,3
		179° 59′ 57,6″ $W = -2,4''$	+2,4						+2,4	180° 00′ 00,0″
В	*2—III*	55° 10′ 30,3″	+1,0			+0,1			+1,1	55° 10′ 31,4″
а	*3—2*	80 08 02,1	+1,0	−0,1				+0,1	+1,0	80 08 03,1
Г	*III—3*	44 41 24,6	+1,0		+0,1		−0,1	−0,1	+0,9	44 41 25,5
		179° 59′ 57,0″ $W = -3,0''$	+3,0					0	+3,0	180° 00′ 00,0″
Б	*1—II*	53° 07′ 46,4″	−0,2	+0,4	−0,2	+0,1			+0,1	53° 07′ 46,5″
а	*2—1*	63 26 07,8	−0,2		−0,2		−0,1		−0,5	63 26 07,3
В	*II—2*	63 26 06,4	−0,2	+0,1	−0 1				−0,2	63 26 06,2
		180° 00′ 00,6″ $W = +0,6''$	−0,6	+0,5					−0,6	180° 00′ 00,0″

Невязки второй группы

а	+0,5	−0,3	−0,2
Б	−0,8	−0,3	0
В	−0,1	−0,1	0

Продолжение табл. III.4.1

Вычисление невязок второй группы в 1 приближении

+0,6″	73º 44′ 24,6″	216º 52′ 11,6″ ($T_1+180º$)	$W_Б=-0{,}8″$
−0,8	+	−	
−0,9	53 07 46,2	90 00 00,0 (T_{II})	
+0,8	126 52 10,8	126 52 11,6	
+1,0			
−0,2	55° 10′ 31,3″	270º 00′ 00,0″ ($T_{II}+180º$)	$W_B=-0{,}1″$
$W_a=+0{,}5″$	+	−	
	63 26 06,2	151 23 22,4 (T_{III})	
	118 36 37,5	118 36 37,6	

Контроль условий

47,2″	46,5″	31,4″
09,8	+	+
08,2	25,1	06,2
44,4	11,6	37,6
03,1	−11,6	−37,6
07,3		
$W_a=00{,}0″$	$W_Б=0$	$W_B=0$

Углы обозначены в таблице в виде разностей соответствующих дирекционных углов, отмеченных на рис. III.4.13 цифрами. В графах 4, 6, 8 решались условия треугольников, в графах 5, 7, 9 — уравнения второй группы (т. е. условия дирекционных углов на пунктах *Б* и *В* и условие горизонта на пункте *а*). Напоминаем, что приближения заключаются в распределении невязок каждого условия поровну на соответствующие углы.

Для ускорения сходимости приближений в тех случаях, когда невязка не делится точно поровну на соответствующие углы (вычисления производятся с точностью до 0,1″), рекомендуется:

а) при распределении невязок треугольников бо́льшие по абсолютной величине поправки вносить в углы, не связанные условиями второй группы;

б) при распределении невязок второй группы бо́льшие по абсолютной величине поправки вносить в углы тех треугольников, которые расположены дальше от исходных сторон.

Иными словами, распределяя очередную невязку в процессе приближений, надо заботиться о том, чтобы по возможности меньше нарушать другие условия (в пределах вынужденной неточности распределения). Особенно эффективно применение указанных правил в последних приближениях.

Вариант упрощенного способа с решением синусных условий способом Померанцева. Способ Померанцева для решения синусных условий выгодно применять при вставке одиночного пункта в угол (рис. III.4.14). При этом во второй группе угловых условий оказывается одно условие дирекционных углов, и его весьма эффективно решать способом Крюгера — Урмаева. Сущность решения синусного условия (базисного) способом Померанцева заключается в том, что из засечек предварительно ориентированных направлений вычисляют соответствующие координаты (их будет не более трех пар), из которых берут средние весовые значения. Веса координат пересечений с точностью до двух значащих цифр вычисляют по формуле

$$p_{x,y} = \left(\frac{\sin\gamma}{s_1 s_2}\right)^2,$$

где γ — угол засечки, s_1 и s_2 — расстояния до исходных пунктов, которые при уравнивании пунктов 3 и 4 классов удобно выражать в десятках километров. В фигуре, показанной на рис. III.4.14, вычислялись только две засечки из трех, поскольку третья имеет ничтожно малый вес (угол $\gamma = 17{,}5^\circ$ и $p < 0{,}1$).

Решение угловых условий на первом этапе уравнивания для ориентирования направлений, т. е. для получения предварительно уравненных дирекционных углов, выполнено, как уже указывалось, по способу Крюгера — Урмаева. Порядок вычислений описан в п. III.4.15 и проиллюстрирован в табл. III.4.4. Дело сводится к следующему порядку действий. В графе 4 табл. IV.4.4 невязки треугольников, полученные в графе 3, распределены с обратным знаком поровну на углы. Далее по исправленным первичными поправками углам вычислена невязка дирекционных углов, которая распределена поправками в графе 5. В той же графе 5 выписываются поправки $v_1^{(n)} = v_3^{(n)} = -v_2^{(n)}/2$. Получив значения $\beta^{n)} = \beta + v^{(\prime)} + v^{(n)}$, вычисляют дирекционные углы. Пользуясь этими дирекционными углами, по формулам Гаусса или, как

возможно в данном случае, по формулам Юнга вычисляют координаты двух засечек пункта а: 1) с пунктов A и $Б$ и 2) с пунктов $Б$ и B.

Решение угловых условий в геодезическом четырехугольнике (рис. III.4.15). Фигура, показанная на рис. III.4.15, называется геодезическим четырехугольником. В нем возникает 4 условия, из них: 3 угловых и одно синусное (полюсное). В качестве угловых выгоднее всего взять 3 условия треугольников. Из них 2 треугольника относят в первую группу, третий, перекрывающий первые два, — во вторую. Решение выполняется по способу Крюгера — Урмаева.

Особенностью рассматриваемого случая является лишь то, что измеренными считаются по 4 угла в каждом треугольнике. Соответственно изменяется вид формул. Порядок действий показан на примере, вычисленном в табл. III.4.2. Особых пояснений к примеру не требуется.

III.4.15. Полный пример уравнительных и окончательных вычислений

Ниже, на примере уравнивания вставки двух пунктов в угол (рис. III.4.16) будет показан полный комплекс уравнительных и окончательных вычислений. Общий порядок уравнительных вычислений описан ранее и будет достаточно подробно проиллюстрирован в примере. Ниже изложены содержание и общий порядок окончательных вычислений.

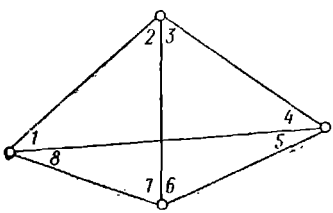


Рис. III.4.15

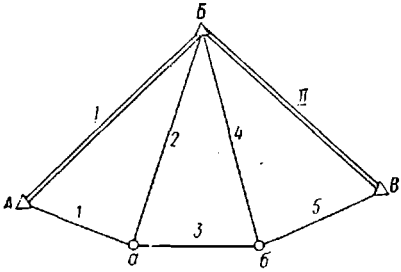


Рис. III.4.16

Окончательные вычисления. Окончательные вычисления включают, во-первых, вычисление длин и дирекционных углов всех определяемых сторон по уравненным координатам пунктов, во-вторых, так называемый «контроль по $(T - M)$». Выполняются эти вычисления с целью окончательного контроля результатов уравнивания, подготовки данных для составления каталогов и для получения материала для оценки качества геодезических сетей.

Рекомендуется следующий порядок окончательных вычислений:

1. Вычисляют длины всех определяемых сторон по формуле

$$D_{12} = \sqrt{\Delta x_{12}^2 + \Delta y_{12}^2}. \qquad \text{(III.4.49)}$$

Таблица III.4.2

№ углов	Измеренные углы	$v^{(')}$	$v^{(")}$	v	Предварительно уравненные углы	Контрольные вычисления
1	38° 39′ 35,5″	−0,3″	+0,1″	−0,2″	38° 39′ 35,3″	$\beta_1^{(")} = 38°\ 39'\ 35{,}3''$
2	51 20 25,4	−0,4	+0,1	−0,3	51 20 25,1	$\beta_2^{(")} = 51\ 20\ 25{,}1$
7	68 11 54,8	−0,4	−0,1	−0,5	68 11 54,3	$\beta_3^{(")} = 56\ 18\ 38{,}3$
8	21 48 05.7	−0,3	−0,1	−0,4	21 48 05,3	$\beta_4^{(")} = 33\ 41\ 21{,}3$
	180° 00′ 01,4″ $W_1 = +1{,}4''$	−1,4	0	−1,4	180° 00′ 00,0″	180° 00′ 00,0″
5	18° 26′ 06,4″	+0,3″	−0,1″	+0,2″	18° 26′ 06,6″	
6	71 33 53,5	+0,4	−0,1	+0,3	71 33 53,8	
3	56 18 37,8	+0,4	+0,1	+0,5	56 18 38,3	
4	33 41 20,8	+0,4	+0,1	+0,5	33 41 21,3	
	179° 59′ 58,5″ $W_2 = -1{,}5''$	+1,5	0	+1,5	180° 00′ 00,0″	

Вычисление невязки третьего треугольника

$\beta_1^{(')} = 38°\ 39'\ 35{,}2''$
$\beta_2^{(')} = 51\ 20\ 25{,}0$
$\beta_3^{(')} = 56\ 18\ 38{,}2$
$\beta_4^{(')} = 33\ 41\ 21{,}2$

$179°\ 59'\ 59{,}6''$

$W_3 = -0{,}4''$

При этом обязательно пользуются координатами, выписанными в таблицу, предназначенную для составителей каталога. В эту же таблицу выписывают и другие данные для каталога, т. е. вычисленные по координатам значения D и T (табл. III.4.3).

2. Вычисляют дирекционные углы по формуле

$$T_{12} = \operatorname{arctg} \frac{\Delta y_{12}}{\Delta x_{12}}. \qquad \text{(III.4.50)}$$

Контроль выписанных в сводную таблицу III.4.3 значений D T осуществляют по формулам

$$x_2 = x_1 + D_{12} \cos T_{12}, \qquad \text{(III.4.51)}$$

Таблица III.4.3

Название пунктов	x y	T	D	На пункт
		Исходные данные		
А. Акпмовка	5 699 000,00	78° 41′ 24,2″	10 198,04	*Б*
2 кл.	7 321 000,00			
Б. Черново,	5 701 000,00	135 00 00,0	14 142,14	*В*
2 кл.	7 331 000,00			
В. Опалиха,	5 691 000,00			
2 кл.	7 341 000,00			
		Определяемые данные		
а. Орловка,	5 693 999,97	321° 20′ 24,5″	6 403,16	*А*
3 кл.	7 325 000,03	40 36 03,8	9 219,55	*Б*
		113 11 53,1	7 615,81	*б*
б. Глухово,	5 691 000,02	354° 17′ 20,0″	10 049,86	*Б*
3 кл.	7 332 000,09	90 00 00,4	8 999,91	*В*
		293 11 53,1	7 615,81	*а*

и

$$y_2 = y_1 + D_{12} \sin T_{12}. \qquad \text{(III.4.51′)}$$

Если второй этап уравнивания выполнялся путем решения синусных условий, в результате чего были получены уравненные дирекционные углы, то их значения сличают с полученными по формуле (III.4.50). При этом для фигур 3 и 4 классов допустимы расхождения до 1″. В заключение осуществляют контроль по $(T - M)$ и вычисляют поправки измеренных направлений.

Подсчет числа условий

$n = 3 \cdot 3 = 9$;
$2q = 4$;
$r = 5$;
$k^{(\prime)} = 5$; $r^{(\prime)} = 9 - 5 = 4$;
$r^{(\prime\prime)} = 5 - 4 = 1$ (базисное условие).

Угловые условия:
треугольников — 3,
дирекционных углов — 1.

Пояснения к примеру

На рис. III.4.16 показана уравниваемая фигура. Исходные стороны обозначены римскими цифрами, определяемые — арабскими.

В табл. III.4.3 выписывают исходные и уравненные координаты и точно соответствующие им дирекционные углы и длины сторон. Эта таблица служит для составления каталога.

В табл. III.4.4 выполняется первый этап уравнивания. В примере применен способ Крюгера — Урмаева, так как во вторую группу угловых условий входит только одно условие дирекционных углов.

Таблица III.4.4

Вершина	Наименование углов	Измеренные значения углов	$v^{(')}$	$v^{(")}$	v_1	Предварительные уравненные углы	v_2
1	2	3	4	5	6	7	8
а	*2—1*	79° 15′ 41,5″	0	—0,1″	—0,1″	79° 15′ 41,4″	—2,5″
Б	*1—2*	38 05 19,8	0	+0,2	+0,2	38 05 20,0	+1,0
А	*1—1*	62 38 58,7	0	—0,1	—0,1	62 38 58,6	1,5
		180 00 00,0 $W_1=0$			0	180 00 00,0	0
б	*4—3*	61° 05′ 29,6″	—0,7″	—0,1″	—0,8″	61° 05′ 28,8″	—2,8″
Б	*2—4*	46 18 44,4	—0,7	+0,2	—0,5	46 18 43,9	0
а	*3—2*	72 35 48,2	—0,8	—0,1	—0,9	72 35 47,3	+2,8
		180 00 02,2 $W_2=+2,2$			—2,2	180 00 00,0	0
В	*II—5*	45° 00′ 00,1″	+0,8″	—0,1″	+0,7″	45° 00′ 00,8″	—1,9″
Б	*4—II*	39 17 19,3	+0,8	+0,2	+1,0	39 17 20,3	—1,0
б	*5—4*	95 42 38,3	+0,7	—0,1	+0,6	95 42 38,9	+2,9
		179 59 57,7 $W_3=-2,3$			+2,3	180 00 00,0	0

Вычисление W_4

38° 05′ 19,8″ $T_{БА}=258°\ 41'\ 24,2''$

46 18 43,7 $T_{БВ}=135\ 00\ 00,0$

39 17 20,1

Контроль

38° 05′ 20,0″

46 18 43,9

39 17 20,3

123° 41′ 23,6″ 123° 41′ 24,2″ 123° 41′ 24,2″

$W_4=-0,6''$

Углы в графе 2 табл. III.4.4 обозначены в виде разностей числовых индексов сторон этих углов, как это принято обозначать при вычислении углов по направлениям. Такие обозначения облегчают вычисления, так как при этом индексы сторон и их дирекционных углов становятся одинаковыми.

Вычисления в первых семи графах табл. III.4.4 описаны на стр. 559. Заметим, что через v_1 обозначены поправки, полученные в результате первого этапа уравнивания, через v_2 — поправки, полученные после решения базисного условия.

На втором этапе уравнивания решается базисное условное уравнение. В табл. III.4.5 получена невязка базисного уравнения в логарифмической форме и коэффициенты соответствующего уравнения поправок. Для этого в графы 2 и 5 выписаны логарифмы (шестизначные) величин, указанных в графах 1 и 4, и внизу подсчитаны их суммы. Невязка получена как разность левой суммы минус правая. Выражена невязка в единицах 6-го десятичного знака логарифма.

В графе 1 обозначаются исходная сторона D_{I} и те связующие углы, синусы которых входят в числитель базисного условного уравнения. В графе 4 обозначаются конечная сторона и те связующие углы, которые входят в знаменатель базисного условного уравнения. В рассматриваемом примере базисное условие имеет вид

$$D_{\text{I}}\frac{\sin(1-I)'\sin(3-2)'\sin(5-4)'}{\sin(2-I)'\sin(4-3)'\sin(II-5)'}-D_{\text{II}}=0,$$

или в логарифмическом виде и с измеренными значениями

$$\{\lg D_{\text{I}}+\lg\sin(1-I)+\lg\sin(3-2)+\lg\sin(5-4)\}-$$
$$-\{\lg D_{\text{II}}+\lg\sin(2-I)+\lg\sin(4-3)+\lg\sin(II-5)\}=W_6.$$

Для облегчения вычислений коэффициентов условного уравнения поправок в дирекционные углы знаки индексов, выписанных в графе 4, изменены на обратные.

В графы 3 и 6 табл. III.4.5 выписаны Δ — перемены логарифмов синусов углов на 1″, которые получают из таблицы логарифмов,

Таблица III.4.5

Величины	lg sin	Δ	Величины	lg sin	Δ
1	2	3	4	5	6
$\lg D_{\text{I}}$	4.008 517		$\lg D_{\text{II}}$	4.150 515	
$1-I$	9.948 517	+1,1	$-2+1$	9.992 328	+0,4
$3-2$	9.979 649	+0,6	$-4+3$	9.942 203	+1,2
$5-4$	9.997 839	−0,2	$-II+5$	9.849 487	+2,1
	3.934 522			3.934 533	

$W_6=-11$ ед. 6-го знака логарифма.

уменьшая в 10 раз изменения логарифмов на 10″. Значения Δ выражены также в единицах 6-го знака. Уместно напомнить, что перемены логарифмов синусов тупых углов отрицательны. В нашем примере таким углом является угол (*5—4*).

В графе 5 табл. III.4.6 получены окончательно уравненные дирекционные углы. Соответствующие вычисления выполнены в такой последовательности: в графу *2* выписаны коэффициенты базисного условного уравнения поправок при поправках в дирекционные углы, обозначенные в графе 1; эти коэффициенты получают как алгебраическую сумму значений Δ, стоящих в графах 3 и 6 табл. III.4.5 и соответствующих углам, в образовании которых участвует данный дирекционный угол. Знак, с которым суммируется перемена Δ, указан перед соответствующим индексом. Например, коэффициент a_1 при поправке дирекционного угла t_1 найдется так:

$$a_1 = +\Delta_{1-I} + \Delta_{-2+1} = +1{,}1 + 0{,}4 = +1{,}5.$$

Таблица III.4.6

№ дирекционных углов	a ($\varkappa = +0{,}991$)	v_t	t	T
1	2	3	4	5
1	+1,5	+1,5″	321° 20′ 22,8″	321° 20′ 24,3″
2	—1,0	—1,0	40 36 04,2	40 36 03,2
3	+1,8	+1,8	113 11 51,5	113 11 53,3
4	—1,0	—1,0	354 17 20,3	354 17 19,3
5	+1,9	+1,9	89 59 59,2	90 00 01,1

$$\begin{array}{r} +5{,}2 \\ -2{,}0 \\ \hline \sum = +3{,}2 \end{array} \qquad [aa] = 11{,}10$$

$$k = -\frac{-11}{11{,}10} = +0{,}991$$

Коэффициент $a_2 = -\Delta_{3-2} - \Delta_{-2+1} = -0{,}6 - 0{,}4 = -1{,}0$, и т. д.

Для контроля берется сумма всех коэффициентов a, которая должна равняться сумме перемен логарифмов синусов связующих углов, примыкающих к исходным сторонам. (Каждая из перемен Δ для остальных связующих углов войдет в $\sum a$ дважды с противоположными знаками). В нашем примере

$$\sum a = \Delta_{1-I} + \Delta_{II-5} = +3{,}2.$$

Далее вычислено $[aa] = 11{,}10$ и коррелата $k = +0{,}991$. После этого на линейке вычисляют поправки $v_t^{(1)} = a_i k$, выписываемые в графу *3* табл. III.4.6.

Далее, пользуясь графой 7 табл. III.4.4 и исходными дирекционными углами, вычисляют уравненные на первом этапе дирекционные углы t и выписывают их в табл. III.4.6 в графу 4. Эти вычисления контролируют по треугольникам, передавая дирекционные углы по их сторонам встречными путями, а также передачей дирекционных углов от одной исходной стороны к другой. В графе 5 получают уравненные на втором этапе дирекционные углы $T_i = t_i + v_i$. В графе 8 табл. III.4.4 вычисляют v_2 — поправки в углы как разности тех поправок соответствующих дирекционных углов, которые выписаны в графу 3 табл. III.4.6.

Получив окончательно уравненные дирекционные углы, приступают к вычислению координат определяемых пунктов. В примере эти вычисления не приведены. Выполнялись они в следующем порядке: с пунктов A и $Б$ вычислены координаты пункта $а$; далее с пунктов $а$ и $Б$ получены координаты пункта $б$ и, наконец, с пунк-

Таблица III.4.7

Обозначение направлений	Приведенные направления M	T	$T-M$	v
$А-Б$	0° 00′ 00,0″	78° 41′ 24,2″	78° 41′ 24,2″	−0,8″
$-а$	62 38 58,7	141 20 24,5	25,8	+0,8
			$z = 78\ 41\ 25{,}0$	
$Б-В$	0° 00′ 00,0″	135° 00′ 00,0″	135° 00′ 00,0″	−0,4″
$-б$	39 17 19,3	174 17 20,0	0,7	+0,3
$-а$	85 36 03,7	220 36 03,8	0,1	−0,3
$-А$	123 41 23,5	258 41 24,2	0,7	+0,3
			$z = 135\ 00\ 00{,}4$	
$В-б$	0° 00′ 00,0″	270° 00′ 00,4″	270° 00′ 00,4″	+0,2″
$-Б$	45 00 00,1	315 00 00,0	269 59 59,9	−0,3
			$z = 270\ 00\ 00{,}2$	
$а-А$	0° 00′ 00,0″	321° 20′ 24,5″	321° 20′ 24,5″	+1,1″
$-Б$	79 15 41,5	40 36 03,8	22,3	−1,1
$б$	151 51 29,7	113 11 53,1	23,4	0
			$z = 321\ 20\ 23{,}4$	
$б-а$	0° 00′ 00,0″	293° 11′ 53,1″	293° 11′ 53,1″	+1,1″
$-Б$	61 05 29,6	354 17 20,0	50,4	−1,6
$-В$	156 48 07,9	90 00 00,4	52,5	+0,5
			$z = 293\ 11\ 52{,}0$	

тов *б* и *Б* для контроля и уточнения результатов получены координаты пункта *В*. Приведем результаты этих вычислений:

Пункт *а*: $x = 5\,693\,999{,}95$; $y = 7\,325\,000{,}05$;

Пункт *б*: $x = 5\,690\,999{,}98$; $y = 7\,332\,000{,}13$;

Пункт *В*: $x = 5\,690\,999{,}94$; $y = 7\,341\,000{,}06$.

Образовавшиеся вследствие неточности вычислений с шестизначными логарифмами остаточные невязки ($w_x = -6$ см и $w_y = +6$ см) распределены поровну (по 2 см) на приращения координат. Надо иметь в виду, что остаточные невязки в координатах в отдельных случаях могут достигать 10 см. Окончательно исправленные координаты выписаны в табл. III.4.3. Заметим, что при уравнивании в нелогарифмической форме несогласия в окончательных вычислениях бывают меньше.

В завершение уравнивания вычисляют данные граф «*T*» и «*D*» табл. III.4.3, связанные с определяемыми пунктами (см. «Окончательные вычисления» в начале раздела III.4.15).

Для окончательного контроля и оценки качества геодезической сети вычисляют поправки в направления (табл. III.4.7).

Пояснения к табл. III.4.7:

1) Данные графы «*T*» берутся из табл. III.4.3.

2) $z = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(T_i - M_i)$, где n — число направлений на пункте.

3) $v_i = (T_i - M_i) - z$.

4) Контроль: $[v] = 0$ на каждом пункте.

5) $\mu = \sqrt{\frac{[v]^2}{n-k}} = \sqrt{\frac{8{,}28}{13-4-5}} \approx 1{,}6'' \pm 0{,}6''$.

Таблица III.4.8

Наименование углов	Предварительно уравненные углы	sin углов	Длины сторон, дм	$\Delta = \operatorname{ctg}\beta$	Наименование углов
2—1	79° 15′ 41,4″	0,982 488	$D_I = 101\,980{,}4$	0,190	*—2 +1*
I—2	38 05 20,0				
1—I	62 38 58,6	0,888 214	92 194,9	0,517	*+1 —I*
4—3	61° 05′ 28,8″	0,875 391		0,552	*—4 +3*
2—4	46 18 43,9				
3—2	72 35 47,3	0,954 222	100 497,3	0,313	*+3 —2*
II—5	45° 00′ 00,8″	0,707 110		1,000	*—II +5*
4—II	39 17 20,3				
5—4	95 42 38,9	0,995 037	$D'_{II} = 141\,418{,}6$	—0,100	*+5 —4*
			$D_{II} = 141\,421{,}4$ $W_б = -2{,}8$ дм	$\frac{\rho'' W_б}{D_{II}} = -4{,}08$	

Нелогарифмическое уравнивание. При нелогарифмическом уравнивании вместо таблицы вида III.4.5 составляется таблица вида III.4.8. На ее основе составлена табл. III.4.9, вычисления в которой особых пояснений не требуют.

Как уже указывалось, нелогарифмическое уравнивание обеспечивает меньшие несогласия в окончательных вычислениях. В частности, в данном примере остаточные невязки при вычислениях координат оказались значительно меньшими, чем при логарифмическом уравнивании (всего 1 см). Однако окончательные значения координат, полученные в обоих случаях, различаются совсем мало (по x сходятся точно, по y расхождение до 2 см).

Таблица III.4.9

№ дирекционных углов	a $k=+1{,}622$	v_l	l	T
1	+0,707	+1,1″	321° 20′ 22,8″	321° 20′ 23,9″
2	−0,503	−0,8	40 36 04,2	40 36 03,4
3	+0,865	+1,4	113 11 51,5	113 11 52,9
4	−0,452	−0,7	354 17 20,3	354 17 19,6
5	+0,900	+1,5	89 59 59,2	90 00 00,7

$\sum = +1{,}517$
$[aa] = 2{,}515$

$$k = -\frac{-4{,}08}{2{,}515} = +1{,}622$$

Г. УРАВНИВАНИЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ СЕТЕЙ ПАРАМЕТРИЧЕСКИМ СПОСОБОМ

III.4.16. Общие основы. Уравнения поправок

Параметрический способ является наиболее эффективным для уравнивания обширных сетей триангуляции и трилатерации, а также для уравнивания линейно-угловых и комбинированных построений. Целесообразно применение этого способа и для уравнивания достаточно сложных фигур триангуляции 3 и 4 классов.

Подробности уравнительных вычислений см. в разделе II.

В геодезических сетях в качестве измеренных величин могут быть:

длины сторон;

дирекционные углы;

углы (чаще всего углы между смежными направлениями);

направления.

Рассмотрим особенности уравнивания указанных величин.

Следует иметь в виду, что для «выравнивания весов», т. е. для того, чтобы их численные значения были близкими к единице, надо соответственно выбрать размерности результатов измерений. Общее правило для этого: размерности следует выбирать так, чтобы средние квадратические ошибки численно были как можно ближе к единице. При уравнивании государственной геодезической сети угловые величины выражают обычно в секундах, линейные — в дециметрах.

В качестве неизвестных при уравнивании геодезических сетей выбирают координаты определяемых пунктов. Для уравнивания измеренных сторон, дирекционных углов и углов этого оказывается достаточно. Однако для уравнивания направлений, кроме координат, приходится в качестве неизвестных выбирать еще «ориентирующие углы».

Рассмотрим вид уравнений связи и уравнений поправок для разных измеренных величин.

Уравнения для длин сторон

Уравнение связи имеет вид

$$D_{12}=\sqrt{(x_2-x_1)^2+(y_2-y_1)^2}\,. \qquad \text{(III.4.52)}$$

Продифференцировав равенство

$$D_{12}^2=(x_2-x_1)^2+(y_2-y_1)^2, \qquad \text{(III.4.53)}$$

получим, например,

$$2D_{12}\cdot\frac{\partial D_{12}}{\partial x_2}=2(x_2-x_1), \qquad \text{(III.4.54)}$$

откуда

$$\frac{\partial D_{12}}{\partial x_2}=\frac{(x_2-x_1)}{D_{12}}=\cos T_{12}. \qquad \text{(III.4.55)}$$

Аналогично

$$\frac{\partial D_{12}}{\partial y_2}=\frac{(y_2-y_1)}{D_{12}}=\sin T_{12}. \qquad \text{(III.4.56)}$$

Обозначим

$$x=x^0+\delta x,$$

$$y=y^0+\delta y.$$

При уравнивании в ручном счете уравнение поправок для измеренных длин выгодно представлять так:

$$v_{12}=-\cos T_{12}\delta x_1-\sin T_{12}\delta y_1-\cos T_{21}\delta x_2-\sin T_{21}\delta y_2+l_{12}, \qquad \text{(III.4.56′)}$$

где

$$l_{12}=+\sqrt{(x_2^0-x_1^0)^2+(y_2^0-y_1^0)^2}-d_{12} \qquad \text{(III.4.57)}$$

(d_{12} — результат измерения).

Для уравнивания на ЭВМ уравнению поправой целесообразно придавать такой вид:

$$v_{12}=\frac{(x_1-x_2)}{d_{12}}\delta x_1+\frac{(y_1-y_2)}{d_{12}}\delta y_1+\frac{(x_2-x_1)}{d_{12}}\delta x_2+$$

$$+\frac{(y_2-y_1)}{d_{12}}\delta y_2+l_{12}. \qquad \text{(III.4.58)}$$

l_{12} вычисляют по формуле (III.4.57).

Уравнения для дирекционных углов

Уравнение связи

$$t'_{12} = \operatorname{arctg} \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1} = \operatorname{arctg} \frac{\Delta y_{12}}{\Delta x_{12}}. \qquad \text{(III.4.59)}$$

Возьмем частные производные по y_2 и по x_2

$$\frac{\partial t''_{12}}{\partial y_2} = \rho'' \frac{\partial t_{12}}{\partial y_2} = \rho'' \frac{1/\Delta x_{12}}{1 + \Delta y_{12}^2/\Delta x_{12}^2} = \rho'' \frac{\Delta x_{12}}{\Delta x_{12}^2 + \Delta y_{12}^2} =$$

$$= \rho'' \frac{D_{12} \cos T_{12}}{D_{12}^2} = \frac{\cos T_{12}}{D_{12}} \rho''.$$

Для ручного счета используют формулу

$$\frac{\partial t''_{12}}{\partial y_2} = \rho'' \frac{\cos T_{12}}{D_{12}}.$$

Для ЭВМ выгоднее пользоваться формулой

$$\frac{\partial t''_{12}}{\partial y_2} = \rho'' \frac{(x_2 - x_1)}{\Delta x^2{}_2 + \Delta y_{12}^2}.$$

Далее получим

$$\frac{\partial t''_{12}}{\partial x_2} = \rho'' \frac{-\Delta y_{12}/\Delta x_{12}^2}{1 + \Delta y_{12}^2/\Delta x_{12}^2} = -\rho'' \frac{\Delta y_{12}}{\Delta x_{12}^2 + \Delta y_{12}^2} = -\rho'' \frac{\sin t_{12}}{D_{12}}.$$

Для ручного счета

$$\frac{\partial t''_{12}}{\partial x_2} = -\rho'' \frac{\sin t_{12}}{D_{12}}.$$

Для ЭВМ

$$\frac{\partial t''_{12}}{\partial x_2} = -\rho'' \frac{(y_2 - y_1)}{\Delta x_{12}^2 + \Delta y_{12}^2}.$$

Частные производные по x_1 и по y_1 будут по абсолютной величине такими же, как и по x_2 и по y_2, но с обратными знаками.

Как уже указывалось, при уравнивании государственной геодезической сети линейные величины выражают в дециметрах, угловые — в секундах. Тогда, например,

$$\frac{\partial t''_{12}}{\partial x_1} = +206\,265'' \frac{\sin t_{12}}{D_{\text{дм}}},$$

или

$$\frac{\partial t''_{12}}{\partial x_1} = +20{,}63 \frac{\sin t_{12}}{D_{\text{км}}}.$$

Аналогично

$$\frac{\partial t''_{12}}{\partial y_1} = -20{,}63 \frac{\cos t_{12}}{D_{\text{км}}}.$$

В геодезическом производстве приняты обозначения:

$$\left.\begin{aligned} a_{12} &= +20{,}63\ \frac{\sin t_{12}}{D_{км}} \\ b_{12} &= -20{,}63\ \frac{\cos t_{12}}{D_{км}} \end{aligned}\right\} \qquad \text{(III.4.60)}$$

для ручного счета и

$$\left.\begin{aligned} a_{12} &= +20{,}626\ \frac{\Delta y_{12}}{\Delta x_{12}^2 + \Delta y_{12}^2} \\ b_{12} &= -20{,}626\ \frac{\Delta x}{\Delta x_{12}^2 + \Delta y_{12}^2} \end{aligned}\right\}, \qquad \text{(III.4.61)}$$

где Δx_{12} и Δy_{12} выражены в километрах, — для ЭВМ. В формулах (III.4.60) и (III.4.61) линейные величины берут с точностью до 0,01 км.

Теперь получим уравнение поправок для дирекционного угла в таком виде:

$$v_{12} = a_{12}\delta x_1 + b_{12}\delta y_1 - a_{12}\delta x_2 - b_{12}\delta y_2 + l_{12}, \qquad \text{(III.4.62)}$$

где

$$l_{12} = \operatorname{arctg}\frac{y_2^0 - y_1^0}{x_2^0 - x_1^0} - t_{12}, \qquad \text{(III.4.63)}$$

или, обозначая

$$\operatorname{arctg}\frac{y_2^0 - y_1^0}{x_2^0 - x_1^0} = t_{12}^0, \qquad \text{(III.4.64)}$$

$$l_{12} = t_{12}^0 - t_{12}. \qquad \text{(III.4.63′)}$$

Напоминаем, что поправки δx и δy выражены в дециметрах.

Заметим, что в отличие от обозначений, принятых в книге П. А. Гайдаева и В. Д. Большакова «Теория математической обработки геодезических измерений» (М., «Недра», 1969), в геодезии через t обозначают измеренное значение дирекционного угла, а неизвестные — координаты обозначают через x и y.

Учитывая очевидные равенства

$$\left.\begin{aligned} a_{12} &= -a_{21} \\ b_{12} &= -b_{21} \end{aligned}\right\}, \qquad \text{(III.4.65)}$$

уравнение поправок для дирекционного угла можно еще представить в виде

$$v_{12} = a_{12}\delta x_1 + b_{12}\delta y_{12} + a_{21}\delta x_2 + b_{21}\delta y_2 + l_{12}. \qquad \text{(III.4.66)}$$

Уравнения для углов

Любой угол β на пункте K может быть представлен в виде разности дирекционных углов его сторон, т. е. в соответствии с рис. III.4.17

$$\beta_{ij}^k = t_{kj} - t_{ki}.$$

Отсюда получим уравнение связи

$$(\beta_{ij}^{k})^{\circ} = \operatorname{arctg}\frac{y_j - y_k}{x_j - x_k} - \operatorname{arctg}\frac{y_i - y_k}{x_i - x_k}. \qquad \text{(III.4.67)}$$

Учитывая (III.4.66), получим следующее уравнение поправок для угла:

$$v_{ij}^{k} = (a_{kj} - a_{ki})\,\delta_{xk} + (b_{kj} - b_{ki})\,\delta y_k + a_{jk}\delta x_j + \\ + b_{jk}\delta y_j - a_{ik}\delta x_i - b_{ik}\delta y_i + l_{ij}, \qquad \text{(III.4.68)}$$

где

$$l_{ij}^{k} = (t_{kj}^{0} - t_{ki}^{0}) - \beta_{ij}^{\circ}. \qquad \text{(III.4.69)}$$

t^0 вычисляются по формуле (III.4.64).

Уравнения для измеренных направлений

Измеренным направлением в геодезии называется угол, отсчитанный от нулевого направления до видимого направления на наблюдаемый объект. Нулевым направлением называется положение коллимационной плоскости, точно соответствующее нулевому диаметру лимба. После получения в результате уравнивания на станции одного ряда направлений нулевое направление отличается от истинного значения начального точно на ошибку его измерения. В случае безошибочности наблюдений начальное и нулевое направления совпали бы. Приближенно нулевое направление отстоит от начального на величину поправки, полученной начальным направлением в результате уравнивания сети.

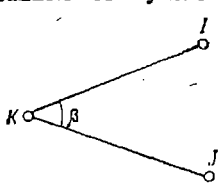


Рис. III.4.17

В идеальном случае (т. е. в случае отсутствия источников ошибок наблюдений) измеренным направлением являлся бы просто отсчет по лимбу.

В дальнейшем изложении измеренное направление мы будем называть просто направлением и обозначать через M.

Так как нулевое направление не связано с геодезическими пунктами, то в качестве неизвестных, кроме координат, приходится выбирать еще ориентирующие углы, т. е. дирекционные углы нулевых направлений на пунктах.

Введем для ориентирующих углов обозначения:

$$z = z^0 + \delta z, \qquad \text{(III.4.70)}$$

где z — уравненное значение, z^0 — предварительное значение, δz — поправка из уравнивания.

Согласно рис. III.4.18 имеем

$$t'_{ki} = z_k + M'_{kl}. \qquad \text{(III.4.71)}$$

Уравнение связи

$$M'_{kl} = \operatorname{arctg}\frac{y_l - y_k}{x_l - x_k} - z_k. \qquad \text{(III.4.72)}$$

Учитывая (III.4.70), уравнение для дирекционных углов (III.4.66) и (III.4.72), получим уравнение поправок для направления

$$v_{kl} = -\delta z_k + a_{kl}\delta x_k + b_{kl}\delta y_k + a_{lk}\delta x_l + b_{lk}\delta y_l + l_{kl}, \quad \text{(III.4.73)}$$

где

$$l_{kl} = \left(\operatorname{arctg}\frac{y_l^0 - y_k^0}{x_l^0 - x_k^0} - z_k^0\right) - M_{kl}. \quad \text{(III.4.74)}$$

или

$$l_{kl} = t_{kl}^0 - z_k^0 - M_{kl}. \quad \text{(III.4.74')}$$

Значение z_k^0 целесообразно вычислять по формуле

$$z_k^0 = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(t_{ki}^0 - M_{ki}), \quad \text{(III.4.75)}$$

где n — число направлений на пункте.

Для исходных сторон под t^0 в формуле (III.4.75) понимается точное значение дирекционного угла.

Представим теперь формулу (III.4.74') в таком виде:

$$l_{kl} = (t_{ki}^0 - M_{kl}) - z_k^0. \quad \text{(III.4.76)}$$

Учитывая (III.4.75) и (III.4.76), имеем контрольную формулу

$$[\,l\,]_k = 0 \quad \text{(III.4.77)}$$

для пункта K.

Правила Шрейбера

Первое правило. Применение этого правила позволяет исключить неизвестные δz из уравнений поправок и получить таким образом сразу преобразованную систему нормальных уравнений без этих неизвестных. Практическая реализация правила заключается в следующем.

После исключения неизвестных δz уравнения поправок, составленные для каждого пункта K, приобретают вид

$$v_{kl}^{(\prime)} = a_{kl}^{(\prime)}\delta x_k + b_{ki}^{(\prime)}\delta y_k + a_{lk}^{(\prime)}\delta x_l + b_{lk}^{(\prime)}\delta y_l + l_{kl}. \quad \text{(III.4.78)}$$

В строке ki таблицы коэффициентов их вычисляют по формулам

$$\left.\begin{aligned} a_{ki}^{(\prime)} &= a_{kl} - \frac{[a]_k}{n_k} \\ b_{kl}^{(\prime)} &= b_{kl} - \frac{[b]_k}{n_k} \end{aligned}\right\} \quad \text{(III.4.78')}$$

и

$$\left.\begin{aligned} a_{lk}^{(\prime)} &= a_{lk} - \frac{a_{lk}}{n_k} \\ b_{lk}^{(\prime)} &= b_{lk} - \frac{b_{lk}}{n_k} \end{aligned}\right\}. \quad \text{(III.4.78'')}$$

В остальных строках:
коэффициенты при неизвестных δx_k и δy_k вычисляются по формулам (III.4.78′);
коэффициенты при неизвестных δx_j и δy_j $(j \neq i)$, вычисляются по формулам

$$\left.\begin{aligned} a_{jk}^{(i)} &= -\frac{a_{ik}}{n_k} \\ b_{jk}^{(i)} &= -\frac{b_{ik}}{n_k} \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(III.4.79)}$$

Контроль: сумма преобразованных коэффициентов по столбцам должна удовлетворять неравенству $|[a^{(i)}]| \leqslant 0{,}005n$.

Значения l_{ki} остаются без изменений, поскольку $[l]_k = 0$.

Из общей системы преобразованных уравнений поправок (III.4.78), составленных для всех пунктов сети, получают сразу общую преобразованную систему нормальных уравнений без неизвестных δz.

Следует, однако, заметить, что обусловленность преобразованной системы нормальных уравнений, получаемых для сети триангуляции, значительно ухудшается по сравнению с первоначальной системой. Поэтому для решения нормальных уравнений методом приближений первое правило Шрейбера применять нецелесообразно. Это правило выгодно применять лишь при уравнивании прямых, обратных и комбинированных засечек.

Второе правило. В случае измерения дирекционных углов уравнения поправок для прямого и обратного наблюдений по стороне имеют вид

$$v_{12} = a_{12}\delta x_1 + b_{12}\delta y_1 - a_{12}\delta x_2 - b_{12}\delta y_2 + l_{12} \qquad (*)$$

и

$$v_{21} = a_{21}\delta x_2 + b_{21}\delta y_2 - a_{21}\delta x_1 - b_{21}\delta y_1 + l_{21}. \qquad (**)$$

Имея в виду (III.4.65), равенство (**) можно переписать так:

$$v_{21} = a_{12}\delta x_1 + b_{12}\delta y_1 - a_{12}\delta x_2 - b_{12}\delta y_2 + l_{21}. \qquad (**')$$

Выясняется, что уравнения (**′) и (*) различаются только свободными членами (в правых частях).

Согласно второму правилу Шрейбера, в рассмотренном случае уравнения (*) и (**) при составлении нормальных уравнений можно заменить одним — с весом $p' = p_{12} + p_{21} = 2p$:

$$v_{\text{ср}} = a_{12}\delta x_1 + b_{12}\delta y_1 + a_{21}\delta x_2 + b_{21}\delta y_2 + l_{\text{ср}}, \qquad \text{(III.4.80)}$$

где

$$l_{\text{ср}} = \frac{1}{2}(l_{12} + l_{21}). \qquad \text{(III.4.80′)}$$

Таким образом, число уравнений поправок уменьшается в два раза (если, конечно, везде выполнены двусторонние наблюдения).

III.4.17. Уравнивание ориентированных направлений

Ориентированным направлением называется величина $z + M$. Нетрудно видеть (рис. III.4.18), что эта величина может рассматриваться как измеренное значение дирекционного угла. Таким обра-

зом, если бы были известны ориентирующие углы на пунктах, то уравнения поправок имели бы вид (*), где

$$l_{12} = t^0_{12} - (z_1 + M_{12}). \qquad \text{(III.4.81)}$$

Но в этом случае можно применить второе правило Шрейбера и каждую пару уравнений для взаимнообратных ориентированных направлений заменить одним — со свободным членом

$$l_{\text{ср}} = \frac{1}{2}(t^0_{kl} - t_{ki} + t^0_{ik} - t_{ik}).$$

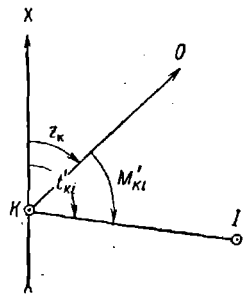


Рис. III.4.18

Учитывая, что

$$t^0_{ik} = t^0_{kl} \pm 180°,$$
$$t_{kl} = z_k + M_{ki},$$
$$t_{ik} = z_l + M_{lk},$$

имеем

$$l_{\text{ср}} = \frac{1}{2}\{2t^0_{ki} \pm 180° - (z_k + M_{kl} + z_i + M_{lk})\},$$

или

$$l_{\text{ср}} = t^0_{ki} - \frac{1}{2}(z_k + M_{kl} + z_l + M_{ik} \pm 180°). \qquad \text{(III.4.82)}$$

Получение ориентирующих углов z. Ориентирующие углы получают на основании следующих соображений. Если уравнивать направления с целью получения только дирекционных углов, то достаточно учитывать только угловые условия. При уравнивании направлений параметрическим способом в этом случае в качестве неизвестных необходимо выбирать дирекционные и ориентирующие углы. Получив уравнения поправок и далее нормальные уравнения, решим их следующим образом: сначала исключим неизвестные δt, а затем преобразованные уравнения, в которых остаются только поправки δz, будем решать способом приближений Гаусса, наиболее выгодным в данном случае.

Ниже описаны порядок вычислений и рабочие формулы при уравнивании ориентированных направлений в ручном счете. Вычисления на ЭВМ описаны в следующем параграфе. Заметим, что в первом случае неизвестными являются поправки δz и δt, во втором — сами величины z и t.

Последовательность вычислений и рабочие формулы при уравнивании ориентированных направлений в ручном счете.

1) Вычисляют предварительные значения z^0 по формуле

$$z^0_k = \frac{1}{r}\sum_{i=1}^{r}(t_{kl} - M_{ki}) \qquad \text{(III.4.83)}$$

и затем приближенно ориентированные направления $(z^0_k + M_{kl})$. На исходных пунктах величины t — исходные дирекционные углы, на определяемых пунктах

$$t^{\text{прибл}}_{kl} = z^0_i + M_{ik} \pm 180°.$$

Вычисления начинают с исходных пунктов, затем переходят к смежным — определяемым и т. д.

2) Получают приближенные значения дирекционных углов для определяемых сторон по формуле

$$t^0_{ki} = \frac{1}{2}\{(z^0_k + M_{ki}) + (z^0_i + M_{ik} \pm 180^\circ)\}. \qquad \text{(III.4.84)}$$

3) Вычисляют свободные члены уравнений поправок ориентирующих и дирекционных углов по формулам

$$l_{ki} = T_{ki} - (z^0_k + M_{ki}) \qquad \text{(III.4.85)}$$

для направлений с исходными дирекционными углами и

$$l_{ki} = t^0_{ki} - (z^0_k + M_{ki}) \qquad \text{(III.4.85')}$$

для направлений с определяемыми дирекционными углами.

Из формулы (III.4.85') следует равенство $l_{ki} = -l_{ik}$ — для определяемых сторон.

4) По способу приближений Гаусса получают поправки ориентирующих углов δz. При этом в очередных приближениях пользуются формулой

$$\delta z^{(j+1)} = \frac{2[l]_k + \sum_{i=1}^{n_2} \delta z_i^{(j)}}{2n_1 + n_2}, \qquad \text{(III.4.86)}$$

где $\delta z_i^{(j)}$ — поправки последнего приближения на смежных пунктах, с которыми пункт K связан сторонами с определяемыми дирекционными углами; n_1 — число направлений по сторонам с исходными дирекционными углами; n_2 — число направлений по сторонам с определяемыми дирекционными углами.

Приближения продолжают до тех пор, пока значения δz в очередных приближениях начнут повторяться.

5) Получают

$$\left.\begin{aligned} z_k &= z^0_k + \delta z_k \\ \delta t_{kl} &= \frac{1}{2}(\delta z_k + \delta z_l) \\ t_{ki} &= t^0_{ki} + \delta t_{kl} \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(III.4.87)}$$

6) Осуществляют контроль уравненных значений z по формуле

$$z_k = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(t_{ki} - M_{ki}), \qquad \text{(III.4.88)}$$

где t_{ki} — исходные и уравненные дирекционные углы, и по формуле

$$t_{ki} = \frac{1}{2}\{(z_k + M_{ki}) + (z_i + M_{ik} \pm 180^\circ)\} \qquad \text{(III.4.88')}$$

для определяемых дирекционных углов.

7) Пользуясь дирекционными углами, вычисляют по формулам Гаусса предварительные координаты x^0, y^0 определяемых пунктов.

8) Вычисляют для каждой определяемой стороны величины

$$\left.\begin{aligned} T^0_{kl} &= \operatorname{arctg}\frac{y^0_l - y^0_k}{x^0_l - x^0_k} \\ l^0_{kl} &= T^0_{kl} - t_{kl} \end{aligned}\right\} \qquad \text{(III.4.89)}$$

(верхний нулевой индекс у свободного члена отличает его от свободного члена в формуле (III.4.85′)).

По формулам (III.4.60) получают коэффициенты a и b и затем составляют по два нормальных уравнения на каждом определяемом пункте

$$\left.\begin{aligned} [aa]_k\delta x_k + [ab]_k\delta y_k - \sum_{i=1}^{n} a^2_{kl}\delta x_l - \sum_{i=1}^{n} a_{kl}b_{kl}\delta y_l + \\ + [al^0]_k = 0 \\ [ab]_k\delta x_k + [bb]_k\delta y_k - \sum_{i=1}^{n} a_{kl}b_{kl}\delta x_i - \sum_{i=1}^{n} b^2_{kl}\delta y_i + \\ + [bl^0]_k = 0 \end{aligned}\right\} \qquad \text{(III.4.90)}$$

Систему уравнений (III.4.90) целесообразно решать методом приближений.

Подробное изложение порядка уравнительных и окончательных вычислений при уравнивании ориентированных направлений как в ручном счете, так и на ЭВМ см. в работе [10].

III.4.18. Уравнивание ориентированных направлений на ЭВМ

Способ уравнивания ориентированных направлений применяется на ЭВМ в сочетании с последовательной вставкой пунктов, являющейся вариантом группового метода приближений, теория которого изложена в работе [9, § 75]. При этом в каждую группу отнесено по два неизвестных: x, y каждого определяемого пункта. Таким образом, при вставке очередного определяемого пункта все окружающие пункты считаются жесткими.

Алгоритмы уравнительных и окончательных вычислений, а также логика программы рассчитаны на использование внутренней памяти, если не считать ввода первичной информации и ее двукратного вызова на внутреннюю память для уравнивания и окончательных вычислений.

На первом этапе уравнивания, когда ищут предварительно уравненные дирекционные углы, применяется решение нормальных уравнений обычными приближениями по Гауссу. При этом, в отличие от вычислений на НВМ (настольных вычислительных машинах), на ЭВМ ищут не поправки к неизвестным — ориентирующим углам, а сами ориентирующие углы. На заключительной стадии первого этапа уравнивания получают также не поправки, а сами дирекционные углы, которые рассматриваются в качестве измеренных величин на втором этапе уравнивания. И, наконец, общее замечание: последовательность вычислений соответствует нумерации пунктов.

Последовательность действий; формулы вычислений. При составлении программы для ЭВМ используются следующие формулы и берется в основу указанная ниже последовательность действий.

1) Первичная информация:

а) сферические направления (выписывают до 0,1″);

б) точные координаты исходных пунктов и приближенные координаты определяемых (полученные при предварительной обработке, по записанные до 0,01 м) *;

в) дирекционные углы исходных сторон;

г) условия геометрической связи между пунктами.

Предварительно пункты нумеруют.

Первыми нумеруют исходные пункты, затем — определяемые, причем номера последних возрастают по мере удаления от исходных пунктов.

Информацию о геометрических связях составляют для каждого пункта в порядке нумерации, при этом отнаблюденные с пункта направления указывают также в порядке нумерации пунктов, наблюденных с данного. Систему измеренных направлений записывают одним массивом строго в том порядке, в каком записаны условия связи.

Следующим массивом записывают координаты пунктов, также строго в порядке нумерации (разумеется, $y = y^{\text{катал}} - 500\,000$ м). Последним массивом выписывают исходные дирекционные углы, придерживаясь той же системы обозначений, как и для направлений.

2. Первый этап уравнивания:

а) вызов на внутреннюю память координат, операторов условий связи, исходных дирекционных углов и направлений;

б) вычисление поправок в направления за кривизну изображения геодезической линии на плоскости в проекции Гаусса по формуле

$$\delta''_{12} = \frac{f}{3}(x_1 - x_2)(2y_1 + y_2).$$

Величину $f = \rho''/2R^2$ (см. раздел I) также надо поместить в исходную информацию.

Полученные поправки δ'' проверяют в каждом треугольнике (считая нумерацию пунктов по ходу часовой стрелки) по формуле

$$\varepsilon'' = \delta''_{12} + \delta''_{23} + \delta''_{31} - \delta''_{21} - \delta''_{32} - \delta''_{13},$$

где ε'' — сферический избыток, полученный по формуле

$$\varepsilon'' = f 2P_{\text{км}^2}.$$

$2P_{\text{км}^2}$ получают по формуле

$$2P_{\text{км}^2} = y_1(x_3 - x_2) + y_2(x_1 - x_3) + y_3(x_2 - x_1).$$

Величины δ'' и ε'' вычисляют до сотых долей секунды;

в) внесение поправок δ'', округленных до десятых долей секунды, в сферические направления, в результате чего будут полу-

* При наличии более точных координат определяемых пунктов (например «рабочих» координат, необходимых для обеспечения топографической съемки) следует, разумеется, их включать в первичную информацию.

чены плоские направления, которые записывают вместо сферических как на внутренней памяти, так и во внешнем накопителе (в первичной информации). Плоские направления к пулю не приводят;

г) вычисление приближенных ориентирующих углов z^0, используя для этого в первую очередь формулу

$$z_k^0 = T_{kl} - M_{kl} \qquad (*)$$

для пунктов, расположенных на конце отнаблюденной исходной стороны, и для всех остальных пунктов — формулу

$$z_k^0 = z_i^0 + M_{ik} \pm 180^\circ - M_{kl},$$

где z_i^0 — ориентирующий угол, полученный ранее по формуле (*). Если же пункт не связан наблюдениями с пунктами, расположенными на конце исходных сторон, то используют z_i^0, ранее определенный на каком-либо соседнем пункте;

д) получение на каждом пункте K приближенно ориентированных направлений $z_k^0 + M_{kl} = M'_{kl}$, помещаемых на место ранее записанных в оперативной памяти плоских направлений M_{kl} (часть, кратную 360°, вычитают) *;

е) вычисление уравненных ориентирующих углов путем приближений по формуле

$$z_k = \frac{2\sum_{j=1}^{m}(T_{kj}^{\text{исх}} - M_{kj}^{(\prime)}) + \sum_{i=m+1}^{n}(z_i + M_{ik}^{(\prime)} \pm 180^\circ - M_{kl}^{(\prime)})}{n+m}, \qquad (**)$$

где $T^{\text{исх}}$ — исходные дирекционные углы, m — их число, n — число всех измеренных на пункте направлений.

Если на пункте нет измеренных направлений по исходным сторонам, то первое слагаемое числителя формулы (**) и число m равны нулю.

Приближения заканчивают, когда очередные значения z начнут повторяться (эти значения будут малы — порядка нескольких секунд);

ж) получение уточненных ориентированных направлений $M_{kl}^{\text{ор}} = z_k + M_{kl}^{(\prime)}$ на всех пунктах. Значения $M^{\text{ор}}$ записывают на месте $M^{(\prime)}$;

з) по формуле

$$t_{kl} = \frac{1}{2}(M_{kl}^{\text{ор}} + M_{ik}^{\text{ор}} \pm 180^\circ)$$

получают предварительно уравненные дирекционные углы. Они записываются в оперативной памяти, а ориентированные направления предварительно стираются. Таким образом, на месте первоначального массива сферических направлений в оперативной

* При наличии плоских направлений пункты г) и д) лучше выполнить в порядке подготовки первичной информации. Тогда уравнивание на ЭВМ начнется с пункта е).

памяти останутся только дирекционные углы определяемых сторон, число которых меньше числа направлений в два с лишним раза.

3. Второй этап уравнивания (последовательная вставка пунктов).

Как уже указывалось, координаты определяемых пунктов на втором этапе уравнивания получают путем последовательной вставки этих пунктов.

При вычислении очередных значений координат пункта все окружающие пункты, как исходные, так и определяемые, считаются жесткими. Тогда дело сводится к определению всего двух неизвестных: x и y, причем за измеренные величины принимают дирекционные углы всех направлений с данного пункта на окружающие.

Алгоритм уравнивания пункта K в очередном приближении осуществляется в такой последовательности:

а) вычисление значений (с точностью до 0,1″)

$$t^0_{ki} = \operatorname{arctg} \frac{y^0_i - y^0_k}{x^0_i - x^0_k},$$

точно соответствующих координатам, и свободных членов уравнений поправок для каждого измеренного дирекционного угла

$$l^0_{ki} = t^0_{ki} - t_{ki},$$

где t_{ki} — полученные на первом этапе дирекционные углы;

б) вычисление коэффициентов уравнений поправок по формулам

$$a_{ki} = +\,20{,}626\,\frac{(y_i - y_k)}{(x_i - x_k)^2 + (y_i - y_k)^2},$$

$$b_{ki} = -\,20{,}626\,\frac{(x_i - x_k)}{(x_i - x_k)^2 + (y_i - y_k)^2},$$

где координаты берут в километрах, округленных до сотых долей;

в) составление и решение системы двух нормальных уравнений вида

$$[aa]\,\delta x + [ab]\,\delta y + [al^0] = 0,$$

$$[ab]\,\delta x + [bb]\,\delta y + [bl^0] = 0,$$

в результате чего получают поправки $\delta x^{(i)}$ и $\delta y^{(i)}$ i-го приближения;

г) получение очередных значений координат

$$x^{(i)} = x^{(i-1)} + \delta x^{(i)} \text{ и } y^{(i)} = y^{(i-1)} + \delta y^{(i)},$$

где $x^{(i-1)}$ и $y^{(i-1)}$ — координаты, полученные в предыдущем приближении;

д) значения $x^{(i)}$ и $y^{(i)}$ записывают вместо прежних — $x^{(i-1)}$ и $y^{(i-1)}$, и вся промежуточная информация, связанная со вставкой очередного пункта K, стирается, освобождая место для уравнивания следующего по порядку номеров пункта. Координаты $x^{(i)}$ и $y^{(i)}$ служат в дальнейшем исходными при вставке соседних определяемых пунктов и предварительными при уравнивании данного пункта K. Приближения продолжают до тех пор, пока очередные поправки в координаты станут менее 0,10 дм.

Все вычисления на ЭВМ можно производить с тем же числом десятичных знаков, что и на НВМ.

4. Оценка точности и завершающий этап:

а) по окончании второго этапа уравнивания на внутренней памяти стираются все данные, кроме координат и операторов условий геометрической связи между пунктами. Из внешней памяти на внутреннюю вызываются направления (плоские);

б) по координатам вычисляют дирекционные углы и расстояния в соответствии с оператором связи между пунктами, используя для этого следующие основные и контрольные формулы:

$$T_{kl} = \operatorname{arctg} \frac{y_l - y_k}{x_l - x_k};$$

$$D_{kl} = + \sqrt{(x_l - x_k)^2 + (y_l - y_k)^2} = (x_l - x_k) \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 T_{kl}} =$$

$$= (y_l - y_k) \sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2 T_{kl}}$$

(для контроля используют большее приращение);

в) вычисляют поправки v в направления по формулам

$$v_{kl} = (T_{kl} - M_{kl}) - z_k^{0k},$$

где M_{kl} — направление,

$$z_k^{0k} = \frac{1}{n} \sum_{l=1}^{n} (T_{kl} - M_{kl}),$$

затем значения $[v^2]$ и ошибки единицы веса

$$\mu = \sqrt{\frac{[v^2]}{N - Q - 2q}},$$

где N — число всех измеренных величин в сети, Q — число всех пунктов (исходных и определяемых), q — число только определяемых пунктов;

г) выдаются на печать следующие данные: координаты определяемых пунктов, дирекционные углы и длины определяемых сторон (согласно условиям связи), поправки измеренных величин, ошибка единицы веса μ.

По описанной программе на ЭВМ типа Урал-2 успешно уравнивали несколько сетей, включающих каждая до 160 пунктов 2 класса. На современных ЭВМ можно уравнять до 1000 пунктов.

III.4.19. Применение параметрического способа для уравнивания различных геодезических построений

Триангуляция 2 класса, нетиповые фигуры триангуляции 3 и 4 класса и аналогичные сети специального назначения. Здесь следует различать 2 случая.

1) Геодезические сети, построенные в соответствии с требованиями Инструкции о построении государственной геодезической сети, а также достаточно жесткие сети специального назначения.

В этом случае наиболее целесообразным будет уравнивание ориентированных направлений на ЭВМ или НВМ. Имеются достаточные основания считать, что такое уравнивание будет и наиболее строгим. Базисные стороны следует включать в уравнивание наряду с ориентированными направлениями на втором этапе. Веса вычисляются по формуле

$$p_D = \frac{\mu^2}{m_D^2}, \qquad (*)$$

где m_D — реальная средняя квадратическая ошибка, выраженная в дециметрах; μ — численное значение средней квадратической ошибки измерения направлений.

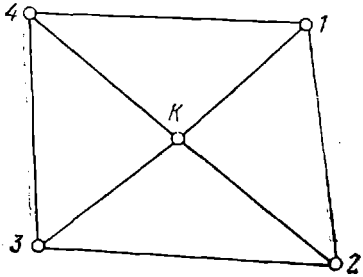


Рис. III.4.19

Вид уравнения поправок для длин сторон представлен формулами (III.4.56′) и (III.4.58).

2) Если геодезическая сеть представляет собой свободное или недостаточно жесткое построение, то правильнее включать в уравнивание углы между смежными направлениями. В этом случае веса сторон вычисляют также по формуле (*), но в качестве ошибки единицы веса берут ошибку угла.

Понятия «жесткое» или «нежесткое» построение — не вполне определенные. Можно рекомендовать следующие критерии: сеть считается достаточно жесткой, если исходные пункты занимают не менее $^2/_3$ внешней границы либо составляют около половины всех пунктов, располагаясь равномерно по площади. В противном случае сеть следует считать нежесткой.

При уравнивании сети на ЭВМ способом последовательной вставки пунктов с отысканием поправок в углы уравнения поправок при очередной вставке пункта, в соответствии с рис. III.4.19, будут иметь следующий вид:

$$v_{12}^k = (a_{k2} - a_{k1})\,\delta x_k + (b_{k2} - b_{k1})\,\delta y_k + l_{12}^k,$$

. . . . . .

$$v_{41}^k = (a_{k1} - a_{k4})\,\delta x_k + (b_{k1} - b_{k4})\,\delta y_k + l_{41}^k,$$

$$v_{2k}^1 = a_{k1}\delta x_k + b_{k1}\delta y_k + l_{2k}^1,$$

$$v_{k1}^2 = -a_{k2}\delta x_k - b_{k2}\delta y_k + l_{k1}^2,$$

. . . . . .

$$v_{1k}^4 = a_{k4}\delta x_k + b_{k4}\delta y_k + l_{1k}^4,$$

$$v_{k4}^1 = -a_{k1}\delta x_k - b_{k1}\delta y_k + l_{k4}^1.$$

Линейно-угловая сеть. Имеется в виду сеть треугольников в которой измерены все направления и все длины сторон. Для

уравнивания такой сети наиболее эффективным способом будет параметрический. Все соображения относительно уравнивания триангуляции с базисными сторонами остаются в силе и для данного случая. В обширной сети для установления системы весов надо вычислить среднюю квадратическую ошибку угла по формуле Ферреро

$$m_\beta = \sqrt{\frac{[W^2]}{3n}},$$

где W — невязки треугольников, n — их число.

Если решено уравнивать ориентированные направления (в достаточно жесткой сети), то ошибку единицы веса следует полагать равной

$$\mu = \frac{m_\beta}{\sqrt{2}}.$$

Средние квадратические ошибки сторон m_D для установления системы весов по формуле

$$p_D = \frac{\mu^2}{m_D^2}$$

необходимо получить по невязкам трилатерационных фигур и базисных условий с нежесткими сторонами [11].

Комбинированная сеть. Комбинированной сетью называют геодезические построения, представляющие собой сочетание триангуляции, полигонометрии и трилатерации.

Уравнивание комбинированных сетей наиболее удобно, рентабельно и эффективно производить параметрическим способом. При этом в полигонометрии следует уравнивать углы между смежными направлениями. Выбор в триангуляции для уравнивания углов или ориентированных направлений делается в зависимости от степени ее жесткости.

Для применения ЭВМ и в этом случае эффективен способ последовательной вставки пунктов.

Заметим, что при уравнивании линейно-угловых и комбинированных сетей уравнения поправок следует приводить к равноточному виду.

Д. УРАВНИВАНИЕ ТИПОВЫХ ФИГУР ТРИЛАТЕРАЦИИ КОРРЕЛАТНЫМ СПОСОБОМ

III.4.20. Общие сведения. Способ сравнения углов

При малом числе избыточно измеренных величин по сравнению с числом необходимых величин для уравнивания выгодно применять коррелатный способ.

В геодезических сетях 3 и 4 классов могут встречаться следующие трилатерационные фигуры, показанные на рис. III.4.20, для уравнивания которых выгодно применять коррелатный способ.

Для подсчета числа независимых условий в фигурах, имеющих не менее двух исходных пунктов, служит формула

$$r = n - 2q, \qquad \text{(III.4.91)}$$

где r — число условий, n — число измеренных сторон, q — число определяемых пунктов.

Если в фигуре имеется только один исходный пункт, то измеренная сторона, примыкающая к исходному пункту, и определяемый пункт на другом конце этой стороны при подсчете числа условий должны условно считаться исходными, хотя при уравнивании «исходная» сторона получает поправку. Разумеется, для получения координат пунктов должен быть известен дирекционный угол этой стороны.

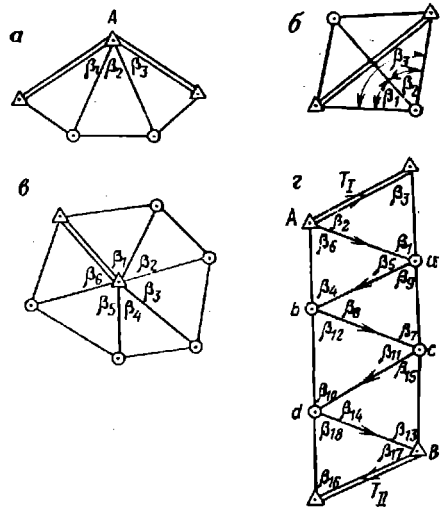


Рис. III.4.20

Так, например, в фигурах *а*, *б* и *в* (см. рис. III.4.20) возникает по одному условию и соответственно должно решаться одно нормальное уравнение. (При уравнивании по способу поправок координат в фигурах *а* и *б* придется решать по четыре нормальных уравнения, в фигуре *в* — десять). В фигуре *г* возникает три условия.

Методика составления условных уравнений для фигур *а*, *б* и *в* одна и та же и заключается в следующем.

Вначале составляют условное уравнение алгебраической суммы углов; затем по исходным и измеренным сторонам вычисляют значения углов и получают невязку (в секундах). После этого составляют условное уравнение поправок к углам, и, наконец, эти поправки выражают через поправки в измеренные стороны. В результате получают искомое условное уравнение поправок в измеренные величины.

Ниже приведены формулы вычислений.

1. Углы треугольника ABC (рис. III.4.21) вычисляют по формулам

$$\left.\begin{aligned}\cos A &= \frac{b^2+c^2-a^2}{2bc}\\ \cos B &= \frac{a^2+c^2-b^2}{2ac}\\ \cos C &= \frac{a^2+b^2-c^2}{2ab}\end{aligned}\right\}. \qquad \text{(III.4.92)}$$

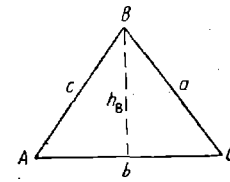


Рис. III.4.21

2. Поправки в углы выражают через поправки в стороны следующим образом:

$$\left.\begin{aligned}v''_A &= \frac{\rho''}{h_a}(v_a - \cos B v_c - \cos C v_b)\\ v''_B &= \frac{\rho''}{h_b}(v_b - \cos A v_c - \cos C v_a)\\ v''_C &= \frac{\rho''}{h_c}(v_c - \cos B v_a - \cos A v_b)\end{aligned}\right\}, \qquad \text{(III.4.93)}$$

где h — высота треугольника, опущенная из вершины угла, поправку которого определяют (например $h_в$ — из вершины угла B).

Условные уравнения поправок к углам (см. рис. III.4.20) имеют следующий вид:

в фигуре *а*

$$v_1+v_2+v_3+W_а=0,$$

где

$$W_а=\beta_1+\beta_2+\beta_3-\sphericalangle A;$$

в фигуре *б*

$$v_1+v_2-v_3+W_б=0,$$

где

$$W_б=\beta_1+\beta_2-\beta_3;$$

в фигуре *в*

$$v_1+v_2+v_3+v_4+v_5+v_6+W_в=0,$$

где

$$W_в=\beta_1+\beta_2+\beta_3+\beta_4+\beta_5+\beta_6-360^\circ.$$

Подставляя на место поправок в углы правые части равенств (III.4.93), раскрывая скобки и приводя подобные члены, получим искомое условное уравнение относительно поправок в стороны.

Фигура *з* имеет особенности. В ней возникает три условия: одно — дирекционных углов и два — координатных.

Условное уравнение дирекционных углов, аналогичное рассмотренным выше, имеет вид

$$v_2-v_5+v_8-v_{11}+v_{14}-v_{17}+W_з=0,$$

где

$$W_e = T_I + \beta_2 \pm 180^\circ - \beta_5 \pm 180^\circ + \beta_8 \pm 180^\circ -$$
$$- \beta_{11} \pm 180^\circ + \beta_{14} \pm 180^\circ - \beta_{17} - T_{II}.$$

Координатные условия имеют следующий вид.

Условное уравнение абсцисс

$$\cos T_{Aa} v_{Aa} + \cos T_{ab} v_{ab} + \cos T_{bc} v_{bc} + \cos T_{cd} v_{cd} +$$
$$+ \cos T_{dB} v_{dB} - \frac{Y_B - Y_A}{\rho''} v_2 + \frac{Y_B - y_a}{\rho''} v_5 - \frac{Y_B - y_b}{\rho''} v_8 +$$
$$+ \frac{Y_B - y_c}{\rho''} v_{11} - \frac{Y_B - y_d}{\rho''} v_{14} + W_x = 0,$$

$$W_x = X_A + \Delta x_{Aa} + \Delta x_{ab} + \Delta x_{bc} + \Delta x_{cd} + \Delta x_{dB} - X_B,$$

где приращения координат вычисляют по измеренным сторонам и дирекционным углам, переданным от T_I через углы треугольников, вычисленные по сторонам.

Условное уравнение ординат

$$\sin T_{Aa} v_{Aa} + \sin T_{ab} v_{ab} + \sin T_{bc} v_{bc} + \sin T_{cd} v_{cd} +$$
$$+ \sin T_{dB} v_{dB} + \frac{X_B - X_A}{\rho''} v_2 - \frac{X_B - x_a}{\rho''} v_5 + \frac{X_B - x_b}{\rho''} v_8 -$$
$$- \frac{X_B - x_c}{\rho''} v_{11} + \frac{X_B - x_d}{\rho''} v_{14} + W_y = 0,$$

где невязку W_y вычисляют тем же путем, что и W_x. Заменяя поправки в углы (отмечены цифровыми индексами) поправками в стороны (отмечены двойными буквенными индексами) и приводя подобные члены, получим искомые условные уравнения поправок в стороны.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Красовский Ф. Н., Данилов В. В. Руководство по высшей геодезии, ч. I, вып. 2. М., Редбюро ГУГК при СНК СССР, 1939. 411 с.

2. Красовский Ф. Н. Руководство по высшей геодезии, ч. II. М., Геодезиздат, 1942. 560 с.

3. Герасимов И. М. Практическое руководство по вычислению триангуляции 2, 3 и 4 классов. М., Геодезиздат, 1941. 448 с.

4. Пранис-Праневич И. Ю. Руководство по уравнительным вычислениям триангуляции. М., Геодезиздат, 1956. 363 с.

5. Гордеев А. В., Шарупич С. Г. Уравнивание типовых фигур триангуляции. М., Геодезиздат, 1956. 195 с.
6. Гайдаев П. А. Уравнивание триангуляции. М., Геодезиздат, 1960. 260 с.
7. Кутузов И. А. Радиогеодезия. М., ВИА, 1961, 384 с.
8. Гайдаев П. А., Фомин М. П., Юдин А. Д., Машимов М. М. Уравнивание заполняющей триангуляции приближениями. М., «Недра», 1966. 60 с.
9. Гайдаев П. А., Большаков В. Д. Теория математической обработки геодезических измерений. М., «Недра», 1969. 400 с.
10. Гайдаев П. А. Вычисление геодезических сетей 3 и 4 классов. М., «Недра», 1972. 183 с.
11. Гайдаев П. А., Лобачёв В. М. Об оценке точности линейных измерений. «Геодезия и картография», 1973, № 1, с. 4—8.

III.5. ГОСУДАРСТВЕННАЯ И ГОРОДСКАЯ ПОЛИГОНОМЕТРИЯ

В. Г. Селиханович

А. РАСЧЕТНЫЕ ФОРМУЛЫ

III.5.1. Классификация полигонометрии

Полигонометрия является методом построения государственной геодезической сети 1, 2, 3, 4 классов (взамен триангуляции) и развития геодезических сетей сгущения 1 и 2 разрядов. Линейные измерения в полигонометрии 1, 2, 3 классов выполняются светодальномерами и радиодальномерами. Классификация такой полигонометрии приведена в табл. III.5.1.

Таблица III.5.1

Класс	Форма	Длина хода, км	Длина стороны, км	Средняя квадратическая ошибка измерения угла	Относительная ошибка измерения длины стороны
1	Вытянутая	200	20—25	0,4	1 : 300 000
2	По особо разработанной программе			1,0	1 : 250 000
3	Между узловыми пунктами, а также между узловыми и исходными		3 *	1,5	1 : 200 000
4	См. табл. III.5.2				

* Наименьшая длина стороны.

Среднюю квадратическую ошибку измерения угла в полигонометрии 1 класса вычисляют по сходимости результатов измерения, в полигонометрии 2, 3 и 4 классов — по невязкам полигонов.

Из табл. III.5.1 следует, что программа построения государственной геодезической сети 2 класса методом полигонометрии

в каждом отдельном случае разрабатывается самостоятельно в зависимости от конкретных условий. Б. А. Литвинов рассмотрел вариант построения полигонометрии 2 класса и дальнейшее ее сгущение. Он предусматривает построение полигонов 2 класса преимущественно в виде четырехугольников со сторонами 35—40 км; между исходными и узловыми пунктами должно быть не более трех сторон, длина каждой стороны 10—15 км *.

Особо широкое применение полигонометрия получила при крупномасштабных съемках в городских и инженерно-изыскательских работах как метод сгущения геодезических сетей. В табл. III.5.2 приведена ее классификация [15].

Таблица III.5.2

Класс и разряды полигонометрии	Предельная длина хода, км			Предельный периметр полигона, км	Длина сторон хода, м			Число сторон в ходе, не более	Средняя квадратическая ошибка измерения угла	Угловая невязка хода или полигона	Предельная относительная невязка хода
	отдельного	между исходной и узловой точкой	между узловыми точками		наибольшая	наименьшая	оптимальная				
4 класс	10	7	5	30	2000	250	500	15	2″	$5''\sqrt{n}$	1 : 25 000
1 разряд	5	3	2	15	800	120	300	15	5″	$10''\sqrt{n}$	1 : 10 000
2 разряд	3	2	1,5	9	350	80	200	15	10″	$20''\sqrt{n}$	1 : 5 000

Примечание. n — число углов в ходе. При использовании для линейных измерений светодальномеров длины сторон и ходов могут быть увеличены, что должно быть оговорено в техническом проекте.

Полигонометрические ходы различают не только по видам, но и по форме. Полигонометрия строится в виде отдельных ходов и систем ходов, опирающихся на исходные пункты. Ходы могут быть замкнутыми и разомкнутыми. Замкнутый ход, или полигон, опирается на один исходный пункт с известными координатами и примыкает к исходным направлениям с известными дирекционными углами.

Разомкнутый ход опирается концами на исходные пункты и примыкает к исходным направлениям. Различают ломаные и

* Б. А. Литвинов. Основные вопросы построения и уравнивания полигонометрических сетей. М., Геодезиздат, 1962.

вытянутые разомкнутые ходы. Следует стремиться прокладывать вытянутые ходы с примерно равными сторонами, так как изогнутый ход от вытянутого, проложенного между теми же опорными пунктами, отличается большей протяженностью и бо́льшим числом углов поворота, что приводит к увеличению объема полевых и вычислительных работ и к менее точному определению координат пунктов полигонометрии.

При уравнивании вытянутых ходов можно применять более простые и строгие способы и выполнять более полную и строгую оценку точности полевых измерений и окончательных результатов.

Системы ходов условно подразделяют на системы ходов с узловыми точками и системы полигонов. Системы с одной или несколькими узловыми точками состоят из разомкнутых ходов, пересекающихся в узловых точках.

Системы полигонов состоят в основном из смежных замкнутых ходов, их разделяют на свободные и несвободные.

Свободная система опирается только на один исходный пункт и одно исходное направление и примыкает к одному или двум исходным пунктам.

Несвободная система опирается не менее чем на два исходных пункта и исходные направления с них.

III.5.2. Принятые обозначения

n — число сторон в ходе; $n + 1$ — число точек поворота в ходе, считая начальную и конечную точки хода; N — число ходов; s — средняя длина стороны; $T_н$, $T_к$ — начальный и конечный исходные пункты в полигонометрии; $\alpha_н$, $\alpha_к$ — исходный и конечный дирекционные углы; β — измеренные левые углы по ходу; L — длина замыкающей хода; θ — дирекционный угол замыкающей хода; m_β, m'_β — средняя квадратическая ошибка измеренного угла поворота (полная и собственно измерения); m_s — средняя квадратическая ошибка измеренной длины стороны; M', m'_x, m'_y — средние квадратические ошибки положения конечной точки хода для случая предварительно не исправленных за угловую невязку углов (общая и по осям координат); M, m_x, m_y — то же, но для углов, предварительно исправленных; m_{α_T} — средняя квадратическая ошибка опорного дирекционного угла; $m_{(x_к - x_н)}$, $m_{(y_к - y_н)}$, $m_{(к-н)}$ — средние квадратические ошибки конечного опорного пункта относительно начального (по осям координат и общая); $D_{i\gamma}$ — расстояние между пунктами с номерами i и γ; α — дирекционный угол стороны; $\xi\eta$ — центральные координаты; x_0, y_0 — координаты центра тяжести; f_x, f_y, f_s — невязки в приращениях координат и общая линейная невязка хода (вычисленные по предварительно уравненным углам); f'_x, f'_y, f'_s — то же, но по неуравненным углам; t — продольная невязка хода (для случая вытянутых ходов она является результатом ошибок линейных измерений); u — поперечная невязка хода (для случая вытянутых ходов она является результатом ошибок угловых измерений); u' — поперечная невязка хода, вычисленная по неуравненным углам; m_t — средняя величина продольной невязки; m_u — средняя величина поперечной невязки, вычисленная по предварительно исправленным углам; $m_{u'}$ — то же, для случая неисправленных углов; $1/T$ — точность хода (относи-

тельная предельная ошибка или невязка); μ — коэффициент случайного влияния в линейных измерениях; λ — коэффициент систематического влияния; ω — коэффициент остаточного систематического влияния в линейных измерениях; p — вес угла; p_s — вес стороны; m_α — средняя квадратическая ошибка дирекционного угла стороны хода; φ — параллактический угол; m_φ — средняя квадратическая ошибка параллактического угла.

III.5.3. Основные расчетные формулы

Если считать, что измерение линий сопровождается только ошибками случайного характера, то при измерении стороны s_l лента или проволока длиной l будет отложена n_1 раз, т. е.

$$s_l = ln_1,$$

и средняя квадратическая ошибка m_{s_l} измерения стороны будет вычисляться по формуле

$$m_{s_l} = m\sqrt{n_1},$$

или

$$m_{s_l} = \frac{m}{\sqrt{l}}\sqrt{s_l}, \qquad \text{(III.5.1)}$$

где m — ошибка одного уложения проволоки или ленты.

Отношение $m/\sqrt{l}$ постоянное для данного мерного прибора и для данных условий измерения и обозначается буквой μ;

$$m_{s_l} = \mu\sqrt{s_l}. \qquad \text{(III.5.2)}$$

Если принять $s_l = 1$, то $m_s = \mu$.

Итак, μ есть средняя квадратическая ошибка измерения, приходящаяся на единицу длины. Это коэффициент случайного влияния; его принимают за критерий для оценки точности линейных измерений.

Если же измерение линий сопровождалось только ошибками систематического характера, то, имея в виду, что систематические ошибки действуют пропорционально числу уложений,

$$m_{s_l} = \frac{m}{l}s_l, \qquad \text{(III.5.3)}$$

где $\frac{m}{l}$ — величина, постоянная для данных условий измерения и организации работ, ее обозначают буквой λ; тогда

$$m_{s_l} = \lambda s_l. \qquad \text{(III.5.4)}$$

Коэффициент μ зависит от применяемых инструментов, методов измерения, внешних условий и от навыков наблюдателя. При проведении линейных измерений стремятся так организовать работу, чтобы коэффициент λ систематического влияния составлял $^1/_{25}$ — $^1/_{30}$ от μ.

Коэффициент случайного влияния μ и систематического влияния λ определяют по продольным невязкам вытянутых ходов и по разностям двойных измерений. Ходы могут считаться вытянутыми, если:

а) стороны хода отклоняются от направления замыкающей в обе стороны в среднем в пределах 8°,

б) вершины хода отклоняются в обе стороны от линии, проведенной через центр тяжести параллельно замыкающей хода, в среднем на величину $^1/_{24}$ длины самой замыкающей.

По продольным невязкам вытянутых полигонов определяют

$$\lambda = \frac{[t_l]}{[L]_l} \qquad \text{(III.5.5)}$$

и вычисляют

$$\mu = \sqrt{\frac{\left[\frac{1}{L}\, t'^2\right]}{N-1}} \qquad \text{(III.5.6)}$$

и

$$\mu = \sqrt{\frac{[t'^2]}{[L]}}, \qquad \text{(III.5.6')}$$

где

$$t'_i = t_l - \lambda\,[s]_l.$$

По формулам (III.5.5) и (III.5.6) достаточно надежно μ и λ будут определены в том случае, если число продольных невязок достаточно велико ($N \geqslant 10$—11) и отсутствует ощутимое влияние ошибок координат исходных пунктов. При малом λ коэффициент μ вычисляют по формулам

$$\mu = \sqrt{\frac{\left[\frac{1}{L}\, t^2\right]}{N}}$$

и

$$\mu = \sqrt{\frac{[t^2]}{[L]}}.$$

Если для определения μ и λ используют ходы, которые не являются строго вытянутыми, то из продольных невязок этих ходов следует исключить влияние ошибок измерения углов.

Для вычисления μ по разностям d_s двойных измерений вычисляют вначале коэффициент остаточного систематического влияния ω

$$\omega = \frac{[d_s]}{[s]}; \qquad \text{(III.5.7)}$$

коэффициент случайного влияния μ для среднего из двух результатов измерений вычисляют по формулам

$$\mu = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{\left[\frac{1}{s}\,d_s'^2\right]}{n-1}}, \qquad \text{(III.5.8)}$$

$$\mu = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{[d_s'^2]}{s}}, \qquad \text{(III.5.9)}$$

где n — число разностей. При малом ω значения μ вычисляют по формулам

$$\mu = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{\left[\frac{1}{s}\,d_s^2\right]}{n}}, \qquad \text{(III.5.8')}$$

$$\mu = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{[d_s^2]}{[s]}}. \qquad \text{(III.5.9')}$$

Число d_s должно быть достаточно большим.

Если длина стороны в прямом и обратном направлениях измерялась в одно время, то d_s отражают влияние ряда источников (компарирования, натяжения и др.), и значения μ и λ будут преуменьшенными (μ в 3—5 раз, а λ — и больше). Для более надежного определения μ следует использовать двойные измерения длин, выполненные в разное время. Следует иметь в виду, что для стальных проволок можно довести величину μ до 0,0002, а λ — до 0,00001, для стальной ленты при благоприятных полевых условиях μ = = 0,002—0,004, а λ = 0,00012.

В действительности случайные и систематические ошибки оказывают совместное влияние на точность измерения линий, будучи независимыми одна от другой; поэтому

$$m_{s_l}^2 = \mu^2 s_i + \lambda^2 s_i^2. \qquad \text{(III.5.10)}$$

Для всего хода при условии, что ход вытянутый,

$$m_{L_l}^2 = \mu^2 L + \lambda^2 L^2; \qquad \text{(III.5.11)}$$

если $L = [s]$, то

$$m_{[s]}^2 = \mu^2 [s] + \lambda^2 [s]^2. \qquad \text{(III.5.12)}$$

Для дальнейших расчетов нужно использовать продольную t и поперечную u невязки хода, являющиеся компонентами невязки f_s в периметре. В вытянутом ходе невязку f_s можно разложить на продольную невязку t, расположенную вдоль хода и полученную главным образом в результате накопления ошибок измерения линий, и поперечную невязку u, расположенную перпендикулярно к направлению хода и являющуюся результатом совместного влияния ошибок угловых измерений. Тогда

$$f_s = \sqrt{t^2 + u^2}. \qquad \text{(III.5.13)}$$

Отсюда следует, что средняя квадратическая величина продольной невязки

$$m_l^2 = m_{[s]}^2.$$

С учетом зависимости поперечной невязки в вытянутом полигонометрическом ходе от ошибок измерений углов для случая неисправленных и предварительно исправленных углов будем иметь

$$m_{u'} = \frac{m_\beta}{\rho} L \sqrt{\frac{n+1,5}{3}}, \qquad \text{(III.5.14)}$$

$$m_u = \frac{m_\beta}{\rho} L \sqrt{\frac{n+3}{12}}. \qquad \text{(III.5.15)}$$

Средняя квадратическая ошибка положения конечной точки хода M может быть определена по средним величинам продольной и поперечной невязок m_l и m_u.

Для вытянутых ходов с примерно равными сторонами для случая неисправленных углов

$$M'^2 = \mu^2 L + \lambda^2 L^2 + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} L^2 \frac{n+1,5}{3}, \qquad \text{(III.5.16)}$$

для исправленных углов

$$M^2 = \mu^2 L + \lambda^2 L^2 + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} L^2 \frac{n+3}{12}. \qquad \text{(III.5.17)}$$

Для хода любой формы соответственно

$$M'^2 = \mu^2 [s] + \lambda^2 L^2 + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} [D_{n+1,\,i}^2], \qquad \text{(III.5.18)}$$

$$M^2 = \mu^2 [s] + \lambda^2 L^2 + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} [D_{0,\,i}^2], \qquad \text{(III.5.19)}$$

где $D_{n+1,\,i}$ — расстояние от конечной точки хода до каждой точки поворота и D_{0i} — от центра тяжести до каждой точки поворота. Величины $D_{n+1,\,i}$ и $D_{0,\,i}$ можно определить графически по чертежу рис. III.5.1. Координаты центра тяжести находят графически или по формулам

$$x_0 = \frac{[x]}{n+1}, \qquad \text{(III.5.20)}$$

$$y_0 = \frac{[y]}{n+1}. \qquad \text{(III.5.21)}$$

Из формул (III.5.16)—(III.5.19) следует, что с увеличением числа пунктов поворота третий член, учитывающий влияние ошибок угловых измерений, возрастает. Для повышения точности хода необходимо или уменьшить число пунктов поворота хода, или заменить ход с измеренными углами поворота ходом с измеренными

азимутами или дирекционными углами. В первом случае измеряют углы между «главными» сторонами $T_нC$; CD; $DT_к$, соединяющими несоседние главные пункты; образованный таким образом ход (рис. III.5.2) будет иметь меньшее количество углов поворота и более длинные стороны. По такому ходу с главными пунктами и главными сторонами передаются дирекционные углы и координаты пунктов хода.

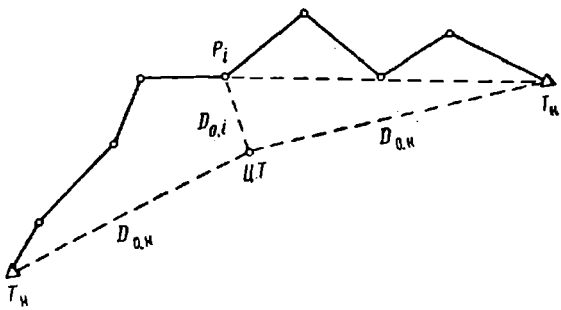


Рис. III.5.1

Длину главной стороны вычисляют по результатам измерения длин линий и углов промежуточного хода, который она замыкает. Тогда вычисление M производят по формуле

$$M^2 = \mu^2 [s] + \lambda^2 L^2 + \frac{m_\alpha^2}{\rho^2} [s^2]. \qquad (III.5.22)$$

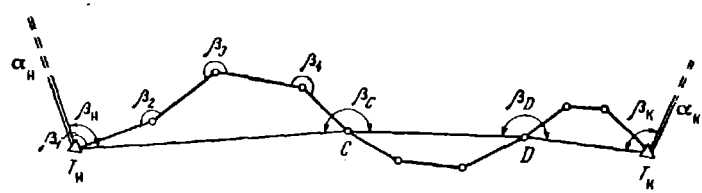


Рис. III.5.2

Во втором случае в ряде пунктов хода измеряют астрономические азимуты или дирекционные углы направлений CN_1; DN_2; EN_3 (рис. III.5.3) или наиболее длинных сторон. Тогда ход разобьется на k секций, и M для вытянутого хода с примерно равными сторонами подсчитывают по формуле

$$M^2 = \mu^2 L + \lambda^2 L^2 + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} L^2 \frac{n+3k}{12k^2}. \qquad (III.5.23)$$

Приведенные формулы для вычисления M и M' дают возможность вычислить среднюю относительную невязку в периметре хода; например, используя формулу (III.5.19), получим

$$\left(\frac{M}{[s]}\right)^2 = \frac{\mu^2}{[s]} + \lambda^2\left(\frac{L}{[s]}\right)^2 + \frac{m_\beta^2}{\rho^2}\,\frac{[D_{0,i}^2]}{[s]^2}. \qquad \text{(III.5.24)}$$

Из формулы (III.5.24) следует, что:

1) чем длиннее ход, тем меньшее влияние на невязку в периметре оказывают случайные ошибки линейных измерений·

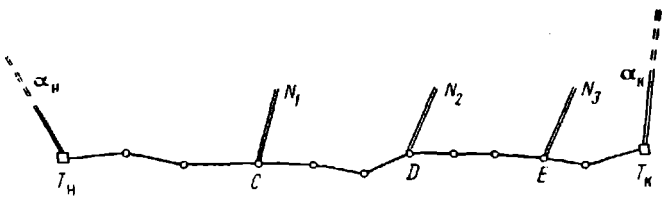


Рис. III.5.3

2) чем более вытянут ход, тем сильнее влияние на невязку в периметре оказывают систематические ошибки линейных измерений;

3) влияние ошибок угловых измерений на величину невязки в периметре возрастает от увеличения числа углов и от приближения хода к вытянутой форме. Среднюю относительную невязку в периметре вытянутого полигонометрического хода с примерно равными сторонами для случая предварительно неисправленных и исправленных углов вычисляют соответственно по формулам

$$\frac{M'}{[s]} = \sqrt{\lambda^2 + \frac{1}{n}\left(\frac{m_s}{s}\right)^2 + \frac{n+1{,}5}{3}\,\frac{m_\beta^2}{\rho^2}}, \qquad \text{(III.5.25)}$$

$$\frac{M}{[s]} = \sqrt{\lambda^2 + \frac{1}{n}\left(\frac{m_s}{s}\right)^2 + \frac{n+3}{12}\,\frac{m_\beta^2}{\rho^2}}. \qquad \text{(III.5.26)}$$

Если влияние систематических ошибок незначительно, то первый член в правой части формул (III.5.25) и (III.5.26) не учитывают.

Зная M, можно вычислить среднюю квадратическую ошибку положения пункта, расположенного в слабом месте хода, т. е. обладающего наименьшей точностью. Если до уравновешивания слабым местом является конечная точка хода (считая ход висячим), то после уравновешивания слабым местом хода является его середина. Можно считать, что средняя квадратическая ошибка положения пункта, расположенного в слабом месте хода, будет равна примерно половине M или M', а предельная ошибка будет равна M или M'.

При наличии заметных ошибок исходных координат и дирекционных углов учитывается и их влияние. В этом случае значения M и M' будут представлять не средние квадратические ошибки поло-

жения конечной точки хода, а средние квадратические значения невязок хода.

Тогда M по исправленным предварительно углам и M' по неисправленным углам будут вычисляться соответственно по формулам

$$M^2=\mu^2[s]+\lambda^2L^2+\frac{m_\beta^2}{\rho^2}[D_{0,i}^2]+\frac{m_{\alpha_T}^2}{\rho^2}\{D_{1,0}^2+D_{n+1,0}^2\}+m_{\text{к-н}}^2, \tag{III.5.27}$$

$$M'^2=\mu^2[s]+\lambda^2L^2+\frac{m_\beta^2}{\rho^2}[D_{n+1,i}^2]+\frac{m_{\alpha_T}^2}{\rho^2}[D_{n+1,i}^2]+m_{\text{к-н}}^2. \tag{III.5.28}$$

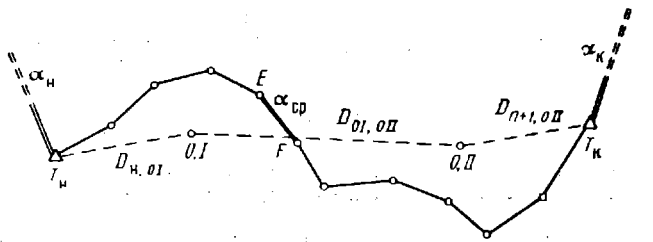


Рис. III.5.4

При наличии в ходе $k-1$ промежуточных опорных дирекционных углов, разбивающих ход на k секций,

$$M^2=\mu^2[s]+\lambda^2L^2+\frac{m_\beta^2}{\rho^2}\{[D_{0,i}^2]_I+[D_{0,i}^2]_{II}+\cdots+[D_{0,i}^2]_k\}+$$

$$+\frac{m_{\alpha_T}^2}{\rho^2}(D_{1,0I}^2+D_{0I,0II}^2+\cdots+D_{0k,n+1}^2)+m_{\text{к-н}}^2. \tag{III.5.29}$$

Для каждой секции в этом случае вычисляют свой центр тяжести, что значительно уменьшает влияние угловых ошибок [в формуле (III.5.29) римскими цифрами обозначены номера секций].

Так, для случая, когда промежуточная сторона с астрономически определенным азимутом EF делит ход на две секции (рис. III.5.4), для каждой из которых определен центр тяжести, формула (III.5.29) будет иметь вид

$$M^2=\mu^2[s]+\lambda^2L^2+\frac{m_\beta^2}{\rho^2}\{[D_{0I,i}^2]_I+[D_{0,II,i}^2]\}+D_{н,01}^2\frac{m_\alpha^2}{\rho^2}+$$

$$+D_{0I,0II}^2\frac{m_{\alpha_{ср}}^2}{\rho^2}+D_{0II,n+1}^2\frac{m_{\alpha_к}^2}{\rho^2}+m_{\text{к-н}}^2. \tag{III.5.30}$$

Для ходов вытянутой формы с примерно равными сторонами вместо формул (III.5.27)—(III.5.30) можно пользоваться соответственно формулами

$$M^2=\mu^2L+\lambda^2L^2+\frac{m_\beta^2}{\rho^2}L^2\frac{n+3}{12}+\frac{m_{\alpha_T}^2}{\rho^2}\frac{L^2}{2}+m_{\text{к-н}}^2, \quad \text{(III.5.27')}$$

$$M'^2=\mu^2L+\lambda^2L^2+\frac{m_\beta^2}{\rho^2}L^2\frac{n+1{,}5}{3}+\frac{m_{\alpha_T}^2}{\rho^2}L^2+m_{\text{к-н}}^2, \quad \text{(III.5.28')}$$

$$M^2=\mu^2L+\lambda^2L^2+\frac{m_\beta^2}{\rho^2}L^2\frac{n^2+3nk+2k^2}{12nk^2}+\frac{m_{\alpha_T}^2}{\rho^2}L^2\frac{2k-1}{2k^2}+m_{\text{к-н}}^2, \quad \text{(III.5.29')}$$

$$M^2=\mu^2[s]+\lambda^2L^2+\frac{m_\beta^2}{\rho^2}\left\{\frac{(n_1+1)(n_1+2)}{12}+\frac{(n_2+1)(n_2+2)}{12}\right\}s^2+$$

$$+\frac{m_{\alpha_\text{н}}^2}{\rho^2}\left(\frac{ns}{2}\right)^2+\frac{m_{\alpha_\text{ср}}^2}{\rho^2}\left(\frac{n_1+n_2}{2}+1\right)s^2+\frac{m_{\alpha_\text{к}}^2}{\rho^2}\left(\frac{n_2s}{2}\right)^2+m_{\text{к-н}}^2, \quad \text{(III.5.30')}$$

здесь через n_1 и n_2 обозначено соответственно число сторон в первой и второй секциях.

Если $n_1 = n_2$, то при условии одинаковой точности всех астрономически или геодезически определенных дирекционных углов будем иметь

$$M^2=\mu^2[s]+\lambda^2L^2+\frac{n+3}{48}\frac{m_\beta^2}{\rho^2}+\frac{3}{8}n^2\frac{m_\alpha^2}{\rho^2}+m_{k-1}^2. \quad \text{(III.5.31)}$$

Из формулы (III.5.31) следует, что наличие промежуточной стороны с астрономически определенным азимутом уменьшает влияние ошибок угловых измерений в среднем вдвое, причем влияние самих ошибок азимутов или дирекционных углов остается почти без изменений в формулах (III.5.25)—(III.5.28), (III.5.25')—(III.5.28') и (III.5.31). Следует иметь в виду, что значения опорных дирекционных углов получают независимо один от другого. Все формулы для разомкнутого хода выведены в предположении, что систематическая ошибка линейных измерений сохраняет свой знак на протяжении всего хода, причем величина коэффициента λ меняется сравнительно мало от линии к линии.

В случае замкнутого хода формула для вычисления M представится в виде

$$M^2=\mu^2[s]+\frac{m_\beta^2}{\rho^2}[D_{\text{ц.т}}^2]. \quad \text{(III.5.32)}$$

При одинаковых условиях измерений невязка в периметре в замкнутом ходе будет в среднем меньше, чем в разомкнутом, так как:

1) влияние систематических ошибок линейных измерений на величину невязки ослабляется;

2) ошибки исходных данных (дирекционного угла и координат пункта) не оказывают влияния;

3) влияние ошибок угловых измерений в среднем уменьшается в полтора раза.

При наличии в замкнутом ходе (рис. III.5.5) промежуточного астрономически определенного азимута (дирекционного угла) $\alpha_{ср}$ формула (III.5.32) примет вид

$$M^2 = \mu^2 [s] + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \{[D_{0I,i}^2]_I + [D_{0II,i}^2]_{II}\} + \frac{m_{\alpha_н}^2 + m_{\alpha_{ср}}^2}{\rho^2} D_{0I,0II}^2. \quad (III.5.33)$$

Таким образом, при прокладке замкнутого хода необходимо требовать, чтобы невязка в этом ходе была значительно меньше величины, предусматриваемой инструкциями для разомкнутых ходов.

При пользовании расчетными формулами необходимо иметь в виду следующее:

1. Если промежуточный дирекционный угол на данном пункте хода определялся не для стороны хода, а для какого-то другого направления, то этот пункт учитывается дважды: как конечный — для одной секции и начальный — для другой.

2. Для ходов, в которых число сторон n менее 5, следует множители $(n + 1{,}5)/3$ и $(n + 3)/12$ заменить соответственно следующими точными выражениями:

$$\frac{2n^2 + 3n + 1}{6n} \quad \text{и} \quad \frac{n^2 + 3n + 2}{12n}.$$

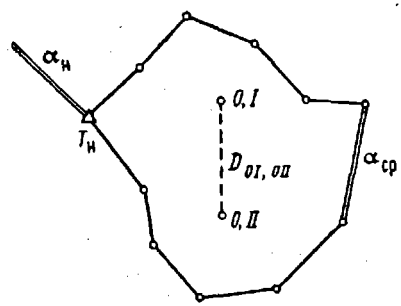


Рис. III.5.5

3. Если ход имеет главные стороны, то расчет следует вести по тем же формулам, а главные стороны, полученные с помощью вычислений, следует считать как бы полученными непосредственно с такой же точностью, с какой производились измерения промежуточных сторон.

4. В формулах для вычисления M и M' в случае вытянутых ходов слагаемые с μ и λ выражают средний продольный сдвиг (m_l), а с m_β и m_α — поперечный (m_μ).

5. Для вычисления μ, λ, m_β следует использовать невязки достаточно большого числа вытянутых ходов, однородных по условиям работы. Ошибки исходных данных m_{α_T} и $m_{к\text{-}н}$ вычисляют или по тем же невязкам, или по тем материалам, из которых получены эти исходные данные.

Иногда, не имея возможности по материалам полевых работ вычислить величины μ, λ, m_β, характеризующие точность полевых измерений, пользуются их значениями, помещенными в инструкциях и руководствах.

6. Если длины сторон определяются параллактическим методом, то коэффициент μ имеет чисто условный характер, и, пренебрегая ошибкой базиса, его вычисляют по формуле

$$\mu = m_\varphi \sqrt{\frac{\left[\frac{s^2}{\varphi^2}\right]}{[s]}}. \qquad \text{(III.5.34)}$$

Если величины параллактических углов в ходе мало изменяются, то можно μ вычислить как

$$\mu = \frac{m_\varphi}{\varphi} \sqrt{\frac{[s^2]}{[s]}} \qquad \text{(III.5.35)}$$

или для ходов с приблизительно равными сторонами можно считать, что

$$\mu = \frac{m_\varphi}{\varphi} \sqrt{s}. \qquad \text{(III.5.36)}$$

Однако для вычисления μ лучше воспользоваться продольными невязками, так как m_φ получить бывает довольно трудно. Вычислив же μ, можно использовать формулы (III.5.34)—(III.5.36) для более надежного определения величины m_φ.

в. ЛИНЕЙНЫЕ ИЗМЕРЕНИЯ ПОДВЕСНЫМИ МЕРНЫМИ ПРИБОРАМИ

III.5.4. Мерные приборы, ленты, проволоки

Для линейных измерений в полигонометрии применяют свето- и радиодальномеры и шкаловые проволоки. При сгущении сетей также используют параллактический метод, точные оптические дальномеры типа Редта-002 и длиномер АД-1. Характеристика подвесных мерных приборов приведена в табл. III.5.3.

В этой таблице v — разность между длиной l подвесного мерного прибора и хордой, соединяющей начальный и конечный штрихи этого прибора.

На обоих концах проволоки расположены шкалы длиною 8 см, разделенные через 1 мм.

Штрихи на шкалах инварных проволок наносятся делительными машинами, погрешность деления ± 5—10 мкм. Шкаловые мерные приборы дают возможность производить измерения одного и того же интервала по нескольку раз — этим повышается точность измерений и представляется возможность осуществления контроля.

Инварные проволоки входят в комплект базисного прибора. Они изготовляются из инвара — сплава, состоящего примерно из 36% никеля, 64% стали, а также содержащего 0,5% различных примесей: углерода, марганца, кремния, вольфрама, ванадия, хрома и других, добавленных для придания инвару ряда свойств: тягучести, ковкости, твердости, упругости и т. д. Инвар обладает малым температурным коэффициентом линейного расширения, что очень важно для приборов, предназначенных для высокоточных линейных измерений.

Таблица III.5.3

Мерный прибор	Сплав	Длина, м	Поперечное сечение ленты, диаметр проволоки, мм	Масса 1 м мерного прибора, кг	Сила натяжения, кгс	v, мм	$\frac{v}{l}$
Лента	Сталь	20	10×0,4	0,034	10	4,0	$\frac{1}{5000}$
	Инвар	24	6×0,5	0,022	10	2,8	$\frac{1}{8500}$
	»	24	1,65	0,017	10	1,7	$\frac{1}{14\,000}$
Проволока	»	48	1,65	0,017	15	3,7	$\frac{1}{7800}$

В прибор БП-1 для измерения базисов 1 класса и сторон полигонометрии 1 и 2 классов входят 8 проволок, в прибор БП-2 для точных линейных измерений базисных сторон и сторон полигонометрии 3 и 4 классов — 4 проволоки и в прибор БП-3 для линейных измерений — 3 проволоки. В базисный прибор входит также инварная лента длиной 12,1 м (БП-1) или 6,1 м (БП-2 и БП-3), предназначаемая для измерения остатков пролетов, меньших 24 м. На ленте имеются штрихи, намеченные через каждый дециметр, и по одному штриху вправо и влево от них на расстоянии 1 мм. Первый и последний дециметры ленты разделены на миллиметровые деления.

Длина проволок, применяемых для высокоточных и точных линейных измерений, может отличаться от номинальной (24 м) не больше чем на 1 мм. Изменение длины всей проволоки при измерении температуры на 1° С не должно превышать ±10 мкм (БП-1) и ±20 мкм (БП-2 и БП-3).

III.5.5. Приборы для натяжения, базисные штативы, оптический отвес и другие

В комплект базисного прибора БП, кроме мерных приборов, входят:

а) комплект штативов с целиками для обозначения концов отрезков, измеряемых одной проволокой (50 штативов в БП-1; 20 штативов в БП-2 и 10 штативов в БП-3);

б) два блочных станка с двумя гирями по 10 кг каждая для натяжения проволок;

в) два оптических центрира (лотаппарата).

Масса грузов для натяжения проволок не должна отличаться от номинального (10 кг) больше чем на 5 г для БП-1 и БП-2 и на 10 г — для комплекта БП-3. Блоки станков по своей чувствительности должны обеспечить обнаружение изменения груза на 5 г для БП-1 и на 10 г для БП-2 и БП-3.

Кроме этого, для измерения длин линий подвесными мерными приборами необходимо иметь:

1) нивелир (Н3, НС-4) с двусторонней рейкой длиной 1,5—2,0 м для нивелирования штативов;

2) теодолит для вешения линий и расстановки штативов;

3) термометр-пращ для измерения температуры воздуха.

На рис. III.5.6 показана проволока в рабочем положении. Шкала проволоки должна находиться над целиком с крестообразной нарезкой, установленным на штативе. Одна черточка нарезки устанавливается вдоль шкалы проволоки, а другая, перпендикулярная к ней, является указателем для отсчитывания по шкале

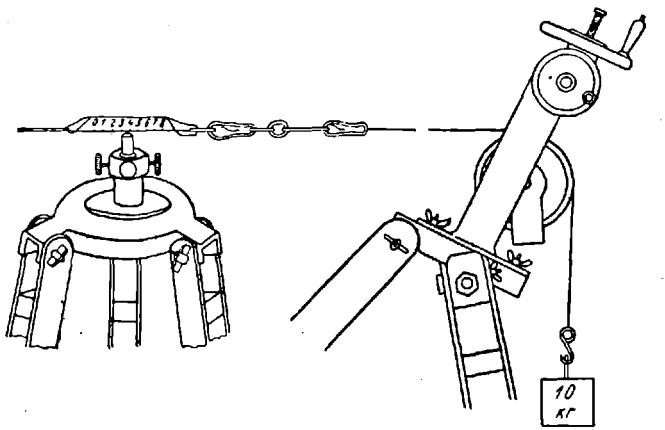


Рис. III.5.6

проволоки. Целики штативов можно перемещать в двух взаимно перпендикулярных направлениях с помощью винтов. Блочные станки снабжены устройством, с помощью которого в небольших пределах можно регулировать положение шкал относительно целиков штативов.

При линейных измерениях в городской полигонометрии можно использовать для натяжения пружинные динамометры, которые не должны иметь заедания в движущихся частях и резко выраженного упругого последействия.

Проволоку, подвешенную к блочным станкам и удерживаемую в таком положении грузами, можно сравнить с нерастяжимой тяжелой нитью и считать, что она имеет вид цепной линии. Длина хорды между нулевыми делениями шкал является длиной проволоки, которая определяется в процессе компарирования.

III.5.6. Нормальные меры и компарирование проволок

В процессе компарирования длину проволоки определяют путем сравнения ее с длиной эталона, называемого нормальной мерой.

Эталоны изготавливаются из прочного материала. Они хорошо сохраняют свои размеры в течение продолжительного времени, слабо реагируют на изменение температуры. К таким материалам относятся сплавы, состоящие из 90% платины и 10% иридия.

Эталон представляет собой платиново-иридиевый брусок массой около 3,3 кг и длиной 102 см, имеющий в поперечном сечении форму X, как бы вписанную в квадрат со сторонами 20 мм.

На отполированной поверхности, на расстоянии 10 мм от каждого конца эталона, нанесено три штриха толщиной 8 мкм, отстоящих друг от друга на 0,5 мм и перпендикулярных к оси эталона в виде двух продольных штрихов, идущих по всей длине жезла на расстоянии 0,2 мм друг от друга.

Основным государственным эталоном единицы длины в СССР принят платиново-иридиевый метр № 28, с которым сравниваются все нормальные меры.

В 1960 г. XI Генеральная конференция по мерам и весам установила новое определение единицы длины — метра, основанное на сравнении его с длиной световой волны. Метр есть длина, равная 1 650 763,73 длины излучения в вакууме, соответствующего оранжевой линии спектра изотопа криптона с атомным весом 86. Переход к новому определению метра не связан с изменением его длины. Этот переход к новому прототипу метра, осуществленному в СССР с 1 января 1963 г. при принятии Международной системы единиц СИ (ГОСТ 9864—61), позволяет при помощи эталонной интерференционной установки, созданной в ВНИИМ им. Д. И. Менделеева, выразить длину метра в длинах световых волн, излучаемых изотопом криптона-86, и произвести непосредственное сравнение жезлов с эталонной длиной в 100 раз точнее, чем при сравнении платиново-иридиевых прототипов метра, характеризующихся предельной точностью 0,1 мм, а также позволяет контролировать неизменность государственного эталона независимо от международного прототипа метра. Однако в некоторых случаях с учетом обеспечения необходимой точности можно произвести и непосредственное сличение между собой жезловых мер.

Компарирование проволок производится в специальных метрологических лабораториях, называемых компараторами. Наиболее совершенным компаратором является компаратор, созданный в 1928 г. по инициативе Ф. Н. Красовского в Московском институте инженеров геодезии, аэрофотосъемки и картографии (МИИГАиК) (рис. III.5.7).

Компаратор МИИГАиК расположен в полуподвальном помещении. Вдоль одной из стен на расстоянии 3 м от нее на девяти бетонных столбах, покоящихся на глубоких фундаментах, изолированных один от другого и от пола, укреплены на кронштейнах девять микроскопов, снабженных микрометрами. Расстояние между соседними микроскопами близко к 3 м, а между крайними — к 24 м. Оси микроскопов расположены в одной отвесной плоскости.

Под микроскопами, также на бетонных столбах, уложены два рельса, по которым на специальной тележке передвигается трехметровый жезл № 541, ежегодно сравниваемый с платиново-иридиевым метром — эталоном № 28, хранящимся во ВНИИМ им. Д. И. Менделеева.

Слева от первого и справа от девятого микроскопов имеются станки с блоками для подвешивания проволок. Конструкция

станков предусматривает возможность замены блоков компаратора блоками, применяющимися при полевых измерениях.

Компарирование проволок выполняют четырьмя, а иногда и девятью приемами в зависимости от требуемой точности. Каждый прием состоит из определения длины компаратора трехметровым жезлом, определения длины проволок и повторного определения длины компаратора.

Средняя квадратическая ошибка эталонирования проволок на компараторе МИИГАиК $\mp 0{,}010$—$0{,}015$ мм, относительная

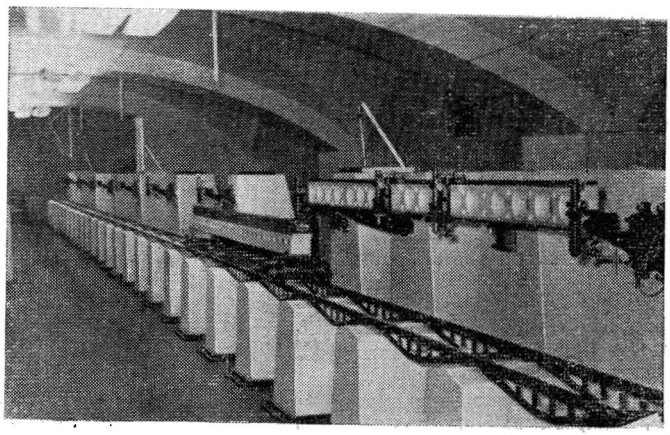


Рис. III.5.7

ошибка порядка 1 : 2 200 000. Систематическая ошибка порядка ± 10 мкм, а случайная ± 4 мкм.

Определение температурных коэффициентов проволок α и β производится на компараторе методом электронагрева (иногда определяют и коэффициент γ).

Метрологическая лаборатория МИИГАиК производит компарирование и выдает свидетельство, в котором выписывают уравнение проволоки при $t = 20^{\circ}$ и другие сведения.

Образец уравнения проволоки:

$$№\ 164 = 24\ \text{м} + 138\ \text{мкм} - 0{,}8\ \text{мкм}\ (t - 20) + 0{,}004\ \text{мкм}\ (t^2 - 400),$$

где 0,8 и 0,004 — соответственно коэффициенты α и β. На месте производства полевых работ можно создать полевой компаратор, измерив длину его одной или несколькими проволоками в прямом и обратном направлениях дважды.

Компарирование рабочих мерных приборов невысокой точности можно производить на полевом компараторе.

III.5.7. Источники ошибок подвесных мерных приборов, их влияние на результаты измерений

а. **В высокоточных геодезических сетях.** Приведем источники только наиболее важных ошибок и предвычислим их влияние.

Влияние ошибки нивелирования целиков штативов

Поправка за наклон пролетов вычисляется по формуле

$$\Delta D_h = -\sum_{i=1}^{N}\frac{h_{gi}^2}{2l_i} - \frac{1}{8l^3}\sum_{i=1}^{N}h_{gi}^4 + v\,(H_B - H_A), \quad \text{(III.5.37)}$$

где h_{gi} — измеренное превышение между целиками соседних штативов; $N = \sum_{1}^{k} n_l$ — число полных пролетов во всем базисе; v — уклонение отвесной линии вдоль базиса; H_B и H_A — отметки конечных точек базиса.

Во втором слагаемом из-за его малости значение l можно считать постоянным, равным 24 м.

Ограничимся в формуле (III.5.37) только первым членом

$$\Delta D_h = -\sum_{i=1}^{N}\frac{h^2}{2l_i}. \quad \text{(III.5.38)}$$

После дифференцирования и перехода к средним квадратическим ошибкам найдем ошибку m_{1_h} длины пролета, обусловленную влиянием ошибки нивелирования целиков,

$$m_{1_h} = m_h\sqrt{\frac{2}{l}\Delta D_h}. \quad \text{(III.5.39)}$$

При $m_h = \pm 1{,}5$ мм; $l = 24$ м

$$m_{1_h} = 0{,}0137\sqrt{\Delta D_h}; \quad \text{(III.5.40)}$$

здесь m_{1_h} и ΔD_h выражены в мм.

Влияние ошибки определения температурных коэффициентов

Если даны коэффициенты α, β и γ, то поправка за температуру в среднее значение длины всего базиса, не считая коротких пролетов, будет определена по формуле

$$\Delta D_t = N\alpha_m(t_m - t_0) + N\beta_m(t_m^2 - t_0^2) + N\gamma_m(t_m^3 - t_0^3). \quad \text{(III.5.41)}$$

В (III.5.41) α_m, β_m, γ_m — средние значения температурных коэффициентов по всем проволокам, t_m — средняя температура измерения базиса, а t_0 — температура компарирования мерного прибора. Ограничиваясь в формуле (III.5.41) первым слагаемым

и производя дифференцирование, после перехода к ошибке $m_{2_{t_к}}$ длины пролета, обусловленной влиянием ошибок определения температурных коэффициентов проволок, получим формулу

$$m_{2_{t_к}} = 0.6 \text{ мкм } (t_m - t_0)\, N, \qquad \text{(III.5.42)}$$

где 0,6 мкм — систематическая ошибка определения α.

Влияние изменения длины жезла

Длина жезла № 541 определяется со средней квадратической ошибкой порядка $\pm 0{,}6$ мкм. В длине компаратора это даст ошибку, равную $\pm 4{,}8$ мкм, или 1 : 5 000 000 его длины. Эта ошибка при линейных измерениях будет действовать как систематическая

$$m_{3_{дж}} = \frac{D}{5\,000\,000} = 4{,}8 \cdot 10^{-3} N, \qquad \text{(III.5.43)}$$

где N — число уложений мерного прибора.

Влияние изменения длины проволок

За период между компарированием проволок, до и после измерения базиса проволоки могут изменить свою длину.

Для оценки возможной систематической ошибки в длине измеряемой линии за счет этого источника ошибок найдем для каждой проволоки разность длин из результатов первого и второго компарирования

$$\Delta = l_0' - l_0''.$$

Для q проволок, которыми измерялась линия, получим

$$m_0 = \sqrt{\frac{[\Delta\Delta]}{q}}.$$

Так как при вычислении базиса используют среднее арифметическое значение длин проволоки

$$l_0 = \frac{1}{2}(l_0' + l_0''),$$

найденных из результатов первого и второго компарирования, то

$$m_0 = \frac{1}{2} m_0' = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{[\Delta\Delta]}{q}}. \qquad \text{(III.5.44)}$$

Тогда средняя квадратическая ошибка $m_{4_д}$ в длине D измеряемой линии из-за изменения длин проволок будет подсчитана по формуле

$$m_{4_{дп}} = \Delta_0 N = \Delta_0 \frac{D}{c} = \frac{1}{2} N \sqrt{\frac{[\Delta\Delta]}{q}}. \qquad \text{(III.5.45)}$$

Влияние ошибок измерения температуры проволок

Температура воздуха, измеряемая при линейных измерениях термометром-пращом, всегда отличается от температуры проволок на некоторую величину Δt.

Если считать, что Δt оказывает систематическое влияние на точность измерения базиса, то формула для вычисления средней квадратической ошибки $m_{5_t\,\text{п}}$ в длине линии за счет ошибки определения температуры проволоки будет иметь вид

$$m_{5_t\,\text{п}} = N(\alpha_m + 2\beta_m t_m)\Delta t. \qquad \text{(III.5.46)}$$

Приняв $\Delta t = \pm 1^\circ$ С и введя обозначения $\alpha_{\text{ср}} = \alpha_m$, получим

$$m_{5_t\,\text{п}} = N\alpha_{\text{ср}} \cdot 10^{-3}, \qquad \text{(III.5.47)}$$

где α выражено в микрометрах, а $m_{5_t\,\text{п}}$ — в миллиметрах.

б. В геодезических сетях сгущения. При измерении линий подвесными мерными приборами основными ошибками являются:

1. Ошибка компарирования мерного прибора, которая сама по себе носит случайный характер, она может иметь знак либо плюс, либо минус, но в результат измерений линий она будет вносить систематическую ошибку.

2. Ошибка за вешение штатива, которая вызывает систематическую односторонне действующую ошибку. Измеренная длина линии всегда будет больше ее действительного значения.

3. Ошибка под влиянием натяжения; она может носить и случайный, и систематический характер, это прежде всего зависит от прибора, применяемого для натяжения. При применении динамометра она преимущественно случайна, при применении блочных станков она систематическая.

4. Ошибка от действия ветра; когда ветер дует в направлении, перпендикулярном к направлению проволоки, будут возникать ошибки систематического характера.

5. Ошибка за приведение линии к горизонту; при тщательном нивелировании целиков штативов она будет носить случайный характер.

6. Ошибка за счет определения температуры мерного прибора. При измерении подвесными мерными приборами эту ошибку можно считать случайной.

7. Ошибка за неустойчивость штативов в процессе измерения. Характер ошибки может быть и случайным, и систематическим.

8. Ошибка собственно измерений, под которой мы понимаем ошибку фиксации концов начальной и конечной точки стороны хода и отсчитывания по шкалам. Эта ошибка носит случайный характер.

Расчетные формулы. Применив принцип равных влияний, т. е. полагая, что при измерении углов и линий достигаются примерно одинаковые по точности результаты, можно считать, что влияние всех ошибок линейных измерений, равно как и угловых, не должно выходить за предел, определяемый формулой

$$\frac{\text{пред}\,t}{[s]} = \frac{\text{пред}\,u}{[s]} = \frac{1}{T\sqrt{2}}. \qquad \text{(III.5.48)}$$

Предельное допустимое влияние одного источника ошибок на результаты измерений по всему ходу (пред Δt) можно вычислить как

$$\text{пред } \Delta t = \frac{[s]}{5{,}3T}. \qquad \text{(III.5.49)}$$

Предельная ошибка одного уложения мерного прибора Δl_t, в случае если эта ошибка носит систематический характер, может быть вычислена по формуле

$$\text{пред } \Delta l_{t\ \text{сист}} = \frac{l}{5{,}3T}, \qquad \text{(III.5.50)}$$

а если случайный, то по формуле

$$\text{пред } \Delta l_{t\ \text{случ}} = \frac{l}{5{,}3T}\sqrt{n'}, \qquad \text{(III.5.51)}$$

где n' — число уложений мерного прибора в стороне хода, а l — длина мерного прибора.

Если принять, что длина мерного прибора $l = 24$ м и $T = 25\,000$ (для полигонометрии 4 класса), средняя длина стороны хода порядка 500 м, $n' = 20$, то, производя расчет по формулам (III.5.50) и (III.5.51), получим

$$\text{пред } \Delta l_{t\ \text{сист}} \leqslant \pm 0{,}18 \text{ мм} \approx \pm 0{,}2 \text{ мм},$$

$$\text{пред } \Delta l_{t\ \text{случ}} \leqslant \pm 0{,}81 \text{ мм} \approx \pm 0{,}8 \text{ мм}.$$

Используя формулы (III.5.50) и (III.5.51), можно подсчитать допустимые величины ошибок от каждого источника на одно уложение мерного прибора для тех же данных, которые были приняты при вычислении пред $\Delta l_{\text{сист}}$ и пред $\Delta l_{\text{случ}}$, так:

Ошибка компарирования

$$\text{пред } \Delta l_{\text{комп}} \leqslant \frac{l}{5{,}3T}, \qquad \text{(III.5.52)}$$

$$\text{пред } \Delta l_{\text{комп}} \leqslant \frac{24\,000}{5{,}3 \cdot 25\,000} \leqslant \pm 0{,}20 \text{ мм}.$$

Компарирование производится с более высокой точностью, чем 0,20 мм.

Ошибка за вешение

$$\text{пред } \Delta l_{\text{вешн}} \leqslant \frac{2\varepsilon^2}{l}, \qquad \text{(III.5.53)}$$

$$\text{пред } \varepsilon \leqslant l\sqrt{\frac{1}{10.6T}},$$

$$\text{пред } \varepsilon \leqslant 24\,000\sqrt{\frac{1}{10.6 \cdot 25\,000}} \approx 5 \text{ см}.$$

Ошибка за натяжение

$$\text{пред } \Delta l_{\text{нат}} = \left(\frac{\sigma l_0}{P} + \frac{P^2 l_0^3}{12F^3} \right) dF. \qquad \text{(III.5.54)}$$

Если известны:
длина проволоки без натяжения $l_0 = 24$ м,
растяжение единицы длины проволоки под действием веса

$$\sigma = 0{,}00051 \text{ мм/м}^3,$$

вес единицы длины проволоки $P = 0{,}0173$ кгс/м,
сила натяжения проволоки $F = 10$ кгс,
пред $\Delta l_{\text{нат}} \leqslant 0{,}2$ мм, то ошибку в натяжении ΔF можно допустить:

$$0{,}20 \text{ мм} = (0{,}71 \text{ мм/кгс} + 0{,}34 \text{ мм/кгс})\, \Delta F,$$

$$\Delta F = \frac{0{,}20}{1{,}05 \text{ мм/кгс}} = 0{,}172 \text{ кгс} \approx 170 \text{ гс}$$

(точность натяжения порядка 150—200 гс обеспечивают блочные станки и хорошие динамометры).

Ошибка за влияние ветра

$$\text{пред } \Delta l_{\text{ветр}} = -\frac{Q^2 l}{24F^2}. \qquad \text{(III.5.55)}$$

Приняв $\Delta l_{\text{ветр}} \approx 0{,}2$ мм, получим допустимую силу ветра $Q = 140$ гс, которая возникает при скорости ветра около 7—8 м в секунду.

Ошибка за наклон местности

$$\text{пред } \Delta l_{\text{накл}} = \frac{h^2}{2l}. \qquad \text{(III.5.56)}$$

Приняв $\Delta l \leqslant 0{,}2$ мм, получим $h = 10$ см, т. е. можно было не принимать во внимание превышений между целиками, которые равны 10 см и менее. На практике нивелируют головки всех базисных целиков с точностью нивелирования IV класса.

Ошибка за влияние температуры

$$\text{пред } \Delta l_{\text{темп}} \approx \alpha l \text{ пред } \Delta t. \qquad \text{(III.5.57)}$$

Приняв коэффициент линейного расширения для стали $\alpha = 0{,}000012$ и пред $\Delta l_{\text{темп}} \leqslant 0{,}8$ мм, получим предельную ошибку определения температуры

$$\Delta t \approx 3^\circ.$$

Ошибка собственно измерения

Эта ошибка включает ошибку фиксации концов мерного прибора с помощью лотаппарата и ошибку отсчитывания по шкалам, которые можно считать равными 0,5 мм. Обе эти ошибки не выходят за установленный предел 0,8 мм.

Ошибки за неустойчивость штативов, асимметрию цепной линии и др. не учитываем, имея в виду, что их влияние при измерении сторон в прямом и обратном направлениях будет в достаточной мере ослаблено.

III.5.8. Производство полевых измерений

а) В высокоточных геодезических сетях. Измерение линий заключается в непосредственном и последовательном откладывании мерной проволоки вдоль измеряемой линии.

Для обеспечения надлежащей точности необходимо тщательно произвести подготовительные работы — обеспечить видимость и хорошую проходимость по всей трассе, неподвижность штативов, установленных в створе измеряемой линии. Деревья и кусты, мешающие работе, должны быть срублены, а трава скошена, после чего производят предварительное вешение, в процессе которого через каждые 2—3 км строго в створе измеряемой линии расставляют вехи.

Вешение производят с помощью хорошо выверенного теодолита. Его устанавливают над центром геодезического знака и, провизировав на сигнал или марку, расположенную на другом конце измеряемой линии, выставляют первую веху на расстоянии 2—3 км от инструмента. Затем переходят с теодолитом на веху и, визируя на тот же знак на конце линии, устанавливают следующую веху. После этого производят детальное вешение, в процессе которого на протяжении всей измеряемой линии через каждые 200—300 м забивают прочно в землю 2—3 деревянных колышка.

Установив прочно штатив с лотаппаратом над центром геодезического знака, от которого начинают измерять линию, и используя колышки детального вешения, способом «вешения на себя» устанавливают все базисные штативы. Навинченные на головки штативов целики должны быть строго в створе измеряемой линии и расстояния между смежными целиками должны быть порядка 24 м $\pm$ $\pm$ (1—3) см. Штативы должны быть установлены прочно, дерн под ножками штативов должен быть снят, две ножки штатива должны быть установлены по ходу измеряемой линии, а третья должна поочередно располагаться по одну и другую стороны измеряемой линии.

Расстановка штативов и последующее измерение выполняются секциями длиной от 0,5 до 1 км. Концы секции должны быть надежно закреплены временными центрами. Временный центр — это кол диаметром 10—15 см и длиной 0,3—0,4 м, верхний торец которого должен быть ниже поверхности земли на 10—15 см.

Над временным центром устанавливают лотаппарат и по нему в торец кола забивают гвоздь с большой плоской шляпкой. Затем по установленному лотаппарату нарезают на шляпке гвоздя два взаимно перпендикулярных штриха. Длина каждой секции должна быть кратна 24 м.

Последняя секция обычно не получается кратной 24 м, появляется остаток, имеющий длину меньше длины проволоки.

Для измерения остатка создают наилучшие условия, поэтому он может быть не в самом конце базиса, и в зависимости от его длины устанавливают один или два штатива, образующих короткие пролеты.

Штативы всей линии нумеруют в одном направлении последовательно, начиная с нулевого; штативам на коротких пролетах присваивают номера предыдущего штатива с добавлением букв а, б, в и т. д. (рис. III.5.8).

Нивелирование целиков выполняют по секциям в прямом направлении до начала измерений линий и в обратном — после окончания измерений. С одной станции нивелируют не более шести штативов.

Отсчеты берут по одной нити по обеим сторонам рейки.

Дважды вычисленные превышения по черной и красной сторонам рейки не должны отличаться друг от друга более чем на 2 м (в 3 и 4 классах до 5 мм и нивелирование в одном направлении). На коротких пролетах нивелирование должно выполняться более

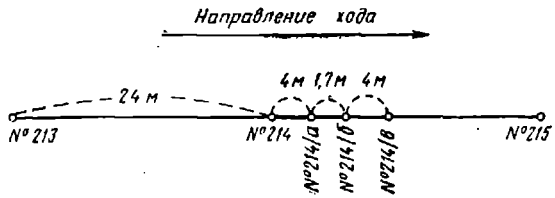


Рис. III.5.8

тщательно, и здесь расхождения в превышениях допускаются в пределах 1 мм.

Кроме нивелирования штативов, линия базиса или полигонометрии должна быть привязана к нивелирной сети, что необходимо для приведения длины базиса к поверхности референц-эллипсоида. Для этого прокладывают двойной нивелирный ход 4 класса от ближайшего репера нивелирной сети.

Каждую секцию измеряют двумя проволоками в прямом и обратном направлениях. В одну пару включают проволоки, имеющие отличные друг от друга коэффициенты линейного расширения, чем компенсируется влияние ошибок измерения температуры.

На каждом пролете устанавливают блочные станки и подвешивают проволоку, так чтобы подписи на шкалах возрастали по ходу измерения.

Регулировкой блоков добиваются, чтобы они находились в створе измеряемой линии и шкала для отсчитывания была расположена так, чтобы ее скошенный край едва касался сферической поверхности головки целика и совпадал с продольным штрихом на ней.

По команде переднего счетчика делают последовательно три пары отсчетов по шкалам проволоки с точностью до 0,1 мм. Между отсчетами передний счетчик сдвигает положение шкалы на 1—2 см. Счетчик диктует сначала десятые доли миллиметров, а затем сантиметры и миллиметры. Записывающий вычисляет разности отсчетов П—З, которые не должны различаться между собой на определенную величину, которая для 1 класса равна 0,3 мм. Если колебания разностей не выходят за установленный допуск, то берут среднее из них. Одновременно определяют и разность длин проволок на каждом пролете. Отклонение этих разностей от значений,

полученных по результатам компарирования, не должны превышать $\pm 0{,}2$ мм.

Перед измерением секции в обратном направлении счетчики меняются местами, перенося одновременно и свои блочные станки, а проволоки разворачивают так, чтобы подписи на шкалах возрастали по ходу измерения. Перерыв в работе устраивают после окончания измерения секции, а перед началом работы после перерыва производят повторные измерения одного из пролетов; расхождения результатов повторного измерения от основного не должны быть более $\pm 0{,}3$ мм.

Короткие пролеты измеряют инварной ленточкой с выполнением трехкратных отсчетов и при прямом и при обратном ходе.

После окончания измерения секции в прямом и обратном направлениях непосредственно в полевых условиях вычисляют ее длину по каждой проволоке и вводят поправки за компарирование и за температуру.

Подсчитанные длины секций не должны расходиться между собой более чем на $4\sqrt{L}$, где L — длина секций, выраженная в километрах.

б) **В геодезических сетях сгущения.** Прежде чем измерять линии, необходимо произвести компарирование мерного прибора и получить уравнение его длины.

В случае применения метода отсчетов работа начинается с установки по теодолиту базисных штативов в створе вдоль измеряемой линии на расстояниях, равных длине мерного прибора.

Методика линейных измерений в основном такая же, как и описанная выше.

При измерении отдельного пролета колебания разностей отсчетов (передний минус задний) не должны превышать 1,0 мм.

При нивелировании целиков расхождение между превышениями, полученными по черным сторонам реек, должно быть не более 3—4 мм для каждого пролета. С одной установки нивелира можно нивелировать 8—9 штативов, следя за тем, чтобы расстояния от нивелира до целиков не превышали 100 м.

Стороны полигонометрического хода измеряются или одной рабочей проволокой в прямом и обратном направлениях или двумя проволоками в одном направлении. Допустимые расхождения между результатами двойных измерений стороны устанавливаются соответствующими инструкциями, а иногда специальными предписаниями.

Для полигонометрии повышенной точности после введения в результаты измерений поправок за температуру расхождения не должны превышать 1 : 25 000 длины измеренной стороны.

Некоторые организации применяют при измерении длин сторон в полигонометрии метод фиксации, разработанный проф. А. С. Юркевичем. Порядок измерений при этом методе следующий: после натяжения проволоки штрих заднего конца ее совмещают с центром полигонометрического знака или со штрихом заднего целика, передний конец проволоки отмечают чертой на переднем целике или специальном фиксаторе. Одновременно измеряют температуру термометром-пращом.

Зафиксированный таким образом интервал контролируют с помощью отсчетов, которые производят по команде начальника работ,

по в журнал не записывают. Если отсчеты показывают, что расхождения больше допустимых, установленных инструкцией или специальным предписанием, то фиксирование интервала повторяют. Убедившись, что расхождения допустимые, проволоку переносят на следующий пролет и работу повторяют.

Остаток измеряют так же, как и при измерении методом отсчетов.

III.5.9. Обработка линейных измерений, вычисление длины стороны

а) **В высокоточных геодезических сетях.** Вычисляют секции отдельно для каждой проволоки по формуле

$$L_l = nl + nl_0 + \sum_{l=1}^{n} (\text{П} - \text{З})_l + \Delta L_t, \qquad \text{(III.5.58)}$$

где n — число полных пролетов в секции (без коротких пролетов); l — номинальная длина проволоки, равная 24 м; Δl_0 — поправка за компарирование проволоки — среднее арифметическое из поправок, найденных при первом и втором компарировании, $\sum_{i=1}^{n} (\text{П} - \text{З})_i$ — сумма средних арифметических значений разностей отсчетов по шкалам проволоки; ΔL_t — поправка за разность температур измерения линии и компарирования проволоки.

Для всей секции температурная поправка ΔL_t вычисляется по формуле

$$\Delta L_t = \alpha \sum_{i=1}^{n} (t_i - t_0) + \beta \sum_{i=1}^{n} (t_i^2 - t_0^2) + \gamma \sum_{i=1}^{n} (t_i^3 - t_0^3), \qquad \text{(III.5.59)}$$

где t_i — температура, при которой производят измерение пролета; t_0 — температура компарирования проволок; α, β, γ — температурные коэффициенты, указанные в свидетельстве проволок.

Вводя значение средней температуры при измерении секции

$$t_m = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} t_i,$$

формулу (III.5.59) можно записать так:

$$\Delta L_t = n\alpha (t_m - t_0) + n\beta (t_m^2 - t_0^2) + n\gamma (t_m^3 - t_0^3). \qquad \text{(III.5.60)}$$

Значения L_i, вычисленные для каждой проволоки по формуле (III.5.58) из прямого и обратного ходов, не должны отличаться друг от друга более чем на ($4\sqrt{L}$ км) мм. После этого вычисляют длину стороны по полным пролетам

$$D_1' = \sum_{l=1}^{k} L_i + \Delta D_h + \Delta D_p, \qquad \text{(III.5.61)}$$

здесь k — число секций; ΔD_h — поправка за наклон полных пролетов, вычисляемая по формуле (III.5.37) *; ΔD_p — поправка за несимметрию цепной линии, равная

$$\Delta D_p = \Sigma \Delta l_p, \qquad \text{(III.5.62)}$$

$$\Delta l_p = l - l_0 = \frac{p^2 h_g h_\gamma s}{24 P^2}, \qquad \text{(III.5.63)}$$

где Δl_p — разность длин хорд l и l_0, обусловленная несимметрией цепной линии, s — длина проволоки, которую можно считать равной 24 м, p — масса проволоки, равная 0,0173 кг, P — масса грузов, равная 10 кг.

В формуле (III.5.63) h_g — ортометрическое превышение, которое определяется по результатам геометрического нивелирования, и h_γ — нормальные превышения, отсчитываемые по нормали к референц-эллипсоиду; вследствие малости поправки Δl_p примем

$$h_g = h_\gamma = h.$$

После подстановки значений отдельных членов в формулу (III.5.63) получим

$$\Delta l_p = 3 \cdot 10^{-3} h^2 \qquad \text{(III.5.64)}$$

и с учетом (III.5.63)

$$\Delta D_p = 3 \cdot 10^{-3} \sum_{i=1}^{N} h_i^2 \qquad \text{(III.5.65)}$$

(ΔD_p в мм, если h выражено в м).

При $h = 2$ м $\Delta l_p = 0{,}012$ мм, т. е. поправка за несимметрию цепной линии незначительна и учитывается только при линейных измерениях в сетях 1 и 2 класса точности, причем будучи всегда положительной она оказывает систематическое влияние.

Длину коротких пролетов или остатка вычисляют по формуле

$$r = \sum_{i=1}^{m} (d_i + \Delta_{0i} + \Delta_{ti} + \Delta_{hi}),$$

где m — число коротких пролетов; d_i — измеренная длина пролета; Δ_{0i}, Δ_{ti}, Δ_{hi} — соответственно поправка длины пролета за компарирование инварной ленточки, разность температур и наклон пролета;

$$\Delta_{0i} = \Delta_0 \frac{d_i}{d_0},$$

---

* Эту поправку можно вычислить по таблицам, помещенным в книге Д. С. Шермана «Руководство по камеральной обработке базисов 1, 2, 3 кл.». М., Геодезиздат, 1961.

где d_0 — длина ленточки, Δ_0 — поправка за компарирование,

$$\Delta_{tl} = \alpha \frac{d_l}{d_0}(t - t_0) + \beta \frac{d_l}{d_0}(t_l^2 - t_0^2), \qquad \text{(III.5.66)}$$

$$\Delta h_l = -\frac{h^2}{2d_l} - \frac{h^4}{8d_l^3}. \qquad \text{(III.5.67)}$$

Определив r, вычисляют для каждой проволоки

$$D_l = D_i' + r$$

и среднее значение измеренной длины

$$D = \frac{1}{q}\sum_{l=1}^{q} D_l,$$

где q — число проволок.

Для вычисления длины измеренной линии, редуцированной на поверхность референц-эллипсоида Красовского, $D_H = D + \Delta D_H$ поправку за редукцию ΔD_H вычисляют по формуле

$$\Delta D_H = -D\frac{H_m + \zeta_0}{R_m} + D\left(\frac{H_m + \zeta_0}{R_m}\right)^2, \qquad \text{(III.5.68)}$$

где ζ — высота геоида над эллипсоидом в районе измеряемой линии; H_m — средняя высота базиса над геоидом.

Поправка ΔD_H имеет знак, обратный знаку D.

При измерениях полигонометрии 1 класса вводят:

1) поправку за наклон шкал ΔD_{b-a}

$$\Delta D_{b-a} = \left[-0{,}22\sum(b-a)\right] \text{ мм}, \qquad \text{(III.5.69)}$$

где $b - a$ — разности отсчетов по передней и задней шкалам проволок, выраженные в метрах;

2) поправку за изменение силы тяжести ΔD_φ

$$\Delta D_\varphi = 7{,}02n\frac{g_2 - g_1}{g_1} \text{ мм}, \qquad \text{(III.5.70)}$$

где n — число пролетов; g_1 — ускорение силы тяжести в месте компарирования проволок; g_2 — ускорение силы тяжести в месте измерения базиса.

Величины g_1 и $g_2 - g_1$ вычисляют по формулам

$$g_1 = 9{,}80615\,(1 - 0{,}002642\cos 2\varphi_1),$$

$$\Delta g = g_2 - g_1 = 0{,}025905\,(\cos 2\varphi_1 - \cos 2\varphi_2),$$

где φ_1 и φ_2 — соответственно широты места компарирования проволок и места измерения базиса; их достаточно знать с точностью до 0,1′.

Для базисов, расположенных севернее места компарирования проволок, поправка положительна, а южнее — отрицательна.

б) **В геодезических сетях сгущения.** После окончания полевых работ приступают к вычислению длин сторон. Если при измерении сторон приняли метод отсчетов, то окончательная длина стороны (линии) вычисляется по формуле

$$S = n(l+\Delta l) + \sum_1^n (\text{П} \pm \text{З})_{\text{ср}} + \Delta s_t + \Delta s_h + \sum r + \Delta s_H + \Delta s_y, \quad \text{(III.5.71)}$$

здесь $n(l+\Delta l) + \sum_1^n (\text{П} \pm \text{З})_{\text{ср}}$ — измеренное значение линии в n пролетов; $(l+\Delta l)$ — длина мерного прибора при температуре компарирования; $\Delta s_t = \alpha l\ (t_{\text{ср}} - t_0)\ n$ — поправка в длину линии за температуру мерного прибора, где α — коэффициент линейного расширения, l — длина мерного прибора, t_0 и $t_{\text{ср}}$ — соответственно средняя температура мерного прибора при измерении линий и при компарировании; $\Delta s_h = \sum_1^n \Delta l_h$ — поправка за приведение длины линии к горизонту, без учета поправок за приведение к горизонту измеренных длин остатков, где $\Delta l_h = -h^2/2l - h^4/8l^3$ (величина поправки Δl_h может быть взята из таблиц).

Значение $\sum r$ берется из вычисления длин остатков. Длина каждого остатка r вычисляется по формуле

$$r = r' + \Delta r + \Delta r_t + \Delta r_h$$

(где r' — измеренное значение остатка); здесь $\Delta r = \frac{\Delta l}{l} r'$ — поправка за компарирование мерного прибора, где l — номинальная длина мерного прибора, которым измерялся остаток; Δl — поправка за компарирование на всю длину мерного прибора; $\Delta r_t = \alpha r'(t - t_0)$ — поправка в остаток за температуру; $\Delta r_h = -h^2/2r' - h^4/8r'^3$ — поправка за приведение измеренной длины остатка к горизонту, где h — разность высот концов остатка.

После вычисления перечисленных выше поправок вычисляют длину стороны s', приведенную к горизонту,

$$s' = n(l+\Delta l) + \sum_1^n (\text{П} \pm \text{З})_{\text{ср}} + \Delta s_t + \Delta s_h + \sum r.$$

Для получения окончательной длины линии s необходимо ввести следующие поправки: 1) $\Delta s_H = \frac{H_m}{R} s'$ — за приведение линии к поверхности, где H_m — средняя высота измеренной стороны над этой поверхностью, R — средний радиус кривизны поверхности эллипсоида; 2) $\Delta s_y = s'(y_m^2/2R^2)$ — поправка за приведение длины линии на плоскость в проекции Гаусса — Крюгера ($y_m = (y_1 + y_2)/2$ — среднее расстояние стороны от осевого меридиана).

III.5.10. Оценка точности линейных измерений в сетях государственного значения

Вычислив длину линии D_i для каждой проволоки отдельно, получим возможность произвести оценку точности линейных измерений по их внутренней сходимости.

Вычислив

$$\delta = D - D_i,$$

где D — среднее арифметическое значение, можно вычислить

$$m' = \sqrt{\frac{[\delta\delta]}{q-1}},$$

где q — число проволок. Зная m', можно вычислить среднюю ошибку длины базиса

$$M = \frac{m'}{\sqrt{q}}.$$

Значение M не дает возможности судить о точности измерения базиса, так как оно вычислено без учета влияния ряда факторов, и, как всегда, при оценке точности по внутренней сходимости мы получаем преуменьшенное значение ошибки, значение q, как правило, невелико и равняется в лучшем случае 4—6. Для более надежной оценки точности необходимо учесть влияние ряда ошибок, к которым следует отнести: ошибки нивелирования целиков штативов, ошибки определения температурных коэффициентов проволок, ошибки жезла, которым определяется длина компаратора, ошибки за счет изменения длины проволоки, ошибки измерения температуры проволоки. Влияние их рассмотрено выше, получены формулы для учета этого влияния соответственно (III.5.40); (III.5.42), (III.5.43); (III.5.45); (III.5.47).

Совокупное влияние всех перечисленных ошибок подсчитывают по формуле

$$m = \sqrt{m'^2 + m_{1h}^2 + m_{2t\ к}^2 + m_{3дж}^2 + m_{4дп}^2 + m_{5t\ п}^2}. \quad \text{(III.5.72)}$$

Основным показателем точности линейных измерений является относительная ошибка m/D; для базисов высокоточных сетей $m/D \leqslant {}^1/_{1\,000\,000}$.

В. УГЛОВЫЕ ИЗМЕРЕНИЯ

III.5.11. Оптический теодолит средней точности

Для измерения углов в полигонометрии применяют оптические теодолиты Т2 и Т5, общий вид которых изображен на рис. III.5.9 и III.5.10. Эти теодолиты имеют стеклянные круги, отсчеты по которым производят с помощью оптических микрометров.

Теодолит ТБ-1 находит также широкое применение на производстве, но выпуск его в настоящее время прекращен. Теодолит Т2 является улучшенным образцом теодолита ТБ-1. С 1972 г.

изготовляется оптический теодолит Т5 с уровнем при алидаде вертикального круга; вторым вариантом теодолита Т5 будет теодолит Т5К с оптико-механическим компенсатором вместо уровня.

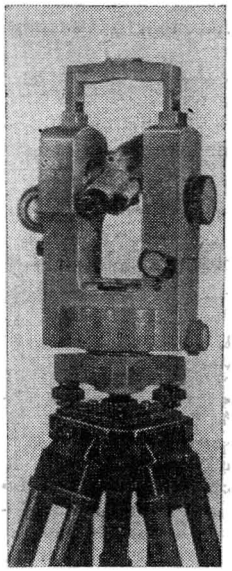


Рис. III.5.9

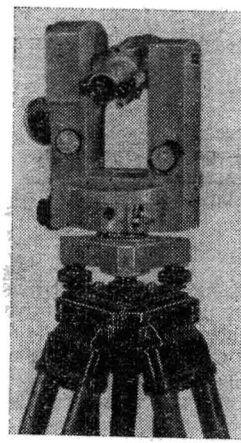


Рис III.5.10

Таблица III.5.4

	Инструменты		
	ТБ-1	Т2	Т5
	Характеристика		
Увеличение зрительной трубы* . .	25,6	25	27
Цена наименьшего деления отсчетного приспособления			
горизонтального круга	1″	1″	1′
вертикального круга	1″	1″	1′
Диаметр круга, мм			
горизонтального	85	90	95
вертикального	75	65	70
Диаметр объектива, мм	40	46	46
Масса инструмента в футляре, кг . .	9,1	9,7	7,4
Средняя квадратическая ошибка измерения горизонтального угла приемом (инструментальная точность)	2″	2″	5″

В табл. III.5.4 приведена характеристика этих теодолитов.

Из теодолитов, выпускаемых народным предприятием «Карл Цейсс» (Йена), для угловых измерений в полигонометрии рекомендуется Theo-010.

Оптические теодолиты приспособлены для измерения углов по трехштативной системе.

Инструмент устанавливают цилиндрической осью во втулку подставки и закрепляют зажимным винтом. Вместо инструмента в ту же втулку подставки может быть установлена визирная марка. С подставкой соединен оптический отвес.

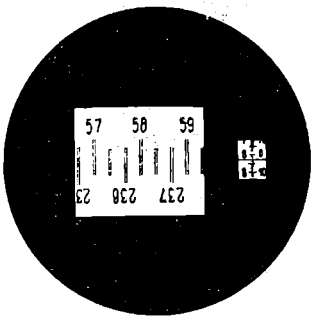


Рис. III.5.11

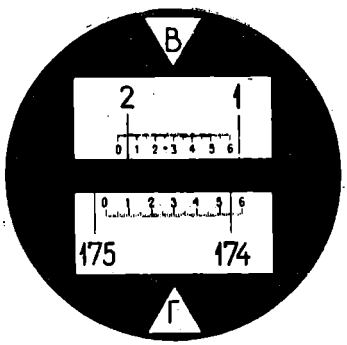


Рис. III.5.12

Отсчет по кругу	57°50′
По шкале микрометра	8′02,4″
Полный отсчет	57°58′02,4″

Отсчет по горизонтальному кругу	174°55,0′
Отсчет по вертикальному кругу	2°04,8′

Отсчет по кругу теодолита проводят в таком порядке:

1. Вращая барабан микрометра, совмещают изображение штрихов в верхней и нижней частях большого окна, в поле зрения оптического микроскопа.

2. Читают число градусов (градов) около изображения ближайшего к пульпункту подписанного младшего штриха круга в верхней части большого окна.

3. Находят в нижней части того же окна изображение штриха круга, подписанного числом, отличающимся от прочитанного на 180°, и считают число делений, заключающихся между этими штрихами. Это число равно числу десятков минут.

4. В малом окошке поля зрения микроскопа отсчитывают единицы минут и секунд.

5. Все три полученные числа складывают и получают полный отсчет (рис. III.5.11).

Отсчет по кругу теодолита Т5 приведен на рис. III.5.12 (отсчеты по кругам теодолитов Т10, Т15 производятся аналогично).

III.5.12. Источники ошибок угловых измерений

Основными источниками ошибок при угловых измерениях являются: 1) редукция, 2) центрирование инструмента, 3) инструментальные, 4) внешние условия, 5) собственно измерения, 6) исходные данные.

Ошибки при угловых измерениях носят в основном случайный характер. Средняя квадратическая ошибка измеренного угла может быть подсчитана по формуле

$$m_\beta = \frac{m_u}{[s]}\rho\sqrt{\frac{12}{n+3}},$$

причем предельное значение поперечной невязки (при принципе равных влияний)

$$\frac{\text{пред } u}{[s]} \leqslant \frac{1}{T\sqrt{2}}.$$

Приняв во внимание, что предельная ошибка, по допускам всех производственных инструкций и наставлений, в два раза больше средней квадратической ошибки, получим

$$\frac{m_u}{[s]} \leqslant \frac{1}{2T\sqrt{2}}.$$

Так, для полигонометрии 4 класса с относительной ошибкой $\frac{1}{T} \leqslant \frac{1}{25\,000}$ при $n = 20$, средней длине стороны 500 м и длине хода 10 км получим

$$m_\beta = 2{,}0''$$

$$\text{пред } \Delta\beta = 4'',$$

среднюю квадратическую и предельную ошибку на один источник случайного характера можно вычислить по формулам

$$m_{\beta_{\text{случ}}} = \frac{2}{\sqrt{6}} = 0{,}8'',$$

$$\text{пред } \Delta\beta_{\text{случ}} = 1{,}6''.$$

Если источники ошибок носят систематический характер, то, имея в виду принцип равных влияний, можно считать

$$\text{пред } \Delta\beta_{\text{случ}}\sqrt{n+1} = \text{пред } \Delta\beta_{\text{сист}}(n+1),$$

$$\text{пред } \Delta\beta_{\text{сист}} = \frac{\text{пред } \Delta\beta_{\text{случ}}}{\sqrt{n+1}}.$$

Для тех же условий при $n = 20$

$$\text{пред } \Delta\beta_{\text{сист}} = \frac{1{,}6}{\sqrt{21}} = 0{,}36''.$$

1. Редукция. Совместное влияние ошибок в установке обеих марок будет

$$m_{\text{р}}^2 = \frac{\rho^2}{2}\left(\frac{e_A^2}{l_A^2} + \frac{e_C^2}{l_C^2}\right),$$

где e_A и e_C — ошибки в установке марок в точках A и C, а l_A и l_C — длины сторон, составляющие измеряемый угол.

Считая $e_A = e_C = e$, получим

$$m_{\text{р}}^2 = \frac{e_2\rho^2}{2}\left(\frac{1}{l_A^2} + \frac{1}{l_C^2}\right).$$

Если ход имеет равные стороны ($l_A = l_C = l$), то

$$m_{\text{р}}^2 = \frac{e_1^2\rho^2}{l^2}.$$

2. Центрирование инструмента.

$$m_{\text{ц}}^2 = \frac{e^2\rho^2}{2} \cdot \frac{l_{AC}}{l_A^2 l_C^2},$$

где e — ошибка центрирования инструмента, l_{AC} — расстояние между точками A и C.

Максимальным будет влияние ошибки центрирования в вытянутых ходах. Приняв $l_{AC} = 2l$ и считая, что ход вытянутый,

$$m_{\text{ц}}^2 = \frac{2e^2\rho^2}{l^2}.$$

Совместное влияние ошибок центрирования и редукции выразится формулой

$$m_{\text{ц. р}}^2 = \frac{\rho^2}{l^2}(2e^2 + e_1^2).$$

Так как инструмент и марки центрируются с одинаковой точностью и $e = e_1$, то

$$m_{\text{ц. р}} = \frac{e\rho}{l}\sqrt{3}.$$

Задаваясь этой или иной величиной ошибки $m_{\text{ц. р}}$, можно рассчитать допустимую величину

$$e = \frac{m_{\text{ц. р}}}{\sqrt{3}} \cdot \frac{l}{\rho}.$$

Приняв $m_{\text{ц. р}} = 0{,}8''$, для средней длины стороны $l = 500$ м получим

$$e = \frac{0{,}8}{\sqrt{3}} \cdot \frac{500\,000}{206\,264} \approx 1{,}2 \text{ мм}.$$

Инструментальные ошибки и ошибки за влияние внешней среды рассмотрены в разделе III.2. Ошибка отсчета в оптических теодолитах в основном определяется точностью совмещения штрихов круга и составляет в среднем около $\pm 0{,}5''$.

Среднюю квадратическую ошибку измерения угла m'_β, зависимую от ошибок отсчета и визирования, — ошибку собственно измерения угла для способа круговых приемов вычисляют по формуле

$$m'_\beta = \sqrt{\frac{1}{n}(m_в^2 + m_0^2)},$$

где n — число приемов.

III.5.13. Марки и их поверки

Для достижения большой точности измерения угла применяются особые визирные приспособления — марки, устанавливаемые над точками визирования (рис. III.5.13).

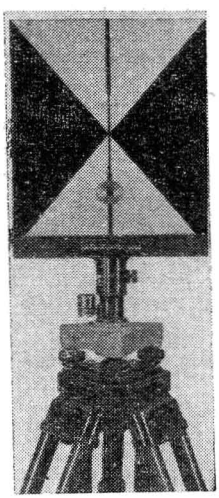


Рис. III.5.13

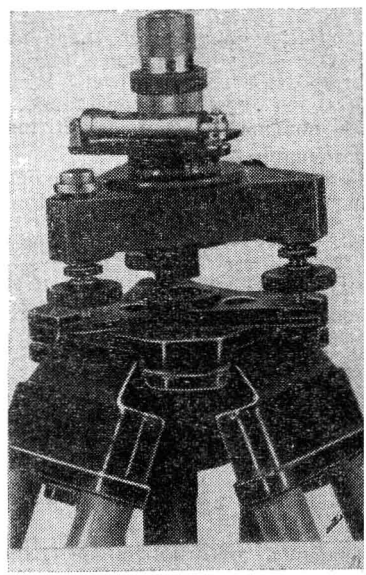


Рис. III.5.14

Ось симметрии визирной цели марки служит линией для визирования на нее трубой. Для приведения оси симметрии в отвесное положение имеется уровень.

Центрирование марки над точкой местности производится при помощи лотаппарата. Марка должна удовлетворять двум условиям:

1) ось уровня, укрепленного на марке, должна быть перпендикулярна к оси вращения марки; поверка производится как обычно;

2) ось симметрии визирной цели марки должна совпадать с осью вращения марки. Измеряют теодолитом, установленным от марки в 3—5 м, три направления, два из которых проходят по краям визирной цели марки, а третье пересекает ось вращения марки, предварительно фиксируемую иглой, укрепленной на верхней ее части.

Асимметрия визирной цели относительно оси вращения марки выражается в линейной мере и определяется формулой

$$a = \frac{\Delta\beta \cdot s}{\rho},$$

где $\Delta\beta$ — разность значений углов, составленных из крайних направлений со средним; s — расстояние от теодолита до марки. Величина a не должна превышать 1 мм. При большем ее значении рисунок визирной цели следует исправить.

III.5.14. Оптический отвес и его поверки

Для вынесения центра знака на базисный целик используют оптические отвесы (центриры).

Оптический центрир (рис. III.5.14) имеет короткофокусную трубу, вращающуюся в подставке. Он может передвигаться на верхней плоскости головки штатива и закрепляться в нужном положении шайбой.

Установив центрир на штативе над точкой, фиксирующей начало или конец измеряемой линии, выполняют точное центрирование, глядя в трубу центрира и передвигая пластину по головке штатива до совмещения пересечения нитей с изображением центра знака.

Затем прибор нивелируют и вновь проверяют установку пересечения нитей над центром, после чего пластину окончательно закрепляют. Если теперь надеть на окулярный конец его крышку с полусферической поверхностью, на которой нанесена крестообразная нарезка, то лотаппаратом можно пользоваться как целиком.

Увеличение трубы лотаппарата колеблется от 4—8$^{\times}$, уровни имеют цену деления 30″ на 2 мм.

Поверки оптического центрира

1. *Оси уровней должны быть перпендикулярны к оси вращения оптического центрира.*

Эта поверка выполняется так же, как и в теодолитах.

2. *Визирная ось прямой зрительной трубки центрира должна совпадать с осью его вращения.*

Поверка этого условия выполняется так: при произвольном положении верхней части центрира на листе бумаги, укрепленном под штативом на уровне поверхности земли или пола, отмечают проекцию пересечения нитей сетки зрительной трубки. Затем поворачивают верхнюю часть прибора на 180° и смотрят: если при втором положении пересечение нитей осталось совмещенным с центром

или переместилось на величину, меньшую 0,5 мм, то условие выполнено. В противном случае с помощью исправительных винтов сетки нитей следует переместить диафрагму с сеткой нитей на половину установленного смещения.

3. *Пересечение штрихов на целике прибора должно совпадать с осью вращения его.*

В 3—5 м от оптического центрира устанавливают теодолит, вертикальную нить сетки зрительной трубы которого наводят на иглу, укрепленную в отвесном положении (воском или пластилином) в точке пересечения штрихов на целике.

Вращая лотаппарат вокруг его оси, наблюдают в биссектор теодолита за положением иглы. Если изображение иглы в поле зрения теодолита находится на вертикальной нити, то условие выполнено. В случае, если это условие не соблюдено, то оптический центрир следует направить в мастерскую для нарезки на целике новых штрихов.

III.5.15. Угловые измерения способом круговых приемов

Установив инструмент на пункте O, закрепляют горизонтальный круг, затем, вращая алидаду, визируют на начальный пункт A и делают отсчет, дважды совмещая штрихи барабаном оптического микрометра.

Оставив круг закрепленным, вращают алидаду по ходу часовой стрелки и наводят трубу последовательно на все наблюдаемые пункты. При визировании на каждый пункт делают отсчеты. Вторично наводят трубу на начальный пункт. Этим заканчивается первый полуприем. Средние значения отсчетов при визировании на начальный пункт в начале и в конце полуприема должны сходиться между собой (в пределах 8″). Второй прием после перевода трубы через зенит начинают также с визирования на начальный пункт. Далее визируют последовательно на все пункты, но в обратном порядке, вращая алидаду против часовой стрелки. Запись во втором полуприеме ведется снизу вверх. Последнее визирование делают также на начальный пункт. Закончив прием, вычисляют для каждого направления величину $2c$, КЛ—КП и (КЛ + КП)/2, после чего вычисляют значения направлений.

Для контроля и повышения точности измеряют углы несколькими приемами.

III.5.16. Оценки точности угловых измерений

По уклонениям результатов измерений от их средних арифметических значений производят предварительную оценку точности угловых измерений.

Так, при измерении углов способом круговых приемов по формуле Петерса можно получить среднюю квадратическую ошибку направления, измеренного одним приемом, $m'_{\text{напр}}$

$$m'_{\text{напр}} = 1{,}25\frac{[|v|]}{\sqrt{n'(n'-1)}},$$

где $|v|$ — сумма абсолютных значений уклонений результатов измерений оцениваемого направления от его среднего арифметического значения, полученного по результатам всех приемов, принятых в обработку; n' — число приемов.

Среднее значение средних квадратических ошибок всех направлений на станции

$$m_{\text{п}} = \frac{\sum m'_{\text{напр}}}{i},$$

где i — число направлений, считая и начальное, или с учетом значения $m'_{\text{напр}}$

$$m_{\text{н}} = 1{,}25\,\frac{\sum [|v|]}{i\sqrt{n'(n'-1)}}.$$

Обозначив $\frac{1{,}25}{\sqrt{n'(n'-1)}} = N$, получим

$$m_{\text{н}} = N\,\frac{\sum [|v|]}{i}.$$

Можно составить таблицу для вычисления N.

n'	N
6	0,23
9	0,15
12	0,11
15	0,09

Среднюю квадратическую ошибку уравненного на станции направления, т. е. ошибку среднего значения направления, выведенного из n' приемов, вычисляют по формуле

$$M = \frac{m_{\text{и}}}{\sqrt{n'}}.$$

Среднюю квадратическую ошибку измерения угла вычисляют по уклонениям значений углов, полученных из отдельных приемов, от среднего арифметического.

Средняя квадратическая ошибка измерения угла одним приемом

$$m = \sqrt{\frac{[vv]}{n'-1}},$$

где v — уклонение, n' — число приемов. Так как число приемов небольшое, то надежность невелика, и следует вычислить m для ряда пунктов, на которых выполнялись наблюдения в одинаковых условиях $\overline{m}^2 = \frac{\sum_1^k m^2}{k}$.

Если число приемов на каждой станции одинаково, то

$$\overline{m} = \sqrt{\frac{[[vv]_l]}{k(n-1)}},$$

где $[vv]$ — сумма квадратов уклонений, полученная на пункте с номером i.

Ошибку окончательного значения угла, измеренного n' приемами, можно вычислить по формуле

$$m_\beta = \frac{\overline{m}}{\sqrt{n'}} = \sqrt{\frac{[[vv]_i]}{n'k\,(n'-1)}}.$$

По двойным измерениям. Если углы на пунктах измерялись двумя приемами, то средняя квадратическая ошибка одного измерения

$$m = \sqrt{\frac{[dd]}{2n''}},$$

где n'' — число пунктов, а ошибка измерения угла

$$m_\beta = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{[dd]}{n''}}.$$

Если в значениях d будут обнаружены систематические ошибки, то их надо исключить. Тогда

$$m = \sqrt{\frac{[d'd']}{2\,(n''-1)}},$$

где

$$d_i' = d_i' - \sigma,$$

$$\sigma = \frac{[d]}{n},$$

$$m_\beta = \frac{m}{\sqrt{2}} = \frac{1}{2}\sqrt{\frac{[d'd']}{n''-1}}.$$

По угловым невязкам ходов. Средняя квадратическая ошибка единицы веса

$$\mu = \sqrt{\frac{[p_f f_\beta f_\beta]}{N}},$$

где f_β — невязка ходов; p_f — их веса; N — число ходов.

Выберем веса так, чтобы $\mu = m_\beta$ — средней квадратической ошибке измерения одного угла,

$$m_{\beta_1} = \sqrt{\frac{[f_\beta f_\beta]}{\frac{n+1}{N}}},$$

где $n + 1$ — число углов в ходе.

По поперечным невязкам вытянутых ходов. а) По исправленным углам за угловую невязку

$$m_{\beta_{II}} = \sqrt{\frac{c\left(\frac{u}{L}\rho\right)^2}{N}},$$

где

$$c = \frac{12n}{(n+1)(n+2)} \approx \frac{12}{n+3},$$

u — поперечная невязка по исправленным углам,

б) По неисправленным углам

$$m_{\beta_{III}} = \sqrt{\frac{c'\left(\frac{u'}{L}\rho\right)^2}{N}},$$

где

$$c' = \frac{6n}{(n+1)(2n+1)} \approx \frac{3}{n+1{,}5},$$

u' — поперечная невязка по неисправленным углам.

В случае заметного влияния ошибок опорных данных формулы для m_{β_I}, $m_{\beta_{II}}$, $m_{\beta_{III}}$ дадут преувеличенные и не согласные между собой значения, и будет существовать такое соотношение:

$$m_{\beta_I} < m_{\beta_{III}} < m_{\beta_{II}}.$$

Г. УРАВНИТЕЛЬНЫЕ ВЫЧИСЛЕНИЯ

III.5.17. Уравнивание полигонометрического хода любой формы по способу наименьших квадратов

Перед началом уравнивания следует убедиться в том, что полученный полевой материал хорошего качества, для чего полученные невязки сравнивают с допустимыми.

Формулы для подсчета невязок.

а) Угловая невязка

$$f_\beta = \alpha_н + \sum_1^{n+1} \beta - (n+1)\,180^\circ - \alpha_к,$$

$$\text{пред } f_\beta = 2m_\beta\,(n+1).$$

б) Линейная невязка

$$f_s = \sqrt{f_x^2 + f_y^2},$$

$$f_x = [\Delta x] - (x_к - x_н),$$

$$f_y = [\Delta y] - (y_к - y_н),$$

$$\text{пред } f_s = 2M,$$

где M — средняя квадратическая ошибка положения конечной точки хода.

Подсчитывают $\frac{f_s}{[s]}$ и сравнивают с относительной ошибкой, которой должен удовлетворять прокладываемый ход.

Для одиночного хода составляют три условных уравнения вида

$$v_\beta + f_\beta = 0,$$

$$[v_s \cos\alpha] - \frac{1}{\rho}[v_\beta (y_{n+1} - y)] + f'_x = 0,$$

$$[v_s \sin\alpha] + \frac{1}{\rho}[v_\beta (x_{n+1} - x)] + f'_y = 0.$$

Составив нормальные уравнения коррелат и решив их, можно вычислить поправки в углы v_β и линии v_s.

Для упрощения вычислений начало координат переносят в центр тяжести и применяют двухгрупповое уравнивание. Так, предварительно вводят в каждый угол первичную поправку $v'_\beta = -f_\beta/n+1$; вычислив приращение координат, подсчитывают условные координаты, используя которые вычисляют координаты центра тяжести:

$$x_0 = \frac{[x]}{n+1},$$

$$y_0 = \frac{[y]}{n+1},$$

затем центральные координаты:

$$\xi_l = x_l - x_0,$$

$$\eta_l = y_l - y_0.$$

Контроль: $[\xi] = 0$; $[\eta] = 0$.

Координаты центра тяжести и центральные координаты можно определить, не вычисляя условных координат, по формулам

$$x_0 = \frac{1}{n+1}\{n\,\Delta x_1 + (n-1)\,\Delta x_2 + \cdots + 2\Delta x_{n-1} + \Delta x_n\},$$

$$y_0 = \frac{1}{n+1}\{n\,\Delta y_1 + (n-1)\,\Delta y_2 + \cdots + 2\,\Delta y_{n-1} + \Delta y_n\},$$

$$\xi_l = -x_0 + \sum_1^{l-1} \Delta x,$$

$$\eta_l = -y_0 + \sum_1^{l-1} \Delta y,$$

но это более длинный путь.

Новые условные уравнения после введения центральных координат будут

$$[v''_\beta] = 0,$$

$$[v_s \cos \alpha] + \frac{1}{\rho}[v''_\beta \eta] + f_x = 0,$$

$$[v_s \sin \alpha] - \frac{1}{\rho}[v''_\beta \xi] + f_y = 0,$$

где v''_β — вторичная поправка в угол; f_x и f_y — невязки в приращениях координат, полученные по исправленным углам.

Вес и коэффициенты нормальных уравнений вычисляют по формулам

$$p_{s_i} = \frac{1}{s_i},$$

$$p_{\beta_i} = \frac{\mu^2}{m_\beta^2} = p.$$

Среднюю квадратическую ошибку единицы веса можно вычислить по формуле

$$\mu = \sqrt{\frac{\left[\frac{1}{[L]} t'^2\right]}{N-1}},$$

где N — число ходов. При λ малом можно вычислить μ по формуле

$$\mu = \sqrt{\frac{\left[\frac{1}{2} t^2\right]}{N}}.$$

$$\left[\frac{aa}{p}\right] = \frac{n+1}{p}; \quad \left[\frac{ab}{p}\right] = q[\eta] = 0; \quad \left[\frac{ac}{p}\right] = -q[\xi] = 0,$$

$$\left[\frac{bb}{p}\right] = \frac{q}{\rho}[\eta^2] + [\Delta x \cos \alpha] = A,$$

$$\left[\frac{bc}{p}\right] = -\frac{q}{\rho}[\eta\xi] + [\Delta x \sin \alpha] = C,$$

$$\left[\frac{cc}{p}\right] = \frac{q}{\rho}[\xi^2] + [\Delta y \sin \alpha] = B,$$

где

$$q = \frac{1}{p\rho}.$$

Контроль:

$$\Delta x_i \cos \alpha_i + \Delta y_i \sin \alpha_i = s_i,$$

$$\Delta x_i \sin \alpha_i = \Delta y_i \cos \alpha_i,$$

$$[\eta^2] = [y^2] - (n+1)\, y_0^2,$$

$$[\xi^2] = [x^2] - (n+1)\, x_0^2,$$

$$[\eta\xi] = [xy] - (n+1)\, x_0 y_0.$$

Нормальные уравнения коррелат:

$$\frac{n+1}{\rho} k_1 = 0,$$

$$Ak_2 + Ck_3 + f_x = 0,$$

$$Ck_2 + Bk_3 + f_y = 0,$$

откуда

$$k_1 = 0,$$

$$k_2 = \frac{1}{N}(Cf_y - Bf_x),$$

$$k_3 = \frac{1}{N}(Cf_x - Af_y),$$

где

$$N = AB - C^2.$$

Вычисления поправок и контроль их производятся по формулам

$$v''_{\beta_i} = \eta_i q k_2 - \xi_i q k_3,$$

$$v_{s_i} = \Delta x_i k_2 + \Delta y_i k_3,$$

$$[v''_\beta] = 0,$$

$$[v_{s_i}] - [\Delta x]\, k_2 + [\Delta y]\, k_3.$$

После введения поправок в углы и линии вычисляют координаты.

Однако когда вычисления ведут в две руки и есть уверенность, что вычисления не содержат ошибок, можно сразу вычислить поправки в приращения координат по формулам

$$v_{\Delta x_i} = v_{s_i} \cos \alpha_i - \frac{v_{\alpha_i}}{\rho} \Delta y_i,$$

$$v_{\Delta y_i} = v_{s_i} \sin \alpha_i + \frac{v_{\alpha_i}}{\rho} \Delta x_i.$$

Контроль:

$$[v_{\Delta x}] = -f_x,$$

$$[v_{\Delta y}] = -f_y.$$

Необходимое число знаков при вычислении дирекционных углов, приращений координат и координат устанавливается с рас-

четом, чтобы ошибка округления была в 10 раз меньше средней ошибки измерения углов и линий.

Закончив уравнивание полигонометрического хода, следует произвести оценку точности углов поворота, дирекционных углов, длин сторон, абсцисс и ординат по формуле

$$M_u = \mu \sqrt{\frac{1}{P_u}},$$

где

$$\frac{1}{P_u} = \left[\frac{FF}{p}\right] - p\,\frac{\left[\frac{-aF}{p}\right]^2}{n+1} - \frac{\left[\frac{bF}{p}\right]}{A} - \frac{\left\{\left[\frac{CF}{p}\right] - \frac{C}{A}\left[\frac{BF}{p}\right]\right\}^2}{B - \frac{C^2}{A}} = \left[\frac{FF}{p}\right] - \mathrm{I} - \mathrm{II} - \mathrm{III}$$

можно взять из таблицы, составленной Д. С. Шеиным [5].

III.5.18. Уравнивание вытянутого хода с применением таблиц проф. А. С. Чеботарева

Для того чтобы установить, какой ход можно считать по своей форме вытянутым, используются формулы вида

$$\eta_{ср} \leqslant \rho \sqrt{\frac{qn}{(n+1)(1+k^2)}}; \qquad \eta_{пред} \leqslant 2\rho \sqrt{\frac{qn}{(n+1)(1+k^2)}},$$

где $q = m_i^2/m_\beta^2$; m_i — ошибка стороны; m_β — ошибка угла.

Величина $\eta_{пред}$ дает возможность на схеме хода или карте нанести полосу вдоль оси абсцисс хода, в пределах которой должны размещаться пункты хода. Эти величины η откладывают от замыкающей хода. Если ход отклоняется больше в одну сторону, то ось полосы, а вместе с ней и границы перемещают в соответствующую сторону. Однако этот показатель не будет достаточным, так как еще надо определить

$$\sin v_{L_{ср}} \leqslant \frac{1}{\rho\sqrt{q}} \sqrt{\frac{(n+1)(n+2)}{12(1+k^2)}},$$

$$\sin \alpha_{L_{пред}} \leqslant \frac{2l}{\rho\sqrt{q}} \sqrt{\frac{(n+1)(n+2)}{12(1+k^2)}}.$$

Величину k принимают равной 3 или 5.

Убедившись, что данный ход можно считать вытянутым, уравнивание его можно произвести значительно проще по приведенным ниже формулам.

После совмещения оси абсцисс с направлением замыкающей условные уравнения можно записать в виде

$$[v''_\beta]=0,$$

$$[v_s]+t=0,$$

$$-\frac{1}{\rho}[\xi' v''_\beta]+u=0.$$

Нормальные уравнения коррелат разделятся на три самостоятельные группы:

$$\frac{n+1}{\rho}k_1=0,$$

$$[s]k_2+t=0,$$

$$\frac{q}{\rho}[\xi'^2]k_3+u=0.$$

Тогда

$$v''_\beta=\rho\frac{u}{[\xi'^2]}\xi'_i,$$

$$v_{s_i}=gs_i,$$

где

$$g=-\frac{t}{[s]}=\frac{f_x[\Delta x]+f_y[\Delta y]}{[\Delta x]^2+[\Delta y]^2}.$$

Если стороны примерно одинаковы или различаются между собой в 2—3 раза, причем длинные и короткие стороны не группируются в отдельных частях хода, а чередуются, то для вычисления v''_β можно применить формулу вида

$$v''_\beta=-\frac{u}{[s]}\rho\frac{6(n+2-2i)}{(n+1)(n+2)}.$$

Принято обозначать

$$-\frac{u}{L}=\Delta\theta,$$

$$\Delta\theta=\frac{-f_y[\Delta x]-f_x[\Delta y]}{[\Delta x]^2+[\Delta y]^2};\qquad\frac{6(n+2-2i)}{(n+1)(n+2)}=b_i;$$

тогда

$$v''_\beta=\Delta\theta\rho b_i.$$

Поправки в дирекционные углы и приращения координат вычисляют по формулам

$$v_\alpha=\frac{u}{[s]}\frac{\rho 6i(n+1-i)}{(n+1)(n+2)}$$

или

$$v_\alpha=\Delta\theta\rho a_i,$$

где

$$a_i = \frac{6i\,(n+1-i)}{(n+1)\,(n+2)},$$

$$v_{\Delta x_i} = C\,\Delta x_i - \Delta\theta a_i\,\Delta y_i,$$

$$v_{\Delta y_i} = C\,\Delta y_i + \Delta\theta a_i\,\Delta x_i.$$

Величины ρb_i; ρa_i; a_i выбирают из таблиц.

III.5.19. Уравнивание азимутального хода

Если известны из наблюдений дирекционные углы всех сторон полигонометрического хода, причем эти дирекционные углы получены независимо друг от друга из самостоятельных наблюдений, что будет иметь место при использовании гиротеодолита, то условные уравнения будут иметь вид

$$[v_s \cos\alpha] - \frac{1}{\rho}[\Delta y v_\alpha] + f_x = 0,$$

$$[v_s \sin\alpha] + \frac{1}{\rho}[\Delta x v_\alpha] + f_y = 0.$$

Если веса сторон, как и веса дирекционных углов, различны, то нормальные уравнения для азимутального хода будут иметь вид

$$\left\{\left[\frac{\cos^2\alpha}{p_s}\right] + \frac{1}{\rho^2}\left[\frac{\Delta y^2}{p_\alpha}\right]\right\} k_1 + \left\{\left[\frac{\sin\alpha\cos\alpha}{p_s}\right] - \frac{1}{\rho^2} \times \right.$$

$$\left. \times \frac{\Delta x\,\Delta y}{p_\alpha}\right]\right\} k_2 + f_x = 0,$$

$$\left\{\left[\frac{\sin\alpha\cos\alpha}{p_s}\right] - \frac{1}{\rho^2}\left[\frac{\Delta y^2}{p_\alpha}\right]\right\} k_1 +$$

$$+ \left\{\left[\frac{\sin^2\alpha}{p_s}\right] + \frac{1}{\rho^2}\left[\frac{\Delta x^2}{p_\alpha}\right]\right\} k_2 + f_y = 0.$$

А уравнения поправок представятся в виде

$$v_{s_i} = \frac{1}{p_{s_i}}(\cos\alpha_i k_1 + \sin\alpha_i k_2) = \frac{1}{s_i p_{s_i}}(\Delta x_i k_1 + \Delta y_i k_2),$$

$$v_{\alpha_i} = \frac{1}{p_{\alpha_i}\rho}(-\Delta y_i k_1 + \Delta x_i k_2).$$

Если же, как это обычно и имеет место, дирекционные углы всех сторон будут получены с одинаковой точностью, а для длин сторон можно считать их средние квадратические ошибки определенными формулой

$$m_s = \mu\sqrt{s},$$

то для весов всех сторон и дирекционных углов можно принять формулы

$$p_{s_l} = \frac{1}{s_l}; \qquad p_{\alpha_l} = \frac{\mu^2}{m_\alpha^2}.$$

Коэффициенты нормальных уравнений, которые обозначим A, B и C по аналогии с нормальными уравнениями, выведенными для случая непосредственного измерения углов поворота, могут быть получены по формулам

$$A = \left[\frac{\Delta x^2}{s}\right] + \frac{q}{\rho}[\Delta y^2],$$

$$B = \left[\frac{\Delta y^2}{s}\right] + \frac{q}{\rho}[\Delta x^2],$$

$$C = \left[\frac{\Delta x\,\Delta y}{s}\right] - \frac{q}{\rho}[\Delta x\,\Delta y],$$

где

$$q = \frac{1}{p\rho}.$$

Для поправок длин сторон и дирекционных углов будут иметь место формулы

$$v_{s_l} = k_2\,\Delta x_l + k_3\,\Delta y_l,$$

$$v_{\alpha_l} = qk_2\,\Delta y_l + qk_3\,\Delta x_l.$$

III.5.20. Уравнивание полигонометрических сетей

Строгое уравнивание полигонометрических ходов достаточно сложное: приходится решать большое число нормальных уравнений даже в самой простой сети.

Число условий, возникающих в сети, подсчитывают по формуле

$$r = 3P + (Q_1 - 1) - 2(Q_2 - 1),$$

где P — число замкнутых полигонов в сети; Q_1 — число направлений, имеющих исходные дирекционные углы; Q_2 — число пунктов с исходными координатами, причем число условных уравнений дирекционных углов r_α и координат r_{xy} из общего числа r уравнений соответственно равно

$$r_\alpha = P + Q - 1,$$

$$r_{xy} = 2P + 2(Q_2 - 1).$$

Б. А. Литвинов разработал способ, который называется *способом условий с дополнительными неизвестными*. Он обладает преимуществами перед строгим способом уравнивания сети по способу наименьших квадратов.

Дополнительными неизвестными являются поправки дирекционных углов узловых направлений v_α и координат узловых точек v_x и v_y.

В случае предварительно исправленных углов условные уравнения для каждого хода сети будут иметь вид

$$\sum v''_{\beta} + v_{\alpha_{\text{нач}}} - v_{\alpha_{\text{кон}}} = 0,$$

$$\sum v_{s_i} \cos \alpha_i + \frac{1}{\rho} \sum \eta_i v''_{\beta_i} + \frac{1}{\rho} \eta_{\text{нач}} v_{\alpha_{\text{нач}}} - \frac{1}{\rho} \eta_{\text{кон}} v_{\alpha_{\text{кон}}} +$$

$$+ v_{x_{\text{нач}}} - v_{x_{\text{кон}}} + \omega_x = 0,$$

$$\sum v_{s_i} \sin \alpha_i - \frac{1}{\rho} \sum \xi_i v''_{\beta_i} - \frac{1}{\rho} \xi_{\text{нач}} v_{\alpha_{\text{нач}}} +$$

$$+ \frac{1}{\rho} \xi_{\text{кон}} v_{\alpha_{\text{кон}}} + v_{y_{\text{нач}}} - v_{y_{\text{кон}}} + \omega_y = 0.$$

Нормальные уравнения коррелат составляются для ходов и узлов и имеют вид

для ходов (назовем их первой группой)

$$\left[\frac{aa}{p}\right] k_{1j} + \left[\frac{ab}{p}\right] k_{2j} + \left[\frac{ac}{p}\right] k_{3j} +$$

$$+ \alpha_i v_{\alpha_{1,\text{ нач}}} + \beta_1 v_{\alpha_{1,\text{ кон}}} + \cdots + \theta_1 v_{y\ m,\text{ кон}} = 0,$$

$$\left[\frac{ab}{p}\right] k_{1j} + \left[\frac{bb}{p}\right] k_{2j} + \left[\frac{bc}{p}\right] k_{3j} +$$

$$+ \alpha_2 v_{\alpha_{3,\text{ нач}}} + \beta_2 v_{\alpha_{2,\text{ кон}}} + \cdots + \theta_2 v_{y_m,\text{ кон}} = 0,$$

$$\left[\frac{ac}{p}\right] k_{1j} + \left[\frac{bc}{p}\right] k_{2j} + \left[\frac{cc}{p}\right] k_{3j} +$$

$$+ \alpha_3 v_{\alpha_{1.\text{ нач}}} + \beta_3 v_{\alpha_{1,\text{ кон}}} + \cdots + \theta_3 v_{y_m,\text{ кон}} = 0,$$

для узлов (назовем их второй группой)

$$\alpha_1 k_{1j} + \alpha_2 k_{2j} + \alpha_3 k_{3j} = 0,$$

$$\beta_1 k_{1j} + \beta_2 k_{2j} + \beta_3 k_{3j} = 0,$$

$$\cdots\cdots\cdots\cdots$$

$$\theta_1 k_{1j} + \theta_2 k_{2j} + \theta_3 k_{3j} = 0.$$

Число таких уравнений будет равно числу всех ходов в сети плюс утроенное число узловых точек, причем уравнения второй группы, составляемые для узлового пункта m, однотипны для всех узлов и имеют вид

$$-\sum_m (\pm k_{1j}) - \frac{1}{\rho} \sum_m (\pm \eta_m k_{2j}) + \frac{1}{\rho} \sum_m (\pm \xi_m k_{3j}) = 0,$$

$$-\frac{1}{\rho}\sum_m(\pm k_{2l})=0,$$

$$-\frac{1}{\rho}\sum_m(\pm k_{3l})=0,$$

где ξ_m, η_m — абсцисса и ордината узлового пункта с номером m.

Коэффициенты этих уравнений составлять и включать в схему решения не нужно, так как все они предшествуют квадратичным членам, равным нулю.

Первое условное уравнение второй группы будет иметь вид:

$$\frac{\eta}{p}k_{1l}+v_{\alpha_{\text{нач}}}-v_{\alpha_{\text{кон}}}=0.$$

Так как коррелата k_{1l} входит только в первое уравнение обеих групп, то она может быть исключена из совместно решаемых уравнений.

Тогда уравнения можно записать в таком виде:

$$-\frac{1}{\rho}\sum_m(\pm\eta_m k_{2l})+\frac{1}{\rho}\sum_m(\pm\xi_m k_{3l})-\sum_m\left(\frac{p}{\eta_l}\right)v_{\alpha_m}+$$

$$+\sum_m\left(\frac{p}{n}v_{\alpha_n}\right)=0,$$

$$-\sum_m(\pm k_{2l})=0,$$

$$-\sum_m(\pm k_{3l})=0.$$

Здесь v_{α_m} — поправка узлового направления, для которого составляется уравнение; v_{α_n} — поправка узлового направления смежного с ним узла; n — число углов в ходах.

Так как коррелаты k_{2l} и k_{3l} различны для разных ходов, то второе и третье уравнения для каждого хода решают отдельно, вплоть до исключения коррелат k_{2l} и k_{3l}.

Исключив коррелаты k_{2l} и k_{3l}, получают эквивалентные уравнения, объединив которые получают систему. Решая ее, находят все дополнительные неизвестные, а затем и все коррелаты.

III.5.21. Раздельное уравнивание полигонометрических сетей

При этом методе уравнивают сначала углы сети, а затем по уравненным углам и измеренным длинам линий вычисляют приращения координат и уравнивают отдельно приращения абсцисс и ординат.

Раздельное уравнивание выполняют тремя основными методами:

1) методом среднего весового (метод эквивалентной замены), разработанным проф. А. С. Чеботаревым;

2) параметрическим методом (метод последовательных приближений и метод узлов);

3) коррелатным методом (метод полигонов). Методы узлов и полигонов разработаны В. В. Поповым.

Все три метода не являются строгими, так как в них нарушается основное требование способа наименьших квадратов — независимость друг от друга уравненных величин. Все три метода дают тождественные результаты. Выбирают обычно тот метод, при котором меньше объем вычислительных работ. Метод эквивалентной замены целесообразно применять при уравнивании простых сетей. При втором методе число нормальных уравнений равно числу нетвердых узловых точек, а при третьем методе — числу замкнутых полигонов плюс число твердых опорных точек без одной.

Если при втором и третьем методах число уравнений будет одинаковым, то следует применять метод условных измерений.

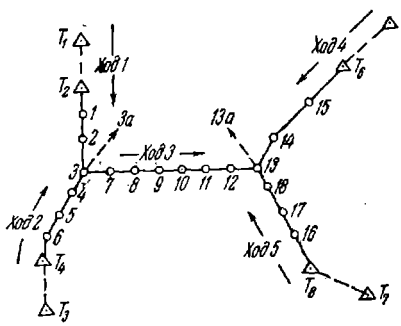


Рис. III.5.15

Уравнивание полигонометрической сети методом эквивалентной замены. Пусть требуется уравнять сеть, опирающуюся на тригонометрические пункты (рис. III.5.15), и произвести оценку точности вероятнейших значений дирекционных углов узловых направлений и вероятнейших значений координат узловых точек.

Вычисления начинают с подсчета суммы измеренных углов по каждому ходу. Далее методом эквивалентной замены уравнивают дирекционные углы узловых направлений *3—3а* и *13—13а*. При этом вес дирекционного угла находят по формуле

$$p_\alpha = p_{[\beta]} = \frac{c}{n+1}.$$

Значение дирекционного угла узлового направления *3—3а* получают дважды: по ходам *1* и *2*, вычисляя его по формуле

$$\alpha_1 = \alpha_н + \sum_1^{n+1} \beta - 180\,(n+1).$$

Вероятнейшее значение дирекционного угла направления *3—3а* будет получено как среднее весовое их значений, вычисленных по ходам *1* и *2*.

Вес дирекционного угла по эквивалентному ходу будет равен сумме весов по ходам, его составляющим, т. е. $p_{1,2} = p_1 + p_2$. Число углов в эквивалентном ходе *1*, *2* будет равно

$$(n+1)_{1,2} = \frac{c}{p_{12}}.$$

Окончательное вероятнейшее значение дирекционного угла узлового направления *13—13а* будет получено как среднее весовое из значений, вычисленных по трем ходам: сложному ходу *1*, *2* + *3* и ходам *4* и *5*.

Поправки на ходы *1*, *2* + *3*; *4* и *5* получают как разность между окончательным значением дирекционного угла *13—13а* и каждым, полученным по ходам *1*, *2* + *3*; *4* и *5*. Поправку на сложный ход *1*, *2* + *3* распределяют пропорционально числу углов в ходах *1*, *2* и *3*.

Окончательное значение дирекционного угла узлового направления *3—3а* получают после введения поправки в предварительное значение, полученное по ходам *1* и *2*. Поправки в ходы *1* и *2* получают путем вычитания из окончательного значения дирекционного угла направления *3—3а* значений этого же угла, вычисленного по ходам *1* и *2*.

Поправки v_l, полученные по каждому ходу, распределяют поровну на все измеренные углы данного хода и вычисляют координаты узловых точек и их веса.

После этого вычисляют дирекционные углы и приращения координат для каждой точки хода.

Для оценки точности полученных вероятнейших значений дирекционных углов узловых направлений *3—3а* и *13—13а* сначала подсчитывают произведения pv^2 для каждого действительного хода и вычисляют среднюю квадратическую ошибку единицы веса по формуле

$$\mu = \sqrt{\frac{[pv^2]}{r}},$$

в которой r — число добавочных измерений, равное уже известной разности величин $n - k$ (n — число всех ходов, k — число узлов).

Средние квадратические ошибки дирекционных углов узловых направлений *13—13а* и *3—3а* вычисляют по формуле

$$M_{\alpha_l} = \frac{\mu}{p_{\alpha_l}}.$$

Средняя квадратическая ошибка измерения одного угла может быть получена по формуле

$$m_\beta = \frac{\mu}{\sqrt{c}}.$$

Координаты узловых точек *3* и *13* получают из уравнивания сети методом эквивалентной замены таким же порядком, как это было рассмотрено при уравнивании дирекционных углов.

Вес координат, вычисленных по ходу, или суммы приращений координат получают по формуле

$$P_{[\Delta x]} = P_x = P_{[\Delta y]} = P_y = \frac{c}{[s]}.$$

Подобный подсчет весов координат не совсем точен, так как при этом не учитывается влияние угловых ошибок, которое при значительном числе углов становится доминирующим. Однако для

нашего случая он может быть применен, так как сеть состоит из ходов с небольшим (3—7) числом сторон.

Указанная формула для подсчета весов может быть применена также в случае, если в сети угловые измерения сделаны заведомо точнее линейных и если уравниваются сети малой точности. При более строгом подсчете весов необходимо пользоваться формулами

$$P_x = P_y = \frac{c}{M^2},$$

где M — средняя квадратическая ошибка положения конечной точки хода для случая предварительно исправленных углов.

Однако отметим, что было бы более правильным и строгим при подсчете весов применять формулы

$$P_x = \frac{c}{M_x'^2}; \qquad P_y = \frac{c}{M_y'^2},$$

где

$$M_x'^2 = \mu^2 L \cos^2\theta + \lambda^2 L^2 \cos^2\theta + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} L^2 \frac{n+3}{12} \sin^2\theta,$$

$$M_y'^2 = \mu^2 L \sin^2\theta + \lambda^2 L^2 \sin^2\theta + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \frac{n+3}{12} \cos^2\theta.$$

Оценку точности выполняют по формулам

$$\mu_x = \sqrt{\frac{[pv_x^2]}{r}}; \qquad \mu_y = \sqrt{\frac{[pv_y^2]}{r}};$$

$$M_x = \frac{\mu_x}{\sqrt{p_x}}; \qquad M_y = \frac{\mu_y}{\sqrt{p_y}}; \qquad M = \sqrt{M_x^2 + M_y^2}.$$

Уравнивание параметрическим методом (метод последовательных приближений проф. В. В. Попова). Уравнивание выполняют в таком порядке. Находят приближенные значения узловых дирекционных углов, вычислив их как среднее значение, полученное от всех смежных опорных пунктов и узловых точек, или, в крайнем случае, передав их от опорного пункта.

Для каждого узлового дирекционного угла находят вторые приближения как весовые средние из всех полученных значений и от смежных опорных пунктов и узловых для последних принимают значения, найденные из первых приближений или из вторых, если они были уже получены.

За вес узлового дирекционного угла принимают величину, обратно пропорциональную числу углов хода, по которому получено значение этого дирекционного угла.

Затем для всех узловых дирекционных углов находят последовательно третьи, четвертые и т. д. приближения и, убедившись, что последующие приближения не вносят изменений, бо́льших, чем точность вычислений, прекращают вычисления. Найденные из последующего значения принимают за окончательные и подсчитывают с ними угловые невязки. Если невязки допустимы, их распределяют поровну во все углы хода, после чего вычисляют дирекционные углы сторон ходов и приращения координат.

Далее, подсчитав суммы приращений координат для каждого хода, вычисляют вероятнейшие значения абсцисс и ординат узловых точек аналогично тому, как это делали для дирекционных углов.

Имея окончательные значения координат, уравнивают каждый ход. Как видно, при уравнивании этим методом выполняют однообразные вычислительные действия, которые сами по себе очень просты, причем в случае допущения арифметических ошибок при вычислении понадобится сделать только лишнее число приближений — сама ошибка не скажется на конечных результатах.

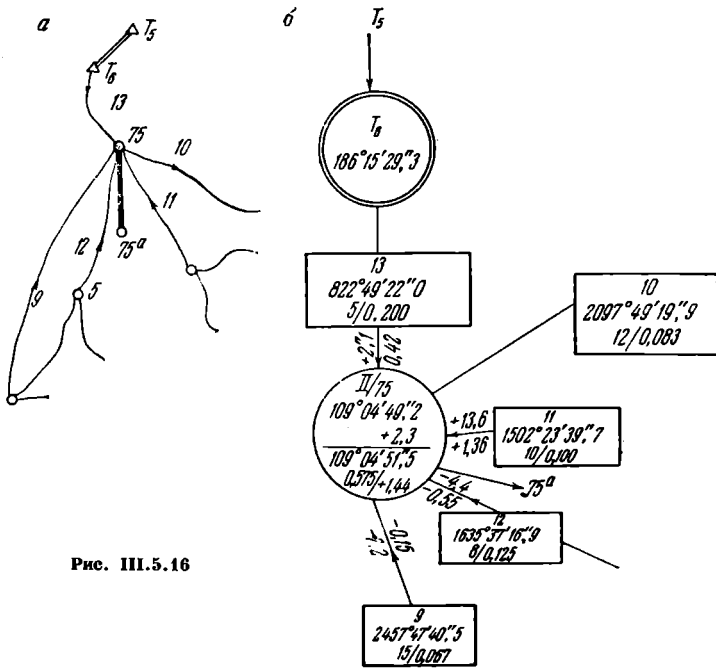


Рис. III.5.16

Однако следует отметить, что веса уравненных элементов при этом методе можно получить только по приближенным формулам. Строгое получение весов — задача очень сложная.

В случае, если сеть недостаточно жесткая, т. е. отношение числа возникающих условий или числа полигонов, замкнутых и опирающихся на твердые пункты r, к числу нетвердых узловых точек k будет менее 1,5—2, выгоднее применить «метод узлов» проф. В. В. Попова.

Уравнивание методом узлов. При таком уравнивании составляют схематический чертеж сети (рис. III.5.16).

Узловые и опорные пункты изображают кружками диаметров около 3 см, причем последние — двойными кружками. В кружках на опорных пунктах выписывают названия пунктов или их номера,

значения опорных дирекционных углов, в кружках на узловых пунктах — номера, приближенные значения дирекционных углов, полученные от ближайших опорных пунктов. На сторонах хода располагается небольшой прямоугольник, в котором записывают: номер хода, сумму углов по ходу $[\beta_l]$, число углов $(n+1)$, вес, вычисленный как величина, обратно пропорциональная числу углов.

Затем подсчитывают по ходам

$$v_l = \alpha_н + [\beta]_1^{n+1} - (n+1)\,180 - \alpha_к$$

и произведение $v_l p_l$, которое с его знаком подписывают в конце соответствующего хода.

Для каждой узловой точки подсчитывают $P = [p]$, $V = [pv]$ по всем примыкающим к данной точке ходам. Если ход идет к точке, то произведение берется со своим знаком. Эти величины записывают внутри соответствующего кружка.

Для каждой узловой точки составляют нормальное уравнение. Неизвестными в нем являются вероятнейшие поправки к принятым приближенным значениям узловых дирекционных углов. Коэффициент при поправке, номер которой совпадает с номером уравнения, будет всегда положителен и равен величине P для узловой точки. Коэффициенты при остальных поправках будут отрицательными и равными весам P ходов, соединяющих соответствующую узловую точку с той, для которой составляют уравнение. Если такого хода нет, то коэффициент равен нулю.

Свободными членами в уравнениях будут величины V для соответствующих узловых точек, взятые с обратными знаками.

Затем решают систему нормальных уравнений любым способом.

Полученные поправки прибавляют к полученным приближенным значениям и находят окончательные значения узловых дирекционных углов. Вычисления проделывают на той же схеме в соответствующих кружках.

Уравняв углы во всех ходах, вычисляют дирекционные углы сторон и приращения координат. Затем подсчитывают суммы приращений координат по ходам, находят их веса, вычисляют приближенные значения координат узловых точек и невязки ходов. Все величины выписывают на схематический чертеж и составляют нормальные уравнения точно так же, как это делалось при уравнивании углов.

Решив нормальные уравнения, находят поправки к приближенным значениям координат и окончательные значения координат.

Оценка точности при раздельном уравнивании. Оценку точности угловых измерений осуществляют по формуле

$$m_\beta = \sqrt{\left[\frac{pv^2}{r}\right]},$$

$$p_l = \frac{1}{n_l + 1},$$

где r — число условий в сети при уравнивании углов,

Ошибки единицы веса определяют по формулам

$$\mu_x = \sqrt{\frac{[p_x v_x^2]}{r}},$$

$$\mu_y = \sqrt{\frac{[p_y v_y^2]}{r}}.$$

Следует иметь в виду, что, используя μ_x и μ_y, можно вычислить коэффициент случайного влияния по формуле

$$\mu = \frac{\mu_x}{\sqrt{c}} = \frac{\mu_y}{\sqrt{c}},$$

но это будет величина, лишь приблизительно характеризующая измерения линий в поле.

Оценка точности уравненных элементов производится по формуле

$$M_u = \frac{\mu}{\sqrt{p_u}},$$

где μ — ошибка единицы веса, получаемая по поправкам к суммам углов или приращений координат по ходам; p_u — вес оцениваемого элемента, для его получения можно использовать метод эквивалентной замены.

III.5.22. Дальномерно-базисная полигонометрия

Оптические дальномеры двойного изображения. Определение расстояний с помощью дальномеров основано на решении треугольников. По величине угла β и противолежащей стороне l определяют расстояние D, которое является стороной прямоугольного или высотой равнобедренного треугольника (рис. III.5.17).

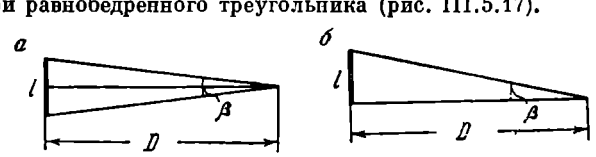


Рис. III.5.17

В этих дальномерах угол β или сторона l должны быть постоянными. В зависимости от этого дальномеры делятся на две большие группы: дальномеры с постоянным углом и дальномеры с постоянным базисом.

С помощью специального оптического устройства — призмы полного внутреннего отражения, оптического клина или длиннофокусной линзы в поле зрения трубы создается два изображения одной и той же рейки.

В дальномерах с постоянным углом используются оптические клинья. На рис. III.5.18 показано действие клина, закрывающего

половину светового отверстия объектива. При наведении трубы на рейку, установленную в плоскости измерительного треугольника перпендикулярно к визирной оси трубы, получим два изображения. Изображение сдвигается клином на величину, пропорциональную расстоянию (D — c), соответствующую интервалу mm_1, равному nv, где n — число делений, а v — цена деления рейки.

На рис. III.5.18 имеем

$$D - c = nv \operatorname{ctg} \beta. \qquad (III.5.73)$$

Величина $v \operatorname{ctg} \beta$ — постоянная; это есть коэффициент дальномера k. В соответствии с этим формула для определения расстояния будет иметь вид

$$D = kn + c. \qquad (III.5.74)$$

Слагаемое c учитывается в первом дециметровом интервале рейки, который делается меньше других на величину $\frac{c}{k}$.

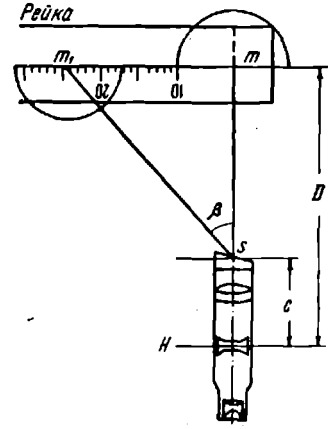


Рис. III.5.18

Для повышения точности отсчета рейка снабжена верньером. Для измерения интервала рейки между несовпадающими штрихами основной шкалы и верньера дальномер снабжен микрометром. Чаще применяют микрометры с плоскопараллельной пластинкой, которая помещается перед объективом и закрывает или свободную половину его светового отверстия, или половину, закрытую клином. С помощью барабанчика оптического микрометра, имеющего деления, пластинка может поворачиваться вокруг оси до тех пор, пока наблюдатель не увидит полного совмещения штрихов.

Дальномер Редта 002 (редукционный тахеометр) является дальномером двойного изображения с постоянным углом и переменным базисом для измерения расстояний до 180 м с предельной относительной ошибкой 1 : 4000—1 : 5000.

Оптическая схема дальномера представлена на рис. III.5.19. Два клина *2* и *2'* закрывают нижнюю половину объектива *1*. Клинья *2* и *2'*, кроме своей основной роли, осуществляют автоматическое редуцирование отсчетов по рейке. С помощью клина *3* с малым преломляющим углом можно изменить коэффициент дальномера и сделать его равным 100. Верхняя половина объектива закрыта ромбпризмой *4*, вращающейся на центрах *5* и *6*, действие ромбпризмы эквивалентно действию плоскопараллельной пластинки.

Для случая, показанного на рис. III.5.20, расстояние до рейки в метрах получают так: имеем 50 — отсчет подписанного деления на рейке до нулевого штриха верньера; 1,5 × 2 = 3,0 — отсчет по верньеру; 135 — отсчет по счетному барабану. Таким образом, полный отсчет равен 53,135 м.

При этом имеется в виду (рис. III.5.21), что цена деления основной шкалы рейки *1* равна 2 см. Десятичные верньеры *2* и *2'* позволяют оценивать доли рейки с округлением до 0,2 см. На шкале счетного барабана оптического микрометра 20 делениям соответствует изменение отсчета на 2 мм вследствие перемещения одного

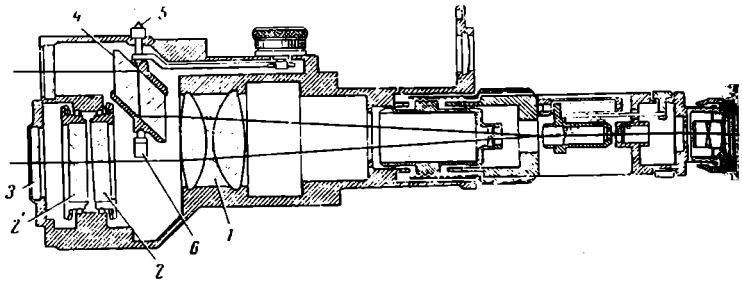


Рис. III.5.19



Рис. III.5.20

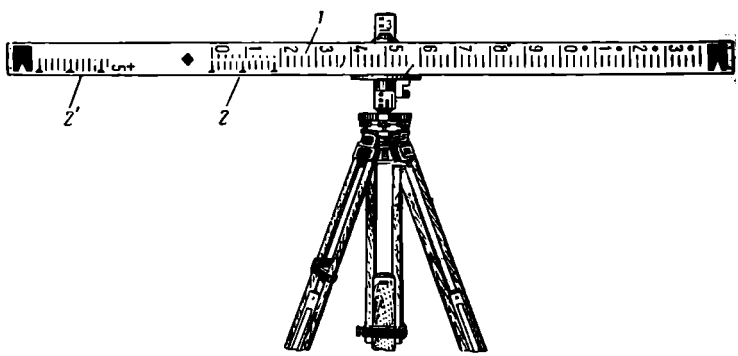


Рис. III.5.21

из изображений рейки в поле зрения трубы. При коэффициенте дальномера, равном 100, одно деление отсчетного барабана соответствует 0,01 м измеренного на местности расстояния.

Верньер *2'* сдвинут относительно *2* на 50 см и служит для измерения расстояний более 140 м.

Дальномером непосредственно измеряют расстояние от аналлатической точки *s* до передней плоскости рейки. Для определения полного расстояния необходимо учесть: c_1 — расстояние от оси вращения инструмента до аналлатической точки, расположенной

между двумя оптическими клиньями *2* и *2'* (см. рис. III.5.19), и c_2 — расстояние от передней плоскости рейки до оси штанги. Имеется еще и третья постоянная величина. Когда ромбпризма перпендикулярна к визирной оси трубы, то отсчет по шкале барабана микрометра равен 10. При нулевом отсчете по шкале визирный луч смещен таким образом, что отсчет по рейке увеличивается на 1 мм.

Для простоты вычисления расстояний все три величины учтены в первом интервале основной шкалы рейки — нулевые штрихи обоих верньеров сдвинуты относительно

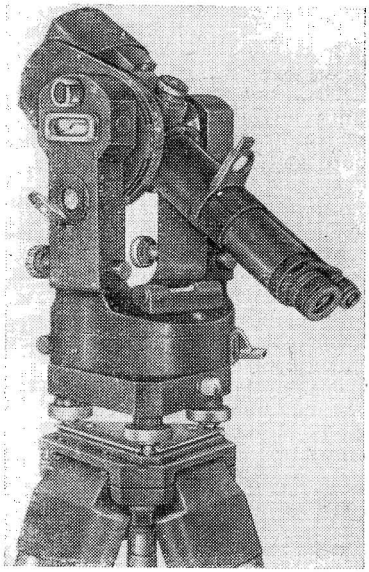


Рис. III.5.22

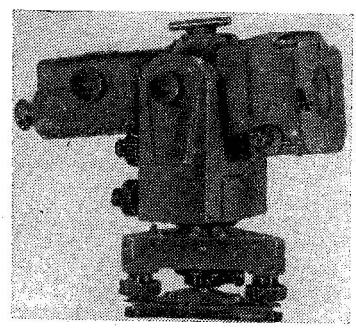


Рис. III.5.23

их нормального положения в сторону основной шкалы на величину

$$\Delta l = \frac{c_1 + c_2}{100} - 1 \text{ мм}.$$

Рабочая формула дальномера имеет вид

$$D = kn - \Delta d. \qquad \text{(III.5.75)}$$

Так как автоматическое редуцирование не распространяется на отрезок от аналлатической точки до оси вращения трубы, то за редуцирование его вводится поправка Δd, отсчитываемая в сантиметрах по шкале, расположенной на кожухе вертикального круга.

На рис. III.5.22 показан общий вид дальномера Редта.

ОТД — оптический топографический дальномер. ОТД* — дальномер двойного изображения с постоянным базисом (рис. III.5.23). Дальномер предназначен для измерения расстояний от 40 до 400 м

* Подробнее см. на стр. 790.

по горизонтальной или вертикальной рейкам с относительной ошибкой 1 : 5000.

Принцип действия дальномера такой же, как и у ДНТ-2. Он основан на измерении параллактического угла β (см. рис. III.5.17), расстояние D_1 определяют по формуле $D_1 = \frac{k}{\beta}$, где k — коэффициент дальномера.

В дальномере ОТД имеется комбинированный компенсатор, в котором одновременно сочетается действие линзового и клинового компенсаторов, он обеспечивает измерение больших параллактических углов с высокой точностью.

Измеряемый параллактический угол состоит из двух углов: постоянного $\beta_к$, вводимого перекидным оптическим клином дальномера, и переменного $\beta_п$, измеряемого компенсатором. Таким образом, $\beta = \beta_к + \beta_п$ (угол $\beta_п$ прибавляется с учетом знака).

Этот способ измерения параллактического угла дает определенные преимущества. Так, для измерения сравнительно больших параллактических углов нет необходимости сильно раздвигать линзы компенсатора, что приводит к появлению аберраций, особенно хроматической, которая мешает производить совмещение изображений с необходимой точностью. Здесь линзовый компенсатор измеряет небольшие углы, а основная часть параллактического угла измеряется ахроматизированным оптическим клином.

Другой особенностью комбинированного компенсатора является возможность работы симметричным способом, когда совмещение изображений производится в центре поля зрительной трубы. Измеряемое расстояние D' между точками стояния дальномера и рейки будет

$$D' = s_1 + c_1 + c_2.$$

Значение $c_1 + c_2 = c$ — постоянное, равное 0,119 м.

Измеряемое расстояние вычисляется по формуле

$$s = \frac{Nk}{\beta} + c - \delta s_v + \delta s_t,$$

где δs_v, δs_t — соответственно поправки за наклон линии к горизонту и за температуру; N — число малых баз, использованных при измерении расстояния.

Рейка двусторонняя, измерительные базы на ней равны 50 см.

Базы — расстояния между марками — на каждой стороне рейки равны между собой, но расстояния между марками одной и другой сторон рейки отличаются на 1%. Установку изображения марок рейки и отсчет по ней производят так же, как и у ДНТ-2.

После того как в поле зрения появятся две половины изображения рейки, разделенные ребром призмы, повертывают флажок перекладки клина вверх и маховичком измерительной части компенсатора производят точное совмещение изображений марок дальномерной рейки.

Для того чтобы при измерении различных расстояний величина параллактического угла не была меньше определенной величины (относительная ошибка измерения расстояния увеличивается при уменьшении параллактического угла), дальномерная рейка имеет

пять баз. В зависимости от измеряемого расстояния используют максимально возможное количество баз N.

После точного совмещения изображения отсчитывают n_1 по дальномерной шкале и определяют разность N_1 между номерами совмещенных марок. Затем, не трогая маховичок, производят точное совмещение изображений марок. Отсчитывают $n_1 - n_2$ и определяют разность N_2 между номерами совмещенных марок. Разность $n_1 - n_2$ есть измеренная переменная часть $\beta_и$ параллактического угла. Указанные действия составляют один прием измерений.

Перед работой проверяют дальномер, дальномерную рейку, определяют коэффициент дальномера k и постоянный угол клина $\beta_к$. Так как все базы равны между собой, можно определить коэффициент дальномера k для одной наименьшей базы, а затем, умножая его на количество использованных баз, получать коэффициент дальномера для каждого конкретного случая измерения расстояния.

III.5.23. Параллактическая полигонометрия

а) Звено треугольной формы (рис. III.5.24)

$$s = b\,\frac{\sin(\varphi+\gamma)}{\sin\varphi},$$

$$\left(\frac{m_s}{s}\right)^2 = \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 + \left(\frac{m_\varphi}{\varphi}\right)^2.$$

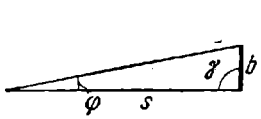


Рис. III.5.24

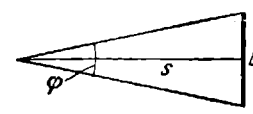


Рис. III.5.25

б) Звено треугольной формы (рис. III.5.25)

$$s = \frac{b}{2}\operatorname{ctg}\frac{\varphi}{2},$$

(без учета ошибки при измерении базиса)

$$m_s = \frac{s^2}{b}\cdot\frac{m_\varphi}{\rho}.$$

в) Звено ромбической формы с симметричным базисом (рис. III.5.26)

$$s = s_1 + s_2 = \frac{b}{2}\left(\operatorname{ctg}\frac{\varphi_1}{2} + \operatorname{ctg}\frac{\varphi_2}{2}\right),$$

$$\left(\frac{m_s}{s}\right)^2 = \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 + \frac{1}{2}\left(\frac{m_\varphi}{\varphi}\right)^2.$$

Без учета ошибки определения базиса

$$m_s = \frac{1}{6}\frac{m_\varphi}{\rho}\sqrt{(s_1^4 + s_2^4)}.$$

Если принять $s_1 = s_2 = \frac{s}{2}$, то $m_s = \frac{s^2}{b\sqrt{8}}\frac{m_\varphi}{\rho}$; с учетом

$$\rho = 206265 \qquad m_s = 17 \cdot 10^{-7}\frac{s^2}{b} m_\varphi.$$

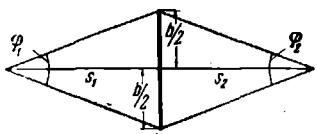


Рис. III.5.26

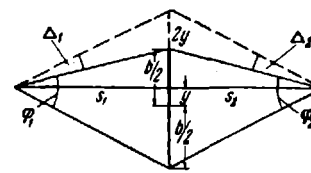


Рис. III.5.27

г) Звено ромбической формы с асимметричным базисом (рис. III.5.27)

$$s = s_1 + s_2 = \frac{b+2y}{2}\left(\operatorname{ctg}\frac{\varphi_1+\Delta_1}{2} + \operatorname{ctg}\frac{\varphi_2+\Delta_2}{2}\right).$$

д) Звено треугольной формы вида, изображенного на рис. III.5.28,

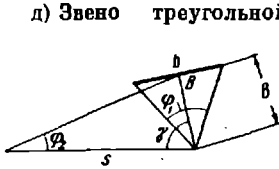


Рис. III.5.28

$$s = B\frac{\sin(\gamma+\varphi_2)}{\sin\varphi_2},$$

$$B = \frac{b}{2}\operatorname{ctg}\frac{\varphi_1}{2}.$$

При $\gamma = 90^\circ$

$$s = \frac{b}{2}\operatorname{ctg}\frac{\varphi_1}{2}\operatorname{ctg}\varphi_2.$$

Учитывая только ошибки определения φ_1 и φ_2 и считая, что

$$m_{\varphi_1} = m_{\varphi_2} = m_\varphi,$$

получим

$$m_s^2 = \left(\frac{s^2B^2}{b^2} + \frac{s^4}{B^2}\right) m_\varphi^2.$$

е) Звено вида, изображенного на рис. III.5.29,

$$s = \frac{B}{2}\left(\operatorname{ctg}\frac{\varphi_2}{2} + \operatorname{ctg}\frac{\varphi_3}{2}\right),$$

$$B = \sqrt{\frac{bs}{2\sqrt{2}}} = 0{,}6\sqrt{bs}.$$

Если принять, что

$$\varphi_1 : \varphi_2 : \varphi_3 = \sqrt{2} : 1 : 1,$$

то

$$m_s = \frac{m_\varphi}{\rho} \sqrt{\frac{s^3}{b\sqrt{2}}}.$$

ж) Звено вида, изображенного на рис. III.5.30,

$$s = B(\operatorname{ctg}\varphi_2 + \operatorname{ctg}\varphi_3).$$

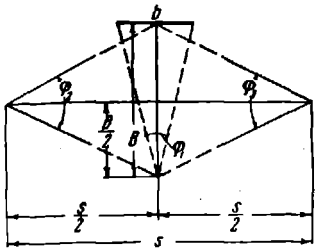


Рис. III.5.29

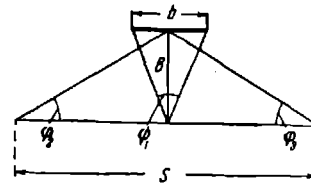


Рис. III.5.30

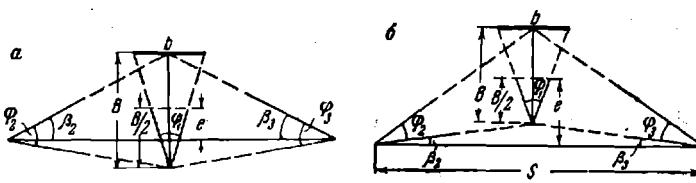


Рис. III.5.31

з) Звено вида, приведенного на рис. III.5.31, *а* и *б*,

$$s = \frac{B}{2}\left(\frac{\cos\varphi_2 + \cos\Delta_2}{\sin\varphi_2} + \frac{\cos\varphi_3 + \cos\Delta_3}{\sin\varphi_3}\right),$$

$$s = B\left(\frac{\cos\frac{\varphi_2+\Delta_2}{2}\cos\frac{\varphi_2-\Delta_2}{2}}{\sin\varphi_2} + \frac{\cos\frac{\varphi_3+\Delta_3}{2}\cos\frac{\varphi_3-\Delta_3}{2}}{\sin\varphi_3}\right),$$

где

$$\sin\Delta_2 = \frac{2e}{B}\sin\varphi_2,$$

$$\sin\Delta_3 = \frac{2e}{B}\sin\varphi_3.$$

При измерении углов β_2 и β_3

$$s = B\left[\frac{\cos\beta_2\cos(\varphi_2 \pm \beta_2)}{\sin\varphi_2} + \frac{\cos\beta_3\cos(\varphi_3 \pm \beta_3)}{\sin\varphi_3}\right].$$

При применении короткобазисного параллактического метода используются точные оптические теодолиты, инварные жезлы специальной конструкции длиной 2 или 3 м и визирные марки. Измерения поворотных углов на пунктах полигонометрии выполняются по трехштативной системе.

Типы звеньев следует выбирать с учетом местных условий и точности полигонометрических ходов. Так, при применении

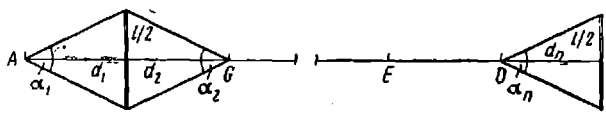


Рис. III.5.32

звена (рис. III.5.32) измеряемая сторона AB делится на отрезки AC, CE и т. д. В табл. III.5.5 приведены максимальные расстояния от инструмента до жезла и минимальные величины параллактических углов при условии, что они измерены с ошибкой $\leqslant 1''$ *.

Таблица III.5.5

Разряд полигонометрии	Длина жезла l, м	Максимальное расстояние от инструмента до жезла, м	Минимальный параллактический угол	
			°	′
1	2	50	2	20
2	2	60	1	55
1	3	70	2	30
2	3	90	1	55

При построении сложных звеньев типа, показанного на рис. III.5.30 и рис. III.5.31, следует выдерживать требования, приведенные в табл. III.5.6.

Таблица III.5.6

Разряд полигонометрии	Тип звена	Максимальные параллактические углы	Максимальное расстояние от инструмента до жезла	Максимальные длины сторон полигонометрии
1	Рис. III.5.30	5°40′	$10l$	$20b$
2	Рис. III.5.30	4 00	$14l$	$28b$

* К. С. Бряков, Е. А. Гамуанна, И. М. Кольцов и др. под редакцией Е. В. Громова, Г. Н. Полякова «Руководство по применению короткобазисного параллактического метода измерения длин линий при инженерно-геодезических изысканиях для строительства», М., изд-во литературы по строительству, 1971.

В таблице l — длина жезла, b — длина вспомогательного базиса.

Опыт производственного применения короткобазисного параллактического метода показал, что этот метод может быть применен в полигонометрии 1 и 2 разряда.

III.5.24. Короткобазисная параллактическая полигонометрия по методу проф. А. С. Филоненко

Если необходимо определить длину линии $s_{1,2}$ (рис. III.5.33), выбирают точку *3*, находящуюся от точки *2* на расстоянии не свыше 42 м, и укладывают двух- или трехметровый жезл *CD* перпендикулярно к линии *2—3* и так, чтобы он располагался симметрично по отношению к этой линии.

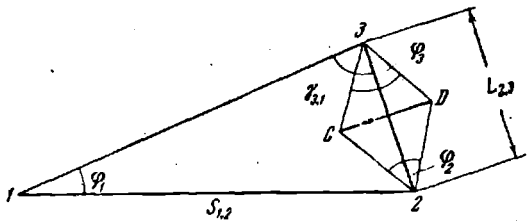


Рис. III.5.33

В точках *1*, *2* и *3* устанавливают оптические теодолиты с визирными штангами и измеряют:

1) углы φ_2 и φ_3 на концевые штрихи базисного жезла,

2) углы φ_1 и $\gamma_{3,1}$ на визирные штанги теодолитов,

3) вертикальные углы ν по линиям *1—3*; *2—3*; *1—2* на высотные целики визирных штанг, находящихся на одинаковом расстоянии от осей вращения зрительных труб всех теодолитов.

Опыт работ, поставленных проф. А. С. Филоненко, показал, что, проводя работу указанным способом, можно получить длину стороны с относительной ошибкой около 1 : 20 000, базис $L_{2,3}$ с ошибкой 1 : 40 000 при ошибке измерения параллактического угла 1—1,2″, превышение с ошибкой ±1,5 см на 1 км при измерении вертикальных углов с ошибкой $\leqslant \pm 2''$:

$$110^g \geqslant \gamma_{1,3} \geqslant 70^g,$$

$$s_{1,2} = L_{2,3} \sin \gamma_{3,1} \operatorname{cosec} \varphi_1,$$

$$s_{1,3} = L_{2,3} \cos \gamma_{3,1} + s_{1,2} \cos \varphi_1,$$

$$L_{2,3} = \frac{1}{2} l_{1,1} \operatorname{ctg} \frac{1}{2} \varphi_2 + \frac{1}{2} l_{1,2} \operatorname{ctg} \frac{1}{2} \varphi_3 + T_{1,1 \cdot 1,2},$$

$$h'_{(2,3)_{ср}} = \frac{1}{2} L_{2,3} (\operatorname{tg} \nu_2 - \operatorname{tg} \nu_3),$$

$$h'_{(1,\,2)_{ср}} = \frac{1}{2} s_{1,2} (\operatorname{tg} \nu_{1,2} - \operatorname{tg} \nu_{2,1}),$$

$$h'_{(1,\,3)_{ср}} = \frac{1}{2} s_{1,3} (\operatorname{tg} \nu_{1,3} - \operatorname{tg} \nu_{3,1}),$$

$$h_{1,2} = h'_{1,\,2} + (h'_{1,\,2}) + i_1 - i_3,$$

$$h_{1,3} = h'_{1,\,3} + (h'_{1,3}) + i_1 - i_3,$$

$$h_{2,3} = h'_{2,\,3} + i_2 - i_3,$$

где $l_{1,1}$ и $l_{1,2}$ — длина между осями концевых штрихов на обеих плоскостях базисного жезла с соответственными номерами плоскостей 11, 12; $T_{1,1\cdot 1,2}$ — толщина жезла в метрах; i — высота инструмента над центром знака; h' — превышение горизонта одного оптического теодолита над горизонтом другого; h — превышение одного центра знака над другим.

III.5.25. Привязочные работы

Снесение координат с вершины знака на землю (на пункт T_1 поставить инструмент нельзя, рис. III.5.34).

Определить координаты пункта P (x_P, y_P), если известны координаты пунктов T_1, T_2, T'_2, измерены углы $\alpha_1\beta_1$; $\alpha_2\beta_2$; $\gamma_1\gamma_2$

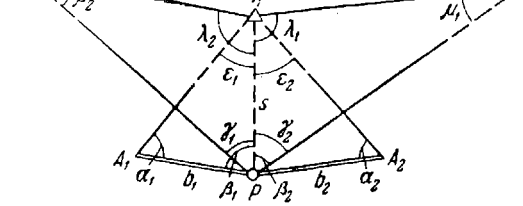


Рис. III.5.34

и базисы b_1, b_2. Обозначим: длина стороны T_1P, дирекционный угол ее (T_1, P).

Формулы:

1. $T_1P = s = \dfrac{b \sin \alpha}{\sin (\alpha + \beta)}$ $\sin \alpha = b \operatorname{cosec} (\alpha + \beta)$.

2. $\operatorname{tg} (T_1T_2) = \dfrac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1}$.

3. $T_1T_2 = L = \dfrac{y_2 - y_1}{\sin (T_1T_2)} = \dfrac{x_2 - x_1}{\cos (T_1T_2)} = (y_2 - y_1) \operatorname{cosec} (T_1T_2) =$

$= (x_2 - x_1) \sec (T_1T_2)$.

4. $\sin \mu = \dfrac{s \sin \gamma}{L}$.

5. $\lambda = 180° - (\gamma + \mu)$.

6. $(T_1P) = \varphi = (T_1T_2) \pm \lambda$.

7. $x_P = x_1 + s \cos \varphi$.

8. $y_P = y_1 + s \sin \varphi$.

Контроль:

$$\operatorname{tg} (PT_2) = \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1}.$$

Оценка точности. Средняя квадратическая ошибка стороны из одного треугольника

$$m_s^2 = \left(\frac{m_b}{bs}\right)^2 + \{(\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \varepsilon)^2 + \operatorname{ctg}^2 \varepsilon\} \frac{s^2 m_\beta^2}{\rho^2},$$

пред $(s_1 - s_2) = 2 \sqrt{m_{s_1}^2 + m_{s_2}^2}$.

Средняя квадратическая ошибка $S = \dfrac{s_1 + s_2}{2}$; $M_s = \dfrac{1}{2}(m_{s_1}^2 + m_{s_2}^2)$.

Дирекционный угол (T_1P) обозначим через φ, он будет получен дважды: при использовании координат T_2 и T_2'. Примем

$$m_{\varphi_1} = m_{\varphi_2} = m_\varphi,$$

$$\text{пред} \quad (\varphi_1 - \varphi_2) = \pm 2m_\varphi \sqrt{2},$$

$$M_\varphi = \frac{m_\varphi}{\sqrt{2}}.$$

Ошибка положения пункта P

$$M_P^2 = M_s^2 + \frac{M_\varphi^2}{\rho^2} s^2.$$

Если опорный пункт, к которому производится привязка, доступен для угловых, но не доступен для линейных измерений, то величина примычного угла λ получается путем непосредственного измерения и задача сводится к вычислению неприступного расстояния $\overline{TP} = S$, которое определяется из решения двух треугольников PA_1T_1 и PA_2T_1. При привязке этим методом ходов повышенной точности можно рекомендовать уравнивать углы треугольников с учетом базисного условия, применяя метод двух групп.

Прямая однократная засечка (рис. III.5.35). Определить координаты пункта C $(x_C y_C)$, если известны координаты пунктов $A(x_A y_A)$ и B $(x_B y_B)$ и измерены углы A и B.

1. $\operatorname{tg}(AB) = \dfrac{y_B - y_A}{x_B - x_A}$.

2. $d = (x_B - x_A)\sec(AB) = (y_B - y_A)\operatorname{cosec}(AB)$.

3. $AC = \dfrac{d}{\sin(A+B)}\sin B = d\operatorname{cosec}(A+B)\sin B$.

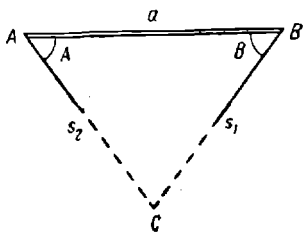


Рис. III.5.35

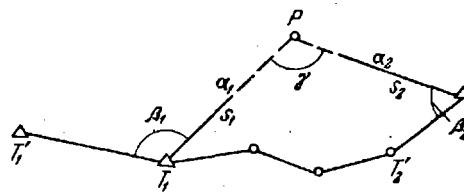


Рис. III.5.36

4. $BC = \dfrac{d}{\sin(A+B)}\sin A = d\operatorname{cosec}(A+B)\sin A$.

5. $(AC) = (AB) + \angle A$.

6. $(BC) = (BA) - \angle B$.

7. $\Delta x_{AC} = AC\cos(AC)$,

$$\Delta y_{AC} = AC\sin(AC).$$

8. $\Delta x_{BC} = BC\cos(BC)$,

$$\Delta y_{BC} = BC\sin(BC).$$

9. $x_C = x_A + \Delta x_{AC} = x_B + \Delta x_{BC}$,

$$y_C = y_A + \Delta y_{AC} = y_B + \Delta y_{BC}.$$

Формулы Ф. Гаусса (рис. III.5.36).

Определить координаты пункта P $(x_P y_P)$, если известны координаты пунктов T_1 $(x_1 y_1)$ и T_2 $(x_2 y_2)$ и измерены углы β_1 и β_2.

1. $(T_1P) = \alpha_1 = (T_1T_2') + \beta_1$,

$$(T_2P) = \alpha_2 = (T_2T_2') + \beta_2.$$

2. $y_P = y_1 + (x - x_1)\operatorname{tg}\alpha_1$,

$$y_P = y_2 + (x - x_2)\operatorname{tg}\alpha_2.$$

3. $$x_P = \frac{x_1 \operatorname{tg}\alpha_1 - x_2 \operatorname{tg}\alpha_2 + (y_2 - y_1)}{\operatorname{tg}\alpha_1 + \operatorname{tg}\alpha_2}.$$

Для удобства можно использовать формулу вида

$$x - x_1 = \frac{(y_2 - y_1) - (x_2 - x_1)\operatorname{tg}\alpha_2}{\operatorname{tg}\alpha_1 - \operatorname{tg}\alpha_2},$$

$$x - x_2 = \frac{(y_2 - y_1) (x_2 - x_1)\operatorname{tg}\alpha_1}{\operatorname{tg}\alpha_1 - \operatorname{tg}\alpha_2}.$$

Среднюю квадратическую ошибку в положении пункта, полученного прямой однократной засечкой, вычисляют по формуле

$$M = \frac{m_\alpha \sqrt{s_1^2 + s_2^2}}{\rho \sin(\alpha_1 - \alpha_2)} = \frac{m_\alpha}{\rho \sin\gamma}\sqrt{s_1^2 + s_2^2}.$$

Обратная однократная засечка (рис. III.5.37). Определить координаты пункта P $(x_P y_P)$, если известны координаты пунктов T_1 $(x_1 y_2)$; T_2 $(x_2 y_2)$; T_3 $(x_3 y_3)$ и измерены углы β_1; β_2.

1. $$\operatorname{tg}\alpha_1 = \frac{(y_2 - y_1)\operatorname{ctg}\beta_1 + (y_1 - y_3)\operatorname{ctg}\beta_2 + (x_3 - x_2)}{(x_2 - x_1)\operatorname{ctg}\beta_1 + (x_1 - x_3)\operatorname{ctg}\beta_2 - (y_3 - y_2)}.$$

2. $\alpha_2 = \alpha_1 + \beta_1$,

$$\alpha_3 = \alpha_1 + \beta_2.$$

3. $$x_P - x_3 = \frac{(x_1 - x_3)\operatorname{tg}\alpha_1 - (y_1 - y_3)}{\operatorname{tg}\alpha_1 - \operatorname{tg}\alpha_3},$$

$$x_P - x_1 = \frac{(x_1 - x_3)\operatorname{tg}\alpha_3 - (y_1 - y_3)}{\operatorname{tg}\alpha_1 - \operatorname{tg}\alpha_3}.$$

4. $y_P - y_3 = (x_P - x_3)\operatorname{tg}\alpha_3$,

$$y_P - y_1 = (x_P - x_1)\operatorname{tg}\alpha_1.$$

Контроль:

$$\operatorname{tg}\alpha_2 = \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1}.$$

Полученный угол α может отличаться на 180° от значения α_2, найденного по формуле $\alpha_2 = \alpha_1 + \beta_1$. В этом случае значения α_1 и α_3 также должны быть изменены на 180°. Четверть, в которой находится угол α_2, следует определить с учетом знаков Δy и Δx. Средняя квадратическая ошибка положения точки, определяемой обратной однократной засечкой, может быть получена по формуле

$$M_P = \frac{m_\beta}{2F}\sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2},$$

где m_β — средняя квадратическая ошибка измеренного угла.

Если при определяемой точке измерение углов велось способом круговых приемов, то

$$M_P = \frac{m_{\text{напр}}}{2F}\sqrt{\sigma_1^2+\sigma_2^2+\sigma_3^2}.$$

Величины F, σ_1, σ_2, представляющие соответственно площадь и две стороны, лежащие против измеренных углов β_1 и β_2 инвертного (обращенного) треугольника T_1', T_2', T_3', берут с чертежа (рис. III.5.38).

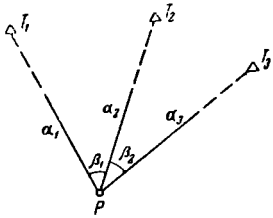


Рис. III.5.37



Рис. III.5.38

Для построения инвертного треугольника на направлениях, прочерченных с учетом углов β_1 и β_2 из определяемой точки P на пункты T_1, T_2 и T_3, откладывают в удобном масштабе величины

$$r_i = \frac{\rho''}{s_i}\,(PT_1';\quad PT_2';\quad PT_3').$$

и полученные точки T_1', T_2' и T_3' соединяют прямыми линиями (полученный треугольник $T_1'T_2'T_3'$ называется инвертным). Величины σ_1 и σ_2, взятые с чертежа, будут выражены в секундах, деленных на метры. Тогда величина M_P будет иметь размерность, выраженную в метрах. Для оценки точности надо знать m_β — среднюю квадратическую ошибку измерения углов.

Решение обратной однократной засечки (графически) А. П. Болотова.

Для определения приближенных значений координат при тех же условиях, которые имели место в предыдущей задаче, можно применить способ А. П. Болотова. Для этого на листе кальки из произвольно выбранной точки с помощью транспортира проводят, используя измеренные углы, направления на исходные пункты. Затем берут лист писчей бумаги, на нем разбивают координатную сетку и по координатам в масштабе 1 : 25 000 или 1 : 50 000 наносят исходные пункты. Наложив кальку на лист с нанесенными пунктами, поворачивают ее до тех пор, пока прочерченные на ней направления не пройдут через одноименные пункты, нанесенные по координатам. Добившись такого положения, с кальки перекалывают на бумагу точку и определяют по сетке ее графические координаты, которые и будут определять положение искомой точки. Точность этого метода 0,2—0,3 мм × М, где М — знаменатель масштаба построения.

Задача Ганзена. Определение двух точек по двум данным (решение методом условного базиса, рис. III.5.39).

Определить координаты пункта P, если известны координаты двух твердых точек A ($x_A y_A$) и B ($x_B y_B$) и измерены углы β_1, β_2, β_3, β_4 и примычные углы θ_1, θ_3 и θ_2, θ_4 (последние углы измеряют только в случае, если Q служит точкой поворота хода; такое условие необязательно, точка Q может находиться и в стороне от хода). Длину линии PQ принимают равной произвольной длине (например 1000—1500 м).

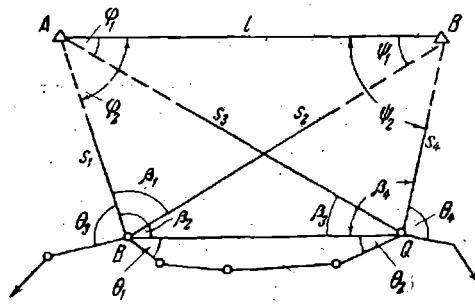


Рис. III.5.39

Решают треугольники APQ и BPQ.

$$s_{1\,усл}=\frac{PQ\sin\beta_3}{\sin(\beta_2+\beta_3)};\qquad s_{3\,усл}=\frac{PQ\sin\beta_2}{\sin(\beta_2+\beta_3)};$$

$$s_{2\,усл}=\frac{PQ\sin\beta_4}{\sin(\beta_4+\beta_2-\beta_1)};\qquad s_{4\,усл}=\frac{PQ\sin(\beta_2-\beta_1)}{\sin(\beta_4+\beta_2-\beta_1)}.$$

2. Решают треугольники APB и AQB:

$$\varphi_1+\psi_2=180-(\beta_4-\beta_3),$$

$$\operatorname{tg}\frac{\varphi_1-\psi_2}{2}=\frac{s_4-s_3}{s_4+s_3}\operatorname{tg}\frac{\varphi_1+\psi_2}{2},$$

Зная сумму и разность искомых углов, определяют углы φ_1 и ψ_2.

3. Определяют значение углов φ_2 и ψ_1.

4. Определяют длину стороны $AB=l_{усл}$ в условных единицах

$$l_{усл}=\frac{s_{1\,усл}\sin\beta_1}{\sin\psi_1};\qquad l_{усл}=\frac{s_{4\,усл}\sin(\beta_4-\beta_3)}{\sin\varphi_1}.$$

5. Вычисляют действительную длину AB:

$$\operatorname{tg}AB=\frac{y_B-y_A}{x_B-x_A},$$

$$AB=l=\frac{y_B-y_A}{\sin(AB)}=\frac{x_B-x_A}{\cos(AB)}.$$

6. По дирекционному углу линии AB и по углам φ_1, φ_2, ψ_1 и ψ_2 вычисляют дирекционные углы всех линий фигуры $ABQP$, по измеренным углам вычисляют дирекционные углы (PQ) и (QP) и через примычный угол θ_1 передают дирекционный угол на сторону хода.

7. Определяют коэффициент перехода от условных единиц к действительным

$$\frac{l}{l_{усл}} = k.$$

8. Вычисляют действительную длину PQ

$$PQ = k \cdot PQ_{усл}.$$

9. Получают действительную длину s_1, s_2, s_3, s_4.

10. По полученным длинам всех линий, связывающих P и Q с пунктами A и B, и по их дирекционным углам вычисляют приращения координат и дважды определяют координаты точек P и Q.

11. Контролем вычислений может служить определение по полученным координатам P и Q длины дирекционного угла линии PQ. Более высокая точность определения координат P и Q будет достигнута в том случае, если фигура $ABQP$ близка к ромбу.

Многократные засечки.

Обратная многократная засечка по углам (рис. III.5.40)

Определить координаты пункта P $(x_P y_P)$, если известны координаты не менее четырех твердых пунктов T_1 $(x_1 y_1)$; T_2 $(x_2 y_2)$; T_3 $(x_3 y_3)$; T_4 $(x_4 y_4)$ и измерено не менее трех углов β_1, β_2, β_3.

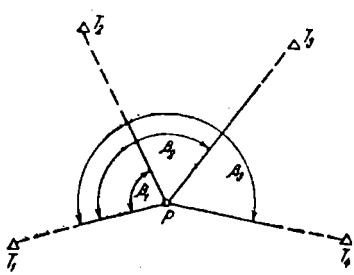


Рис. III.5.40

Имея приближенные значения координат искомой точки $x_0 y_0$, которые могут быть вычислены по приведенным выше формулам (см. обратную однократную засечку) или графически по способу А. П. Болотова, также рассмотренному ранее, вычисления проводят в следующем порядке:

1. Вычисляют приближенные дирекционные углы направлений с определяемой точки на данные точки с округлением до 0,1″ и расстояния с округлением до 0,001 м по формулам

$$\operatorname{tg} \alpha_{0,i} = \frac{y_i - y_0}{x_i - x_0},$$

$$s_{0,i} = (y_1 - y_0) \operatorname{cosec} \alpha_{0,i} = (x_i - x_0) \sec \alpha_{0,i}.$$

Расхождение допускается в пределах точности вычислений.

2. Вычитают измеренные значения углов β_i' из приближенных значений $\beta_{0,i}$ и получают свободные члены начальных уравнений l_i:

$$\beta_{0,i}=\alpha_{0,i}+1-\alpha_{0,i},$$

$$l_i=\beta_{0,i}-\beta_i'.$$

3. Используя дифференциальные формулы дирекционного угла, по $\alpha_{0,i}$ выбирают из таблиц значения (a_i), (b_i) и, деля их на s_i, находят величины a_i, b_i. Затем вычисляют коэффициенты начальных уравнений A_i и B_i и контрольную сумму s_i с округлением до 0,01:

$$A_i=\alpha_{i+1}-\alpha_{0,2},$$

$$B_i=b_{i+1}-b_{0,1},$$

$$s_i=A_i+B_i+l_i.$$

4. Вычисляют коэффициенты и свободные члены двух нормальных уравнений. Контролем вычислений служат равенства

$$[AA]+[AB]+[Al]=[As],$$

$$[AB]+[BB]+[Bl]=[Bs],$$

5. Решают систему нормальных уравнений

$$[AA]\,\delta x+[AB]\,\delta y+[Al]=0,$$

$$[AB]\,\delta x+[BB]\,\delta y+[Bl]=0.$$

Находят неизвестные δx и δy — вероятнейшие поправки к приближенным координатам (с округлением до 0,001), выраженные в дециметрах, и их веса p_x и p_y:

$$\delta x=\frac{[Bl]\,[AB]-[Al]\,[BB]}{[AA]\,[BB]-[AB]\,[AB]}=\frac{D_x}{D},$$

$$\delta y=\frac{[AB]\,[Al]-[AA]\,[Bl]}{[AA]\,[BB]-[AB]\,[AB]}=\frac{D_y}{D},$$

$$px=\frac{D}{[BB]};\qquad p_y=\frac{D}{[AA]}.$$

6. Прибавляют к приближенным значениям координат искомой точки найденные поправки к неизвестным, уменьшенные в 10 раз. Величины δx и δy получены в дециметрах, а x_0 и y_0 выражены в метрах. Для получения окончательных значений x и y надо δx и δy выразить также в метрах.

7. Определяют поправки

$$v_i=A_i\delta x+B_i\delta y+l_i,$$

а затем для контроля вычисляют

$$[vv]=[ll]+[Al]\,\delta x+[Bl]\,\delta y.$$

Расхождения между двумя полученными значениями допускаются в пределах 2% от величины $[vv]$.

По найденным окончательным координатам пункта P вычисляют ai, s_i, βi по формулам

$$\operatorname{tg}\alpha_i=\frac{y_i-y}{x_i-x};\quad s_i=\Delta y_i\quad \operatorname{cosec}\alpha_i=\Delta x_i\quad \sec\alpha_i;\quad \beta_i=\alpha_{i+1}-\alpha_i.$$

Полученные значения углов β_i должны совпадать с исправленными значениями углов, вычисленными по формуле

$$\beta_i=\beta'_i+v_i,$$

что служит заключительным контролем всех вычислений. Расхождения не должны превышать $0{,}3''$.

Оценка точности состоит в подсчете средней квадратической ошибки измеренного угла и средних квадратических ошибок абсциссы и ординаты. Эти ошибки определяют по формулам

$$m_\beta=\sqrt{\frac{[v^2]}{n-2}},$$

где n — число измеренных углов,

$$m_x=\frac{m_\beta}{10\sqrt{p_x}};\qquad m_y=\frac{m_\beta}{10\sqrt{p_y}}.$$

Величины m_x и m_y будут получены в линейных мерах (в метрах), так как веса координат p_x и p_y имеют размерность $|(1''/1\text{ м})^2|$, а m_β выражена в секундах.

Прямая многократная засечка

Определить координаты пункта P $(x_P y_P)$, если известны координаты не менее трех твердых пунктов и углы засечки на определяемый пункт.

Имея приближенные значения координат искомой точки x_0y_0, полученные из решения однократной прямой засечки (см. прямую однократную засечку), вычисления проводят в том же порядке, как и при решении обратной многократной засечки, используя формулы

1. $\operatorname{tg}\alpha_i=\dfrac{y-y_i}{x-x_i}=\dfrac{\Delta y_i}{\Delta x_i}$.

2. $s_i=\Delta_{yi}\operatorname{cosec}\alpha_i=\Delta x_i\sec\alpha_i$.

3. $l_i=\alpha_{0,\,i}-\alpha_i$.

4. $a=\dfrac{(a)}{s_{км}};\qquad b=\dfrac{(b)}{s_{км}}$.

5. $(a)=-\dfrac{\sin\alpha}{10\,000}\rho'',\quad (b)=+\dfrac{\cos\alpha}{10\,000}\rho''$.

6. $[aa]\,\delta x+[ab]\,\delta y+[al]=0,$

$$[ab]\,\delta x+[bb]\,\delta y+[bl]=0.$$

7. $$\delta x=\frac{[bl]\,[ab]-[al]\,[bb]}{[aa]\,[bb]-[ab]\,[ab]}=\frac{D_x}{D},$$

$$\delta y=\frac{[ab]\,[al]-[aa]\,[bl]}{[aa]\,[bb]-[ab]\,[ab]}=\frac{D_y}{D}.$$

8. $p_x=\frac{D}{[bb]}$; $\quad p_y=\frac{D}{[aa]}$.

9. $v=a\delta x+b\delta y+l.$

10. Контроль: $[vv]=[ll]+[al]\,\delta x+[bl]\,\delta y.$

11. $\alpha=\alpha'+v.$

12. $x=x_0+0{,}1\delta x; \quad y=y_0+0{,}1\delta y.$

13. $m_\alpha=\sqrt{\frac{[vv]}{n-2}}.$

14. $m_x=\frac{m_\alpha}{10\sqrt{p_x}}$; $\quad m_y=\frac{m_\alpha}{10\sqrt{p_y}}$.

Здесь x_0y_0 — приближенные значения координат пункта α' — измеренный дирекционный угол; α_0 — приближенный (вычисленный) дирекционный угол; α — окончательно уравненный дирекционный угол; $s_{км}$ — расстояние в километрах; v — поправка к дирекционному углу; δx и δy — поправки к приближенным координатам пункта P, выраженные в дециметрах; (a) и (b) выбирают из таблиц.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ассур В. Л. и др. Высшая геодезия. М., «Недра», 1971. 382 с.

2. Гайдаев П. А., Большаков В. Д. Теория математической обработки геодезических измерений. М., «Недра», 1969. 400 с.

3. Гордеев А. В., Шарупич С. Г. Уравновешивание геодезических сетей. М., Геодезиздат, 1961. 324 с.

4. ГУГК при СМ СССР. Инструкция по топографической съемке в масштабах 1 : 5000, 1 : 2000, 1 : 1000, 1 : 500. М., «Недра», 1973. 176 с.

5. Захаров А. И. Новые теодолиты и оптические дальномеры. М., «Недра», 1970. 231 с.

6. Зданович В. Г. и др. Высшая геодезия. М., «Недра», 1970. 510 с.

7. Кузин Н. А., Лебедев Н. И. Практическое руководство по городской и инженерной полигонометрии. М., Геодезиздат, 1954. 478 с.

8. Литвинов Б. А. Основные вопросы построения и уравнивания полигонометрических сетей. М., Геодезиздат, 1962. 227 с.

9. Литвинов Б. А., Лобачев В. М., Воронков К. Н. Геодезическое инструментоведение. М., «Недра», 1971. 327 с.

10. Попов В. В. Уравнивание сети полигонов. М., Геодезиздат, 1941. 148 с.

11. Селиханович В. Г., Логинова Г. П. Задачник по геодезии. М., «Недра», 1970. 288 с.

12. Чеботарев А. С. Способ наименьших квадратов. М., Геодезиздат, 1958. 605 с.

13. Чеботарев А. С., Селиханович В. Г., Соколов М. Н. Геодезия, ч. II. М., Геодезиздат, 1963. 613 с.

14. Шеин Д. С. Городская полигонометрия. Руководство по вычислительным работам. М., Госстройиздат, 1952. 218 с.

15. Шерман Д. С. Руководство по камеральной обработке базисов 1, 2 и 3 классов. М., Геодезиздат, 1961. 179 с.

III.6. ГИРОСКОПИЧЕСКИЕ ПРИБОРЫ

В. Ю. Торочкоз

III.6.1. Назначение и измерительные возможности гироскопических приборов

Гироскоп обладает рядом свойств, из которых наиболее важными для измерительных целей являются: его способность сохранять положение своей оси в мировом пространстве, непосредственное взаимодействие с угловой скоростью основания, в частности, Земли и интегральная связь между углом отклонения и внешним моментом, действующим на гироскоп. Практическое использование этих свойств сводится к построению соответствующих устройств, представляющих собой совокупность гироскопа, управляющих и отсчетных систем. На этой основе создано значительное разнообразие гироприборов.

Для геодезических работ представляют интерес следующие типы гироприборов:

1) гирополукомпасы, сохраняющие на подвижном основании заданное в горизонтальной плоскости направление;

2) гиротеодолиты (наземные гирокомпасы), указывающие направление географического меридиана;

3) гировертикали (на базе как гироскопа, так и силового гиростабилизатора), указывающие направление вертикали на подвижном основании;

4) гиротахометры, измеряющие угловую скорость основания;

5) гироградиметры, измеряющие ускорение силы тяжести.

Гирополукомпас является основой для построения на подвижном основании базовой системы координат в горизонтальной плоскости. В этой системе координат автоматически определяется плановое положение перемещающегося основания, например автомашины, самоходной платформы внутри трубопровода и др. Относительная ошибка измерения зависит в основном от погрешности измерения линейного перемещения основания, нестабильности дрейфа гирополукомпаса и длительности измерения. При выполнении работ с топопривязчиком в равнинных районах ошибка определения координат составляет около 1 : 3000; в некоторых специальных измерениях (кратковременных) эта ошибка может быть снижена до 1 : 10 000.

Гиротеодолиты, имеющие в настоящее время широкое распространение, используются для определения азимута направле-

ния, а также для взаимной привязки отдельных направлений сооружений и строительных осей. Если в первом случае средняя квадратическая ошибка составляет около 10″, то во втором она снижается до 3—5″.

Гировертикали объединяют группу приборов, имеющих различное конструктивное решение, но неизбежно сочетающих свойства гироскопа и физического маятника. Гировертикали применяются для стабилизации аэрофотоаппаратов и гравиметров, реже используются как датчики вертикального направления, например в инклинометрах для определения траектории буровых скважин. Ошибка стабилизации направления вертикали на самолетах составляет около 5—10′, на судах 3—5′. В наземных условиях (на автомашине, подвижной платформе) она может быть в пределах 1—3′.

Гиротахометры самостоятельного значения в геодезических и аэрофотогеодезических работах не имеют, но широко применяются для повышения качества и точности работы гировертикалей, а также являются базой для построения гиротеодолитов, индикаторов отклонения от прямолинейного движения и др. На их базе построены некоторые схемы гиростабилизаторов.

В основе гироградиметров лежит известный принцип гироскопических интеграторов линейных ускорений. Они еще не нашли практического применения ввиду недостаточной точности определения ускорения силы тяжести.

III.6.2. Гироскоп и гироскопические приборы

Сведения из теории гироскопа. Наибольшее практическое значение имеют роторные гироскопы, в основе устройства которых лежит быстровращающийся маховик (ротор), который кроме собственного вращения, может поворачиваться еще вокруг двух взаимно перпендикулярных осей. Вращение вокруг этих осей называется прецессией гироскопа.

Гироскопический момент. Если быстровращающемуся с угловой скоростью $\bar{\omega}$ ротору (рис. III.6.1) дополнительно сообщить угловую скорость $\bar{\omega}_y$, то у гироскопа возникает момент гироскопической реакции $\bar{M}_г$, называемый обычно гироскопическим моментом. Появление этого момента связано с возникновением ускорения в теле ротора вследствие изменения положения элементарной массы dm относительно оси Y, обусловленного собственным вращением с угловой скоростью $\bar{\omega}$.

Ускорение, приложенное к элементарной массе, создает элементарную силу dF, которая и создает элементарные моменты dM как относительно оси Y, так и относительно оси X. Суммарное значение моментов получается интегрированием элементарных моментов за один оборот ротора. При этом оказывается, что вдоль той оси, по которой направлен вектор угловой скорости прецессии $\bar{\omega}_y$, гироскопический момент отсутствует, а по другой он равен

$$\bar{M}_г = \bar{H} \times \bar{\omega}_y, \qquad \text{(III.6.1)}$$

где $\bar{H} = \overline{I\omega}$ — кинетический момент гироскопа, $I = mr^2$ — полярный момент инерции ротора гироскопа.

Вектор гироскопического момента $\overline{M}_г$ направлен перпендикулярно к плоскости, образованной векторами $\overline{H}$ и $\overline{\omega}_y$, и в ту сторону, откуда совмещение вектора $\overline{H}$ с вектором $\overline{\omega}_y$ по наикратчайшему расстоянию кажется происходящим против часовой стрелки. Полученный в формуле (III.6.1) результат устанавливает взаимосвязь между угловой скоростью ($\overline{\omega}_y$) и моментом ($\overline{M}_г = \overline{M}_X$): если ось Y имеет угловую скорость прецессии $\overline{\omega}_y$, то по оси X возникает момент гироскопической реакции $\overline{M}_г$, и наоборот — если на гироскоп по

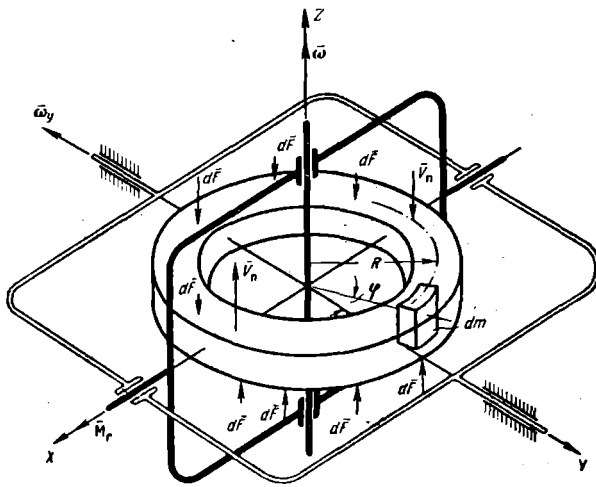


Рис. III.6.1

оси X действует внешний момент $\overline{M}_X$, то по оси Y возникает угловая скорость прецессии $\overline{\omega}_y$. Эта взаимосвязь является главной особенностью гироскопа, определяющей основные свойства гироскопа и, в частности, свойство стабилизации.

Действие внешнего момента $\overline{M}_Z$ на гироскоп в соответствии со свойством гироскопической реакции вызовет появление угловой скорости прецессии $\overline{\omega}_\xi$ (рис. III.6.2, *а*)

$$\omega_\xi = \frac{M_Z}{H}. \qquad \text{(III.6.2)}$$

Но наличие угловой скорости прецессии приводит к возникновению гироскопического момента, направленного по оси z,

$$M_{гZ} = H\omega_\xi. \qquad \text{(III.6.3)}$$

Подставляя значение ω_ξ из (III.6.2), получим

$$M_Z = M_{гZ}. \qquad \text{(III.6.4)}$$

Таким образом, внутренняя рамка оказывается свободной от действия внешнего момента. Аналогично имеем и в случае действия внешнего момента $\overline{M}_\xi$ на наружную рамку (рис. III.6.2, *б*).

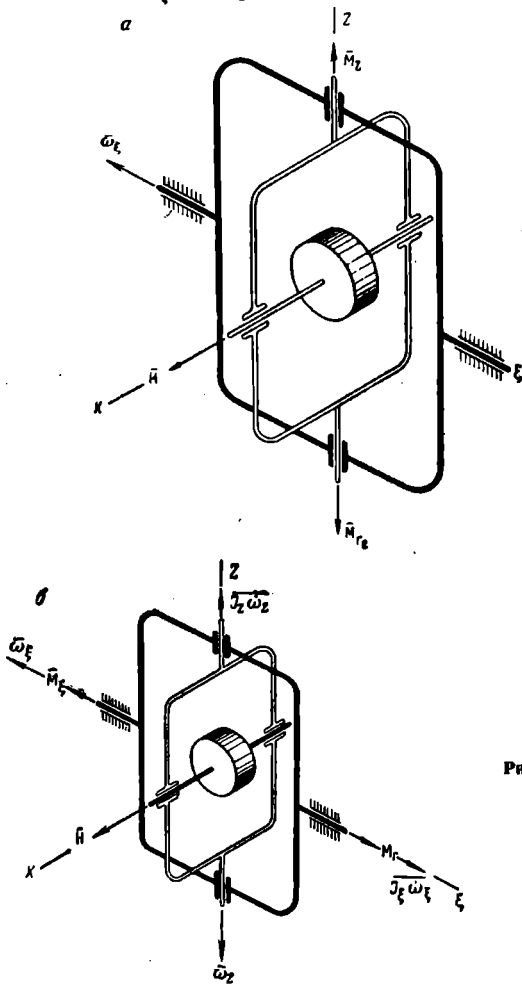


Рис. III.6.2

Угловая скорость прецессии

$$\omega_Z = \frac{M_\xi}{H}$$

и гироскопический момент

$$M_{r\xi} = H\omega_Z = M_\xi.$$

В рассмотренном явлении заключается стабилизирующее свойство гироскопа. Стабилизация каждой из рамок требует расхода энергии. Эта энергия образуется в гироскопе за счет прецессии. Следовательно, стабилизация внутренней рамки достигается за счет прецессии наружной, а стабилизация наружной — за счет прецессии внутренней рамки.

Если на гироскоп действуют моменты одновременно по обеим осям, то прецессировать будут обе рамки за счет перекрестного действия моментов и угловых скоростей. Поэтому в практических задачах один гироскоп можно использовать только для стабилизации одной оси, оставляя свободной вторую рамку (ось) гироскопа, за счет прецессии которой и будет достигаться стабилизация.

При исследовании реакции гироскопа на действие внешнего момента не рассматривался процесс возникновения самого гироскопического момента и угловой скорости прецессии.

Пусть к наружной рамке гироскопа (см. рис. III.6.2, *б*) приложен момент — M_ξ. Реакцией на этот момент будет угловая скорость прецессии — ω_Z. Но прежде чем возникнет эта скорость, необходимо преодолеть инерцию покоя внутренней рамки вместе с ротором гироскопа. Следовательно, возникает инерционный момент, который в соответствии со вторым законом Ньютона для вращательного движения равен

$$M_и = I_Z \dot{\omega}_Z.$$

Этот момент вызовет у гироскопа реакцию в виде угловой скорости $-\bar{\omega}_\xi$, возникновение которой создает инерционный момент $+I_\xi \dot{\omega}_\xi$. Этот инерционный момент вызовет угловую скорость $+\bar{\omega}_Z$, которая приведет к возникновению момента $-I_Z \dot{\omega}_Z$ и т. д. В итоге между рамками имеет место непрерывный обмен угловыми скоростями и моментами с чередующимися знаками. Такое явление характерно для колебательного движения тела и в гироскопии называется нутацией. Частота нутационных колебаний

$$f = \frac{H}{2\pi \sqrt{I_\xi I_Z}}. \qquad \text{(III.6.5)}$$

В рабочем состоянии, когда ротор гироскопа достиг максимальной скорости собственного вращения, амплитуда нутационных колебаний гироскопа незначительна (доли угловой секунды), а частота близка к частоте вращения ротора. Однако в тех случаях, когда моменты инерции рамок значительно превышают момент инерции ротора гироскопа (в силовом гиростабилизаторе), амплитуда колебаний увеличивается (до нескольких угловых секунд), а частота снижается (до 10—20 Гц). Наибольшую опасность нутационные колебания представляют при разгоне и торможении ротора, когда может наступить явление резонанса у отдельных элементов конструкции гироскопа.

Из вышеприведенного следует, что у гироскопа, имеющего три степени свободы, «рабочими» являются две, связанные с вращением рамок. Это обстоятельство позволяет в практических приложениях использовать только два дифференциальных уравнения.

Для составления уравнений воспользуемся двумя системами координат: неподвижной относительно мирового пространства $\eta\xi\zeta$ и подвижной XYZ (рис. III.6.3).

Положение оси ротора гироскопа (в дальнейшем просто оси гироскопа) без учета собственного вращения определяется двумя углами α и β. Тогда угловые скорости и ускорения будут определяться соответствующими производными от этих углов. В соответствии с принципом Д'Аламбера уравнение углового движения твердого тела по каждой из осей записывается в общем виде следующим образом:

$$\sum M = 0, \tag{III.6.6}$$

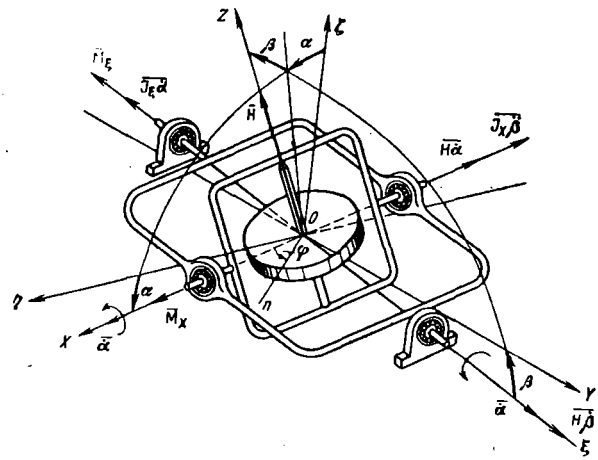


Рис. III.6.3

или для случая гироскопа

$$\left.\begin{aligned}\sum M_\xi &= 0\\ \sum M_X &= 0\end{aligned}\right\}. \tag{III.6.7}$$

Из приведенного выше следует, что на осях гироскопа существуют моменты: внешний, гироскопический и инерционный. Гироскопический момент всегда направлен противоположно внешнему моменту, а знак инерционного момента противоположен вектору угловой скорости на соответствующей оси. Предполагая углы α и β малыми, при $\cos\beta \cong 1$ в соответствии с (III.6.7) получим систему двух дифференциальных уравнений

$$\left.\begin{aligned}-I_\xi\ddot{\alpha} + H\dot{\beta} &= M_\xi\\ I_X\ddot{\beta} + H\dot{\alpha} &= M_X\end{aligned}\right\}. \tag{III.6.8}$$

Принципы построения гироскопических приборов. Как следует из полученных уравнений, при отсутствии внешних моментов ось гироскопа сохраняет неизменным свое положение относительно мирового пространства. Будучи расположенным на Земле, гироскоп (ось гироскопа) не будет участвовать во вращении Земли и наблюдатель будет обнаруживать видимый уход оси гироскопа. Для того чтобы гироскоп сохранял свое положение неизменным относительно Земли (а не мирового пространства), необходимо скомпенсировать угловую скорость Земли, т. е. необходимо обеспечить движение оси гироскопа с угловой скоростью вращения Земли. Для этого к гироскопу должны быть приложены соответствующие управляющие или коррекционные моменты.

Гироскоп, снабженный коррекционной системой, называется гироскопическим прибором. Назначение гироприбора определяется главным образом расположением оси гироскопа (вертикальное, горизонтальное) и принципом действия коррекционной системы.

Коррекционная система включает в себя датчик коррекции, датчик момента и вспомогательное устройство (линии связи, усилители и др.). Датчик коррекции определяет отклонение оси гироскопа от заданного направления в данный момент времени. Сигнал с датчика коррекции (при необходимости после усиления или других преобразований) поступает на датчик момента (коррекционный мотор), который создает на оси гироскопа управляющий момент, обеспечивающий движение оси гироскопа к нулевому положению датчика коррекции, в результате чего сигнал с этого датчика стремится к нулю.

На рис. III.6.4 приведены некоторые варианты расположения оси гироскопа и построения гироприборов. При горизонтальном расположении вектора $\overline{H}$ (рис. III.6.4, *а*) можно решать следующие задачи:

а) определение направления географического меридиана (гирокомпас, гиротеодолит), для чего центр тяжести внутренней рамки вместе с ротором должен быть смещен вниз, образуя тем самым маятник;

б) сохранение заданного относительно Земли направления в горизонтальной плоскости (гирополукомпас), для чего центр тяжести внутренней рамки вместе с ротором должен быть смещен вдоль оси ротора;

в) определение направления магнитного меридиана (гиромагнитный компас), для чего с осью наружной рамки соединяется магнитная стрелка (датчик коррекции), с корпусом соединяется датчик угла поворота этой стрелки и с осью внутренней рамки — датчик момента;

г) определение величины линейного ускорения (в частности, ускорения силы тяжести — гравиметр), для чего центр тяжести внутренней рамки должен быть смещен в горизонтальной плоскости, а угловая скорость прецессии наружной рамки будет характеризовать измеряемую величину.

При вертикальном расположении вектора $\overline{H}$ (рис. III.6.4, *б*) решается задача построения гировертикали — прибора, определяющего и сохраняющего направление вертикали места на подвижном основании. Для этого гироскоп определенным образом соединяется с маятником. В одном случае это маятниковые датчики $Д_1$ и $Д_2$,

создающие управляющие сигналы на коррекционные моторы KM_1 и KM_2; в другом случае управляющий сигнал (момент) образуется за счет смещения центра тяжести ротора вместе с внутренней рамкой вниз вдоль оси ротора. В этом случае прибор называется гиромаятником.

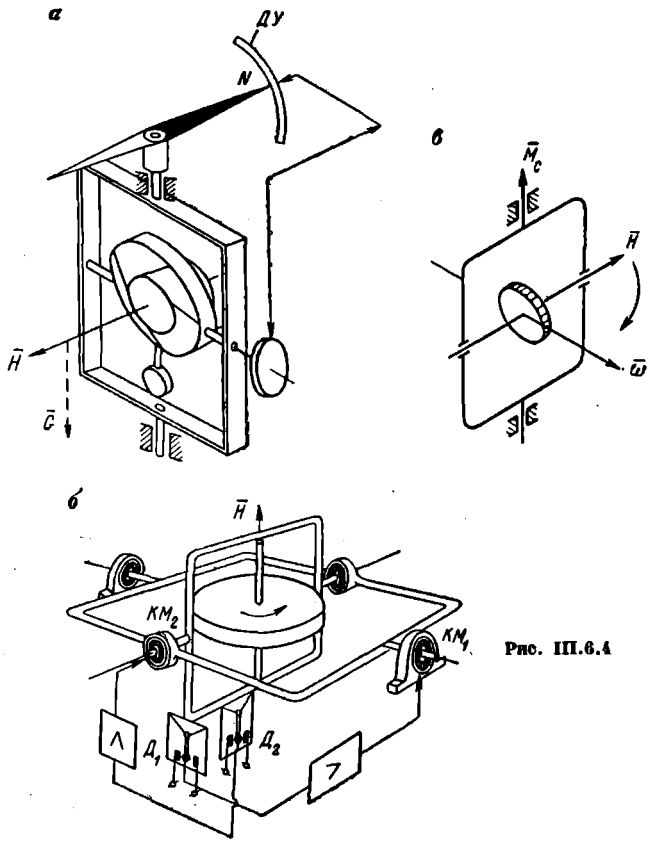


Рис. III.6.4

Рассмотренные гироприборы построены на базе гироскопа с тремя степенями свободы.

Если трехстепенный гироскоп лишить какой-либо степени свободы (кроме собственного вращения), то получается двухстепенный гироскоп, который приобретает свойство совмещать свой вектор кинетического момента с вектором угловой скорости, направленным вдоль оси недостающей степени свободы (рис. III.6.4, *в*). Взаимодействие вектора $\bar{H}$ с вектором $\bar{\omega}$ создает гироскопический момент $\bar{M}_г$, который вызывает движение рамки. Если к рамке при-

ложить некоторый момент сопротивления $\overline{M_c}$, то при соблюдении равенства $M_c = M_г$ движение рамки прекратится.

Момент M_c может быть функционально связан с собственным движением рамки. Наибольшее распространение имеют два случая:

$$M_c = k\beta, \tag{III.6.9}$$

$$M_c = c\dot{\beta}, \tag{III.6.10}$$

где k, c — коэффициенты пропорциональности, β — угол поворота рамки гироскопа, $\dot{\beta}$ — угловая скорость разворота рамки гироскопа.

Первый случай может быть осуществлен при помощи пружины, один конец которой скреплен с корпусом, а другой — с рамкой гироскопа. Полученный таким образом прибор носит название гиротахометра и позволяет определять величину угловой скорости основания по величине деформации пружины:

$$M_г = H\omega, \tag{III.6.11}$$

или

$$H\omega = M_c, \tag{III.6.12}$$

или

$$H\omega = k\beta, \tag{III.6.13}$$

откуда

$$\omega = \frac{k}{H}\beta. \tag{III.6.14}$$

В случае (III.6.10) двухстепенный гироскоп обладает интегрирующими свойствами по отношению к угловой скорости основания и называется интегрирующим. Действительно, из (III.6.12) имеем

$$H\omega = c\dot{\beta}, \tag{III.6.15}$$

$$\beta = \frac{H}{c}\int_0^t \omega\, dt. \tag{III.6.16}$$

Из (III.6.16) имеем, что по величине угла поворота рамки гироскопа можно судить об угле поворота основания относительно мирового пространства, так как

$$\int_0^t \omega\, dt = \alpha, \tag{III.6.17}$$

где α — угол поворота основания.

На этой основе выполняются гиростабилизаторы, в частности, для систем инерциальной навигации.

III.6.3. Топопривязчик

Топопривязчик предназначен для определения координат точек местности, над которыми перемещается основание (автомобиль, тягач) с измерительной аппаратурой. Учитывая, что путь автомашины

вычерчивается в определенном масштабе на карте, топопривязчик может использоваться для нанесения дорог, контуров месторождений, при рекогносцировке маршрутов и т. д.

В основе устройства топопривязчика лежит решение формул приращения координат

$$\left.\begin{aligned}\Delta x &= s\cos\alpha\\ \Delta y &= s\sin\alpha\end{aligned}\right\}, \qquad \text{(III.6.18)}$$

где s — путь, пройденный топопривязчиком, α — дирекционный угол направления движения. Для решения зависимости (III.6.18) необходимо:

а) измерять в процессе движения проходимое расстояние (например по числу оборотов переднего колеса автомашины);

б) сохранять начальную ориентацию отсчетной системы координат XY, а следовательно, определять дирекционный угол направления движения топопривязчика;

в) выполнять необходимые вычисления по формуле (III.6.18).

На выходе вычислителя будут иметь место приращения координат Δx и Δy. Для того чтобы измеряемые при помощи гироскопа углы были дирекционными, необходимо перед началом движения при помощи оптического визирного устройства определить дирекционный угол продольной оси автомашины (угол α_0) и установить ось гироскопа на север.

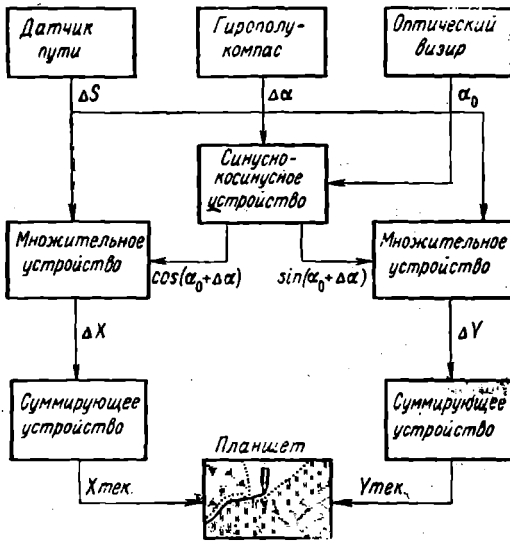
Получаемые приращения координат Δx и Δy не только выдаются в цифровом виде, но и обычно наносятся на планшет в виде маршрута движения машины. В соответствии с изложенным выше на рис. III.6.5, *а* приведена функциональная схема топопривязчика.

Для измерения расстояния используется **датчик пути**, выходной сигнал которого пропорционален числу оборотов переднего колеса или карданного вала переднего моста автомашины (при этом передний мост выключен).

Для измерений текущих значений дирекционных углов используется **гирополукомпас**, обладающий способностью сохранять направление, заданное в горизонтальной плоскости Земли. Учитывая, что идеальный гироскоп сохраняет заданное направление относительно мирового пространства, а не относительно Земли, он снабжается двумя системами коррекции, компенсирующими горизонтальную и вертикальную составляющие угловой скорости вращения Земли. Кинематическая схема гирополукомпаса приведена на рис. III.6.5, *б*.

Компенсация горизонтальной составляющей $\bar{\omega}_г$ выполняется за счет прецессии внутренней рамки $\bar{\beta}$, вектор которой совпадает с вектором $\bar{\omega}_г$. Прецессия $\bar{\beta}$ образуется путем создания на оси наружной рамки момента коррекции $\bar{M}_к$, пропорционального углу отклонения плоскости внутренней рамки (вектора $\bar{H}$) от плоскости горизонта. Это отклонение измеряется маятниковым датчиком угла МД и затем преобразуется в момент $\bar{M}_к$ при помощи датчика момента (двигателя) $Д_м$. Для компенсации вертикальной составляющей $\bar{\omega}_в$ к оси внутренней рамки прикладывается момент коррекции

а


Датчик пути
Гирополу-компас
Оптический визир
ΔS
Δα
α0
Синусно-косинусное устройство
Множительное устройство
cos(α0+Δα)
sin(α0+Δα)
Множительное устройство
ΔX
ΔY
Суммирующее устройство
Суммирующее устройство
Планшет
Xтек.
Yтек.

б

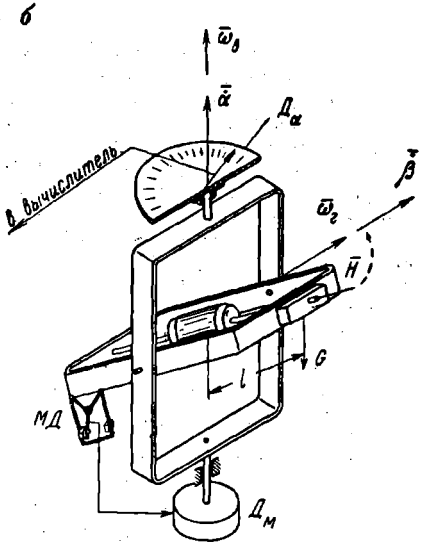

ω̄в
ᾱ
Дα
β̄
в вычислитель
ω̄г
H̄
G
l
МД
Дм

Рис. III.6.5

$\overline{M}_G$, образованный за счет смещения центра тяжести ротора (или приложения дополнительного груза G) на плечо l. Момент $\overline{M}_G$ создает прецессию $\dot{\alpha}$, вектор которой равен вектору $\overline{\omega}_в$ вертикальной составляющей угловой скорости вращения Земли. Первая из рассмотренных коррекций называется коррекцией горизонтирования, а вторая — азимутальной. В результате действия этих коррекций ось гироскопа (вектор $\overline{H}$) сохраняет первоначально заданное направление, а всякий поворот оси автомашины определяется датчиком угла $Д_\alpha$, щетка (подвижная часть) которого связана с осью наружной рамки, а обмотка (неподвижная часть) — с корпусом топопривязчика. Сигнал с датчика $Д_\alpha$ пропорционален текущему значению дирекционного угла направления движения и поступает в вычислитель.

Благодаря свойству маятника устанавливаться по направлению вектора ускорения силы тяжести внутренняя рамка всегда занимает (в пределах инструментальной точности) горизонтальное положение независимо от изменения $\omega_г$ или действия внешних моментов.

Азимутальная коррекция является расчетной: момент $M_G = H\omega_г$ и имеет точное значение только для данной (принятой при расчете) широты и не учитывает влияния внешних моментов, действующих на ось внутренней рамки. Поэтому в процессе работы наружная рамка будет отклоняться от ранее заданного направления, т. е. будет иметь место азимутальный дрейф, который составляет непосредственную ошибку измерения дирекционного угла. В соответствии с техническими условиями на прибор величина дрейфа регламентируется, например, 0,5 градус/ч, 1 градус/ч и т. д. Если дрейф превышает величину, установленную в паспорте на прибор, то путем изменения плеча l (см. рис. III.6.5, *б*) изменяют момент $\overline{M}_G$, добиваясь необходимой величины дрейфа. В техническом описании комплекта аппаратуры приводится конкретная методика регулировки.

Основные поверки. В комплект топопривязчика, размещаемого на автомашине, входят оптический визир, датчик пути, гирокурсоуказатель, курсопрокладчик (вместе с вычислителем), гиротеодолит, преобразователи тока, пульт управления. Перед началом измерений необходимо убедиться в исправности работы навигационной аппаратуры и вспомогательных приборов и:

— проверить и откорректировать величину дрейфа гирокурсоуказателя (гирополукомпаса),

— проверить и откорректировать ошибку датчика пути (для данного типа грунта),

— оценить непараллельность оси визирного устройства и продольной оси машины,

— проверить работу гиротеодолита.

Проверка величины дрейфа гирополукомпаса (гирокурсоуказателя) выполняется на движущейся автомашине. Для этого автомашину устанавливают над некоторой точкой местности и при помощи визирного устройства берут отсчет на произвольно удаленный ориентир. Далее со шкалы «Курс» снимают отсчет; топопривязчик находится в движении $\sim$ 30 мин, затем возвращается в первоначальное положение над ранее выбранной точкой местности.

Вновь берут отсчет по визирному устройству на удаленный ориентир и вновь снимают отсчет по шкале «Курс» гирокурсоуказателя. Разность

$$(\alpha_{1\ \text{виз}} - \alpha_{2\ \text{виз}}) - (\alpha_{1\ \text{гир}} - \alpha_{2\ \text{гир}}) = \Delta\alpha,$$

отнесенная к продолжительности движения, и будет определять дрейф

$$\omega_{\text{др}} = \frac{\Delta\alpha}{\Delta t}.$$

При получении $\omega_{\text{др}}$ больше допустимого значения производится корректировка.

Проверка цепи датчика пути заключается в определении величины поправочного коэффициента пути, вводимого в вычислитель для того, чтобы измеренный путь для данных грунтовых условий соответствовал действительному. Для этого производится проезд прямолинейного участка известной длины, которая сравнивается с пройденным расстоянием, полученным от датчика. Величина поправочного коэффициента пути определяется как

$$k_s = \frac{s_{\text{расч}} - s_{\text{изм}}}{s_{\text{расч}}}.$$

Кроме этих частных проверок, у топопривязчиков существуют различные комплексные поверки; их выполнение специфично и излагается в инструкциях по эксплуатации приборов.

Точность работы топопривязчика определяется не только инструментальными ошибками, но и методикой работы, тщательностью полевых поверок и юстировок. Основой построения методики проведения работ с топопривязчиком является текущий контроль стабильности дрейфа гирополукомпаса и коэффициента пути. В первую очередь сюда относится выбор маршрута, например, петлеобразный, замкнутый, с заездом на пункты с известными координатами. Кроме того, при движении по прямолинейным участкам известной протяженности необходимо контролировать работу датчика пути. При движении по петлеобразным маршрутам контролируется дрейф и в последующем при обработке результатов учитывается. При прохождении пунктов с известными координатами производится их сравнение с координатами, вычисленными топопривязчиком, и полученная разность учитывается при уравнивании хода. Чтобы получить продольный профиль (отметки) трассы, на топопривязчик устанавливают нивелир-автомат или баропрофилограф. Для повышения точности целесообразно все работы проводить параллельно двумя топопривязчиками.

III.6.4. Гиротеодолиты

Принцип построения. Основой, допускающей возможность инструментального определения направления географического меридиана, является взаимодействие гироскопа с вектором угловой скорости вращения Земли. Известно, что вектор горизонтальной составляющей угловой скорости Земли в данной точке земной поверхности указывает направление меридиана. При помощи

маятниковой системы коррекции и обеспечивается слежение за плоскостью горизонта, т. е. у гироскопа создается движение с угловой скоростью, равной горизонтальной составляющей угловой скорости вращения Земли. Тогда при помощи гироскопа находят на Земле положение меридиональной плоскости, образуемой вертикалью места и вектором горизонтальной составляющей угловой скорости. Инструментально эта задача имеет ряд решений. Наибольшее распространение получили маятниковые гиротеодолиты.

Рассмотрим принцип действия маятникового гиротеодолита.

Пусть над некоторой точкой земной поверхности гироскоп установлен так, что вектор кинетического момента гироскопа лежит

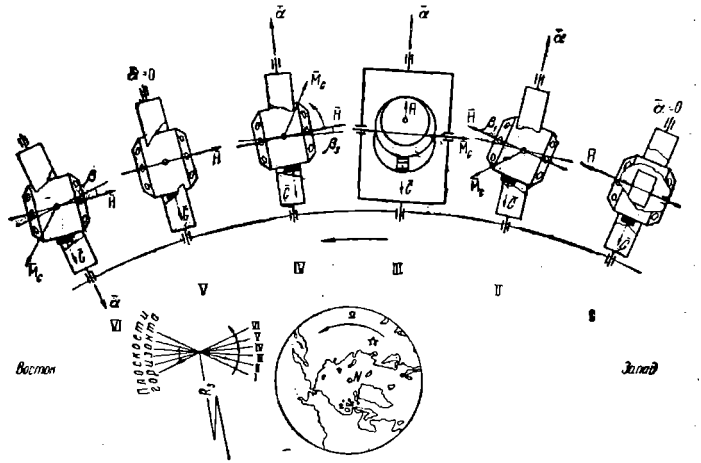


Рис. III.6.6

в горизонтальной плоскости и направлен к востоку (рис. III.6.6, *I*). В этом положении линия действия силы тяжести (вектор $\overline{G}$) проходит вдоль оси вращения наружной рамки, и относительно оси вращения внутренней рамки момент силы тяжести не создается. Спустя некоторое время угловое положение Земли относительно гироскопа изменится. В частности, плоскость горизонта повернется относительно вектора $\overline{H}$ на угол β_1 (рис. III.6.6, *II*). Вследствие такого поворота вертикали места линия действия вектора силы тяжести $\overline{G}$ уже не будет проходить через ось вращения наружной рамки, что приведет к появлению момента силы тяжести $\overline{M}_G$, приложенного к оси вращения внутренней рамки. Реакцией гироскопа на образовавшийся момент будет прецессия $\dot{\alpha}$ наружной рамки гироскопа. Направление прецессии таково, что конец вектора $\overline{H}$ движется к северу (на нас) и через некоторое время совмещается с направлением географического меридиана (рис. III.6.6, *III*). Однако остановиться в этом положении ось гироскопа не может,

так как конец вектора $\overline{H}$ все еще приподнят над плоскостью горизонта и, следовательно, существует момент силы тяжести $\overline{M}_G$, который заставит ось гироскопа двигаться дальше к западу (рис. III.6.6, *IV*).

Вращение Земли всегда приводит к тому, что относительно мирового пространства восточный конец горизонтальной линии опускается, а западный — поднимается. Поэтому по мере поворота к западу конца вектора $\overline{H}$, приподнятого над плоскостью горизонта, сама плоскость горизонта будет приближаться к оси гироскопа. В некоторый момент времени вектор $\overline{H}$ окажется расположенным в горизонтальной плоскости (рис. III.6.6, *V*), и тогда момент силы тяжести $\overline{M}_G$ исчезнет и прецессия наружной рамки прекратится ($\dot{\alpha} = 0$). Но Земля продолжает вращаться, и в следующий момент времени конец вектора $\overline{H}$ окажется уже под плоскостью горизонта (рис. III.6.6, *VI*), что вызовет вновь появление момента силы тяжести $\overline{M}_G$. Но направление вектора $\overline{H}$ будет противоположно тому направлению, которое было в приподнятом положении *II* оси гироскопа над плоскостью горизонта. Вследствие изменения направления вектора $\overline{H}$ изменится и направление прецессии $\overline{\dot{\alpha}}$ наружной рамки: ось гироскопа будет двигаться с западной стороны к северу, пройдет мимо направления географического меридиана и остановится в положении, аналогичном положению *I*. Таким образом, ось гироскопа совершает колебания относительно плоскости горизонта и плоскости географического меридиана в данной точке местности. Следовательно, маятниковый момент, образованный благодаря свойству свободного гироскопа сохранять положение вектора $\overline{H}$ неизменным в мировом пространстве, является корректионным моментом, обеспечивающим движение оси гироскопа около направления меридиана и плоскости горизонта Земли.

Из анализа дифференциальных уравнений движения маятникового гиротеодолита устанавливается период колебания его чувствительного элемента

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{H}{\Omega G l \cos \varphi}}, \qquad \text{(III.6.19)}$$

где Ω — угловая скорость вращения Земли, G — величина груза, создающего маятниковость, l — плечо приложения груза ($Gl = 10^3 \div 10^5$ г·см), φ — широта места.

У современных гиротеодолитов обычно период колебания лежит в пределах от 3 до 12 мин.

Основное развитие в настоящее время получили гиротеодолиты с торсионным подвесом. Конструктивно эти гироскопические системы выполняются в двух вариантах: в виде органического сочетания гироскопической части с угломерной (гиротеодолиты) и в виде так называемых гироскопических насадок, устанавливаемых сверху на теодолит или прикрепляемых к нему снизу.

На рис. III.6.7 изображена принципиальная схема подвеса гиромотора на тонкой упругой ленте (торсионе). Если считать, что в первоначальный момент вектор $\overline{H}$ располагается в горизонтальной плоскости, то в следующий момент времени (подобно

положению *II* на рис. III.6.6) плоскость горизонта отклонится от вектора $\overline{H}$ и возникнет маятниковый момент $\overline{M}_G$, вектор которого будет направлен перпендикулярно к плоскости рис. III.6.7. Взаимодействие гироскопа с этим маятниковым моментом приведет к повороту вектора $\overline{H}$ в направлении вектора момента $\overline{M}_G$ и, следовательно, к закручиванию торсиона. Однако, если осуществить непрерывное слежение за углом закрутки торсиона и вслед за ним поворачивать место его крепления, то на гироскоп не будет действовать момент закрутки торсиона. Высокая стабильность упругих характеристик торсиона создает при малых углах строго симметричные

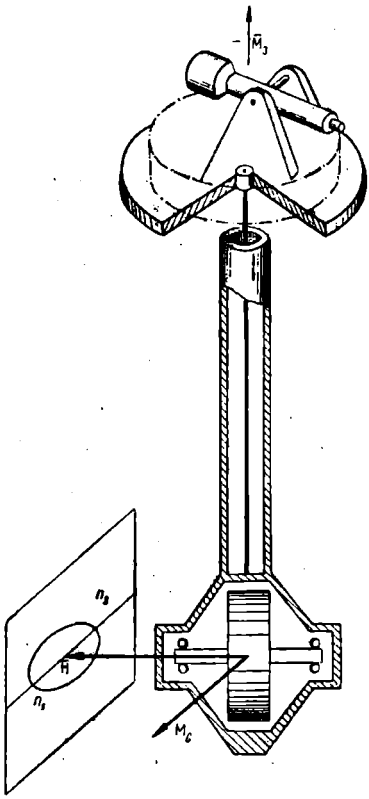


Рис. III.6.7

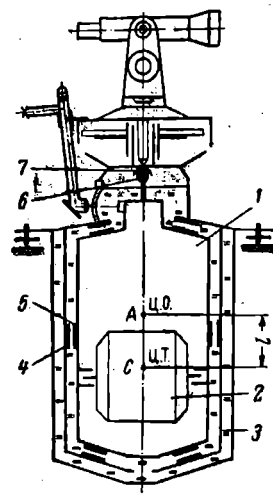


Рис. III.6.8

моменты на гироскопе, которые незначительно сказываются на точности работы.

Устранение момента закрутки торсиона вводит в измерительный процесс операцию непрерывного слежения за гироскопом и синхронного разворота места крепления (заделки) торсиона.

Другой принципиальной схемой построения гиротеодолитов являются гиротеодолиты с жидкостным подвесом чувствительного элемента (рис. III.6.8). Чувствительный элемент (ЧЭ) представляет собой пустотелый герметически закрытый цилиндр *1*, в нижней части которого укреплен гиромотор *2*. Чувствительный элемент

плавает в жидкости, налитой в резервуар *3*, имея незначительную подъемную силу (5—20 г). Относительно резервуара ЧЭ центрируется при помощи шпиля *6* и рубинового или агатового подпятника *7*, к которому прижимается шпиль под действием выталкивающей силы жидкости. Точкой подвеса чувствительного элемента является точка *A*, в которой расположен центр тяжести объема жидкости, вытесненной цилиндром *1*. Относительно этой точки подвеса *A* центр тяжести ЧЭ смещен вниз и располагается в точке *C*. За счет такого расположения центра объема вытесненной жидкости и центра тяжести создается маятниковый момент и геометрическая ось ЧЭ стремится сохранять вертикальное положение, что и приводит к гирокомпасному эффекту (см. рис. III.6.6).

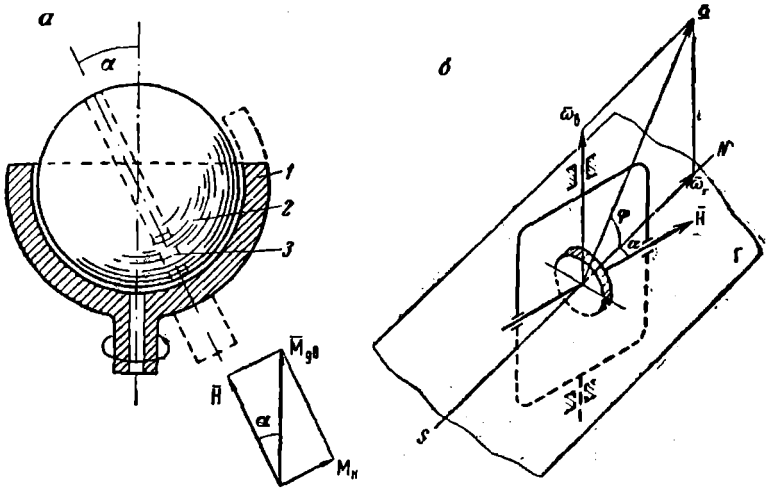


Рис. III.6.9

Жидкость, кроме функции подвеса, выполняет роль проводника электрической энергии. В качестве такой жидкости может быть применена смесь спирта, воды и буры или воды, буры и формалина как консервирующего вещества. Электроэнергия с корпуса гиротеодолита на гиромотор передается через жидкость при помощи электродов *4* и *5*. Особенностью работы рассмотренного гиротеодолита является отсутствие необходимости непрерывного слежения за движением чувствительного элемента. С жидкостным подвесом ЧЭ построены отечественные маркшейдерские гирокомпасы (гиротеодолиты) МВ-2М, МВШ-3 и др.

К маятниковым гиротеодолитам по принципу отыскания меридиана близко примыкают шаровые гиротеодолиты. Гироскопическая часть шарового гиротеодолита (рис. III.6.9, *а*) состоит из двух основных частей: чаши *1* и шара *2*, приподнятого над чашей. Чаша приводится во вращение от электрического двигателя, и это вращение в начальный момент за счет трения между шаром и чашей передается шару. Затем, по мере увеличения оборотов чаши,

появляется и все более увеличивается аэродинамическое сопротивление вращения шара, вследствие чего появляется проскальзывание между шаром и чашей и при определенной разности скоростей шара и чаши под шаром образуется тонкий слой воздуха — шар приподнимается над чашей. Дальнейшее поддержание вращения шара осуществляется от вращающейся чаши за счет вязкости этой воздушной прослойки. Как только шар поднялся над чашей, он превращается в свободный гироскоп.

В момент «отрыва» шара от чаши будем предполагать, что оси вращения чаши и шара совпадают. В следующий момент чаша вместе с Землей переместится относительно мирового пространства, а следовательно, и относительно оси шара (гироскопа). В результате этого между осью шара и осью чаши появится угол α. Вследствие этого угла появится составляющая момента $\overline{M}_к$, направленная перпендикулярно к вектору кинетического момента $\overline{H}$, которая вызывает прецессию оси шара в восточно-западной плоскости вслед за осью чаши (за вертикалью места).

При некотором значении угла α скорость прецессии шара будет равна горизонтальной составляющей скорости вращения. В результате осью гироскопа (шара) и осью чаши будет образована плоскость, нормаль к которой и будет указывать искомое направление географического меридиана.

Другим известным принципом построения гиротеодолитов является использование свойств двухстепенных гироскопов.

Возьмем некоторую горизонтальную плоскость Γ, в которой расположим ось ротора двухстепенного гироскопа (рис. III.6.9, *б*). В этой же плоскости лежит вектор горизонтальной составляющей $\overline{\omega}_г$ угловой скорости вращения Земли, а перпендикулярно к плоскости Γ направлен вектор вертикальной составляющей $\overline{\omega}_в$. Вектор кинетического момента $\overline{H}$ гироскопа, взаимодействуя с угловыми скоростями $\overline{\omega}_г$ и $\overline{\omega}_в$, создает два гироскопических момента, один из которых направлен по оси вращения рамки (вертикально вверх), а второй — перпендикулярно к вектору кинетического момента в горизонтальной плоскости. Под действием первого гироскопического момента ось ротора гироскопа будет стремиться развернуться и совместиться с горизонтальной составляющей $\overline{\omega}_г$ угловой скорости вращения Земли. Второй гироскопический момент гасится реакцией в опорах подвеса рамки гироскопа. Таким образом, ось гироскопа устанавливается по направлению Севера. Этот способ определения географического меридиана более прост, чем принятый в маятниковых гиротеодолитах, и позволяет получить в приборе без вычислений направление географического меридиана. Однако осуществление принципа двухстепенного гиротеодолита встречает серьезные затруднения, ибо моменты трения в опорах, моменты токопроводящих устройств и др. должны быть меньше гироскопического момента, обеспечивающего установление оси ротора гироскопа в плоскости меридиана. Для получения удовлетворительной, с геодезической точки зрения, точности работы суммарный вредный момент на оси подвеса такого гироскопа должен быть не более $2 \cdot 10^{-6}$ г·см.

Гиротеодолит Ги-Б1, маркшейдерский гирокомпас МВТ-2. Гиротеодолит Ги-Б1 (Gi-B1) производства фирмы МОМ Венгерской

Народной Республики и отечественный маркшейдерский гирокомпас (гиротеодолит) МВТ-2 являются маятниковыми приборами с торсионным подвесом чувствительного элемента.

Гиротеодолит Ги-Б1 является базовым прибором и для гиротеодолита Ги-Б2. Гиротеодолит (рис. III.6.10) состоит из двух

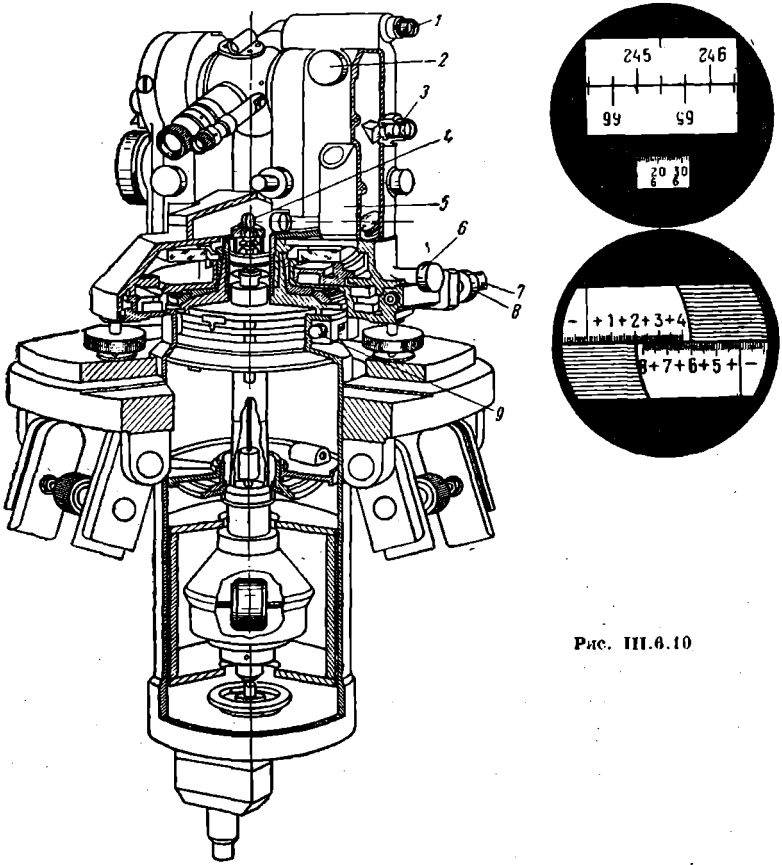


Рис. III.6.10

главных частей: угломерной (теодолита) и гироскопической, которые соединены в единый прибор и в таком состоянии транспортируются. Однако конструкция допускает в случае необходимости замену гироскопического блока.

Угломерная часть выполнена на базе секундного теодолита. В правой колонке зрительной трубы размещен автоколлиматор для слежения за колебаниями гироскопа; над ним расположено дополнительное окулярное колено отсчетного микрометра;

вертикальная осевая система полая, внутри ее расположено зеркало чувствительного элемента.

Наблюдение за зеркалом *4* чувствительного элемента ведется через окуляр *3* автоколлиматора, в поле зрения которого движутся в противоположных направлениях верхняя и нижняя части шкалы.

Расстояние между двумя утолщенными штрихами равно удвоенному углу поворота гироскопа по отношению к оптической оси автоколлиматора. Цена наименьшего деления шкалы в Гн-Б1 равна 30″. Источником освещения шкалы автоколлиматора является электролампочка, размещенная в кожухе *5*. Определение такого положения места крепления торсиона, при котором его момент закрутки близок к нулю (место нуля торсиона), производится по шкале автоколлиматора. В соответствии с полученными измерениями положение места нуля торсиона может быть изменено поворотом регулировочного винта *9*, головка которого имеет деления в два раза крупнее, чем деления шкалы автоколлиматора.

При работающем гиромоторе слежение за зеркалом чувствительного элемента осуществляется поворотом алидады при зажатом закрепительном винте *6* алидады путем вращения маховичков редукторов нервячных передач грубой *7* и точной *8* наводки при непрерывном совмещении утолщенных штрихов шкалы автоколлиматора. При подходе к точке реверсии (точке изменения направления движения) совмещение штрихов выполняется особенно тщательно, и в момент остановки движущегося изображения шкалы автоколлиматора снимается отсчет с горизонтального круга рукоятки в окуляре *1* дополнительного отсчетного микрометра при помощи маховичка *2*.

Маркшейдерский гирокомпас МВТ-2 предназначен для ориентирования сторон подземной маркшейдерской съемки и может быть использован на поверхности при инженерно-геодезических работах. Комплектность гирокомпаса МВТ-2 и его устройство представлены на рис. III.6.11, где обозначено: *1* — угломерная часть (оптический шкаловой теодолит), *2* — автоколлимационная труба для наблюдения за движением чувствительного элемента, *3* — зажимной винт угломерной части, *4* — трегер, соединяющий угломерную и гироскопическую части, *5* — зажимной винт трегера, *6* — микрометренный винт трегера, *7* — рукоятка арретира, *8* — гироблок, *9* — штатив, *10* — футляр, *11* — блок электропитания, включающий преобразователь и аккумуляторы.

Гироблок состоит из чувствительного элемента, торсионного подвеса, токоподвода, арретира, магнитного экрана и корпуса.

Угломерная часть расположена в гнезде верхней части вращающегося корпуса трегера, закрепляется зажимным винтом *3* и, при необходимости, может вращаться вместе с гироблоком микрометренным винтом *6* трегера. Цена деления шкалы микроскопа — 1′.

Дальнейшим развитием маркшейдерского гирокомпаса МВТ-2 является модель гирокомпаса МВТ-3*, который имеет однокорпусное исполнение угломерной и гироскопической частей.

В отличие от известных зарубежных гиротеодолитов и гиронасадок, при ориентировании гирокомпасом МВТ-3:

---

* В. Н. Лавров, Р. С. Луковатый. Новый взрывобезопасный портативный маркшейдерский гирокомпас МВТ-3. «Уголь», 1971, № 1.

ось гирокомпаса во время разгона автоматически приходит в меридиан с точностью 15—20′ при грубом предварительном ориентировании (30°);

при отсутствии следящей системы нет необходимости в непрерывном слежении за чувствительным элементом (слежение производится только перед точкой реверсии);

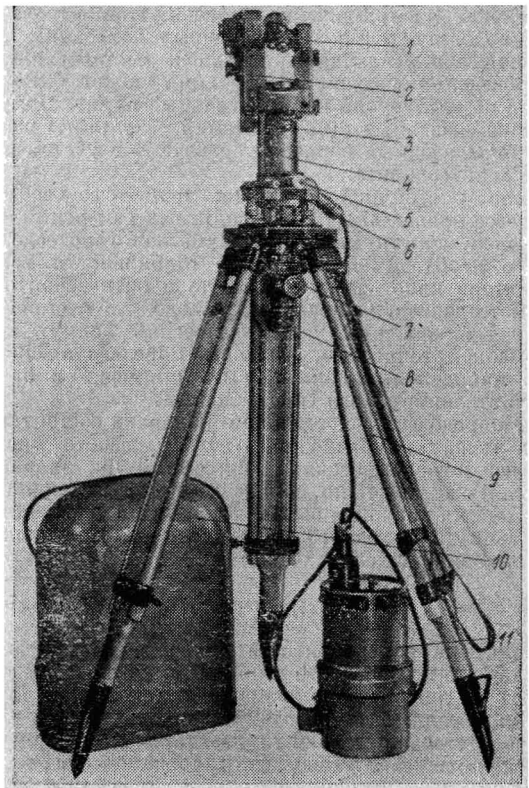


Рис. III.6.11

привязка к исходной или ориентируемой сторонам и определение угла закручивания подвеса производятся при работающем гироблоке между точками реверсии.

Выполнение гиротеодолитных измерений. Гиротеодолитные измерения состоят из нескольких последовательных операций, выполняемых после установки и центрирования прибора над точкой наблюдения. К ним относятся:

а) предварительное ориентирование оси гироскопа на север (от точности предварительного ориентирования зависит амплитуда колебания ЧЭ);

б) включение системы термостатирования;

в) азимутальная привязка к местным предметам;

г) разарретирование и определение положения равновесия (места нуля — МО) свободных колебаний ЧЭ;

д) арретирование и включение гиромотора;

е) разарретирование и определение положения равновесия гироскопических колебания ЧЭ;

ж) арретирование и торможение вращения гиромотора;

з) повторное определение МО свободных колебаний ЧЭ;

и) повторная азимутальная привязка к местным предметам.

После проведения указанных операций может быть осуществлен переход на следующий наблюдательный пункт. Полученные при выполнении указанных выше операций результаты измерений должны быть определенным образом обработаны с учетом постоянной поправки гиротеодолита.

Определение постоянной поправки является необходимым этапом в процессе проведения гиротеодолитных измерений, так как стабильность цепи конструктивных параметров гиротеодолита не обеспечивает с необходимой точностью стабильности взаимного положения вектора кинетического момента и оптической оси зрительной трубы теодолита. Поправка гиротеодолита Δ определяется по исходному направлению, астрономический азимут которого известен с высокой точностью. Точность определения исходного ориентирного направления должна быть примерно в 3—4 раза выше точности эталонируемого гиротеодолита.

Сущность определения постоянной поправки состоит в определении угла между направлением географического меридиана, полученным из астрономических наблюдений и направлением меридиана в той же точке, но полученным при помощи гиротеодолита. Практически поправка вычисляется путем сравнения астрономического азимута исходного направления с гироскопическим азимутом того же направления

$$\Delta = \alpha_{астр} - \alpha_{гир}. \qquad \text{(III.6.20)}$$

Гиротеодолитные измерения при определении поправки выполняются в том же порядке, что и обычные, но с особой тщательностью при охвате максимально возможных условий эксплуатации (времени суток, амплитуды колебаний, температуры окружающей среды, различной степени ошибки горизонтирования инструмента). В каждом пуске положение равновесия гироскопических колебаний определяется по четырем точкам реверсии, а всего для определения поправки делается $6 \div 9$ пусков гиротеодолита, из результатов которых определяется среднее значение поправки. Пуски прибора распределяются равномерно в интервале эталонирования; иногда наблюдения выполняют приемами, состоящими из двух пусков с перерывом в 10—20 мин. Повторное эталонирование выполняют при удалении от места эталонирования по широте более чем на 5°, при изменении температуры окружающей среды по сравнению с температурой эталонирования более 25° С; после выполнения примерно 50 пусков; после ремонта; после ударов и резких сотрясений при длительной транспортировке.

Определение положения равновесия колебаний чувствительного элемента гиротеодолита является основной измерительной

операцией. Движение ЧЭ около положения равновесия представляет собой слабо затухающие гармонические колебания, поэтому основным методом определения положения равновесия является последовательное нахождение соседних максимальных отклонений ЧЭ и затем вычисление среднего как центра колебаний. Точки максимального отклонения ЧЭ, в которых происходит изменение направления движения, называются точками реверсии, откуда и метод определения носит название метода точек реверсии. При этом методе после запуска гиромотора и разарретирования производят непрерывное слежение алидадой за движением ЧЭ, и в тот момент, когда движение ЧЭ прекращается, берут отсчет с лимба. Этот отсчет n_1 соответствует первой точке реверсии; затем берут отсчет второй и т. д. точек реверсии. Оптимальным числом точек реверсии считают четыре, и тогда положение равновесия отыскивают по формулам

$$N_1=\frac{1}{2}\left(\frac{n_1+n_2}{2}+\frac{n_2+n_3}{2}\right), \qquad \text{(III.6.21)}$$

$$N_2=\frac{1}{2}\left(\frac{n_2+n_3}{2}+\frac{n_3+n_4}{2}\right), \qquad \text{(III.6.22)}$$

$$N=\frac{1}{2}(N_1+N_2). \qquad \text{(III.6.23)}$$

Некоторое уточнение результатов достигается повторным независимым нахождением положения равновесия N, а еще лучше — выполнением измерений двумя гиротеодолитами.

Метод точек реверсий в некоторых случаях имеет ряд дополнений, которые позволяют несколько сократить продолжительность измерений или повысить надежность результатов. Этими дополнениями являются использование промежуточных контрольных точек движения ЧЭ, отсчеты которых берутся спустя определенное время после точек реверсии (время берется по секундомеру, а отсчеты обрабатываются аналогично обработке точек реверсии). Кроме измерения местоположения контрольных точек, в некоторых случаях измеряют отрезки времени между моментами прохождения марки ЧЭ через определенный штрих шкалы автоколлимационной трубы. Эти измерения выполняются при малой амплитуде колебания ЧЭ при закрепленной алидаде.

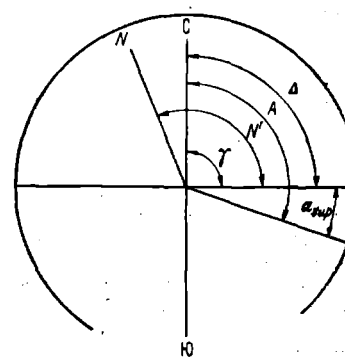


Рис. III.6.12

Вычисление азимута A ориентирного направления при помощи гиротеодолита производится по формуле (рис. III.6.12)

$$A=\alpha_{гир}+\Delta \qquad \text{(III.6.24)}$$

или

$$A = \gamma - N' + \Delta, \qquad \text{(III.6.25)}$$

где γ — измеренное направление на ориентирный пункт (ОП), N' — положение равновесия гироскопических колебаний ЧЭ, исправленное за МО торсиона,

$$N' = N - \Delta N; \qquad \text{(III.6.26)}$$

здесь ΔN — поправка за МО торсиона (всегда имеет отрицательный знак),

$$\Delta N = \text{МО} \cdot c, \qquad \text{(III.6.27)}$$

где МО — положение равновесия свободных колебаний ЧЭ (вычисляется по четырем точкам реверсии аналогично N), c — масштабный коэффициент (определяется по таблице для данного типа гиротеодолита).

Вычисленный указанным образом азимут A является астрономическим. Переход к геодезическому азимуту, а также вычисление дирекционного угла ориентирного направления выполняется обычным образом.

При выполнении геодезических работ, в которых главное внимание уделяется взаимному расположению линий, тарировку (определение постоянной поправки) целесообразно производить на месте по одному из выбранных (взятых за базовое) направлений. В этом случае при вычислении по формулам (III.6.24)—(III.6.27) будет иметь место некоторый условный азимут, приведенный к системе координат, в которой находится базовое направление. В результате повышается точность измерений и исключается необходимость учета некоторых поправок (за уклонение отвеса, за приведение на плоскость Гаусса и др.).

III.6.5. Гиростабилизирующие устройства для аэрофотоаппаратов и гравиметров

Для получения аэроснимков с малыми углами наклона и для выполнения гравиметрических съемок с подвижного основания аэрофотоаппарат и гравиметр устанавливаются на гиростабилизированную платформу. В гироскопии имеется два понятия стабилизации: стабилизация по положению и стабилизация по моменту. В первом случае ведется контроль углового положения и в случае отклонения объекта стабилизации от заданного направления производится возвращение объекта в исходное положение. Во втором случае ведется контроль за «действием» внешних моментов на объект стабилизации и в случае появления внешнего момента создается противодействующий момент. Если при этом происходит еще и поворот, то этот поворот моментной системой стабилизации не контролируется и не исправляется.

По принципу стабилизации положения построены индикаторные системы (рис. III.6.13, *а*). С объектом стабилизации жестко связан датчик угла, регистрирующий положение объекта (аэрофотоаппарата, гравиметра). При наклоне объекта сигнал с датчика угла поступает на двигатель, который возвращает объект в нулевое (заданное) положение. В качестве датчиков угла для стабилизации

АФА и гравиметров чаще всего используют гировертикали, а не просто маятниковые датчики. Причиной этого является способность гироскопа осуществлять сглаживание (фильтрацию) колебаний маятника на значительных отрезках времени и тем самым выделять действительное угловое положение объекта. По такому принципу построены гиростабилизаторы для АФА в США (типа A-28, USQ-28) и стабилизаторы для гравиметров фирмы Аншютц (ФРГ).

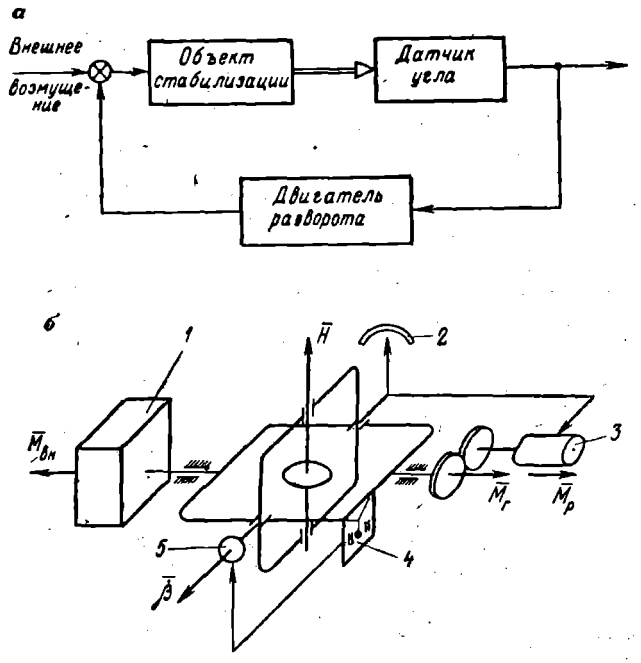


Рис. III.6.13

По схеме моментной стабилизации построены силовые гиростабилизаторы, или силовые гирорамы. Рассмотрим одноосный одногироскопный стабилизатор (рис. III.6.13, *б*). С наружной рамкой гироскопа связан объект стабилизации *1*. Пусть со стороны объекта стабилизации к оси наружной рамки оказался приложенным внешний момент $\bar{M}_{вн}$. Реакция гироскопа на $\bar{M}_{вн}$ приводит к образованию угловой скорости прецессии $\bar{\beta}$ и, следовательно, гироскопического момента $\bar{M}_г$, который уравновешивает $\bar{M}_{вн}$. Однако это равновесие моментов будет существовать до тех пор, пока вектор $\bar{H}$ не совместится с осью наружной рамки, так как в момент

совмещения исчезает гироскопическая устойчивость и объект стабилизации вместе с гироскопом начнет вращаться вокруг оси наружной рамки как обычное твердое тело. Для исключения потери устойчивости с осью внутренней рамки связан датчик угла *2*, сигнал с которого поступает на двигатель разгрузки *3*, который создает момент разгрузки $\overline{M}_р$.

По мере прецессии $\dot{\beta}$ момент разгрузки $\overline{M}_р$ возрастает и тем самым ослабляет действие момента $\overline{M}_{вн}$, что приводит к уменьшению прецессии $\dot{\beta}$ и в конечном итоге к прекращению движения внутренней рамки. В этом случае внутренняя рамка оказывается развернутой на некоторый угол β, гироскопический момент равен нулю, а внешний момент уравновешен моментом $\overline{M}_р$.

Таким образом, объект стабилизации оказывается свободным от действия внешнего момента, т. е. имеет место моментная стабилизация и в процессе осуществления этой стабилизации гироскоп вместе с объектом может вращаться вокруг оси наружной рамки, например, от действия момента на ось внутренней рамки. Для исключения возможности перемещения объекта в рассматриваемый гиростабилизатор вводится система коррекции, включающая датчик *4* углового положения наружной рамки (объекта стабилизации) и датчик момента *5* на оси внутренней рамки. В этом случае будут иметь место и моментная стабилизация, и стабилизация по положению.

Для выполнения стабилизации вокруг двух осей необходимо взять два рассмотренных стабилизатора. По такой схеме выполнена гиростабилизирующая установка ЦНИИГАиК Н-55 для АФА и гравиметров. Однако такие стабилизаторы имеют принципиальную ошибку, связанную с действием угловых скоростей вдоль оси внутренней рамки. Для исключения этой ошибки используются двухгироскопные одноосные стабилизаторы. По этой схеме выполнена гиростабилизирующая установка АФА и гравиметров ЦНИИГАиК «ГСУ», обеспечивающая точность стабилизации около 10″. В институте физики Земли АН СССР для стабилизации гравиметров разработаны стабилизированные платформы: гироплатформа ГП для гравиметра ГАЛ-М и одноосный гиромаятниковый стабилизатор для гравиметрических измерений в буксируемой гондоле. В Тульском политехническом институте совместно с ИФЗ АН СССР разработан гиростабилизированный гравиметр ТАГГ-1.

Современные гиростабилизирующие установки являются сложными системами, обслуживание и эксплуатация которых требуют специальных знаний и навыка. Точность стабилизации в значительной степени зависит от возмущений, действующих на систему маятниковой коррекции, особенно длиннопериодических линейных ускорений. Для уменьшения влияния этих возмущений необходимо: располагать гироплатформу вблизи центра тяжести носителя, аэрофотосъемку (грависъемку) выполнять в благоприятных метеорологических условиях; устанавливать минимально допустимое значение угловой скорости коррекции; производить тщательную балансировку гироустановки и в процессе съемки не допускать перемещения центра тяжести; следить за сохранением режима электропитания.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Воронков Н. Н., Ашимов Н. М. Гироскопическое ориентирование. М., «Недра», 1973. 224 с.
2. Ермолаев А. Д., Игнатенко В. В., Кобозов А. И. Военная топография. М., Воениздат, 1969, с. 67.
3. Казаковский Д. А. и др. Маркшейдерское дело. Ч. I, ч. II. М., «Недра», 1970. 232 с. и 560 с.
4. Оглоблин Д. Н., Музыкантов В. К. Гирокомпасы в маркшейдерском деле. Киев, «Техника», 1970. 95 с.
5. Торочков В. Ю. Гироскопы в геодезии и аэросъемке. М., «Недра», 1969. 136 с.
6. Торочков В. Ю. Гиротеодолиты. М., «Недра», 1970. 136 с.

III.7. НИВЕЛИРОВАНИЕ

М. Е. Пискунов

III.7.1. Классификация нивелирных сетей СССР

Нивелирные сети СССР подразделяются на государственную нивелирную сеть, нивелирную сеть местного значения и высотную съемочную сеть.

Государственная нивелирная сеть СССР является высотной основой топографических съемок всех масштабов и геодезических измерений, проводимых для удовлетворения потребностей народного хозяйства и обороны страны, для решения научных и практических задач. Она разделяется на нивелирную сеть I, II, III и IV классов.

Посредством нивелирной сети I и II классов создается единая система высот на всей территории страны. Кроме того, нивелирование I и II классов предназначается для решения таких научных задач, как изучение современных вертикальных движений земной поверхности и движений, обусловленных сейсмической деятельностью Земли; определение разностей уровней морей и океанов; изучение фигуры физической поверхности Земли в результате определения расстояний от уровенных поверхностей, проходящих через точки физической поверхности Земли, до выбранной поверхности относимости — эллипсоида.

Нивелирные сети III и IV классов служат для обеспечения топографических съемок и решения инженерно-геодезических задач.

Техническая характеристика нивелирных сетей I, II, III и IV классов, схема их построения и методика нивелирования даны в гл. III.7.10.

Нивелирная сеть местного значения является высотным обоснованием топографической съемки масштабов 1 : 5000—1 : 500 и инженерно-геодезических работ.

В зависимости от требуемой точности и размера снимаемой площади сеть местного значения развивается в виде ходов и полигонов нивелирования III и IV классов и технического.

Высотная съемочная сеть служит непосредственным высотным обоснованием топографических съемок всех масштабов и других инженерно-геодезических работ. Такая сеть создается путем проложения ходов технического нивелирования, нивелирования горизонтальным лучом (теодолитом или кипрегелем

с уровнем на трубе), тригонометрическим нивелированием или высотомерами-автоматами.

Высокоточная пивелирная сеть специального назначения служит высотной геодезической основой для изыскания, строительства, монтажа, наладки и выверки уникальных сооружений и прецизионных агрегатов, для наблюдений за их осадками и деформациями. Методика и проект схемы измерений в такой сетиразрабатываются в каждом отдельном случае, исходя из требований предъявляемых к точности результатов измерений.

III.7.2. Система счета высот в нивелирной сети

Сложная форма и непараллельность уровенных поверхностей проходящих через точки физической поверхности Земли, обусловлены распределением плотности внутри Земли, ее формой и влиянием центробежной силы $P = \omega^2 r$, равной нулю на полюсах и возрастающей к экватору пропорционально расстоянию r от точки земной поверхности до оси вращения Земли. Поэтому при каждой постановке нивелира визирный луч, будучи горизонтальным, отклоняется от исходной уровенной поверхности, образуя с ней различные углы. Вследствие этого высоты точек физической земной поверхности, получаемые суммированием измеренных превышений Δh_W, не представляют собой расстояний от этих точек до исходной уровенной поверхности, т. е. не образуют единой системы высот.

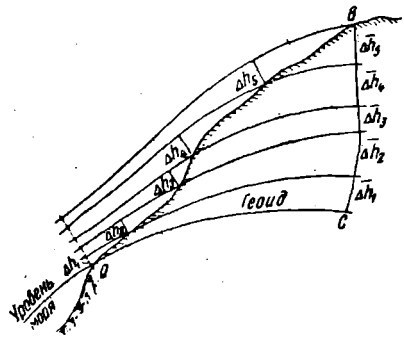


Рис. III.7.1

В общем виде формула, выражающая высоту H^B точки B (рис. III.7.1) физической земной поверхности относительно точки O, принятой за исходную и расположенной на основной уровенной поверхности (геоиде), имеет вид

$$H^B = \frac{1}{\bar{g}} \int_{(OB)} g\, dh_W, \qquad \text{(III.7.1)}$$

где $\int_{(OB)} g dh_W$ — разность потенциалов в двух точках, не зависящая от пути (OB) интегрирования; $\bar{g}$ — некоторое среднее значение ускорения силы тяжести для линии нивелирования между точками O и B; g — измеренное ускорение силы тяжести в точках постановки реек.

В зависимости от выбранной величины $\bar{g}$ принято различать ортометрические, динамические и нормальные высоты.

Ортометрической высотой H_r^B точки B называют расстояние от нее до поверхности геоида, считаемое по отвесной линии, проходящей через эту точку; высоту H_r^B выражают формулой

$$H_r^B = \frac{1}{g_m^B} \int_{(OB)} g\, dh_W, \qquad \text{(III.7.2)}$$

где g_m^B — среднее значение ускорения силы тяжести на отрезке отвесной линии CB. Значение g_m^B практически неопределимо, а потому нельзя вычислить и точных значений ортометрических высот.

Ортометрические высоты точек одной и той же уровенной поверхности вообще различны, как и различны g_m.

Динамические высоты. Если в формуле (III.7.1) вместо $\bar{g}$ подставить некоторое постоянное значение ускорения силы тяжести, например нормальное ускорение $\gamma_{45°}^B$ силы тяжести для широты $\varphi = 45°$, то получим динамическую высоту H_d^B точки B по формуле

$$H_d^B = \frac{1}{\gamma_{45°}^B} \int_{(OB)} g\, dh_W. \qquad \text{(III.7.3)}$$

Динамические высоты точек одной и той же уровенной поверхности одинаковы. Поэтому они играют большую роль в решении практических задач, связанных с изучением уровенных поверхностей или со строительством гидротехнических сооружений. Динамическая высота может отличаться от ортометрических и нормальных высот на величину до 20 м. Чтобы уменьшить это различие, применяют местную систему динамических высот, для чего динамические высоты H_d, полученные с $\gamma_{45°}$ (каталожные), умножают на постоянный для данного района (средняя широта которого φ_m) множитель

$$k = \frac{\gamma_{45°} - \gamma_{\varphi_m}}{\gamma_{\varphi_m}} \qquad \text{(III.7.4)}$$

и получают местные динамические высоты H'_d по формуле

$$H'_d = H_d + kH_d. \qquad \text{(III.7.5)}$$

Нормальные высоты H_q^B точки B определяют по формуле

$$H_q^B = \frac{1}{\gamma_m^B} \int_{(OB)} g\, dh_W, \qquad \text{(III.7.6)}$$

где γ_m^B — среднее интегральное значение нормального ускорения силы тяжести на отрезке H_q^B. Величина γ_m^B в отличие от g_m^B может быть точно вычислена по формуле

$$\gamma_m^B = \gamma_0^B + 0{,}1545\, H_q^B, \qquad \text{(III.7.7)}$$

где γ_0^B — значение нормального ускорения силы тяжести, выбираемое из таблиц по аргументу широты φ_B в точке B.

Следовательно, для точек одной и той же уровенной поверхности, если они лежат на одной и той же параллели, нормальные высоты одинаковы; если же они лежат на одном и том же меридиане, то различны. Отмеченные свойства нормальных высот являются их преимуществом перед ортометрическими.

Если во всех точках земной поверхности отложить вниз по отвесным линиям величины H_q, то полученная система точек образует вполне определенную и принципиально точно определяемую поверхность квазигеоида. Строго могут быть определены и высоты квазигеоида относительно референц-эллипсоида. Следовательно, и высоты точек земной поверхности относительно референц-эллипсоида определяются точно. Поэтому в качестве основной системы счета высот государственной нивелирной сети СССР принята нормальная система высот.

Рабочая формула для вычисления разности нормальных высот H_q^A и H_q^B двух смежных реперов A и B:

$$H_q^B - H_q^A = h_{AB} - \frac{1}{\gamma_m}(\gamma_0^B - \gamma_0^A) H_m + \frac{1}{\gamma_m}(g-\gamma)_m h_{AB}, \qquad \text{(III.7.8)}$$

где h_{AB} — измеренное превышение между реперами A и B в метрах; γ_0^A и γ_0^B — значения нормальных ускорений силы тяжести на эллипсоиде в точках A и B, выбираемые из таблиц по аргументам широтам φ_A и φ_B в миллигалах *; γ_m — приближенное значение нормального ускорения силы тяжести, принимаемое постоянным для всей территории страны и равное 980 000 миллигал; H_m — среднее арифметическое из высот реперов A и B в метрах; $(g-\gamma)_m$ — среднее арифметическое из аномалий $(g-\gamma)$ ускорений силы тяжести в миллигалах для реперов A и B. Величины $(g-\gamma)$ в зависимости от наличия исходных данных определяют следующим образом:

1) по измеренным на каждом репере ускорениям g силы тяжести и вычисленным нормальным ускорениям γ силы тяжести по формуле $\gamma = \gamma_m - k_1 H + k_2 H^2 \cdot 10^{-6}$, где $k_1 = 0{,}30855\ (1 + 0{,}00071 \cos 2\varphi)$; $k_2 = 0{,}0723$ и H — высота пункта в метрах;

2) по гравиметрической карте, составленной в редукции Буге (как правило, на равнинные и всхолмленные районы), с использованием формулы $(g-\gamma) = \Delta g_{\text{Буге}} + kH_q$, где $k = 0{,}04180\sigma$; $\Delta g_{\text{Буге}}$ — значение аномалии ускорения силы тяжести в редукции Буге, определенное по гравиметрической карте; σ — плотность топографической массы (или плотность горных пород), принятая при составлении гравиметрической карты (указывается на полях карты);

3) по гравиметрической карте, составленной в неполной топографической редукции (как правило, на горные и высокогорные районы), с использованием формулы $(g-\gamma) = \Delta g_{\text{т}} + kH_q - \delta g_{\text{р}}$, где $\Delta g_{\text{т}}$ — аномалия ускорения силы тяжести в неполной топографической редукции, снятая с гравиметрической карты; $\delta g_{\text{р}}$ — поправка за рельеф местности, вычисляемая путем суммирования ее частей при помощи специальной палетки и рассчитанных для нее критических таблиц.

* В системе СИ — м/с².

Теоретическая невязка $\omega_т$ замкнутого нивелирного полигона

$$\omega_т = \sum h_{n,\,n+1} = -\frac{1}{\gamma_m}\sum (g-\gamma)_{n,\,n+1} h_{n,\,n+1} - \frac{1}{\gamma_m} \times$$

$$\times \sum \left(\gamma_0^{n,\,n+1} - \gamma_0^A\right) h_{n,\,n+1}, \qquad \text{(III.7.9)}$$

где $h_{n,\,n+1}$ — измеренное превышение в секциях нивелирного полигона в метрах; $(g-\gamma)_{n,\,n+1}$ — среднее значение аномалии ускорения силы тяжести (с редукцией в свободном воздухе) на концах секции нивелирного полигона в миллигалах; γ_0^A — значение нормального ускорения силы тяжести, выбираемое из таблиц по аргументу широты φ_A точки A, в миллигалах; $\gamma_0^{n,\,n+1}$ — среднее значение нормального ускорения силы тяжести, приближенно вычисляемое как среднее из значений нормальных ускорений силы тяжести на концах секции нивелирного полигона, в миллигалах.

Из формул (III.7.8) и (III.7.9) видно, что для вычисления нормальных высот и теоретических невязок $\omega_т$ необходимо, помимо измеренных превышений, знать координаты φ и λ реперов, значения нормального ускорения γ и аномалии $(g-\gamma)$ ускорения силы тяжести.

Теоретические невязки $\omega_т$ нивелирных полигонов вычисляют только лишь при оценке допустимости полученных невязок. Для уравнительных вычислений теоретические невязки не нужны.

Исходная уровенная поверхность. Уровенная поверхность, проходящая через нуль Кронштадтского футштока, принята в СССР как для геодезии, так и для гравиметрии за исходное начало счета высот. Поверхность квазигеоида совпадает с исходной уровенной поверхностью в нуле Кронштадтского футштока, а также во всех точках физической поверхности земли, в которых $g_m = \gamma_m$.

А. ГЕОМЕТРИЧЕСКОЕ НИВЕЛИРОВАНИЕ

III.7.3. Методы нивелирования

Нивелирование, конечной целью которого является определение высотных отметок точек, выполняется различными инструментами и методами. Различают нивелирование: 1) геометрическое; 2) тригонометрическое (геодезическое, топографическое); 3) барометрическое; 4) механическое; 5) микронивелирование; 6) гидростатическое и 7) фотограмметрические методы нивелирования.

Геометрическое нивелирование состоит в непосредственном определении превышения одной точки над другой, близкой к ней точкой при помощи горизонтального луча визирования и отвесно установленных в этих точках реек.

Если превышение h (рис. III.7.2) определяют в направлении AB, то точку A называют задней, а B — передней. Высоты З и П инструмента над точками A и B, на которых установлены рейки, называют взглядом назад и взглядом вперед. Следовательно, *превышение h одной точки над другой равно взгляду назад минус взгляд вперед*

$$h = З - П. \qquad \text{(III.7.10)}$$

Такое измерение превышения называют нивелированием из середины, в отличие от нивелирования вперед, в котором взгляд назад заменяется непосредственно измеренной высотой v инструмента над точкой A (рис. III.7.3), и тогда

$$h' = v - \text{П}. \qquad \text{(III.7.11)}$$

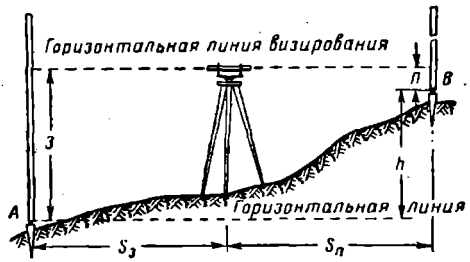


Рис. III.7.2

Влияние кривизны Земли и рефракции. Вследствие кривизны Земли взгляды З и П будут содержать погрешность p, равную в среднем

$$p = 0{,}5\frac{D^2}{R}, \qquad \text{(III.7.12)}$$

где D — расстояние от нивелира до рейки; R — средний радиус Земли.

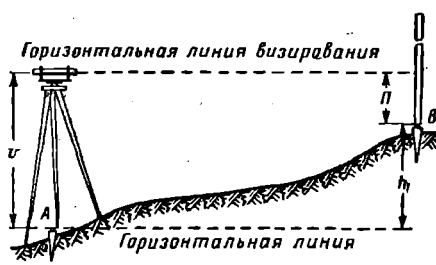


Рис. III.7.3

Под влиянием рефракции, меняющейся в зависимости от изменения температуры воздуха и ряда других обстоятельств, взгляды З и П также будут содержать погрешность r, равную в среднем

$$r = 0{,}08\frac{D^2}{R}. \qquad \text{(III.7.13)}$$

Совместное влияние f кривизны Земли и рефракции

$$f = p - r = 0{,}42\frac{D^2}{R}. \qquad \text{(III.7.14)}$$

Нивелирование из середины ($D_З = D_П$) исключает влияние кривизны Земли и в значительной степени ослабляет влияние рефракции.

III.7.4. Нивелиры и их основные части

Требования к взаимному расположению осей нивелира. Нивелир имеет следующие основные части (рис. III.7.4): зрительную трубу Z, цилиндрический уровень L или заменяющий его компенсатор; алидадную часть, состоящую из втулки B_2 (или оси) и частей, связывающих эту втулку (или ось) со зрительной трубой; иногда в алидадной части нивелиров с уровнем имеется элевационный винт, предназначенный для изменения угла наклона трубы Z относительно оси VV подставки; подставку Т; связанную с ней ось B_1 (или втулку) и три подъемных винта P.

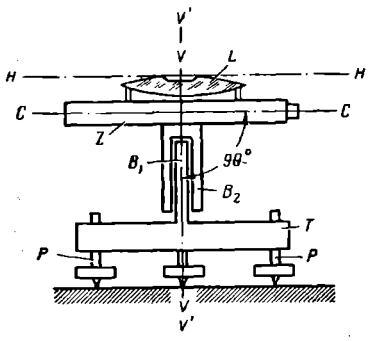


Рис. III.7.4

Зрительная труба и уровень (или заменяющий его компенсатор) являются важнейшими частями нивелира, в котором должно соблюдаться первое главное условие: *ось НН уровня и визирная ось СС трубы* (линия, проходящая через оптический центр объектива и точку пересечения вертикальной и средней горизонтальной нитей сетки) *должны быть между собой параллельны*. Второе главное условие: *при фокусировании трубы визирная ось СС должна сохранять неизменное положение*. Кроме того, для удобства работы с нивелиром необходимо, чтобы ось HH была перпендикулярна к вертикальной оси $V'V'$ вращения алидадной части, а также чтобы средняя горизонтальная нить сетки нитей располагалась перпендикулярно к оси $V'V'$.

Классификация и типы нивелиров. Нивелиры характеризуются: чувствительностью цилиндрического уровня (или точностью работы компенсатора), наличием оптического микрометра, увеличением, полем зрения и разрешающей способностью трубы.

По точности нивелиры подразделяются на: 1) высокоточные (прецизионные), 2) средней точности и 3) технические; по способу установки линии визирования в горизонтальное положение — на нивелиры с установкой: 1) подъемными винтами, 2) элевационным винтом и 3) самоустанавливающиеся с помощью компенсатора — устройства, выполняющего одновременно функции цилиндрического уровня и элевационного винта.

Оптические и конструктивные данные современных уровенных нивелиров приведены в табл. III.7.1 и нивелиров с компенсаторами — в табл. III.7.2.

Уровни. Уровень служит для приведения главных осей основных частей (или узлов) инструментов в горизонтальное или

Таблица III.7.1

Фирменная марка	Зрительная труба					Уровни			Оптический микрометр		Масса инструмента, кг	Группа точности
						цилиндрический		круглый (установочные)				
	отверстие объектива, мм	увеличение	длина, мм	наименьшее расстояние визирования, м	угол поля зрения по вертикали	способ установки пузырька на нульпункт	цена деления на 2 мм	цена деления на 2 мм	число делений	цена делений, мм		
Н1 * (СССР)	60	45×	420	4,2	50′	Элевац. винтом контактный	10″	2′	105	0,05	6,9	В **
Н2 * (СССР)	52	40	390	2,0	55′	То же	10	5′	104	0,05	6,0	В
НА-1 (СССР)	55	41,8	400	3,6	60′	»	10	2′ ÷ 4′	105	0,05	5,8	В
Ni 004 (ГДР)	56	44	430	6,0	50′	»	10	2′	105	0,05	6,2	В
Н3 * (СССР)	40	30	175	2,0	1° 20′	»	15	5′	—	—	1,8	С **
НВ-1 (СССР)	40	31	170	3,0	1° 20′	»	17 ÷ 25	5′ ÷ 7′	—	—	1,8	С
Ni 030 (ГДР)	35	25	195	1,8	1,°6	»	30	8′	105	0,05	1,6	С
НТ * (СССР)	32	23	140	1,5	1° 30′	Шарнир контактный	45	10′	—	—	1,0	Т **

* По ГОСТ 10528–69.
** В – высокоточный (прецизионный); С – средней точности и Т – нивелир технический.

Таблица III.7.2

Фирменная марка	Труба: отверстие объектива, мм	Труба: увеличение	Труба: длина трубы, мм	Труба: наименьшее расстояние визирования, м	Компенсатор: взаимодействие оптических элементов, стабилизирующих визирный луч (чувствительный элемент)	Компенсатор: демпфер	Цена деления круглого уровня	Диапазон действия компенсатора	Цена деления барабана микрометра, мм	Масса инструмента, кг	Группа точности
НС2 * (СССР)	50	40 ×	400	2,0	Подвешенное зеркало	Воздушный	5′	6′	0,05	7,0	В **
5190 (Италия)	40	30		3,9	Сетка, подвешенная на параллельных нитях	»	10	10	0,10	6,3	В
NI2 (ФРГ)	40	32	270	3,3	Призма, подвешенная на нитях в форме трапеции	»	15	15	0,05 ***	2,6	В
NI 007 (ГДР)	40	31,5	—	2,2	Прямоугольная призма, подвешенная на маятнике	»	8	10	0,05	4,8	В
Ni-B3 (Венгрия)	45	28	272	3,0	Система Порро второго рода	»	8	8		2,3	С **
GK1-A (Швейцария)	41	25	125	2,3	Вертикальная дахпризма в магнитных подшипниках	»	12	10		1,6	С
Autac (ФРГ)	40	32	250	2,5	Система Порро второго рода	»	8	8—10		3,0	С
НС-4 * (СССР)	40	30	188	2,0	Призменный	»	15	15		1,9	Т **
NI 025 (ГДР)	30	20	195	1,5	Маятник с двумя призмами	»	8	10		1,9	Т
5172 (Италия)	30	24		1,2	Объектив, подвешенный на параллельных нитях	»	10	10		3,0	Т
Autom (ФРГ)	33	27	235	2,0	Зеркало на закрученных нитях	Магнитный	8	10		2,2	Т

* По ГОСТ 10528—69.

** В — высокоточный (прецизионный); С — средней точности и Т — нивелир технический.

*** Насадка с оптическим микрометром.

отвесное положение, для измерения малых вертикальных углов, а также для учета изменений положений осей отдельных частей инструмента в процессе измерений.

Уровень состоит из стеклянной ампулы и металлической оправы, при помощи которой уровень крепится к инструменту. Ампулу заполняют прозрачной и маловязкой жидкостью с низкой температурой замерзания (этиловый серный эфир, этиловый или метиловый спирт). Концы ампулы запаивают, и внутри ампулы из паров заполнителя образуется пузырек уровня.

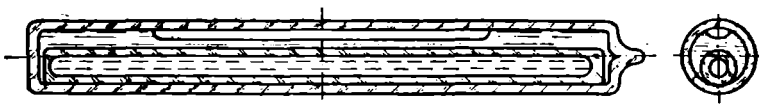


Рис. III.7.5

Уровни подразделяются по форме ампулы на сферические (круглые) и цилиндрические (трубчатые) и по конструкции — на простые, компенсированные (рис. III.7.5) и камерные (рис. III.7.6).

Внутренняя поверхность ампулы цилиндрического уровня в продольном сечении имеет бочкообразную форму, отшлифованную по дуге большого круга. У круглого уровня внутренняя поверхность верхней части ампулы имеет шлифованную полусферическую поверхность. Пузырек уровня занимает наивысшее положение

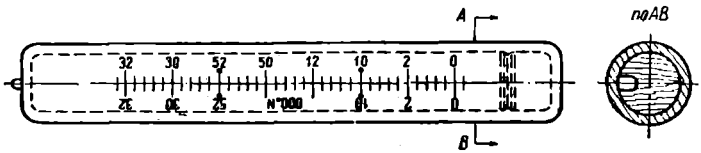


Рис. III.7.6

и касательная, проведенная к внутренней поверхности ампулы в середине пузырька, всегда занимает горизонтальное положение, а нормаль — отвесное.

На внешней поверхности ампулы уровня нанесена равномерная шкала штрихов через 2 мм *. Точка 0 (рис. III.7.7), расположенная на середине ампулы, относительно которой симметрично нанесены штрихи, называется нульпунктом. Касательная LL' в нульпункте к дуге продольного сечения ампулы называется осью уровня. Угол, соответствующий наклону оси уровня при смещении середины пузырька на одно деление (2 мм), называется ценой деления уровня и обозначается τ''.

По точности ампулы подразделяют на ампулы высокой точности с ценой деления до 5″, средней точности — от 5″ до 1′ и малой точности — больше 1′.

---

* В старых уровнях деления нанесены через парижскую линию, равную 2,26 мм.

Цену деления уровня определяют по формуле

$$\tau'' = \frac{l}{R}\rho'', \qquad \text{(III.7.15)}$$

где l — линейная величина одного деления шкалы ампулы; R — радиус дуги.

Угол ε'' (см. рис. III.7.7), составленный осью LL' с касательной к середине пузырька, называется наклоном (или наклонностью) оси цилиндрического уровня относительно горизонтальной линии. Наклонность ε'' определяется из отсчетов по концам (Л — левый и П — правый) пузырька относительно шкалы уровня.

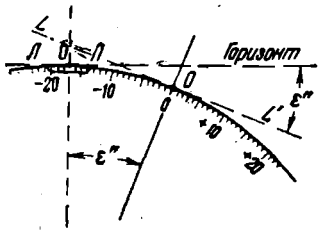


Рис. III.7.7

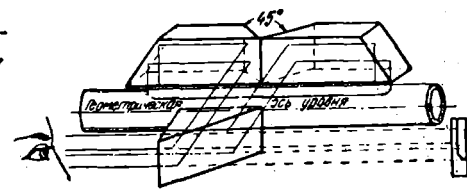


Рис. III.7.8

Если подписи штрихов шкал возрастают в одну сторону, то

$$\varepsilon'' = \frac{\tau''}{2}(\text{Л} + \text{П} - 2m), \qquad \text{(III.7.16)}$$

где m — отсчет по шкале в нульпункте уровня.

Если подписи штрихов возрастают от нуля, расположенного в нульпункте, к краям ампулы, причем отсчеты по одну сторону от нульпункта сопровождаются знаком плюс, а по другую — знаком минус, то

$$\varepsilon'' = \frac{\tau''}{2}(\text{Л} + \text{П}). \qquad \text{(III.7.17)}$$

Изменение $\Delta\varepsilon''$ угла ε'' определяется по отсчетам $Л_1$, $П_1$ и $Л_2$, $П_2$, взятым при первом и втором положениях уровня:

$$\Delta\varepsilon'' = \frac{\tau''}{2}[(Л_2 + П_2) - (Л_1 + П_1)]. \qquad \text{(III.7.18)}$$

В уровнях с призменной системой (контактных) изображения концов пузырька передаются к месту, удобному для наблюдателя, часто в поле зрения трубы (рис. III.7.8). При совмещенных изображениях концов пузырька ось уровня занимает горизонтальное положение.

Под чувствительностью уровня понимают наименьший угол, на который необходимо наклонить ось уровня, чтобы пузырек получил едва заметное для невооруженного глаза смещение. Чувствительность уровня зависит от радиуса кривизны ампулы,

качества шлифовки и чистоты рабочей поверхности, свойств заполнителя, температуры, длины пузырька, способа установки пузырька на нульпункт и др. Контактные уровни, например, при той же кривизне рабочей поверхности ампулы обладают большей чувствительностью и потому позволяют устанавливать пузырек на нульпункт с большей точностью.

Нормальная длина пузырька уровня занимает 0,3—0,5 длины ампулы. Чтобы при изменении температуры можно было сохранять длину пузырька постоянной, в некоторых из уровней имеется запасная камера, отделенная от рабочей части ампулы перегородкой с отверстием внизу (см. рис. III.7.6). В ампулах компенсированных уровней (см. рис. III.7.5) помещается стеклянная палочка, уменьшающая объем заполнителя. Поэтому при изменении температуры длина пузырька почти постоянна.

Для ослабления влияний температуры на уровни ампулы точных уровней предохраняют несколькими оправами, а внешнюю оправу покрывают теплоизолирующим материалом и закрывают трубкой из оргстекла.

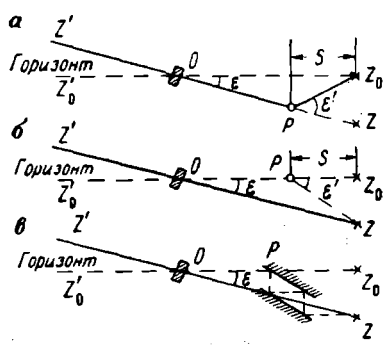


Рис. III.7.9

Компенсаторы. Основной недостаток применения уровней заключается в том, что при пользовании ими приходится всякий раз, действуя подъемным или элевационным винтом, устанавливать пузырек на нульпункт и следить за неизменностью его положения. От такого недостатка свободны компенсаторы, автоматически устанавливающие линию визирования в требуемое положение с некоторой точностью.

Принцип действия компенсаторов следующий. При наклоне зрительной трубы нивелира на малый угол ε (рис. III.7.9) горизонтальная нить сетки сместится с горизонта $z_0'z$ инструмента на величину

$$z_0z \approx f\varepsilon, \qquad \text{(III.7.19)}$$

(где f — фокусное расстояние объектива), и отсчет по рейке окажется неправильным. Чтобы отсчет стал правильным, необходимо либо сдвинуть сетку z в z_0 на величину $f\varepsilon$ путем поворота рычага P (рис. III.7.9, *а*) вокруг точки P на угол ε' так, чтобы

$$f\varepsilon = s\varepsilon', \qquad \text{(III.7.20)}$$

либо изменить в трубе направление горизонтального луча $z_0'z_0$, преломив его в точке P (рис. III.7.9, *б*) на угол ε' так, чтобы луч прошел через горизонтальную сетку, либо, наконец, переместить направление горизонтального луча $z_0'z_0$ параллельно самому себе на величину z_0z (рис. III.7.9, *в*) так, чтобы перемещенный луч прошел через смещенную сетку нитей; при этом должно быть удовлетворено условие

$$f\varepsilon = ks\varepsilon \text{ или } f = ks, \qquad \text{(III.7.21)}$$

где s — длина луча визирования от точки падения его на зеркало (или призму компенсатора) до сетки нитей; k — коэффициент, зависящий от числа отражений визирного луча.

Из равенств (III.7.20) и (III.7.21) следует **основное уравнение (условие) стабилизации**

$$\frac{f}{s} = \frac{\varepsilon'}{\varepsilon} = k, \qquad \text{(III.7.22)}$$

где $\frac{\varepsilon'}{\varepsilon} = k$ — **угловое увеличение (умножение) компенсатора (или коэффициент компенсации)**.

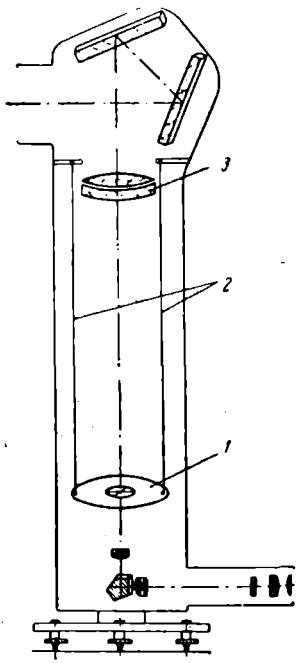


Рис. III.7.10

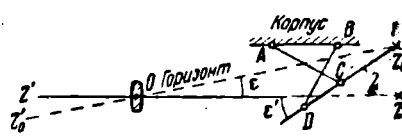


Рис. III.7.11

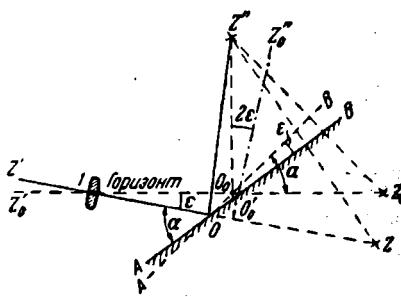


Рис. III.7.12

В зависимости от средств получения необходимого значения коэффициента k различают коэффициенты оптической, механической и оптико-механической компенсации.

Существует три типа компенсаторов: компенсаторы с подвижной сеткой; компенсаторы, изменяющие направление линии визирования, и компенсаторы, смещающие визирный луч параллельно самому себе.

Компенсаторы с подвижной сеткой. Простейшим компенсатором этого типа является диск *1* (рис. III.7.10) с сеткой нитей, подвешенной на трех стальных нитях *2*, на расстоянии f от главной задней точки объектива *3* трубы. При наклоне трубы на малый угол ε сетка будет занимать неизменное положение.

На рис. III.7.11 показана схема компенсатора с подвижной сеткой *1*, укрепленной на конце пластинки *2*, подвешенной на двух парах скрещивающихся нитей, прикрепленных в точках *A* и *B* к корпусу трубы. Все нити имеют одинаковую длину. Расстояние между точками *C* и *D* соединения нитей с пластинкой *2* меньше соответствующего расстояния между точками *A* и *B*, вследствие чего компенсатор имеет большее угловое увеличение. Такие компенсаторы применяются в нивелирах фирмы Феннеля.

К компенсаторам с подвижной сеткой относятся также уровенный компенсатор Г. Ю. Стодолкевича, в котором «сеткой» для отсчитывания по рейке служит вытянутое в линию, совмещенное

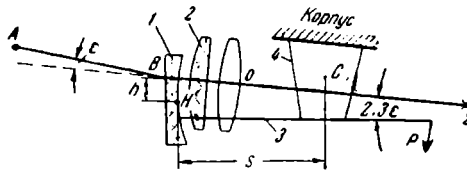


Рис. III.7.13

изображение концов пузырька уровня, переданное в фокальную плоскость трубы оптической системы. Уровенные компенсаторы применяются также в нивелирах Гекмана.

Компенсаторы, изменяющие направление линии визирования. Компенсатор с зеркалом. Зеркало *AB* (рис. III.7.12), вращающееся на горизонтальной оси, проходящей через точку *O*, под действием силы тяжести устанавливается под углом α к горизонтальному лучу визирования и направляет его на неподвижную сетку z''. При наклоне трубы на угол ε зеркало повернется на этот же угол и изменит направление луча $O'Z_0''$ на угол 2ε. При этом будет соблюдено равенство (III.7.20), где $s = OZ''$. Отсюда следует формула компенсатора с зеркалом (или призмой полного внутреннего отражения)

$$f = 2s. \qquad \text{(III.7.23)}$$

Для улучшения работы компенсатора зеркало подвешивают на нитях, при помощи которых наклон его увеличивается в n раз. Формула компенсатора с зеркалом на нитях имеет вид

$$f = 2ns. \qquad \text{(III.7.24)}$$

Компенсатор аналогичного типа применяется в нивелирах «Оптон».

Компенсатор линзовый помещается перед объективом трубы и состоит из двух линз: положительной *2* (рис. III.7.13), укрепленной жестко в одной оправе с объективом трубы, и отрицательной *1*, закрепленной на звене *3*, подвешенном на четырех упругих проволоках *7* и уравновешенном контргрузом *P*. Линзы рассчитаны и установлены на таком расстоянии друг от друга, что их суммарное действие равносильно телескопической системе, имеющей увеличение, близкое к единице. Главная точка *H'* линзы *1* находится на расстоянии *s* от оси *C* симметрии трапеции, почти равном радиусу сферической поверхности линзы *1*.

При наклоне зрительной трубы на угол ε подвешенная система наклонится относительно горизонта на угол $2{,}3\varepsilon$ благодаря трапециевидной форме расположения подвесных проволок и смещению центра C тяжести подвешенной системы. Главная точка H' сместится с оптической оси на величину $h = 2{,}3\varepsilon s$. При этом будет соблюдено равенство (III.7.20), которое для данного компенсатора будет $h = f\varepsilon = 2{,}3\varepsilon s$ или $f = 2{,}3s$. Такие компенсаторы применялись в нивелирах типа НСМ.

Компенсатор с эластичным стержнем. К верхнему концу эластичного стержня *6* (рис. III.7.14), консольно закрепленного на корпусе трубы *7*, прикреплена рамка *5* с компенсационной призмой *3*. Объектив *1*, призма *4* и пластинка *2* с сеткой нитей закреплены в трубе неподвижно. При продольном наклоне

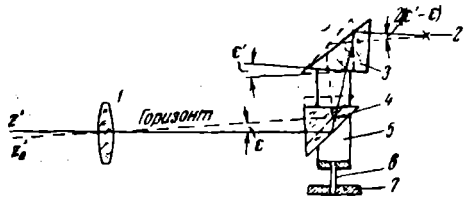


Рис. III.7.14

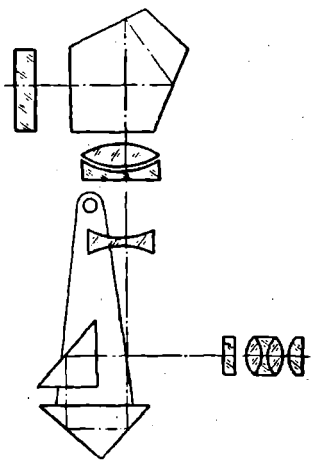


Рис. III.7.15

трубы на угол ε стержень *6*, изгибаясь под действием силы тяжести рамки с компенсационной призмой, наклоняет призму *3* на угол $\varepsilon' = k\varepsilon$, вследствие чего изменяется направление визирного луча на угол $2(\varepsilon' - \varepsilon)$. Согласно (III.7.20) для компенсатора данного типа основное уравнение будет $f\varepsilon = s\,2(\varepsilon' - \varepsilon) = 2s\varepsilon(k - 1)$, или $f = 2s(k - 1)$. Такие компенсаторы применены в нивелирах INA фирмы «Эртель».

Компенсаторы, смещающие луч параллельно самому себе. Примером компенсатора такого типа является прямоугольная равнобедренная призма (рис. III.7.15), свободно подвешенная на пластинке и входящая в систему оптики нивелира. При наклоне инструмента на угол ε сетка нитей сместится с горизонта на величину $f\varepsilon$, призма — на величину $\frac{a}{2} = s\varepsilon$, а визирный луч — на отрезок $a = 2s\varepsilon$, где s — расстояние от точки подвеса пластинки до компенсирующей призмы. Согласно (III.7.20) для компенсатора данного типа основное уравнение будет $f\varepsilon = 2s\varepsilon$, или $f = 2s$. При выполнении этого условия горизонтальный луч, пройдя через оптическую систему, всегда попадает на перекрестие нитей. Работающий по этому принципу компенсатор применен в нивелире Ni 007.

Компенсаторы разных типов действуют в определенных диапазонах углов ε наклона базы компенсатора (например трубы нивелира) и характеризуются, как и заменяемые ими уровни, чувствительностью. Под чувствительностью ком-

пенсатора понимают наименьший угол, на который необходимо наклонить базу компенсатора, чтобы его чувствительный элемент получил едва заметное (с помощью автоколлиматора) смещение. У большинства компенсаторов чувствительность внутри диапазона их действия не одинакова: она выше в центре и ниже у краев диапазона.

III.7.5. Нивелирные знаки

Назначением нивелирных знаков является долговременное закрепление на местности высот геодезических точек. Тип, конструкции и способ закрепления нивелирных знаков выбираются в зависимости от их назначения, физико-географических характеристик района и от конкретных условий мест крепления. Нивелирные знаки подразделяют на нивелирные знаки государственной нивелирной сети СССР и нивелирные знаки специального назначения. Различают следующие типы нивелирных знаков государственной нивелирной сети.

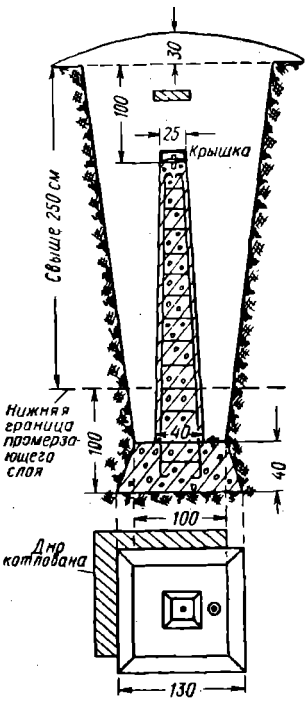


Рис. III.7.16

Кронштадтский футшток — нивелирный знак, прикрепленный к устою моста через Обводный канал в Кронштадте, на котором

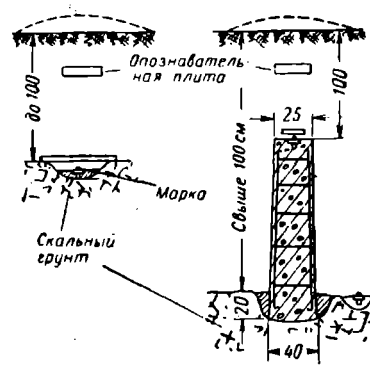


Рис. III.7.17

имеется подпись: «Исходный пункт нивелирной сети СССР». Нуль Кронштадтского футштока (горизонтальная черта на медной пластине, совпадающая со средним многолетним уровнем моря в Кронштадте) принят в СССР за начало счета абсолютных высот.

Фундаментальный репер для районов с сезонным промерзанием грунта (рис. III.7.16) состоит из четырехгранной усеченной пирамиды, монолитно скрепленной с якорем (бетонная плита), заделанным в грунт естественной плотности. При наличии монолитных скальных пород, выходящих на поверхность или залегающих на глубине до 1,5 м, закрепляют скальные фундаментальные

реперы (рис. III.7.17). В труднодоступных районах вместо четырехгранной усеченной пирамиды используют трубы диаметром не менее 80 мм. В зоне многолетней мерзлоты закладывают фундаментальные реперы таких же типов, как и в зоне сезонного промерзания, но верхние грани пирамид или труб располагают на уровне поверхности земли. В верхнюю грань пирамиды (или трубы) и плиты (или скалы) заделывают по одной марке из малоокисляющегося металла. Разность высот этих марок измеряют с округлением до 1 мм при закладке.

Фундаментальные реперы устанавливают на нивелирных линиях I и II классов через 50—80 км, а также в узловых точках и вблизи основных морских водомерных постов.

Грунтовый рядовой репер для районов с сезонным промерзанием грунтов состоит из бетонного четырехгранного пилона, монолитно скрепленного с бетонной плитой, заделанной в грунт естественной плотности. При закладке реперов в буровые скважины диаметром 50—60 см бетонному якорю придают круглое сечение такого же диаметра. В скальные породы, выходящие на поверхность или залегающие на глубине до 1,5 м, закрепляют скальные грунтовые реперы. В труднодоступных районах вместо бетонных пилонов используют металлические или стеклопластиковые трубы диаметром 60 мм. В особо труднодоступных районах вместо бетонных плит используют металлические или стеклопластиковые якоря размером 50 × 50 см и толщиной 5—10 мм. Глубина закладки грунтовых реперов принята такой, чтобы основание плиты находилось на 50 см ниже границы наибольшего промерзания, но не менее 1,8 м от поверхности земли, а верхняя грань пилона (или трубы) располагалась на 50 см ниже земной поверхности. В верхнюю грань пилона (или трубы) заделывают марку из малоокисляющегося металла.

В районах многолетней мерзлоты закладывают грунтовые реперы таких же типов, как и в зоне сезонного промерзания, но верхние грани пилонов (или труб) выводят на 20 см выше поверхности земли. Глубину закладки принимают такой, чтобы основание плиты располагалось на 1 м глубже границы наибольшего оттаивания. Реперы закладывают преимущественно в буровые или в протаянные скважины, а также и в котлован.

В районах закрепленных и сыпучих песков реперы закладывают в котлован и в буровые скважины, а также завинчивают на глубину не менее 3 м; верхняя часть знака выступает над поверхностью земли на 0,5 м. Опознавательным знаком репера служит дополнительная труба высотой 1,5 м, к верхней части которой прикреплена пластинка с номером репера.

Стенные марки и реперы имеют вид, указанный на рис. III.7.18. В центре диска марки имеется отверстие диаметром 4 мм для штифта подвесной рейки.

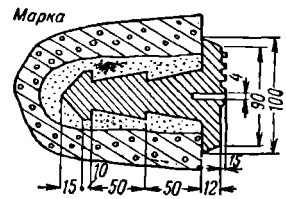
Грунтовые и стенные реперы и марки устанавливают на нивелирных линиях всех классов через 5 км, и в труднодоступных районах — через 10—15 км.

К нивелирным знакам специального назначения относятся в основном глубинные реперы, осадочные и наклономерные марки.

Глубинный репер состоит из двух основных частей: якоря и реперной штанги, несущей высотную точку. В связи с тем, что отметку глубинного репера, полученную в Балтийской или в условной

системе высот, принимают на отдельном объекте в качестве начала счета высот осадочных марок, якорь репера закрепляют, как правило, в забое глубокой буровой скважины, размещая его вне зоны распространения напряжений, возникающих от действия внешних естественных и техногенных сил, а реперную штангу изолируют по всей ее длине от воздействия касательных сил обжимающих грунтов и сил морозного пучения.

Глубинный трубчатый репер (рис. III.7.19) представляет собой реперную трубу *1* диаметром 250—300 м, заглубленную до коренных пород в буровой скважине. Нижний конец трубы перфорирован, а все ее внутреннее пространство заполнено раствором бетона. Верхняя часть трубы, несущая высотную точку *2*, помещена в термоизоляционный колодец *3*, нижняя соприкасается с грунтом по всей ее глубине.



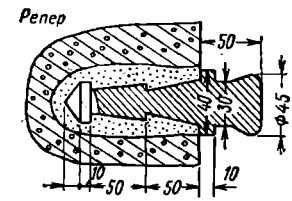


Рис. III.7.18

Одним из недостатков глубинного трубчатого репера является отсутствие приспособления для точного учета влияния сезонного колебания температуры на изменение длины реперной трубы.

Глубинный репер с гибкой реперной штангой (рис. III.7.20) состоит из якоря *14*, двух проволок *1* и *8* из разных металлов (реперная биметаллическая «штанга»), защитной трубы *11* диаметром 60 мм и трубы-люка *10*. Нижние концы стальной *8* (основной) и инварной *1* (вспомогательной) проволок прикреплены к штоку *12* якоря *14*, забетонированного в забое скважины, верхние — натянуты самостоятельно постоянными грузами *2* и *9* силой 10—15 кгс через соответствующие рычаги *4* и *6*. На основной проволоке у верхнего ее конца на высоте визирного луча зрительной трубы нивелира прикреплена постоянная шкаловая марка *7*, заменяющая собой нивелирную рейку. В необходимых случаях шкаловые марки прикрепляются к основной проволоке на двух и более проектных горизонтах.

Учет изменения δ длины основной проволоки вследствие температурных колебаний производится по разности $\Delta = a_2 - a_1$ отсчетов a_1 и a_2, взятых с помощью индикатора *5* часового типа, и вычисляется по формуле $\delta = \alpha_c/(\alpha_c - \alpha_и) \cdot \Delta$, где α_c и $\alpha_и$ — коэффициенты линейного расширения стали и инвара.

Защитная труба *11*, оканчивающаяся внизу сальником *13*, предохраняет проволоки от воздействия касательных сил обжимающих грунтов, гидростатического давления и заиливания.

Труба-люк *10* несет опоры для рычагов *4* и *6*. В стенке трубы имеется прямоугольное окно *3*, через которое рассматривается шкаловая марка.

Осадочные и наклономерные марки различных конструкций закрепляют на сооружениях, их фундаментах или в грунтах осно-

ваний инженерных сооружений, осадки, деформации и наклоны которых определяют.

Конструкцию нивелирных знаков специального назначения выбирают в зависимости от конкретных условий мест крепления знаков и требуемой точности инженерно-геодезических измерений.

Определение глубины закладки реперов. Глубина $h_з$ закладки основания якоря репера (кроме глубинных) во всех случаях должна

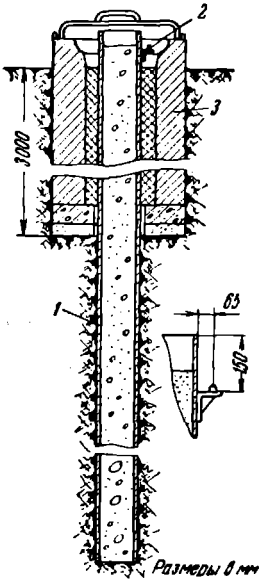


Рис. III.7.19

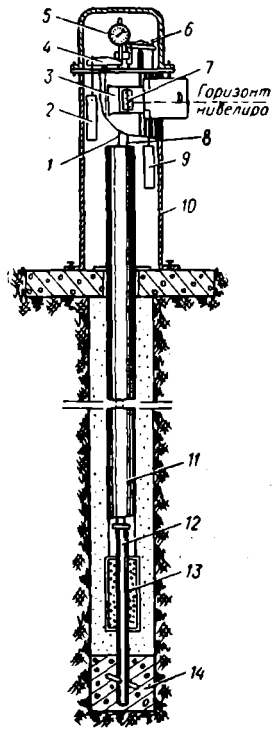


Рис. III.7.20

отвечать условию: $h_з = h_{пр} + i + a$, где $h_{пр}$ — наибольшая глубина промерзания в сантиметрах (выбирается из Схематической карты глубин промерзания и протаивания грунтов на территории СССР для установления глубины закладки центров и реперов (ЦНИИГАиК, 1961) [3]; i — высота якоря в сантиметрах; a — запас глубины закладки, устанавливаемый вследствие неточного знания глубины промерзания грунта.

В зоне многолетней мерзлоты глубина $h_з$ закладки во всех случаях должна отвечать условию: $h_з = h_{от} + 2$ м, где $h_{от}$ — наибольшая глубина оттаивания (выбирается из Схематической карты).

III.7.6. Поверки и исследования уровенных нивелиров

Нивелиры и рейки поверяют и исследуют с целью получения исчерпывающих данных о пригодности их для нивелирования и приведения в рабочее состояние.

Поверкой и юстировкой выявляют отступления от требований к взаимному расположению осей инструмента и достаточно полно устраняют эти отклонения.

Исследование — это определение неустранимых отклонений для принятия соответствующих предосторожностей, уменьшающих при измерениях влияние отклонений на результат; определение постоянных инструмента (оптических и измерительных качеств зрительной трубы, цены делений шкал: уровней, барабана микрометра, элевационного винта, нивелирных реек и т. п.); определение ошибок делений шкал, ошибки установки пузырька уровней на нульпункт; испытание работы подвижных частей нивелира; установление степени влияния внешних условий и их изменений на стабильность взаимного расположения осей инструмента и др.

Программа поверок и исследований. Поверки и основные исследования выполняют в такой последовательности:

а) осмотр нивелира;

б) поверка и регулирование хода подъемных винтов;

в) поверка плавности вращения инструмента вокруг его оси;

г) поверка перпендикулярности оси цилиндрического уровня к оси вращения нивелира;

д) поверка и исправление установки сетки нитей;

е) поверка и исправление установки цилиндрического уровня (поверка главного условия);

ж) поверка и исправление установки круглого (или установочных) уровня;

з) исследование правильности хода фокусирующей линзы;

и) исследование цилиндрического уровня (определение цены деления, определение ошибки взгляда из-за неточной установки пузырька уровня на нульпункт и др.);

к) исследование оптических и измерительных качеств зрительной трубы; определение коэффициента дальномера и асимметрии нитей; определение ошибки наведения;

л) исследование работы механизма, наклоняющего плоскопараллельную пластинку, определение цены деления барабана микрометра (для нивелиров с оптическим микрометром);

м) испытание работы элевационного винта и определение цены его оборота (для нивелиров с элевационным винтом).

Поверка перпендикулярности оси цилиндрического уровня к оси вращения нивелира. *Ось цилиндрического уровня должна быть перпендикулярна к оси вращения нивелира.* Установив уровень по направлению двух подъемных винтов и вращая их в разные стороны, перемещают пузырек цилиндрического уровня на нульпункт. Затем поворачивают алидадную часть нивелира вокруг его оси на 180°. Если после этого пузырек станет на нульпункт или отклонится от него не более чем на одно деление, то требование выполнено. При бо́льших отклонениях исправление производят перемещением пузырька на одну половину дуги его отклонения, действуя вертикальными исправительными винтами уровня.

Если в нивелире имеется элевационный винт, то после поворота нивелира вокруг оси на 180° пузырек перемещают на половину дуги его отклонения не исправительными винтами уровня, а элевационным винтом.

Эту поверку выполняют в несколько приемов, пока при любом положении алидадной части нивелира пузырек уровня не будет отклоняться от нульпункта более чем на одно деление. В таком случае элевационный винт оказывается установленным на н о р м а л ь н ы й о т с ч е т. Если такой установки цилиндрического уровня добиться невозможно, то отрегулировать ось вращения нивелира нужно в заводских условиях.

Проверка и исправление установки сетки нитей. *Вертикальная нить сетки должна быть параллельна оси вращения нивелира, а горизонтальная — перпендикулярна к этой оси.* Для поверки вертикальной нити сетки ось вращения нивелира приводят в отвесное положение, а затем, глядя в трубу нивелира, совмещают один конец вертикальной нити с нитью отвеса, подвешенного в 15—20 м от нивелира в хорошо защищенном от ветра месте. Если вся вертикальная нить сетки при этом не совмещается с нитью отвеса и противоположный конец ее отходит от нити отвеса более чем на 0,5 мм, то исправляют положение сетки нитей. Это исправление в нивелирах с перекладывающейся в лагерях или поворачивающейся в обойме трубой осуществляется поворотом всей трубы, для чего вывинчивают или ввинчивают расположенные на подставке трубы упорные винты. В глухих нивелирах положение нити исправляют поворотом окуляра вместе с сеткой нитей, в нивелирах типа НА-1 и др. — поворотом оправы сетки нитей.

Для поверки горизонтальной нити сетки, действуя наводящим винтом, плавно поворачивают трубу по азимуту в обе стороны. Если нить сетки при этом сходит с выбранной точки или с замеченного деления рейки, то сетку нитей следует заменить.

Поверка и исправление установки цилиндрического уровня (поверка главного условия). *Проекции визирной оси трубы и оси уровня на горизонтальную и отвесную плоскости должны быть параллельны.*

Вначале проверяют параллельность проекций этих осей на горизонтальную плоскость, а затем — на отвесную.

Первую часть поверки выполняют, поворачивая уровень вместе с трубой относительно визирной оси трубы.

В глухих нивелирах (и в нивелирах с перекладывающейся трубой и уровнем при подставке) такой поворот осуществляют двумя подъемными винтами. Для этого нивелир устанавливают в 50 м от закрепленной рейки так, чтобы один из подъемных винтов находился в отвесной плоскости, проходящей через визирную ось трубы, а два других — на линии, перпендикулярной к визирной оси. Тщательно приводят ось вращения нивелира в отвесное положение и, установив пузырек уровня на нульпункт, отсчитывают по рейке. Затем плавными поворотами подъемных винтов в разные стороны на 2—3 полных оборота придают нивелиру боковые наклоны вначале в одну, а затем в другую сторону, следя при этом за тем, чтобы отсчет по рейке не изменился. Если в обоих случаях пузырек уровня оставался на нульпункте или смещался в одну и ту же сторону (или изображения концов пузырька уровня не расходились или смещались в одну и ту же сторону одинаково), то уровень

установлен правильно. Если же пузырек смещался с нульпункта в разные стороны более чем на 1—2 деления уровня, то установку цилиндрического уровня исправляют боковыми исправительными винтами.

В нивелирах с перекладывающейся трубой и уровнем при трубе эту часть поверки выполняют поворотом трубы. Исправление производится также боковыми исправительными винтами.

Вторая часть поверки главного условия, когда определяется угол i'' (проекция на отвесную плоскость угла между осью уровня и визирной осью трубы нивелира), выполняется двойным нивелированием.

В глухих нивелирах эту часть поверки выполняют следующим образом. На расстоянии 35,8 м друг от друга на ровной местности забивают в землю два нивелирных костыля. На костыли устанавливают по уровню рейки, закрепляя их с помощью растяжек. Нивелир устанавливают примерно в створе между рейками и в 5 м от рейки № 1. Приводят ось вращения нивелира в отвесное положение и, наведя трубу сначала на ближнюю (заднюю) рейку № 1, берут отсчеты $З_{о1}$ и $З_{д1}$ по обеим шкалам. Затем, повернув алидадную часть нивелира на 180° и перефокусировав трубу на дальнюю (переднюю) рейку № 2, берут отсчеты $П_{о1}$ и $П_{д1}$. По полученным на первой станции отсчетам вычисляют превышение $h_1 = 1/2\ (З_{о1} - П_{о1} + З_{д1} - П_{д1})$.

Выполнив нивелирование на первой станции, переносят нивелир на вторую станцию, расположенную также примерно в створе между рейками, но в 5 м от рейки № 2, и повторяют всю операцию, наблюдая сначала дальнюю (заднюю) рейку № 1, а затем — ближнюю (переднюю) рейку № 2, и вычисляют h_2. Наблюдения на первой и второй станциях составляют один прием. Значение угла i'' вычисляют по формуле

$$i'' = \frac{h_1 - h_2}{(D_З^{II} - D_П^{II}) - (D_З^{I} - D_П^{I})}\rho'', \qquad \text{(III.7.25)}$$

где h_1 и h_2 — превышения, измеренные на станциях 1 и 2; $D_З^{I}$ и $D_П^{I}$ — расстояния до задней и передней реек на станции 1; $D_З^{II}$ и $D_П^{II}$ — то же, на станции 2. Если $D_З^{I} = D_П^{II} = 5$ м, $D_П^{I} = D_З^{II} = 30{,}8$ м и $\rho'' = 206\ 265''$, то ρ'': $[(D_З^{II} - D_П^{II}) - (D_З^{I} - D_П^{I})] = 4$, тогда формула (III.7.25) записывается так:

$$i'' = 4(h_1 - h_2). \qquad \text{(III.7.26)}$$

Если угол i'', вычисленный по результатам измерений первого приема, окажется менее $\pm 10''$, то выполняют еще два приема измерений. За окончательное значение угла i'' принимают среднее из трех его значений. Такой метод позволяет определить угол i'' одним приемом со средней квадратической ошибкой менее $\pm 1''$.

Если же по данным первого приема измерений угол i'' окажется более $\pm 10''$, то в зависимости от конструкции нивелира уменьшение угла i'' производят или вертикальными исправительными винтами уровня, или исправительными винтами сетки нитей, или поворотом оптического клина, расположенного перед объективом трубы.

В первом случае, не меняя высоты нивелира на второй станции, при помощи элевационного винта устанавливают трубу на новый отсчет $З'_{02} = З_{02} + 0{,}25\ i''$ по дальней (задней) рейке, а затем, действуя исправительными винтами уровня, устанавливают его пузырек на нульпункт.

Во втором и третьем случаях, также не меняя высоты нивелира на второй станции, перекрестие сетки нитей устанавливают на указанный выше отсчет, действуя исправительными винтами сетки или поворачивая оптический клин вокруг его оси. Пузырек уровня в это время должен находиться на нульпункте. После исправления угла i'' окончательно определяют его значение тремя приемами.

После исправления положения уровня следует заново определить значение нормального отсчета элевационного винта, соответствующее новому положению цилиндрического уровня.

В нивелирах с перекладывающей трубой и уровнем при трубе вторая часть поверки главного условия делится на три части, две из которых могут быть выполнены при одной установке нивелира, а третья (поверка равенства диаметров цапф) требует выполнения двойного нивелирования. Если в результате двойного нивелирования установлено, что разница в диаметрах цапф не превышает $\pm 0{,}04$ мм, то эту часть поверки повторять приходится редко, так как цапфы сохраняют свои размеры и форму в течение длительного времени. Поэтому для поверки главного условия в таких нивелирах достаточно периодически повторять лишь первые две части:

1. Визирная ось трубы должна совпадать с ее геометрической осью. Поверку выполняют в два приема поворотом трубы в лагерях вокруг ее геометрической оси на 180°; исправление осуществляется юстировочными винтами оправы сетки нитей.

2. Ось уровня должна быть параллельна цапфенной линии трубы. Поверку выполняют, перекладывая трубу в лагерах, исправляют юстировочными винтами при одной из подставок трубы, уменьшая или увеличивая ее высоту.

Поверка и исправление установки круглого (или установочных) уровня. *Ось круглого уровня должна быть параллельна оси вращения нивелира* (или оси установочных уровней должны быть перпендикулярны к оси вращения нивелира). Пользуясь выверенным цилиндрическим уровнем, приводят ось вращения нивелира в отвесное положение; если при этом пузырек круглого (или установочных) уровня не на нульпункте, то его приводят на нульпункт, действуя исправительными винтами уровня.

Исследование правильности хода фокусирующей линзы. *Визирная ось трубы должна сохранять неизменное положение при перефокусировании трубы.*

На ровной местности по окружности радиусом 50 м (рис. III.7.21) закрепляют ряд точек (костылей). Эти точки нивелируют дважды: из центра C при строго равных плечах и из точки A при весьма различных длинах плеч. По разностям отметок одних и тех же точек судят о влиянии хода фокусирующей линзы на положение визирной оси.

Исследование уровней. Исследование уровня имеет целью определить цену его деления и чувствительность, а также установить качество шлифовки внутренней поверхности ампулы.

Определение цены деления уровня может быть выполнено различными методами, в основу которых положен один и тот же принцип: измерение одного и того же вертикального угла при помощи уровня и каким-либо другим путем независимо от уровня. Если величину вертикального угла, измеренного независимо от уровня, обозначить через ν'', а величину того же угла, измеренного при помощи уровня и выраженного в делениях шкалы ампулы, — через n, то цена деления уровня

$$\tau'' = \frac{\nu''}{n}. \qquad \text{(III.7.27)}$$

Методы определения цены деления уровня различаются в зависимости от методов измерения вертикального угла ν''. При наиболее точных исследованиях уровня для измерения угла ν'' используют специальные приборы — э к з а м е н а т о р ы. Цена деления уровня может быть также определена и при помощи рейки. Цену деления уровня, укрепленного на алидаде угломерного инструмента, можно определить по методу поворотов алидады угломерного инструмента вокруг его наклонной оси вращения. Цена деления уровня на алидаде вертикального круга может быть определена по отсчетам неподвижного вертикального круга.

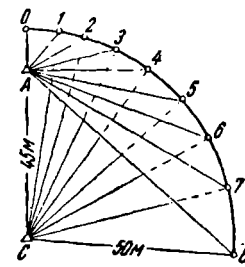


Рис. III.7.21

Э к з а м е н а т о р представляет собой Т-образную металлическую плиту с подъемными винтами и микрометром, цена деления шкалы барабана которого известна (обычно 1″ или 0,1″). На плиту устанавливают уровень (или инструмент с уровнем), микрометренным винтом экзаменатора наклоняют уровень, перемещая пузырек, и через каждые 10 делений барабана экзаменатора отсчитывают по концам пузырька. Таких приемов делают несколько в прямом и обратном направлениях.

Подсчитав величину перемещения пузырька уровня в делениях ампулы и соответствующий этому перемещению наклон оси уровня в секундах по барабану микрометра, определяют по формуле (III.7.27) цену деления уровня в разных частях ампулы и ее среднее значение.

Определение коэффициента дальномера и асимметрии нитей. Коэффициент k дальномера вычисляют по формуле $k = (D - C) : l$, где D — расстояние от точки установки нивелира до рейки; $l = в - н$ — разность отсчетов по верхней и нижней дальномерным нитям и C — постоянная дальномера.

Асимметрию a нитей находят по формуле $a = (с - в) - (н - с)$, где $с$ — отсчет по средней нити.

Исследование работы механизма, наклоняющего плоскопараллельную пластинку, и определение цены деления барабана микрометра. Это исследование выполняют в лабораторных условиях при получении нового нивелира с завода, после ремонта нивелира, а также периодически раз в год. В результате исследования определяют: а) среднее значение цены деления отсчетного барабана

для расстояний и температур, при которых будет выполняться нивелирование; б) степень зависимости цены деления от расстояния до рейки и от изменения температуры воздуха; в) значение цены деления барабана микрометра при разных углах наклона плоскопараллельной пластинки и г) качество работы механизма, наклоняющего плоскопараллельную пластинку.

Для исследования используют шкалу тонких штрихов, расстояние между осями которых равно 0,5—0,7 мм. Шкалу компарируют на измерительном микроскопе типа ИЗА-2 с точностью, характеризуемой средней квадратической ошибкой ±5 мкм.

Полное исследование состоит из шести приемов. Прием включает наблюдение 5—9 штрихов шкалы в прямом и обратном ходах. В начале и конце исследования фиксируют температуру.

По средним значениям цены деления барабана на различных интервалах его шкалы из шести приемов составляют сводную таблицу. У хороших нивелиров ни одно из средних значений цены деления барабана не отличается от номинального значения 0,0500 мм более чем на 0,0025 мм. При бо́льших разностях нивелир нуждается в заводской юстировке.

III.7.7. Поверки и исследования нивелиров с компенсаторами

Программа поверок и исследований нивелиров с компенсаторами отличается от программы для уровенных нивелиров лишь тем, что в ней вместо пунктов г), е), и) и м), связанных с использованием цилиндрического уровня и элевационного винта, включены следующие поверки и исследования, связанные с наличием компенсатора:

а) определение диапазона действия компенсатора;

б) определение времени затухания колебаний маятника компенсатора;

в) определение степени компенсации углов наклона визирной оси;

г) поверка горизонтальности линии визирования;

д) исследование правильности хода фокусирующей линзы.

Диапазон действия компенсатора определяют при помощи рейки или коллиматора. Определение производят как для продольных, так и для боковых наклонов нивелира.

При помощи экзаменатора * производят продольный или боковой наклон нивелира в обе стороны от нульпункта до момента зависания маятника компенсатора. Зависание маятника фиксируют в момент резких изменений отсчетов по рейке или по коллиматору (сетка нитей нивелира начинает перемещаться вместе с наклоном нивелира). Величину угла наклона нивелира определяют по показаниям шкалы винта экзаменатора.

Определение степени компенсации углов наклона визирной оси. *Компенсатор не должен иметь перекомпенсации или недокомпенсации.* Степень компенсации углов наклона визирной оси определяют по превышениям, измеренным на станции, при длине визирного

* Вместо экзаменатора можно использовать подъемные винты нивелира, определив предварительно на экзаменаторе цену оборота подъемного винта в угловой мере.

луча 10, 20, 30, . . . , 100 м и при различных углах продольного и поперечного наклона нивелира. Для этого нивелир устанавливают в створе между рейками на равных расстояниях от них; рейки з а к р е п л я ю т отвесно.

Превышения определяют по двум шкалам реек при следующих положениях оси вращения нивелира:

а) при положении пузырька установочного уровня на нульпункте ($\alpha=0$);

б) при продольном положительном угле $+\alpha$ и $+\alpha/2$ наклона трубы;

в) при продольном отрицательном угле $-\alpha$ и $-\alpha/2$ наклона трубы;

г) при боковом положительном (например вправо) угле $+\beta$ и $+\beta/2$ наклона трубы;

д) при боковом отрицательном (например влево) угле $-\beta$ и $-\beta/2$ наклона трубы нивелира.

Углы $\pm\alpha$ и $\pm\beta$ устанавливают при помощи подъемного винта, цена оборота которого определена в угловой мере на экзаменаторе.

Перечисленная программа измерений составляет один прием. Для каждой длины визирного луча должно быть выполнено не менее 5 приемов. По вычисленным средним из пяти приемов превышениям h_α, $h_{\frac{\alpha}{2}}$ и др. определяют степень компенсации θ''_D углов наклона, отнесенную к одной минуте наклона, по формуле

$$\theta''_D = \frac{h_\alpha - h_0}{2D\alpha'}\rho'', \qquad (III.7.28)$$

где h_0 — эталонное превышение; D — длина визирного луча; α' — наклон трубы в минутах.

Полученная величина θ''_D для всех расстояний не должна превышать $\pm 0{,}05''$ у высокоточных нивелиров, $\pm 0{,}15''$ — у нивелиров средней точности и $\pm 0{,}30''$ — у нивелиров технических. В противном случае устранить причины большой перекомпенсации или недокомпенсации можно только в мастерских. Способы юстировки компенсатора различны и зависят от типа компенсатора и его конструкции.

Поверка горизонтальности линии визирования. *Линия визирования в пределах диапазона действия компенсатора* (см. табл. III.7.2) *должна быть горизонтальной.* Эта поверка выполняется двойным нивелированием так же, как и поверка второй части главного условия глухих уровненных нивелиров. Если $h_1 - h_2 \leqslant 2$ мм, то условие считается выполненным. В противном случае перемещением сетки нитей исправляют отсчет по дальней рейке.

Исследование правильности хода фокусирующей линзы у труб нивелиров с компенсаторами выполняется так же, как и у труб уровенных нивелиров.

III.7.8. Поверки оптических высотомеров

Поверки высотомера НЛ-3. 1. *Ось круглого уровня должна быть параллельна оси вращения высотомера.* Поверяется как в других нивелирах.

2. *При горизонтальном положении визирной оси трубы высотный штрих должен совпадать с горизонтальной нитью сетки.* Поверяется двойным нивелированием так же, как и поверка второй части главного условия глухих уровенных нивелиров. При этом вычисляют разность $(h_1 - h_2)$, которая не должна быть более ± 2 мм.

Если окажется, что $(h_1 - h_2) > 2$ мм, то, не меняя высоты инструмента на второй станции, вращением микрометренного винта уровня ставят высотный штрих на новый отсчет $3'_{02} = 3_{02} - (h_1 - h_2)$ по дальней (задней) рейке II, действуя исправительными винтами уровня, совмещают изображения концов пузырька.

3. **Определение коэффициента высотомера.** Коэффициент k высотомера, принятый равным 5, определяется формулой $k = h_0 : (u_2 - u_1)$, где h_0 — превышение между реперами 1 и 2, полученное из геометрического нивелирования; u_1 и u_2 — отсчеты с помощью высотного штриха по рейкам, установленным на реперах 1 и 2 при наведении средней горизонтальной нити сетки на одно и то же деление реек. Расстояние между реперами должно быть 150—200 м. Разности $(u_2 - u_1)$ определяют многократно. Перед каждым определением изменяют высоту инструмента.

III.7.9. Исследование и компарирование нивелирных реек

Программа поверок и исследований. Поверки и основные исследования выполняют в таком порядке:

а) осмотр реек;

б) исследование степени покоробления реек;

в) исследование правильности крепления на корпусе рейки кронштейнов, предназначенных для подвески и центрирования нитяного отвеса;

г) поверка и исправление установки круглого уровня на рейке;

д) исследование перпендикулярности пятки к осям шкал рейки и определение разности высот идентичных точек пятки пары реек;

е) точное определение длины метровых интервалов шкал и вычисление средней длины рабочего метра пары реек;

ж) контрольное определение длины метровых интервалов шкал реек;

з) определение случайных ошибок дециметровых интервалов шкал реек;

и) определение ошибок штрихов в рабочей части шкал пары реек, предназначенных для высокоточного инженерно-технического нивелирования.

Исследование степени покоробления рейки. Ось шкалы рейки должна быть прямой. Для этого у каждой рейки миллиметровой линейкой измеряют стрелки прогиба по каждой из двух взаимно перпендикулярных плоскостей (или граней) корпуса рейки относительно натянутой струны. При этом стрелки прогиба у реек, применяемых без подпятников, не должны превышать: 1 мм — у реек, предназначаемых для нивелирования I класса; 2 мм — для нивелирования II класса; 4 мм — для нивелирования III класса и 7 мм — для нивелирования IV класса. В противном случае рейки нельзя рекомендовать к работе.

Исследование правильности крепления кронштейнов, предназначенных для подвески и центрирования отвеса. У реек, пред-

назначенных для нивелирования I—IV классов, а также для высокоточного инженерно-технического нивелирования, точка *B* крепления нити отвеса и точка *C* центрирования последнего должны лежать на прямой, параллельной осям шкал рейки. Расстояние между точками *B* и *C* должно быть равно примерно длине рейки.

Исследование параллельности линии, соединяющей точки *B* и *C*, осям шкал рейки производится с помощью хорошо выверенного теодолита при двух положениях рейки: при первом положении рейка должна быть повернута лицевой, а при втором — боковой гранями к теодолиту.

Поверка и исправление установки круглого уровня на рейке. *Ось круглого уровня на рейке должна быть параллельна осям шкал рейки.* Эту поверку выполняют при помощи отвеса: точно совместив острие отвеса с острием центрира *C*, переговаривают пузырек в нульпункт, действуя исправительными винтами уровня.

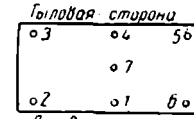


Рис. III.7.22

Исследование перпендикулярности пятки к осям шкал рейки и определение разностей высот идентичных точек пяток пары инварных реек. *Пятка должна быть перпендикулярной к осям шкал рейки; разности высот идентичных точек пяток рабочей пары реек должны быть равны нулю* *. Исследование перпендикулярности пятки и определение разности высот выполняют одновременно, для чего в полу (или в стене) закрытого помещения укрепляют штырь с полусферической головкой. В 5—7 м от штыря устанавливают нивелир. На штырь ставят рейку, удерживаемую неподвижно в отвесном положении при помощи специального держателя (или подпорок). Рейку устанавливают по отвесу (а не по уровню!) сначала точкой *1* (рис. III.7.22), затем точками *2*, *3*, *4*, *5*, *6*, *7* и *1* пятки, делая каждый раз отсчеты по обеим шкалам рейки. Не изменяя положения нивелира, устанавливают на штырь вторую рейку рабочей пары, и исследование продолжают в указанном выше порядке. Выполненные действия составляют один прием. Таких приемов выполняют не меньше трех. По полученным данным вычисляют среднее значение перекоса каждой пятки и разности высот идентичных точек пары реек.

Определение разности высот нулей шкал черной и красной сторон реек. На расстоянии до 10 м от нивелира на прочно забитый в землю костыль устанавливают рейку по хорошо выверенному уровню и отсчитывают сначала по черной, а затем по красной сторонам ее. Вычитая из второго отсчета первый, получают разности высот нулей шкал черной и красной сторон реек. Таких определений делают не менее трех, причем перед каждым определением изменяют горизонт инструмента. За окончательный результат берут среднее из всех качественных определений.

---

* Для реек, применяемых с подпятниками, позволяющими устанавливать пятки на костыль, башмак или репер точкой, лежащей на оси шкалы рейки, это исследование сводится к определению разности высот нулей шкал пары реек.

Точное определение длины метровых интервалов шкал и вычисление средней длины рабочего метра пары штриховых инварных реек. Определение производится на компараторе до начала полевых работ. При этом определяют длины метровых интервалов между осями штрихов 10—30, 30—50 полудециметров основной и 70—90, 90—110 полудециметров дополнительной шкал обеих реек. По данным этих определений вычисляют среднюю длину рабочего метра реек и поправочный коэффициент, на который умножают среднее значение измеренного превышения.

Средняя квадратическая ошибка измеренного метрового интервала инварной рейки на компараторе равна ±10 мкм.

Контрольное определение длины метровых интервалов шкал пары штриховых реек. Оно выполняется при помощи контрольной (женевской) линейки перед началом и по окончании полевых работ. Определение выполняют в закрытом помещении с постоянной температурой. Рейку укладывают горизонтально, на ней размещают линейку так, чтобы ее скошенный 0,2-миллиметровый край лежал примерно на оси исследуемой шкалы. Каждый интервал (10—30, 30—50, 70—90, 90—110) на обеих шкалах рейки измеряют в прямом и обратном ходах по два раза в каждом ходе. Отсчеты производят по обоим краям штрихов шкал реек.

Определение средней длины рабочего метра шкал пары шашечных реек, предназначенных для нивелирования IV класса. Рейки исследуют в закрытом помещении при помощи контрольной линейки. Определения производят по частям между делениями 1—10, 10—20, 20—29 дм черной и 48—57, 57—67, 67—76 дм красной сторон реек. Края шашечных делений, по которым будут производиться отсчеты, отмечают остро отточенным карандашом.

По результатам исследований вычисляют среднюю длину рабочего метра пары реек и средний поправочный коэффициент для этого метра.

Определение случайных ошибок дециметровых интервалов обеих шкал шашечных реек производят в метровых интервалах: 0—10, 10—20, 20—29 дм черной и 48—57, 57—67, 67—76 дм красной сторон реек. Измерения в каждом метровом интервале производят в одном направлении хода дважды: сначала совмещают нуль шкалы женевской линейки с нижним (ближе к пятке рейки) краем начальной шашки исследуемого интервала рейки, а затем линейку немного смещают.

Определение ошибок штрихов в рабочем интервале шкал пары реек, предназначенных для высокоточного инженерно-технического нивелирования, производят с помощью измерительной машины типа ИЗМ-11 [1] или на измерительном микроскопе типа ИЗА-2 по специальной программе и относительно оси нулевого штриха основной шкалы рейки № 1 данного комплекта.

Исследование шашечных реек, предназначенных для технического нивелирования. Эти рейки исследуют в основном так же, как и рейки, предназначенные для нивелирования IV класса. При отсутствии женевской линейки определение средней длины рабочего метра пары реек, определение случайных ошибок дециметровых интервалов и, если выявится необходимость, определение ошибок сантиметровых делений производят при помощи прокомпарированной стальной рулетки с миллиметровой шкалой.

III.7.10. Методика нивелирования

Нивелирование I класса

Схема построения. Нивелирная сеть I класса состоит из ходов, образующих сомкнутые полигоны периметром около 2000 км. Ходы такой сети прокладывают преимущественно по шоссейным, железнодорожным и другим улучшенным путям сообщения, а также вдоль берегов морей и больших рек. Они должны быть непосредственно связаны с основными морскими и речными водомерными установками.

Нивелирные ходы I класса прокладывают как в прямом, так и в обратном направлениях одновременно по двум парам костылей, образующих две отдельные линии нивелирования: правую, соответствующую ходу по правым костылям, и левую, соответствующую ходу по левым костылям. Наблюдения на станциях прямого и обратного ходов выполняют по программам, данным в графах 21—25 (табл. III.7.3).

Прямой и обратный ходы прокладывают: а) участками, состоящими из нескольких смежных секций общей длиной 25—30 км; б) по одной и той же трассе; в) как правило, в разные половины дня и г) по возможности с четным числом станций в каждой секции. Наблюдения выполняют только при вполне благоприятных условиях видимости и при достаточно отчетливых и спокойных изображениях штрихов реек.

Инструменты. При нивелировании I класса применяют глухие нивелиры и штриховые с инварной полосой рейки, удовлетворяющие требованиям, данным соответственно в графах 6—10 (см. табл. III.7.3). Нивелиры должны быть снабжены оптическим микрометром с ценой деления 0,05 мм и контактным уровнем. Из современных высокоточных нивелиров наиболее пригодны нивелиры типа Н1 и Ni 004.

Нивелиры и рейки подвергают лабораторным и полевым поверкам и исследованиям по полной программе (см. гл. III.7.6 и III.7.9).

Методика нивелирования. Нивелирование I класса выполняют способом «совмещения» с наивысшей точностью, характеризующейся средней квадратической случайной ошибкой $\eta_{1км}$ превышения $[h_{ср}]_{1км}$ в ходе длиной 1 км не более $\pm 0{,}5$ мм, а превышения $(h_{ср})_{ст}$ на станции — $\pm 0{,}15$ мм.

Длина визирного луча должна быть равна 50 м, а на участках с большим уклоном может быть и меньше. Неравенство расстояний от нивелира до реек не должно превышать на отдельных станциях 0,5 м, а накопление в секции — не более 1 м. Высота визирного луча над почвой не должна быть меньше 0,8 м. При длине визирного луча 25 м и меньше разрешается выполнять наблюдения при высоте визирного луча не менее 0,5 м.

Контроль и допуски. На каждой станции вычисляют: а) превышения $h_о$ по наблюдениям основных и $h_д$ дополнительных шкал реек для правой и левой линий; разности $d = h_д - h_о$ не должны превышать 0,5 мм; б) превышения заднего правого костыля над задним левым костылем и переднего правого костыля над передним левым костылем; расхождение между превышениями задней

Класс нивелирования	Периметр полигона, км	Длина участка хода между фундаментальными реперами, км	Направление нивелирных ходов	Число линий в нивелирном ходе одного направления	Нивелиры		
					увеличение трубы	цена деления цилиндрического уровня на 2 мм	допустимая величина угла i"
1	2	3	4	5	6	7	8
I	3000—4000	25—30	Прямо Обратно	2	44×	12"	± 10"
II	500—600	25—30	То же	1	40× 44×	12"	± 10"
III	150—200 60 *	—	»	1	30× 35×	15"	± 10"
IV	—	—	Прямо	1	25× 30×	25"	± 10"

нивелирования I, II, III и IV классов

Рейки		Визирный луч, м				Среднее число станций на 1 км хода
допустимая ошибка метрового интервала, мм	цена деления круглого уровня	длина	высота над поверхностью земли	неравенство расстояний		
				на станции	в секции	
9	10	11	12	13	14	15
±0,15	10′	50	0,8	0,5	1	До 15 Свыше 15
±0,30	10′	65 75	0,5	1	2	До 15 Свыше 15
±0,50	12′	75 100	0,3	2	5	—
±1,0	12′	100 150	0,2	5	10	—

Допустимые невязки превышений, мм				
на станции		в секциях и на участке		в полигоне
$d_{доп} \leqslant h_д - h_о$	$d_{доп} \leqslant h_к - h_ч$	$f_{доп} \leqslant \begin{cases} [h_п]_{пр} - [h_л]_{пр} \\ [h_п]_{обр} - [h_л]_{обр} \\ [h_{пр}]_л + [h_{обр}]_л \\ [h_{пр}]_п + [h_{обр}]_п \end{cases}$	$f'_{доп} \leqslant \begin{cases} [h_{ср}]_п - [h_{ср}]_л \\ [h_{ср}]_{пр} + [h_{ср}]_{обр} \end{cases}$	$W_{доп} \leqslant [h_{ср}]$
16	17	18	19	20
0,5	—	$3\sqrt{L_х}$ $4\sqrt{L_х}$	$2{,}1\sqrt{L_х}$ $2{,}8\sqrt{L_х}$	$1{,}5\sqrt{L_п}$ $2\sqrt{L_п}$
0,7	—	$5\sqrt{L_х}$ $6\sqrt{L_х}$	— —	$2{,}5\sqrt{L_п}$ $3\sqrt{L_п}$
1,5	±3	$10\sqrt{L_х}$	—	$5\sqrt{L_п}$
—	±5	$20\sqrt{L_х}$	—	$20\sqrt{L_п}$

Примечания: 1) 60 * – периметр полигона нивелирования III кла
2) $L_х$ и $L_п$ – величины, обратные весам превышений в нивелирном ходе километров в ходе или полигоне;
3) $З_о$ и $П_о$, $З_д$ и $П_д$ – отсчеты соответственно по основной и дополни
4) $З_ч$ и $П_ч$, $З_к$ и $П_к$ – отсчеты соответственно по черной и красной
5) $h_о$ и $h_д$ – превышения, полученные по наблюдениям основной и до
$= \frac{1}{2}(h_п + h_д)_{пр}$; $h_{обр} = \frac{1}{2}(h_п + h_о)_{обр}$; $h_{ср} = \frac{1}{2}(h_{пр} - h_{обр})_{ср}$.
6) $h_ч$ и $h_к$ – превышения, полученные по наблюдениям черной и крас
$\cdot (h_{пр} - h_{обр})_{ср}$.

Программа наблюдений на станции				
номер станции	прямой ход		обратный ход	
	правая линия нивелирования	левая линия нивелирования	правая линия нивелирования	левая линия нивелирования
21	22	23	24	25
Нечетный	$З_о$, $П_о$, $П_д$, $З_д$	$З_о$, $П_о$, $П_д$, $З_д$	$П_о$, $З_о$, $З_д$, $П_д$	$П_о$, $З_о$, $З_д$, $П_д$
Четный	$П_о$, $З_о$, $З_д$, $П_д$	$П_о$, $З_о$, $З_д$, $П_д$	$З_о$, $П_о$, $П_д$, $З_д$	$З_о$, $П_о$, $П_д$, $З_д$
Нечетный	$П_о$, $З_о$, $З_д$, $П_д$		$З_о$, $П_о$, $П_д$, $З_д$	
Четный	$З_о$, $П_о$, $П_д$, $З_д$		$П_о$, $З_о$, $З_д$, $П_д$	
Нечетный Четный	$З_о$, $П_о$, $П_д$, $З_д$ $З_ч$, $П_ч$, $П_к$, $З_к$			
—	$З_ч$, $П_ч$, $П_к$, $З_к$			

сса для обеспечения топографических съемок масштаба 1 : 5 000 и крупнее, (секции, участке) и в замкнутом полигоне соответственно, равные числу

тельной шкалам задней и передней реек;
шкалам задней и передней реек;

полнительной шкал реек; $h_п = \frac{1}{2}(h_о + h_д)_п$; $h_д = \frac{1}{2}(h_о + h_д)_д$; $h_{пр} =$

ной шкал реек; $h_{пр} = \frac{1}{2}(h_ч + h_к)_{пр}$; $h_{обр} = \frac{1}{2}(h_ч + h_к)_{обр}$; $h_{ср} = \frac{1}{2}$.

пары костылей данной станции и превышением передней пары костылей предыдущей станции не должно превышать 0,7 мм.

Для правой и левой линий прямого и обратного ходов по каждой секции (между смежными реперами в ходе) и участку (между фундаментальными реперами в ходе) вычисляют попарно суммы превышений $[h_п]_{пр}$ по правой и $[h_л]_{пр}$ по левой линиям прямого и соответственно $[h_п]_{обр}$ и $[h_л]_{обр}$ обратного ходов, а также средние $[h_{ср}]_{пр}=1/2([h_п]+[h_л])_{пр}$ и $[h_{ср}]_{обр}=1/2\,([h_п]+[h_л])_{обр}$ из превышений правой и левой линий прямого и обратного ходов. Расхождения $f_{пр.\,х}$ и $f_{обр.\,х}$ между превышениями данной пары не должны превышать соответствующих допусков, приведенных в графах 18 и 19 (см. табл. III.7.3) с учетом числа станций на 1 км хода (графа 15).

Невязка $W_{III}=[h_{ср}]_{III}$ сумм $[h_{ср}]_{III}=1/2([h_{ср}]_{пр}-[h_{ср}]_{обр})_{III}$ превышений в замкнутых полигонах (с учетом поправки за переход к нормальным высотам), образованных из ходов I класса, не должна превышать допусков, данных в графе 20 (см. табл. III.7.3), с учетом числа станций на 1 км хода (графа 15).

Нивелирование II класса

Схема построения. Нивелирная сеть II класса составлена из ходов, опирающихся на реперы нивелирования I класса и образующих полигоны с периметром $П_{II}$, равным 500—600 км. В районах, не обеспеченных ходами нивелирования I класса, нивелирная сеть II класса развивается в виде самостоятельных замкнутых полигонов с таким же периметром. Ходы такой сети прокладывают преимущественно по улучшенным путям сообщений, а также вдоль берегов морей и больших рек. Они должны быть связаны с морскими и речными водомерными установками.

Нивелирные ходы II класса прокладывают по одной паре костылей в прямом и обратном направлениях. Наблюдения на станциях прямого и обратного ходов выполняют по программам, данным в графах 21—25 (см. табл. III.7.3).

Прямой и обратный ходы прокладывают: а) участками, состоящими из нескольких смежных секций, общей длиной 25—30 км; б) по одной и той же трассе, но в разные половины дня и по возможности с четным числом станций в каждой секции. Наблюдения выполняют только при вполне благоприятных условиях видимости и при достаточно отчетливых и спокойных изображениях штрихов.

Инструменты. При нивелировании II класса применяют глухие уровенные нивелиры и штриховые с инварной полосой рейки, удовлетворяющие требованиям, приведенным в графах 6—10 (см. табл. III.7.3). Нивелиры должны быть снабжены оптическим микрометром с ценой деления 0,05 мм и контактным уровнем. Из современных уровенных нивелиров наиболее пригодны нивелиры Н2, НА-1, НБ, Ni 004, а также нивелиры с компенсаторами типа НС-2 и Ni 007.

Нивелиры и рейки подвергаются лабораторным и полевым поверкам и исследованиям по той же программе и в те же сроки, что и при нивелировании I класса.

Методика нивелирования. Нивелирование II класса выполняют способом совмещения с точностью, характеризующейся средней квадратической случайной ошибкой $\eta_{км}$ уравненного превышения

$[h_{ср}]_{1км}$ в ходе длиной 1 км не более $\pm 0{,}8$ мм, а превышения $(h_{ср})_{ст}$ на станции — $\pm 0{,}30$ мм.

Нормальная длина визирного луча принята равной 65 м, а при увеличении зрительной трубы не менее 44^x допускается увеличивать длину визирного луча до 75 м. Неравенство расстояний от нивелира до реек не должно превышать на отдельных станциях 1 м, а накопление в секции — не более 2 м. Высота визирного луча над почвой не должна быть менее 0,5 м. При длине визирного луча 30 м и короче разрешается выполнять наблюдения при высоте визирного луча не менее 0,3 м.

Контроль и допуски. На каждой станции по наблюдениям основных и дополнительных шкал вычисляют превышения h_o и $h_д$, разность $d = h_д - h_o$ не должна превышать 0,7 мм.

Для прямого и обратного ходов по каждой секции (между смежными реперами в ходе) и по участку (между фундаментальными реперами в ходе) вычисляют суммы превышений $[h]_{пр}$ прямого и $[h]_{обр}$ обратного ходов. Расхождения f_x этих сумм не должны превышать допусков, данных в графе 18 (см. табл. III.7.3), с учетом числа станций на 1 км хода (графа 15).

Невязки $W_{ПП} = [h_{ср}]_{ПП}$ сумм $[h_{ср}]_{ПП} = 1/2\,([h]_{пр} - [h]_{обр})_{ПП}$ превышений в сомкнутых полигонах (с учетом поправок за переход к нормальным высотам), образованных из ходов II класса, не должны превышать допусков, приведенных в графе 20 (см. табл. III.7.3), с учетом числа станций на 1 км хода (графа 15).

Нивелирование III класса

Схема построения. Нивелирные сети III класса прокладывают внутри полигонов нивелирования I и II классов как отдельными линиями, так и в виде системы пересекающихся ходов с таким расчетом, чтобы разделить каждый полигон нивелирования II класса на 6—9 полигонов периметром 150—200 км. Для обеспечения топографических съемок масштаба 1 : 5000 и крупнее линии нивелирования III класса прокладывают с расчетом создания полигонов периметром около 60 км.

Нивелирные ходы III класса прокладывают по одной паре костылей в прямом и обратном направлениях и по возможности с четным числом станций в каждой секции.

Способ нивелирования зависит от применяемых нивелиров и реек. В случае применения нивелиров с оптическим микрометром и штриховых реек используют способ совмещения. Во всех остальных случаях отсчеты по рейкам выполняют по средней нити. Наблюдения на станциях прямого и обратного ходов выполняют по программам, данным в графах 21—25 (см. табл. III.7.3). Рейки устанавливают по уровню. Наблюдения выполняют при благоприятных условиях видимости и при достаточно отчетливых и спокойных изображениях шкал реек.

Инструменты. При нивелировании III класса применяют нивелиры и рейки, удовлетворяющие требованиям, данным соответственно в графах 6—10 (см. табл. III.7.3). Из современных уровенных нивелиров применяют Н3, НВ-1, НГ и другие равноценные им, а также нивелиры с компенсаторами: НСМ-2А, Ni 007, Ni-B3 и др. Разрешается применять нивелиры типа НА, Н2 и НБ.

Рейки применяют трехметровые шашечные двусторонние с сантиметровыми делениями и штриховые односторонние, имеющие шкалы с делениями через 0,5 см. Штриховые рейки могут быть деревянными и с инварной полосой.

Уровенные нивелиры подвергают поверкам по пунктам «г», «д», «е» и «ж» программы (см. III.7.6); у нивелиров с компенсаторами поверки и исследования выполняют по пунктам а, в и г программы (см. III.7.7); рейки исследуют по пунктам «б», «в», «г», «е» и «з» программы (см. III.7.9).

Методика нивелирования. Нивелирование III класса выполняют с точностью, характеризующейся средней квадратической случайной ошибкой $\eta_{1км}$ превышения $[h_{ср}]_{1км}$ в ходе длиной 1 км не более $\pm 1{,}6$ мм, а превышения $(h_{ср})_{ст}$ на станции — $\pm 0{,}65$ мм.

Нормальная длина визирного луча равна 75 м, а при увеличении зрительной трубы не менее 35^x допускается увеличение длины визирного луча до 100 м. Неравенство расстояний от нивелира до реек не должно превышать на отдельных станциях 2 м, а накопление в секции — 5 м. Высота визирного луча над почвой не должна быть менее 0,3 м.

Контроль и допуски. На каждой станции по наблюдениям основных и дополнительных шкал (или черных и красных сторон) реек вычисляют превышения $h_о$ и $h_д$ (или $h_ч$ и $h_к$); разность $d = h_д - h_о$ (или $d = h_к - h_ч$) не должна превышать ± 2 мм.

Для прямого и обратного ходов каждой секции вычисляют суммы превышений $[h]_{пр}$ прямого и $[h]_{обр}$ обратного ходов. Расхождения этих сумм не должны превышать допуска, данного в графе 18 (см. табл. III.7.3).

Невязки $W_{ПП} = [h_{ср}]_{ПП}$ сумм $[h_{ср}]_{ПП} = 1/2([h]_{пр} - [h]_{обр})_{ПП}$ превышений в замкнутых полигонах (с учетом поправок за переход к нормальным высотам), образованных из ходов III класса, не должны превышать допуска, данного в графе 20 (см. табл. III.7.3).

Нивелирование IV класса

Схема построения. Нивелирные сети IV класса прокладывают внутри полигонов нивелирования старших классов. Каждая нивелирная линия IV класса должна опираться обоими концами на реперы нивелирования старших классов или на узловые реперы нивелирования IV класса, образуя замкнутые полигоны.

Нивелирные ходы прокладывают в одном направлении. Наблюдения на станциях выполняют по программе, данной в графах 22—25 (см. табл. III.7.3), производя отсчеты по черной и красной сторонам реек по средней нити. Рейки устанавливают по уровню.

Инструменты. При нивелировании IV класса применяют нивелиры и рейки, удовлетворяющие требованиям, приведенным в графах 6—10 (см. табл. III.7.3). Из современных уровенных нивелиров применяют Н4, НВ, НТ и другие равноценные им, а также нивелиры с компенсаторами НС-4, Ni-B3 и др. Рейки применяют шашечные двусторонние трехметровые с сантиметровыми делениями.

Нивелиры и рейки подвергают поверкам и исследованиям по той же программе, что и при нивелировании III класса.

Методика нивелирования. Нивелирование IV класса выполняется с точностью, характеризующейся средней квадратической

случайной ошибкой $\eta_{1км}$ превышения $[h_{ср}]_{1км}$ в ходе длиной 1 км не более ± 6 мм, а превышения $(h_{ср})_{ст}$ на станции — ± 3 мм.

Нормальная длина визирного луча равна 100 м, а при увеличении зрительной трубы не менее 30^{x} допускается увеличивать ее до 150 м. Неравенство расстояний от нивелира до реек не должно превышать на станциях 5 м, а накопление их в секции — 10 м. Высота визирного луча над почвой не должна быть менее 0,2 м.

Контроль и допуски. На каждой станции по наблюдениям черной и красной шкал реек вычисляют превышения $h_ч$ и $h_к$. Разность $d=h_к-h_ч$ не должна превышать 5 мм.

Невязки f_x превышений ходов, опирающихся своими концами на реперы старших классов нивелирования, не должны превышать $20\sqrt{L_x}$.

Невязки $W_{IIIV}=[h_{ср}]_{IIIV}$ сумм $[h_{ср}]_{IIIV}=1/2([h_ч]+[h_к])_{IIIV}$ превышений в замкнутых полигонах, образованных из ходов IV класса, не должны превышать допуска, данного в графе 20 (см. табл. III.7.3).

Техническое нивелирование

Схема построения. Сети технического нивелирования строят отдельными линиями, опирающимися обоими концами на реперы старших классов государственной нивелирной сети, а также в виде замкнутых полигонов или систем с узловыми точками. В исключительных случаях на отдельных площадках, не обеспеченных реперами старшего класса, разрешается сеть технического нивелирования развивать в основном в виде самостоятельных замкнутых полигонов.

Нивелирные ходы прокладывают в одном направлении. Программа наблюдений на станциях та же, что и для нивелирования IV класса. В случае нивелирования по односторонним рейкам наблюдения на станциях выполняют при двух горизонтах инструмента, либо по двум парам костылей при одном горизонте инструмента.

Инструменты. Для технического нивелирования применяют те же нивелиры и рейки, что и при нивелировании IV класса, а также нивелиры с перекладывающейся трубой и уровнем при подставке, оптические высотомеры и односторонние цельные, складные и раздвижные рейки с сантиметровыми делениями. Нивелиры и рейки подвергают поверкам и исследованиям по той же программе, что и для нивелирования IV класса.

Методика нивелирования. Техническое нивелирование выполняют с точностью, характеризуемой средней квадратической случайной ошибкой $\eta_{км}$ превышения $[h_{ср}]_{1км}$ в ходе длиной 1 км не более ± 15 мм, а превышения $(h_{ср})_{ст}$ на станции — ± 8 мм.

Нормальная длина визирного луча принята 150 м, а при увеличении зрительной трубы не менее 25^{x} допускается увеличивать ее до 200 м.

Контроль и допуски. На каждой станции по наблюдениям черной и красной сторон реек вычисляют превышения $h_ч$ и $h_к$ (или h_1 и h_2 при первом и втором горизонтах). Разность $d=h_к-h_ч$ не должна превышать ± 10 мм.

Невязки f_x сумм превышений по ходам, опирающимся своими концами на реперы старших классов нивелирования, и невязки W_{IIT} сумм $[h_{ср}]_{IIT}=1/2([h_ч]+[h_к])_{IIT}$ превышений в замкнутых поли-

гонах должны удовлетворять требованию $W_{доп} \leqslant (50\sqrt{L})$ мм, где L — величина, обратная весу превышения $[h_{ср}]_{пт}$ в нивелирном ходе или по периметру полигона, практически равная числу километров в данном ходе или полигоне.

III.7.11. Высокоточное нивелирование специального назначения

Назначение. В отдельных случаях для изыскания, проектирования, монтажа, наладки и выверки уникальных сооружений и прецизионных агрегатов, а также для наблюдений за их осадками создается высокоточная нивелирная сеть специального назначения.

Схема построения. В зависимости от требуемой точности, размера и сложности объекта, подлежащего высотному геодезическому обоснованию, нивелирная сеть специального назначения строится в виде локальной схемы замкнутых полигонов малых размеров, составленных из ходов одной, двух или трех ступеней (разрядов). Нивелирные ходы такой сети прокладывают как в прямом и обратном направлениях, так и в одном направлении, но при двух горизонтах инструмента. Наблюдения на станциях в ходах выполняют по программам, данным в графах 21—25 (см. табл. III.7.3). Рейки устанавливают по уровню на временные или постоянно закрепленные связующие точки (костыли) и на высотные точки, отметки которых определяют.

Методика нивелирования. Высокоточное нивелирование специального назначения выполняют способом совмещения с точностью, характеризующейся предвычисленной средней квадратической ошибкой

$$\overline{m}_{h_1} \leqslant \frac{\overline{m}_{h_{1\cdot 2}}}{\sqrt{\pi_{h_{1\cdot 2}}}} \quad \left(\text{или} \quad \overline{\nabla}_{h_1} \leqslant \frac{\overline{\nabla}_{h_{1\cdot 2}}}{\sqrt{\pi_{h_{1\cdot 2}}}}\right) \qquad \text{(III.7.29)}$$

превышения

$$h_1 = \frac{1}{2}(h_о + h_д), \qquad \text{(III.7.30)}$$

измеренного на станции при одном горизонте инструмента в ходе одного направления и при расстоянии $D_1 = 20$ м от нивелира до реек. В формуле (III.7.29): $\overline{m}_{h_{1\cdot 2}}$ — «заданная точность»— средняя квадратическая ошибка уравненного превышения $h_{1.2}$ между исходной 1 и определяемой 2 отметками; $\pi_{h_{1\cdot 2}} = 1 : P_{h_{1\cdot 2}}$ — безразмерная величина, обратная весу $P_{h_{1\cdot 2}}$ уравненного превышения $h_{1.2}$.

Влияние отдельного источника погрешности на ошибку $\overline{m}_{h_1}$ (или $\overline{\nabla}_{h_1}$) единицы веса не должно превышать величин основных допусков

$$\overline{m}_1 \leqslant \frac{m_{h_{1\cdot 2}}}{k\sqrt{\pi_{h_{1\cdot 2}}}} \quad \left(\text{или} \quad \overline{\nabla}_1 = \frac{\overline{\nabla}_{h_{1\cdot 2}}}{k\sqrt{\pi_{h_{1\cdot 2}}}}\right), \qquad \text{(III.7.31)}$$

где k — коэффициент обеспечения точности, выбираемый из табл. III.7,4 в зависимости от величины предвычисленной ошибки $\overline{m}_{h_1}$

единицы веса и исходя из принципа практической уверенности.

Длина визирного луча выбирается в зависимости от внешних условий и может быть от 3 до 40 м. Неравенство ΔD расстояний от нивелира до реек на станции должно быть меньше глубины резкости, но не более допуска $\Delta D \leqslant \frac{\rho''}{i''} \bar{\nabla}_1$, а накопление в секции — не более 0,5 м.

Инструменты. Для высокоточного нивелирования специального назначения применяют нивелиры и рейки, удовлетворяющие требованиям основных допусков (III.7.31). Из современных уровенных нивелиров применяют НБ-2, НА-1, Н2, Ni 004 и другие равноценные им, а также нивелиры с компенсаторами: Ni 007, Ni-B3 и др.

Рейки применяют от 0,5 до 3-метровые штриховые с инварной полосой, а также малогабаритные штриховые рейки конструкции МИИГАиК.

Нивелиры и рейки подвергают лабораторным и полевым поверкам и исследованиям по полной программе (см. III.7.6 и III.7.9). В отдельных случаях, когда требуется высокая точность определения h_1, нивелиры и рейки исследуют по специальным программам.

Контроль и допуски. На каждой станции по наблюдениям основных и дополнительных шкал вычисляют превышения $h_о$ и $h_д$; разность $d = h_д - h_о$ не должна превышать допуска $d_{доп} \leqslant 2\bar{\nabla}_{h_1}\sqrt{\pi_{h_l}}$, где

$$\pi_{h_l} = \frac{m^2_{h_l}}{m^2_{h_1}} = \frac{1}{P_{h_l}} \qquad \text{(III.7.32)}$$

— величина, обратная весу P_{h_l} уравненного превышения $h_l = 1/2\,(h_о + h_д)_l$, измеренного на станции с номером i; $\bar{\nabla}_{h_1}$ — предельная ошибка единицы веса.

Для прямого и обратного ходов (между смежными надежно закрепленными точками) и по секциям (между смежными узлами) вычисляют суммы превышений $[h]_{пр}$ прямого и $[h]_{обр}$ обратного направлений. Расхождение f_h этих сумм не должно превышать до-

Таблица III.7.4

$\bar{m}_{h_1} : m_{h_1}$	1,010	1,015	1,018	1,020	1,025	1,030	1,035	1,054	1,100	1,116	1,155	1,225
в %	1,0	1,5	1,8	2,0	2,5	3,0	3,5	5,4	10,0	11,6	15,5	22,5
k	7	5,8	5,3	5,0	4,4	4,0	3,8	3,0	2,2	2,0	$\sqrt{3}$	$\sqrt{2}$

пуска $(f_h)_{\text{доп}} \leqslant (\bar{\nabla}_{h_i} \sqrt{2[\pi_{h_i}]})$ мм, где $[\pi_{h_i}]$ — сумма величин π_{h_i} в ходе (или секции) одного направления, равная числу равноточных превышений, определенных по формуле (III.7.30).

Невязки $W_{\text{П}} = [h_{\text{ср}}]_{\text{П}}$ сумм превышений $[h_{\text{ср}}]_{\text{П}} = 1/2\,([h]_{\text{пр}} - [h]_{\text{обр}})_{\text{П}}$ в сомкнутых полигонах, образованных из ходов одного разряда, не должны превышать допуска $W_{\text{доп}} \leqslant (\bar{\nabla}_{h_i} \sqrt{1/2[\pi_{h_i}]_{\text{П}}})$ мм, где $[\pi_{h_i}]_{\text{П}}$ — сумма величин π_{h_i} по периметру полигона, равная числу равноточных превышений, определенных по формуле (III.7.30).

III.7.12. Особые случаи нивелирования

Передача высот через водные пространства. В зависимости от класса нивелирования и ширины препятствия высоты через водные пространства передают: а) методом двойного геометрического нивелирования; б) методом двойного тригонометрического нивелирования; в) методом гидростатического нивелирования и г) нивелированием по льду (зимой).

Двойное геометрическое нивелирование выполняют с соблюдением следующих условий: а) нивелиры J и рейки R помещают в вершинах параллелограмма (рис. III.7.23) так, чтобы $D'_{\text{з}} = D''_{\text{п}} \leqslant 20$ м и $D''_{\text{з}} = D'_{\text{п}}$; места установки реек закрепляют; б) наблюдения на первом берегу начинают с отсчета по ближней (задней) рейке и после перефокусирования трубы заканчивают отсчетом по дальней (передней) рейке; в) инструмент перевозят на второй берег, принимая все меры предосторожности, чтобы сохранить неизменность фокусирования трубы; г) наблюдения на втором берегу начинают с дальней и заканчивают отсчетом по ближней рейке. Нивелирование на первом и втором берегах составляет один прием. Таких приемов делают несколько в зависимости от требуемой точности передачи и от ширины реки.

Отсчеты по дальней рейке производят при помощи передвигаемого по рейке щитка (рис. III.7.24) с одним утолщенным штрихом (метод подвижной марки) или при помощи последовательного наведения биссектора нитей сетки на два (или четыре) утолщенных штриха неподвижного щитка, укрепленного на рейке (метод измерения малых углов). Толщина штриха должна быть равна $a = (0{,}04\ D)$ мм, где D — в метрах.

В методе подвижной марки индексом для отсчета по дальней рейке служит ось утолщенного штриха. В методе измерения малых углов наблюдатель при помощи элевационного винта вводит в биссектор по очереди каждый штрих неподвижного щитка, отсчитывая при этом по концам пузырька уровня для определения и введения поправок за наклон его оси.

Двойное тригонометрическое нивелирование выполняют с применением теодолитов ОТ-02, ТБ1 и Т2 при соблюдении следующих условий: а) измеряемое превышение должно быть, по возможности, малым (менее 0,5 м); б) теодолит T и рейки R помещают в вершинах прямоугольника (рис. III.7.25) так, чтобы $D'_{\text{з}} = D''_{\text{п}} = 3$ м и $D''_{\text{з}} = D'_{\text{п}} = D$; места установки реек закрепляют; рейки устанавливают отвесно по уровню и закрепляют на растяжках; в) наблюдения на первом берегу начинают с отсчета v_1

(высота инструмента над точкой, на которой установлена рейка R_1) по ближней (задней) рейке и после перефокусирования трубы измеряют тремя приемами зенитные расстояния $(z_н)_{1.2}$, $(z_с)_{1.2}$ и $(z_в)_{1.2}$ трех визирных целей на дальней (передней) рейке; г) инструмент перевозят на второй берег; д) наблюдения на втором берегу начинают с измерения тремя приемами зенитных расстояний $(z_н)_{2.1}$, $(z_с)_{2.1}$ и $(z_в)_{1.2}$ трех визирных целей на дальней (задней) рейке и заканчивают отсчетом v_2 (высота инструмента над точкой, на которой установлена рейка R_2) по ближней (передней) рейке.

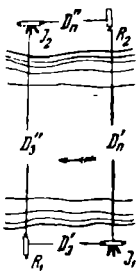


Рис. III.7.23

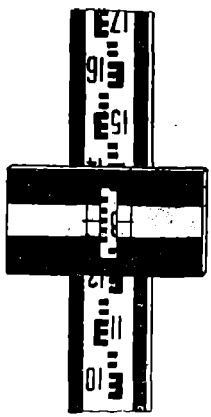


Рис. III.7.24

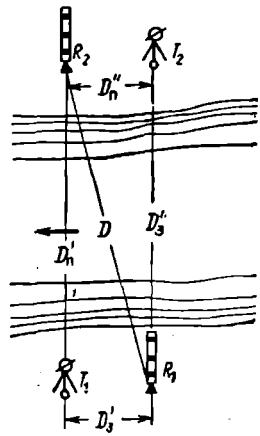


Рис. III.7.25

Для вычисления измеряемого превышения используют формулу (III.7.102), где

$$D=\frac{l_в-l_н}{\operatorname{ctg} z_в-\operatorname{ctg} z_н}; \qquad \text{(III.7.33)}$$

при этом разность $l_в-l_н$ высот осей утолщенных штрихов верхней $_в$ и нижней $_н$ визирных целей над точкой, на которой установлена рейка, должна быть не менее 2 м при $D \leqslant 1$ км.

Гидростатическое нивелирование. Для высокоточной передачи отметки через большие водные пространства используют специальную аппаратуру: гидростатические приборы, точные барометры, хронометры, термометры, термографы, радиостанции для связи между наблюдателями, нивелиры и рейки. При этом на противоположных берегах препятствия закрепляют два репера *I* и *II* (рис. III.7.26) и две металлические стойки *1* для фиксации на них гидростатических приборов *3*, соединенных между собой одним или двумя шлангами *5*.

Гидростатический прибор состоит из стеклянной трубки *3* (см. рис. III.7.26) диаметром не менее 30 мм с измерительным устройством *8*, отсчетной шкалы *4* и компенсатора *2*, уменьшающего тепловое колебание жидкости в измерительной трубке.

Для шланга *5* используют трубу из сплава свинца и 2—3% олова или полиэтиленовые трубы с низкой плотностью. Шланг наполняют водой так, чтобы внутри шланга не осталось воздушных пузырьков.

Наблюдения уровней в трубках на обеих станциях выполняют синхронно, производя отсчеты a'_1 и a'_2 (см. рис. III.7.26) по микрометренным винтам приборов. По окончании наблюдений в первом полуприеме гидростатические приборы меняют местами и вновь

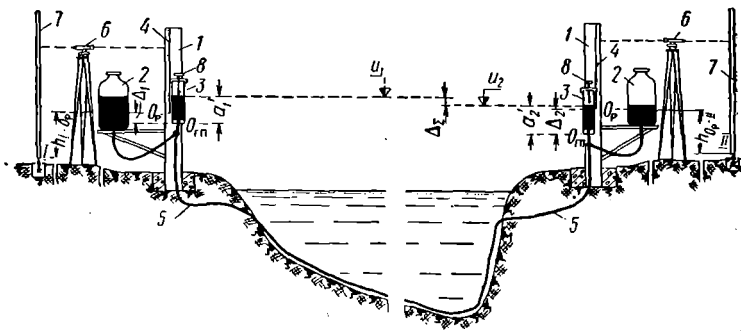


Рис. III.7.26. Аппаратура для передачи отметок через большие водоемы гидростатическим методом

1 — железная стойка; *2* — компенсатор; *3* — гидростатический прибор; *4* — шкала рейки прибора; *5* — шланг; *6* — нивелир; *7* — нивелирная рейка; *8* — измерительный винт гидростатического прибора

синхронно берут отсчеты a''_1 и a''_2 во втором полуприеме. Согласно рис. III.7.26 искомое превышение $h_{I.II}$ вычисляют по формуле

$$h'_{I.\,II} = \frac{1}{2}(h' + h'')_{I.\,O_p} + \frac{1}{2}(h' + h'')_{O_p.\,II} + \\ + \frac{1}{2}(a' + a''_1)_1 - \frac{1}{2}(a' + a'')_2 - (\Delta_1 - \Delta_2), \qquad \text{(III.7.34)}$$

где $h'_{I.\,O_p}$ и $h''_{I.\,O_p}$, $h'_{O_p.\,II}$ и $h''_{O_p.\,II}$ — соответственно превышения между репером *I* и нулем O_p шкалы рейки прибора и превышения между нулем O_p прибора и репером *II*, полученные геометрическим нивелированием в первом и во втором полуприемах; Δ_1 и Δ_2 — разности высот нулей гидростатического прибора и шкалы рейки его, размещенных у реперов *I* и *II* соответственно.

В полученное по формуле (III.7.34) превышение вводят суммарную поправку Δ_Σ за различие температур жидкости в правой и левой половине шланга и за различие атмосферного давления на наблюдаемых станциях, определяемую по формуле

$$\Delta_\Sigma = \left(\frac{\rho_п}{\rho_л} - 1\right) h + \frac{\rho_р}{\rho_п}\Delta P, \qquad \text{(III.7.35)}$$

где $\rho_п$ и $\rho_л$ — средняя плотность наполняющей жидкости соответственно в правой и левой частях шланга относительно точки

профиля с максимальной глубиной; ρ_p — плотность ртути; ΔP — разность атмосферного давления; h — высота столба жидкости в гидростатической системе.

Зимой передачу высот через реки и озера осуществляют нивелированием по льду при достаточной толщине его и в период наименьших суточных колебаний поверхности льда. Нивелиры и рейки устанавливают на сваи, забитые в дно реки или озера. Верх свай не должен касаться льда или смерзаться с ним.

Передача отметок наверх и в подземные сооружения. При строительстве и эксплуатации сооружений возникает необходимость высокоточной передачи отметок между точками с большой разностью высот. В зависимости от требуемой точности и конкретных условий передачи применяют: а) передачу высоты по вертикально подвешенной ленте (или проволоке) и б) метод тригонометрического нивелирования.

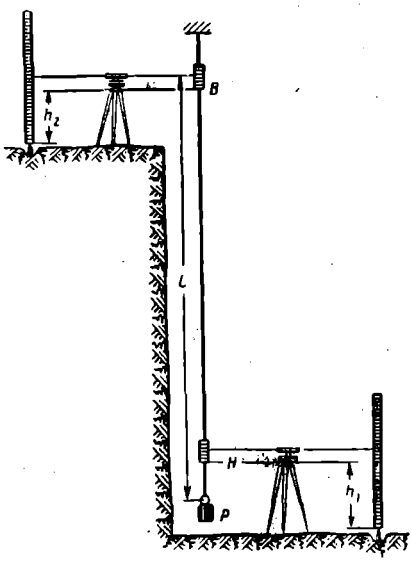


Рис. III.7.27

Передача высот по вертикально подвешенной ленте осуществляется при помощи двух нивелиров и пары реек. Рейки устанавливают на точки, между которыми передают высоту. На подвешенной ленте (рис. III.7.27) закрепляют две штриховые марочки, совмещая оси их нулевых штрихов с осями верхнего «в» и нижнего «н» штрихов ленты.

Передача высот включает: а) определение превышения h_1 между нижней точкой сооружения и нулем нижней марки на ленте; б) определение превышения h_2 между нулем верхней марки на ленте и верхней точкой сооружения. При определении h_1 и h_2 визирование на верхнюю и нижнюю марки на ленте следует выполнять одновременно.

Если ленту подвешивают лишь на время передачи (временно), то искомое превышение вычисляют по формуле

$$h = h_1 + h_2 + l, \qquad \text{(III.7.36)}$$

где l=в—н —разность между отсчетами по верхнему и нижнему штрихам ленты, известная по результатам компарирования до и после передачи и исправленная поправками Δ_f, Δ_p и Δ_t; Δ_f — поправка за переход от цепной линии при компарировании к хорде при измерении, вычисленная по формуле

$$\Delta_f = -\frac{p^2 l^3}{24 \cdot P}, \qquad \text{(III.7.37)}$$

где p — масса 1 м ленты (или проволоки), P — натяжение ленты; Δ_p — поправка за растяжение ленты под действием собственной массы, вычисляемая по формуле

$$\Delta_p = \frac{10\gamma}{E} l \left(L - \frac{l}{2} \right), \qquad \text{(III.7.38)}$$

где γ — удельный вес металла, из которого изготовлена лента; E — модуль упругости в г/см²; L — длина свободно висящей ленты; $\Delta_t = \alpha l (t_и - t_к)$ — поправка за разность температур ленты при компарировании $t_к$ и измерении $t_и$, α — коэффициент линейного расширения ленты.

При наблюдениях за осадками сооружений периодическую передачу высот осуществляют по стационарно подвешенной в защитной трубе проволоке. В таком случае необходимость определения постоянных поправок Δ_f и Δ_p отпадает, а для учета сезонного теплового изменения длины l используют, кроме основной, вспомогательную проволоку из другого металла, также стационарно подвешенную в той же защитной трубе. Поправку Δ_t за температурное изменение длины l основной проволоки вычисляют по формуле

$$\Delta_t = \frac{\alpha_о}{\alpha_о - \alpha_в} \Delta, \qquad \text{(III.7.39)}$$

где $\alpha_о$ и $\alpha_в$ — коэффициенты линейного расширения основной и вспомогательной проволок (предварительно проверяются в лаборатории); $\Delta = h''_{о.в} - h'_{о.в}$ — разность превышений между нулями штриховых марок основной и вспомогательной проволок, полученных в предыдущем и последующем циклах измерений.

III.7.13. Главнейшие источники ошибок измерений в геометрическом нивелировании

Ошибки взгляда из-за несовершенства конструкции и недостаточно полной выверки и юстировки нивелира и его частей.

1. Средняя квадратическая ошибка m_y взгляда из-за неточной установки пузырька уровня на пульпункт (или ошибка $m_{сов}$ совмещения изображений концов пузырька контактного уровня): простого уровня

$$m_y = (5\tau'' D \cdot 10^{-4}) \text{ мм}; \qquad \text{(III.7.40)}$$

уровня с зеркалом и лупой

$$m_y = (5\tau'' D \cdot 10^{-4} : v^x) \text{ мм}; \qquad \text{(III.7.41)}$$

уровня с призменной системой

$$m_y = (3\tau'' D \cdot 10^{-4}) \text{ мм}; \qquad \text{(III.7.42)}$$

контактного уровня

$$m_{сов} = (1{,}5\,\tau'' D \cdot 10^{-4}) \text{ мм}; \qquad \text{(III.7.43)}$$

контактного уровня с лупой

$$m_{сов} = (1{,}5\tau'' D \cdot 10^{-4} : v^x) \text{ мм}; \qquad \text{(III.7.44)}$$

здесь τ'' — цена деления уровня на 2 мм; D — расстояние в метрах от нивелира до рейки; $v^{\times}$ — увеличение лупы.

2. Средняя квадратическая ошибка $m_{отс}$ взгляда из-за неточного отсчета на глаз доли интервала t — размер шашки рейки в миллиметрах

$$m_{отс} = \left(0{,}03\, t + 0{,}2\, \frac{D}{v^{\times}} \right) \text{ мм}, \qquad \text{(III.7.45)}$$

где D — расстояние в метрах от нивелира до рейки; $v^{\times}$ — увеличение трубы.

3. Средняя квадратическая ошибка $m_{виз}$ взгляда из-за неточного введения (визирования) изображения штриха рейки в клиновидный биссектор сетки нитей

$$m_{виз} = \left(0{,}044\, \frac{D}{v^{\times}} + \frac{1{,}8}{D v^{\times}} \right) \text{ мм}, \qquad \text{(III.7.46)}$$

где D — расстояние (в метрах) до рейки; $v^{\times}$ — увеличение трубы.

4. Ошибка $\Delta_{i''}$ превышения, происходящая от несоблюдения главного условия нивелира,

$$\Delta_{i''} = (D_э - D_п)\, \frac{i''}{\rho''} \text{ мм}, \qquad \text{(III.7.47)}$$

где i'' — угол между визирной линией и осью уровня; $D_э$ и $D_п$ — расстояния в миллиметрах до задней и передней реек.

5. Ошибка $\Delta_{сн}$ превышения от неточной установки сетки нитей

$$\Delta_{сн} = 0{,}04\, (J_э - J_п)\, \frac{D}{v^{\times}} \text{ мм}, \qquad \text{(III.7.48)}$$

где D — расстояние в метрах до рейки; $J_э$ и $J_п$ — видимые в поле зрения линейные смещения изображений штрихов относительно вертикальной нити при визировании назад и вперед; $v^{\times}$ — увеличение трубы.

6. Ошибка $\Delta_ф$ взгляда из-за изменения положения фокусирующей линзы трубы

$$\Delta_ф = \left(\frac{\Delta i''}{\rho''} D \right) \text{ мм}, \qquad \text{(III.7.49)}$$

где $\Delta i''$ — изменение угла i'' при вторичном фокусировании; D — расстояние в миллиметрах до рейки.

7. Средняя квадратическая систематическая ошибка $m_б$ взгляда из-за средней систематической ошибки σ цены деления барабана микрометра

$$m_б = \sigma \mu_0 N \text{ мм}, \qquad \text{(III.7.50)}$$

где μ_0 — средняя цена деления барабана в миллиметрах; N — число делений отсчетного барабана (в предельном случае $N = 50$).

Суммарная средняя квадратическая ошибка $m'_{взг}$ взгляда из-за влияния основных инструментальных источников погрешностей первой группы при визировании трубой с увеличением v^x, равным 40—50^x, в пределах $D \leqslant 50$ м вычисляется по формуле

$$m'_{взг} = (0{,}014 + 0{,}0014D) \text{ мм}, \qquad \text{(III.7.51)}$$

где D — расстояние в метрах до рейки.

Ошибки взгляда, обусловленные несовершенством конструкции реек, недостаточно полной выверкой их и внецентренной установкой реек на высотные точки.

1. Ошибка $\Delta_н$ взгляда из-за наклона и неправильной установкой рейки на высотные точки:

для случая, когда рейка применяется без подпятника,

$$\Delta_н = \left(\frac{bv^2}{2\rho^2} + \frac{av}{\rho}\right) \text{ мм}; \qquad \text{(III.7.52)}$$

для случая, когда рейка оборудована подпятником, у которого центр оградительного кольца лежит на оси шкалы рейки,

$$\Delta_н = -\frac{bv^2}{2\rho^2}. \qquad \text{(III.7.53)}$$

В этих формулах: b — взгляд на рейку; a — расстояние от точки установки рейки на костыль (или репер) до точки пересечения оси шкалы рейки с пяткой; v — угол наклона рейки от отвесного положения в момент отсчета по ней (или наведения).

2. Ошибка Δ_f взгляда из-за коробления рейки:

для случая, когда рейка применяется без подпятника,

$$\Delta_f = (12 \cdot 10^{-4} f^2 + 18{,}7 \cdot 10^{-4} fa) \text{ мм}; \qquad \text{(III.7.54)}$$

для случая, когда рейка оборудована подпятником,

$$\alpha_f = -12 \cdot 10^{-4} f^2 \text{ мм}; \qquad \text{(III.7.55)}$$

здесь: f — стрелка прогиба; a — расстояние от точки установки рейки на костыль (или репер) до точки пересечения оси шкалы рейки с пяткой; числовые коэффициенты при f и f^2 соответствуют трехметровой рейке, у которой $l_1 = 0{,}3$ м и $l_3 = 1{,}5$ м. При этом высота визирного луча над пяткой рейки принята равной в среднем 1,4 м.

3. Ошибка $\Delta_п$ взгляда из-за неперпендикулярности пятки к осям шкал рейки. Перекос пяток реек приводит к неравенству высот идентичных точек пяток данной пары реек.

4. Ошибка Δ_o превышения из-за неравенства высот нулей шкал пары реек и несовпадения нулей шкал данной пары реек.

5. Ошибка $\Delta_ш$ взгляда из-за неточного нанесения штрихов (или шашек) шкал реек,

6. Ошибка $\Delta_{[h_{ср}]_{р.м}}$ суммы превышений из-за неточного знания средней длины рабочего метра рейки (или пары реек)

$$\Delta_{[h_{ср}]_{р.м}} = \Delta_{р.м}[h_{ср}] \text{ мм}, \qquad (III.7.56)$$

где $\Delta_{р.м}$ — ошибка в миллиметрах средней длины рабочего метра из-за неточного компарирования; $[h]$ — сумма превышений в метрах.

Ошибки взгляда, обусловленные влиянием среды.

Систематическое влияние оседания костылей на результат нивелирования. Костыли и башмаки в подавляющем большинстве случаев оседают под воздействием собственной массы, массы рейки и неизбежного нажима на рейку. Характер и величина оседаний зависят от физико-механических свойств грунтов.

По исследованиям, выполненным в ЦНИИГАиК, перемещение башмаков имеет такой же характер, как и у костылей, но оседание башмаков во всех грунтах в 3—6 раз больше.

Вертикальные перемещения штатива. Штатив в подавляющем большинстве случаев подвергается выпиранию. Характер и величина выпирания зависят как от физико-механических свойств грунтов, так и от правильности установки штатива. Кроме того, штатив изменяет свою высоту вследствие температурных воздействий окружающей среды.

Меры ослабления систематического влияния перемещений костылей и штатива на результаты нивелирования I, II и III классов: 1) трассы прямого и обратного нивелирных ходов должны совпадать и проходить по возможности на всем протяжении по грунтам средней плотности; 2) число станций в прямом и обратном ходах должно быть четным и одинаковым; 3) программа наблюдений на станции должна быть строго симметричной во времени; 4) наблюдения на смежных станциях следует начинать: на нечетной — с задней, на четной — с передней рейки; 5) по ходам нивелирования I класса костыли следует закреплять не ближе 0,5 м друг от друга; 6) штатив следует ставить без перекоса, не задавливать его ножек глубоко в грунт; во время работы на станции штатив должен быть в тени под зонтом; 7) отсчеты по рейке, установленной на костыль, следует брать не ранее чем через 30 сек после ее установки по уровню; 8) отказаться от применения башмаков, устанавливаемых на грунт.

Влияние рефракции. Влияние рефракции на результаты геометрического нивелирования носит систематический характер. Чтобы уменьшить это влияние до величин, практически мало ощутимых в сравнении с величинами случайных ошибок, необходимо: 1) применять строго симметричную во времени программу наблюдений на станции, сократив до минимума время, затрачиваемое на наблюдения станции; 2) прокладывать прямой и обратный нивелирные ходы в разное время дня; 3) строго соблюдать требование Инструкции по нивелированию I, II, III и IV классов в отношении допустимой высоты прохождения визирного луча над препятствием.

Тепловое воздействие на нивелир. От тепловых воздействий нивелир претерпевает весьма сложные деформа-

ции, приводящие к изменению угла i''. Ход и величина этого изменения зависят от характера тепловых воздействий, которые, по данным исследований ЦНИИГАиК, подразделяются на постепенные, являющиеся следствием общего изменения температуры окружающей среды, и односторонние (односторонний нагрев или охлаждение нивелира и его частей).

Исследованиями ЦНИИГАиК установлено, что общее изменение температуры нивелира на 1° С приводит к изменению угла i'' в среднем на $\Delta i'' = \pm 0{,}5''$.

Меры ослабления систематического влияния тепловых воздействий: 1) нивелир должен быть защищен от солнца зонтом на станции и чехлом во время перехода с одной станции на другую; 2) наблюдения надо начинать не ранее чем через 45 мин после выноса инструмента на воздух и установки его на штатив; 3) программа наблюдений на станции должна быть строго симметричной во времени; 4) наблюдения на смежных станциях следует начинать с разных реек, например на нечетной — с задней, а на четной — с передней; 5) прокладывать прямой и обратный нивелирные ходы в разное время дня и «восьмерками».

Тепловое воздействие на рейки. Ошибка $\Delta h_t'$ превышения h, обусловленная различием температуры $t_к'$ реек при компарировании и средней температурой $t_н$ во время полевых работ, вычисляется по формуле $\Delta h_t' = \alpha |h| (t_к - t_н)$, где α — коэффициент линейного расширения материала, на котором нанесены шкалы реек.

Ошибка Δh_t превышения, обусловленная различием температуры задней и передней реек во время нивелирования на отдельной станции, вычисляется по формуле $\Delta h_t'' = -b\alpha (t_н - t_н)$, где b — взгляд на нагретую рейку относительно средней температуры $t_н$ воздуха во время нивелирования; $t_н$ — температура нагретой рейки; α — коэффициент линейного расширения материала, на котором нанесены шкалы рейки.

Совместное влияние температуры и влажности воздуха на рейки. Коэффициент теплового расширения деревянной рейки зависит также и от влажности. В среднем при 20—25% влажности коэффициент расширения деревянной рейки равен $9 \cdot 10^{-6}$. Под влиянием температуры и влажности длина 1 м деревянной рейки изменяется в процессе работы в среднем на 0,5 мм.

III.7.14. Оценка точности результатов геометрического нивелирования

Средняя квадратическая случайная ошибка $\eta_{км}$ среднего превышения $[h_{ср}]_{1км}$ на 1 км для нивелирного хода I класса вычисляется по формулам

$$\eta_{км}^2 = \frac{1}{4n}\left[\frac{d_б^2}{r}\right] \qquad \text{(III.7.57)}$$

и

$$\eta_{км}^2 = \frac{1}{4n}\left[\frac{d_б^2}{r}\right], \qquad \text{(III.7.58)}$$

а для нивелирного хода II и III классов

$$\eta^2_{км} = \frac{1}{4n}\left[\frac{d^2}{r}\right]. \qquad (III.7.59)$$

В этих формулах n — число секций; $r_{км}$ — длина секции в км; d_5, d_6 и d — разности сумм превышений в секциях, вычисляемые по формулам

$$d_5 = \frac{1}{2}([h]_{пр} - [h]_{обр})_п - \frac{1}{2}([h]_{пр} - [h]_{обр})_л; \qquad (III.7.60)$$

$$d_6 = \frac{1}{2}([h]_п + [h]_л)_{пр} + \frac{1}{2}([h]_п + [h]_л)_{обр}; \qquad (III.7.61)$$

$$d = [h]_{пр} + [h]_{обр}. \qquad (III.7.62)$$

Средняя квадратическая систематическая ошибка $\sigma_{км}$ среднего превышения $[h_{ср}]_{1км}$ на 1 км нивелирного хода I и II классов вычисляется по формуле

$$\sigma^2_{км} = \frac{1}{4[L]}\left[\frac{S^2}{L}\right], \qquad (III.7.63)$$

где S — накопление разностей d_5, d_6 или d берется с графика как разность ординат концов прямой, проведенной симметрично относительно кривой накопления разностей на соответствующем участке длиной L_l км.

При наличии в сети замкнутых полигонов длиной П км по периметру среднюю квадратическую случайную ошибку $\eta_{км}$ среднего превышения $[h_{ср}]_{1км}$ на 1 км нивелирного хода вычисляют по невязкам $w_П$ сумм $[h_{ср}]_П$ превышений в полигоне с использованием формулы

$$\eta^2_{км} = \frac{1}{N}\left[\frac{w^2_П}{П}\right], \qquad (III.7.64)$$

где N — число полигонов, включая огибающий.

Если нивелирная сеть имеет n секций длиной r км с k узловыми точками, отметки которых необходимо определить, то средняя квадратическая ошибка $\eta_{км}$ среднего значения превышения на 1 км нивелирного хода вычисляется по формуле

$$\eta^2_{км} = \frac{1}{n-k}\left[\frac{v^2}{r}\right], \qquad (III.7.65)$$

где v — поправка в среднее превышение между узловыми точками.

Если в нивелирных сетях, предназначенных, например, для наблюдений за осадками и деформациями инженерных сооружений, каждое превышение между парой смежных точек прямого и обратного ходов определяется только с одной станции, то среднюю квадратическую ошибку $\mu_{ст}$ среднего превышения $(h_{ср})_{ст}$ на станции вычисляют по формуле

$$\mu^2_{ст} = \frac{1}{4n}[u^2_{ст}], \qquad (III.7.66)$$

где $u_{ст}=(h_{пр}+h_{обр})_{ст}$ — разность превышений, измеренных на станции в ходах прямого $(h_{пр})_{ст}$ и обратного $(h_{обр})_{ст}$ направлений; n — общее число равноточных разностей $u_{ст}$ в нивелирной сети.

Ошибку $\mu_{ст}$ можно вычислить и по формуле (III.7.59), в которой величину r_l следует заменить числом n_1 одинаково точных превышений $h_1=1/2\ (h_o+h_д)_1$ в секции. Но так как $d_l=[u_{ст}]_l$ (где l— номер секции), то величины d_l будут в известной степени скомпенсированы, а потому ошибка $\mu'_{ст}$, вычисленная по формуле (III.7.59), будет в общем случае преуменьшенной в сравнении с $\mu_{ст}$, вычисленной по формуле (III.7.66).

III.7.15. Уравнивание результатов измерений в нивелирных сетях

Принцип уравнивания. Результаты измерений в государственной нивелирной сети, а также в сети местного значения и в высотной съемочной сети уравнивают раздельно по классам: сначала уравнивают совместно результаты нивелирования I и II классов, затем отдельно III класса и, наконец, превышения в отдельных нивелирных ходах и в нивелирной сети IV класса. При этом желательно уравнивать превышения в сети низшего класса в целом в пределах полигона высшего класса, но в отдельных случаях допускается уравнивание по частям. При уравнивании превышений в сети низшего класса отметки реперов сети высших классов признаются исходными.

Подготовка материалов к уравниванию. На каждую нивелирную сеть, в пределах которой результаты измерений подлежат уравниванию, составляют рабочую схему. На нее выписывают: номера и отметки исходных реперов; номера узловых реперов; номера и направления (стрелками) ходов; измеренные и исправленные поправками за переход к нормальным высотам превышения по ходам между узловыми реперами; число n одинаково точных превышений (или величины r км, обратные весам превышений $[h_{ср}]$) в ходе; номера полигонов и невязок $w_п$ по ним.

Способы уравнивания. Наиболее рациональные и применяющиеся в СССР способы: способ условных измерений (или коррелатный способ), способ посредственных измерений (или параметрический способ), точный способ последовательных приближений (или способ узлов), способ эквивалентной замены, способ полигонов. Каждый из перечисленных способов приводит к одинаковым результатам.

При выборе способа уравнивания без использования ЭЦВМ необходимо прежде всего принять во внимание объем предварительных вычислений до составления нормальных уравнений и число нормальных уравнений. Опыт показывает, что способы узлов и посредственных измерений становятся выгоднее способа полигонов и способа условных измерений, когда число нормальных уравнений при первых по крайней мере в полтора раза меньше, чем при вторых.

Уравнивание превышений в одиночном нивелирном ходе. Уравненное значение превышения $[h_{ср}]_{AE}$ между любым исходным репером A и репером E одиночного нивелирного хода (рис. III.7.28) с общим числом n равноточных превышений (или величи-

пой r, обратной весу $P_{[h_{ср}]_{AB}}$ превышения $[h_{ср}]_{AB}$ по ходу AB) равно

$$[h_{ср}]_{AE}=[h'_{ср}]_{AE}-\frac{f_h}{n}k, \qquad (III.7.67)$$

где $[h'_{ср}]_{AE}$ — сумма средних превышений, измеренных по ходу от A до E; f_h—невязка превышений хода, равная $f_h=\sum_1^n (h_{ср})_{ст}-(H_B-H_A)$ (здесь H_A и H_B — отметки исходных реперов); k — число равноточных превышений в ходе от A до E (или величина r_{AE}).

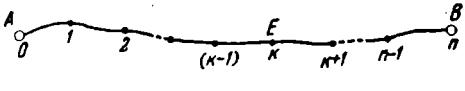


Рис. III.7.28

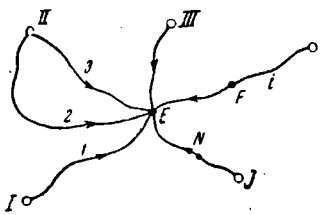


Рис. III.7.29

Вес $P_{[h_{ср}]_{AE}}$ уравненного превышения между любым исходным репером и репером E

$$P_{[h_{ср}]_{AE}}=\frac{n}{k(n-k)}. \qquad (III.7.68)$$

Вес уравненного превышения между исходным репером и репером, расположенным в середине хода,

$$P=\frac{4}{n}. \qquad (III.7.69)$$

Формулы (III.7.67), (III.7.68) и (III.7.69) применимы и для уравнивания превышений сомкнутого полигона, представляющего собой частный случай разомкнутого хода. В сомкнутом полигоне: k — число равноточных превышений (или величина r_{AE}) от A до E в направлении по ходу часовой стрелки; $f_h=w_П$ — невязка сомкнутого полигона, равная $W_П=[h_{ср}]_П$; $n=П$ — периметр полигона.

Уравнивание превышений в нивелирной сети с одной узловой точкой. Если в узловую точку E (рис. III.7.29) сходятся N нивелирных ходов, проложенных от J исходных реперов, то уравненное значение отметки H_E точки E вычисляют по формуле общей арифметической средины

$$H_E=H_E^0+\frac{[P\varepsilon]}{[P]}, \qquad (III.7.70)$$

где H_E^0 — приближенное значение искомой отметки; $P_i=1/n_i$ (или $P_i=1/r_i$), где r_i — величина, практически равная числу километров в ходе с номером i и с числом n_i равноточных превышений; ε_i — остатки, вычисляемые по формуле

$$\varepsilon_i = H_E^i - H_E^0 = H_J + [h_{ср}]_i - H_E^0 \qquad (III.7.71)$$

(где H_J — отметка исходного репера; $[h_{ср}]_i$ — сумма средних превышений по ходу с номером i от J до E; H_E^i — отметка репера E, вычисленная по ходу i).

Средняя квадратическая ошибка μ единицы веса

$$\mu = \sqrt{\frac{[P\delta^2]}{N-1}}, \qquad (III.7.72)$$

где $\delta_i = H_E - H_E^i$ — остаточные отклонения.

Вес P_E уравненного превышения $[h_{ср}]_{JF}$ между любым исходным и узловым E реперами находят по формуле

$$P_E = P_1 + P_2 + \ldots + P_N = [P]. \qquad (III.7.73)$$

Средняя квадратическая ошибка m_E превышения $[h_{ср}]_{JF}$

$$m_E = \mu \sqrt{\frac{1}{P_E}}. \qquad (III.7.74)$$

Превышения в каждом из сходящихся в точке E ходов уравнивают как в одиночном ходе. Вес P_F уравненного превышения $[h_{ср}]_{JF}$ между любым исходным репером и репером F, включенным в ход i и отстоящим на k станций от исходного репера J, на который опирается ход i, вычисляют по формуле

$$P_F = \frac{1 + [P]' n_i}{k + [P]' (n_i - k)\, k}, \qquad (III.7.75)$$

где $[P]' = [P] - P_i$ — неполный вес превышения $[h_{ср}]_{JE}$ (без учета превышения $[h_{ср}]_i$).

Среднюю квадратическую ошибку m_F превышения $[h_{ср}]_{JE}$ вычисляют по формуле (III.7.74).

Коррелатный способ (способ условных измерений) изложен в подразделе III.4.В.

Параметрический способ (способ посредственных измерений) изложен в подразделе I.2.А.

Способ эквивалентной замены. В сети (рис. III.7.30, *а*) некоторую ее часть можно без нарушения строгости уравнивания заменить другой более простой схемой (рис. III.7.30, *б*) при условии, что исходные превышения в заменяемой и заменяющей системах ходов, будучи уравнены, дадут тождественные результаты как для вероятнейших значений уравненных превышений, так и для их весов.

При переходе от замкнутого полигона, опирающегося на три узловых репера (см. рис. III.7.30, *а*), к трехлучевой звезде x (см.

рис. III.7.30, *б*) эквивалентные значения превышений h'_a, h'_b и h'_c вычисляют по формулам

$$\left.\begin{aligned} h'_a &= h_c - \frac{[h]}{[r]} r_c \\ h'_b &= 0 \\ h'_c &= -\left(h_a - \frac{[h]}{[r]} r_a\right) \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(III.7.76)}$$

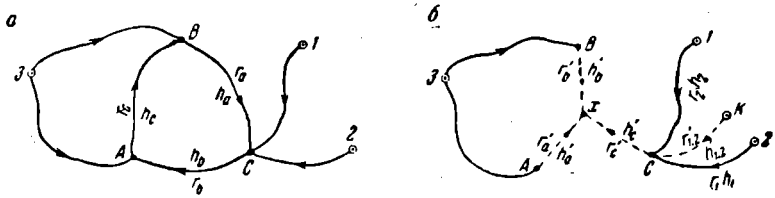


Рис. III.7.30

При переходе от звезды к треугольнику

$$\left.\begin{aligned} h_a &= h'_b - h'_c \\ h_b &= h'_c - h'_a \\ h_c &= h'_a - h'_b \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(III.7.77)}$$

Эквивалентные величины r'_a, r'_b и r'_c, обратные весам P'_a, P'_b и P'_c превышений h'_a, h'_b и h'_c, при переходе от треугольника к звезде вычисляют по формулам

$$\left.\begin{aligned} r'_a &= \frac{r_b r_c}{[r]} \\ r'_b &= \frac{r_a r_c}{[r]} \\ r'_c &= \frac{r_a r_b}{[r]} \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(III.7.78)}$$

При переходе от звезды к треугольнику

$$\left.\begin{aligned} r'_a &= \frac{r_a r_b + r_b r_c + r_c r_a}{r_a} \\ r'_b &= \frac{r_a r_b + r_b r_c + r_c r_a}{r_b} \\ r'_c &= \frac{r_a r_b + r_b r_c + r_c r_a}{r_c} \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(III.7.79)}$$

Формулы (III.7.76) и (III.7.78) применимы, в частности, и для замены двух сходящихся в точке C ходов (см. рис. III.7.30, *б*)

или двух ходов, опирающихся на две узловые точки *3* и *x*, одним эквивалентным ходом *KC* или *3x*. В общих случаях превышение между исходными реперами заменяемых ходов принимают равным разности исходных отметок, а длину хода — равной нулю.

Если два и более хода, не имеющих узловых точек, опираются на одни и те же две узловые точки, то такие ходы можно заменить одним эквивалентным ходом с превышением

$$h' = h_0 + \frac{[P\varepsilon]}{[P]}, \qquad \text{(III.7.80)}$$

где h_0 — приближенное значение превышения; $P_i = 1/n_i$ (или $P_i = 1/r_i$, где r_i — величина, практически равная числу километров в ходе i с числом n_i равноточных превышений); ε_i — остатки, вычисляемые по формуле $\varepsilon_i = h_i - h_0$.

Вес $P_{h'}$ превышения h' по эквивалентному ходу

$$P_{h'} = [P]. \qquad \text{(III.7.81)}$$

Величина r', обратная весу $P_{h'}$, и практически равная числу километров в эквивалентном ходе, определяется по формуле

$$r' = \frac{1}{P_{h'}} = \frac{1}{[P]}. \qquad \text{(III.7.82)}$$

Такая последовательная замена любой сложной системы ходов более простой приведет в конечном счете к уравниванию превышений либо одиночного нивелирного хода, либо нивелирной сети с одной узловой точкой.

Способ узлов. Уравненное значение отметки H_i нетвердого узлового репера вычисляют по формулам весовой арифметической средины, применяя способ последовательных приближений. Применительно к рис. III.8.31 формулы эти записывают так:

$$\left.\begin{aligned}
H_1 &= \frac{P_1(H_{31}+h_1)+P_2(H_{34}+h_2)+P_3(H'_2-h_3)}{P_1+P_2+P_3}\\
H_2 &= \frac{P_3(H_1+h_3)+P_4(H'_3+h_4)+P_7(H'_4+h_7)}{P_3+P_4+P_7}\\
H_3 &= \frac{P_4(H'_2-h_4)+P_5(H_{49}-h_5)+P_8(H_{47}+h_8)}{P_4+P_5+P_8}\\
H_4 &= \frac{P_6(H_{49}+h_6)+P_7(H'_2-h_7)+P_9(H_{52}-h_9)}{P_6+P_7+P_9}
\end{aligned}\right\}, \qquad \text{(III.7.83)}$$

где H'_i — приближенное значение отметки нетвердого узлового репера с номером i; $P_j = 1/n_j$ (или $P_j = 1/r_j$) — вес превышения по секции с номером j.

Вычисления удобно выполнять в таблице. При этом для первого приближения в правых частях формул (III.7.83) значения отметок нетвердых узловых реперов принимают равными нулю и соответственно веса превышений по ходам, опирающимся на оба нетвердые узловые реперы, в расчет не принимают. Для второго приближения подставляют в правые части формул (III.7.83) значения отметок H'_i из первого приближения и т. д. Вычисления

продолжают до тех пор, пока новое приближение не даст практически такие же результаты, что и предыдущие.

Способ полигонов. Предложенный проф. В. В. Поповым способ полигонов является простым и в то же время строгим способом.

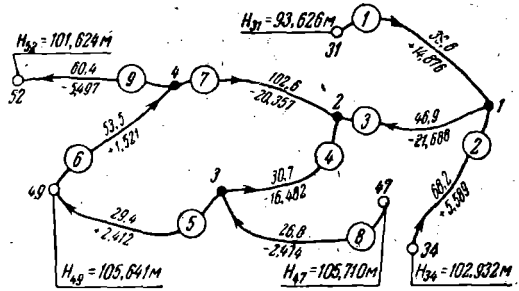


Рис. III.7.31

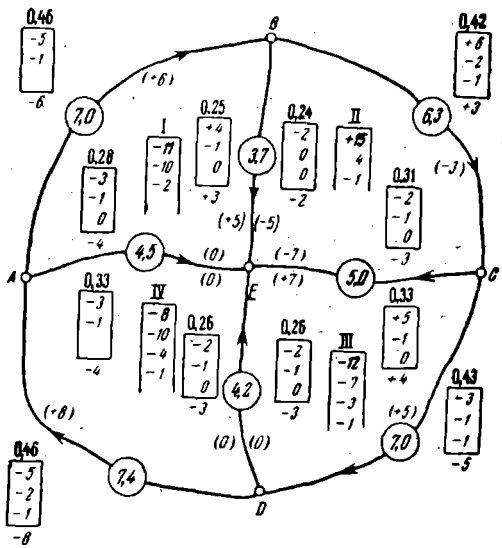


Рис. III.7.32

Он сводится к последовательному распределению невязок в каждом полигоне пропорционально обратным весам превышений отдельных секций, входящих в полигон (на практике невязки превышений распределяют пропорционально длинам секций или числу станций в них).

Вычисление по этому способу удобно производить непосредственно на рабочей схеме (рис. III.7.32). На этой схеме выписывают

длины секций и невязки превышений в полигонах, помещая их в особых П-образных рамках, над которыми записывают номера полигонов. Для упрощения вычислений при распределении невязок длины секций, входящих в полигон, выражают в долях периметра, принимая периметр за единицу или за 100. Полученные числа выписывают красными чернилами над прямоугольными рамками, помещенными вне полигона против секций (на рисунке они даны жирным шрифтом). В прямоугольные рамки будут вписаны поправки, приходящиеся на соответствующую секцию.

Распределение невязок начинают с полигона, имеющего наибольшую по абсолютной величине невязку, например с полигона II. Умножая +15 соответственно на красные числа полигона *II*, расположенные вне полигона (0,42; 0,33 и 0,25), выписывают результаты, округленные до целых, в соответствующие рамки, лежащие вне полигона, и приписывают им знак, одинаковый со знаком невязки. Это будут поправки превышений по секциям в соответствующих смежных полигонах. Сумма поправок должна быть равна невязке. Затем переходят к полигону *III*. В нем превышение по секции *CE* получило поправку +5, поэтому невязку (—12) превышений этого полигона надо изменить на +5. Полученную остаточную невязку (—7) вписывают в П-образную рамку под числом —12. Остаточную невязку (—7) умножают на красные числа полигона *III* и результаты вписывают в соответствующие прямоугольные рамки полигона *III*, расположенные вне его.

Так же поступают с полигоном *IV*. В последнем полигоне (*I*) поправки получили два превышения: в секции *BE* введена поправка +4, в секции *EA* — поправка —3. Поэтому невязку (—11) превышений этого полигона исправляют на сумму этих поправок. В результате находят остаточную невязку (—10), распределение которой производится точно таким же путем, как и в предыдущих полигонах. Этим завершают первый круг распределения невязок.

Второй круг начинают также с полигона *II*. Но так как в полигоне *II* невязка +15 уже распределена, а превышения секций *CE* и *BE* после первого круга получили новые поправки (—2 и —2), то, сложив их, получают новую невязку (—4) превышений этого полигона. Дальнейшие вычисления производят указанным выше порядком. Закончив второй круг, переходят к третьему и т. д.

По окончании распределения невязок в каждой прямоугольной рамке вычисляют алгебраическую сумму поправок.

Окончательная поправка превышения по периферийной секции равна найденной сумме поправок с обратным знаком. Эту поправку записывают в скобках внутри полигона, например по секции *AB* поправка равна +6.

Поправка превышения по общей секции смежных полигонов равна разности найденных сумм. Например, для секции *CE* поправка будет равна —7, а для секции *EC* будет +7. Контролем служит сумма поправок, равная невязке превышений данного полигона с обратным знаком.

Оценку точности уравненных превышений производят так же, как и в случае уравнивания по способу условных измерений или по способу эквивалентной замены.

III.7.16. Формулы тригонометрического нивелирования

Тригонометрическое нивелирование предназначается в основном для определения высот пунктов государственной геодезической сети 1, 2, 3 и 4 классов в районах, где для указанной цели не предусмотрено геометрического нивелирования, для построения высотных геодезических съемочных сетей при топографических съемках в масштабах 1 : 25 000 и 1 : 10 000 в горных условиях, а также для производства наблюдений за осадками инженерных сооружений в условиях горной местности.

Для определения разности ($H_2 - H_1$) высот точек *1* и *2* земной поверхности методом тригонометрического нивелирования необходимо знать расстояние $D_{1,2}$ между этими точками и угол $\nu_{1,2}$ наклона визирной оси или зенитное расстояние $z_{1,2}$ наблюдаемого предмета.

В зависимости от типа теодолита и расположения подписей делений на вертикальном круге применяют те или иные формулы для вычисления ν или z. Для теодолитов, в которых диаметр (0 — 180°) вертикального круга установлен параллельно визирной оси и подписи делений возрастают против хода часовой стрелки, пользуются формулами

$$\text{МО} = \frac{\text{КЛ} + \text{КП} \mp 180^\circ\,(200^g)}{2}; \qquad \text{(III.7.84)}$$

$$\nu = \text{КЛ} - \text{МО} = \text{МО} - \text{КП} \pm 180^\circ\,(200^g) = \frac{\text{КЛ} - \text{КП} \mp 180^\circ\,(200^g)}{2}; \qquad \text{(III.7.85)}$$

$$z = \frac{\text{КП} - \text{КЛ}}{2}, \qquad \text{(III.7.86)}$$

где КЛ и КП — отсчеты по вертикальному кругу соответственно при круге лево и круге право; МО — **место нуля** вертикального круга (отсчет по вертикальному кругу, когда визирная ось трубы параллельна оси уровня алидады вертикального круга).

У теодолитов типа ТБ-1, Т2 и др.

$$\text{Mz} = \frac{\text{КЛ} + \text{КП} \mp 360^\circ\,(400^g)}{2}; \qquad \text{(III.7.87)}$$

$$z = \text{КЛ} - \text{Mz} = \text{Mz} - \text{КП} = \frac{\text{КЛ} - \text{КП} \mp 360^\circ\,(400^g)}{2}; \qquad \text{(III.7.88)}$$

$$\nu = \frac{\text{КП} - \text{КЛ} \mp 180^\circ\,(200^\circ)}{2}; \qquad \text{(III.7.89)}$$

где Mz — **место зенита** вертикального круга (отсчет по вертикальному кругу, когда визирная ось трубы, обращенная объективом вверх, перпендикулярна к оси уровня алидады вертикального круга).

У теодолитов типа ОТ-02М

$$Mz = КЛ + КП - 180°; \qquad (III.7.90)$$

$$z = КП - КЛ + 90° = 2КП - Mz - 90° = Mz - 2КЛ + 270°. \qquad (III.7.91)$$

Тригонометрическое нивелирование подразделяют на: *односторонее*, когда измеряют только один угол наклона (или зенитное расстояние) в точке *1* или *2*; *двустороннее*, когда одновременно измеряют $v_{1.2}$ и $v_{2.1}$ (или $z_{1.2}$ и $z_{2.1}$) в точках *1* и *2*, и *нивелирование из середины*.

Формулы одностороннего нивелирования. Если в точке *1* с известными геодезическими координатами B_1, L_1 и H_1 измерено и исправлено за влияние рефракции геодезическое зенитное расстояние $z'_{1.2}$ на точку *2* с известными плановыми геодезическими координатами B_2 и L_2, то для вычисления высоты H_2 рекомендуется [2] применять точные формулы одностороннего тригонометрического нивелирования.

В общем же случае, когда зенитные расстояния не свободны от влияния вертикальной рефракции, *формулу одностороннего нивелирования* записывают так:

$$h_{1.2} = h'_{1.2} + (p)_{1.2} + (r)_{1.2} + (h)_{1.2}, \qquad (III.7.92)$$

где $h'_{1.2}$ — измеренное превышение между пунктами *1* и *2*

$$h'_{1.2} = D_{1.2} \operatorname{ctg} z_{1.2} + i_1 - l_2; \qquad (III.7.93)$$

$(p)_{1.2}$ — поправка за кривизну Земли

$$(p)_{1.2} = \frac{D_{км}}{2R_{км} \sin^2 z_{1.2}} D_{1.2}; \qquad (III.7.94)$$

$(r)_{1.2}$ — поправка за вертикальную рефракцию

$$(r)_{1.2} = -\frac{D_{км}}{2R_{км} \sin^2 z_{1.2}} k_{1.2} D_{1.2}; \qquad (III.7.95)$$

$(h)_{1.2}$ — поправка за разность высот пунктов *1* и *2*

$$(h)_{1.2} = \frac{h_{км}}{R_{км}} D_{1.2} \operatorname{ctg} z_{1.2}; \qquad (III.7.96)$$

$D_{1.2}$ — горизонтальное проложение между точками *1* и *2*, приведенное с горизонта $H_m = 1/2\,(H_1 + H_2)$ на поверхность относимости и на плоскость (вычисляется с округлением до 0,1 м в равнинных районах и до 0,01 м — в горных по исходной стороне сети с предварительно уравненными углами или по измеренным наклонным расстояниям $S_{1.2}$ между пунктами *1* и *2* и исправленным поправками *: $(\delta_c + \delta_r)$ — за приведение к центрам пунктов, δ_h — за наклон линии, δ_H — за переход на поверхность относимости и δ_L — за переход на плоскость); $z_{1.2}$ — зенитное расстояние, измеренное на пункте *1*; i_1 и l_2 — высота инструмента над центром пункта *1* и высота визирной цели над пунктом *2*; R — средний радиус

* П. А. Гайдаев. Вычисление геодезических сетей 3 и 4 классов. М., «Недра», 1972.

кривизны для точки на середине стороны *1—2* (выбирается из геодезических таблиц по средней широте B_m); $k_{1,2}$ — коэффициент земного преломления по направлению *1—2*.

Формулы двустороннего нивелирования. Если в точке *1* с известными геодезическими B_1, L_1, H_1 и астрономическими φ_1 и λ_1 координатами, в точке *2* с плановыми геодезическими координатами B_2 и L_2 измерены и исправлены за влияние рефракции геодезические зенитные расстояния $z'_{1.2}$ и $z'_{2.1}$, то для вычисления высоты H_2 и составляющей δ в геодезическом азимуте $A_{2.1}$ уклонения отвеса в точке *2* рекомендуется [2] точная формула двустороннего тригонометрического нивелирования.

В общем случае, когда зенитные расстояния не свободны от влияния вертикальной рефракции, формула одновременного двустороннего тригонометрического нивелирования:

$$h_{1.2\,\text{ср}} = h'_{1.2\,\text{ср}} + (r)_{1.2\,\text{ср}} + (h)_{1.2\,\text{ср}}, \qquad \text{(III.7.97)}$$

где $h'_{1.2\,\text{ср}}$ — измеренное среднее превышение между пунктами *1* и *2*,

$$h'_{1.2\,\text{ср}} = D \operatorname{tg} \frac{z_{2.1} - z_{1.2}}{2} + \frac{i_1 - i_2}{2} + \frac{l_1 - l_2}{2}; \qquad \text{(III.7.98)}$$

$(r)_{1.2\,\text{ср}}$ — поправка за вертикальную рефракцию,

$$(r)_{1.2\,\text{ср}} = \frac{D_{\text{км}}}{4R_{\text{км}} \sin^2 z_{1.2}} (k_{2.1} - k_{1.2})\, D; \qquad \text{(III.7.99)}$$

$(h)_{1.2\text{ср}}$ — поправка за разность высот пунктов *1* и *2*,

$$(h)_{1.2\,\text{ср}} = \frac{h_{\text{км}}}{R_{\text{км}}} D \operatorname{tg} \frac{z_{2.1} - z_{1.2}}{2}; \qquad \text{(III.7.100)}$$

$z_{2.1}$ — зенитное расстояние, измеренное на пункте *2*; i_2 и l_1 — высоты инструмента и визирной цели над центрами пунктов *2* и *1*; $k_{2.1}$ — коэффициент земного преломления по направлению *2—1*. Остальные обозначения те же, что и в формуле (III.7.92).

В тех случаях, когда членом $(h)_{1.2\,\text{ср}}$ формулы (III.7.97) можно пренебречь, применяют упрощенную формулу

$$h_{1.2\,\text{ср}} = D \operatorname{tg} \frac{z_{2.1} - z_{1.2}}{2} + \frac{i_1 - i_2}{2} + \frac{l_1 - l_2}{2} + \frac{D_{\text{км}}}{4R_{\text{км}}} (k_{2.1} - k_{1.2})\, D. \qquad \text{(III.7.101)}$$

При $k_{1.2} = k_{2.1}$ (в случае одновременного измерения $z_{1.2}$ и $z_{2.1}$)

$$h_{1.2\,\text{ср}} = D \operatorname{tg} \frac{z_{2.1} - z_{1.2}}{2} + \frac{i_1 - i_2}{2} + \frac{l_1 - l_2}{2}. \qquad \text{(III.7.102)}$$

Формула тригонометрического нивелирования из середины. При выполнении тригонометрического нивелирования короткими (до 100 м) визирными лучами из середины формулу записывают так:

$$h_{3.\text{п}} = D_{\text{п}} \operatorname{ctg} z_{\text{п}} - D_3 \operatorname{ctg} z_3 + (l_3 - l_{\text{п}}), \qquad \text{(III.7.103)}$$

где $D_З$ и $D_П$ — расстояние от инструмента соответственно до задней З и передней П реек; $z_З$ и $z_П$ — зенитные расстояния; $l_З$ и $l_П$ — высоты визирных целей над задней и передней точками.

Если при определении превышения $h_{З.П}$ из середины используют по две визирные цели на задней и передней рейках (рис. III.7.33), то применяют формулу

$$h_{З.П}=\frac{b_З}{2}\frac{\sin(z_в+z_н)_З}{\sin(z_в-z_н)_З}-\frac{b_П}{2}\frac{\sin(z_в+z_н)_П}{\sin(z_в-z_н)_П}+$$

$$+\frac{1}{2}(b_З-b_П), \qquad \text{(III.7.104)}$$

где $b_З$ и $b_П$ — расстояния между осями верхней и нижней визирных целей соответственно на задней З и передней П рейках; $z_в$ и $z_н$ — зенитные расстояния верхней в и нижней н визирных целей.

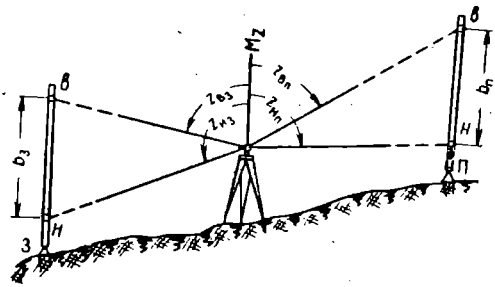


Рис. III.7.33

При $b_З=b_П=b$

$$h_{З.П}=\frac{b}{2}\left[\frac{\sin(z_в+z_н)_З}{\sin(z_в-z_н)_З}-\frac{\sin(z_в+z_н)_П}{\sin(z_в-z_н)_П}\right]. \qquad \text{(III.7.105)}$$

Определение коэффициента земного преломления. Коэффициент k_{ij} может быть определен по результатам тригонометрического нивелирования тремя способами:

1) в случае одностороннего нивелирования — по измеренному $z_{1.2}$ (или $z_{2.1}$) и отметкам H_1^0 и H_2^0 точек *1* и *2*, известным из геометрического нивелирования,

$$k_{1.2}=\frac{2R}{\rho''D}\left(z^0_{1.2}-z_{1.2}-\frac{l_2-l_1}{D}\rho''\right), \qquad \text{(III.7.106)}$$

где

$$z^0_{1.2}=\left(90^\circ+\frac{D\rho''}{2R}\right)-\frac{H_2^0-H_1^0}{R}\rho''\left(1-\frac{H_2^0-H_1^0}{2R}\right); \qquad \text{(III.7.107)}$$

$$k_{2.1}=\frac{2R}{\rho''D}\left(z^0_{2.1}-z_{2.1}-\frac{l_1-l_2}{D}\rho''\right), \qquad \text{(III.7.108)}$$

где

$$z^0_{2.\,1}=\left(90^\circ+\frac{D\rho''}{2R}\right)+\frac{H^0_2-H^0_1}{R}\rho''\left(1-\frac{H^0_2-H^0_1}{2R}\right); \quad \text{(III.7.109)}$$

2) в случае одностороннего нивелирования — из совместного уравнивания нормальных высот параметрическим способом, находят минимум суммы $[pv^2]$ групповым методом приближений *;

3) в случае двустороннего нивелирования — по одновременно измеренным $z_{1.2}$ и $z_{2.1}$, принимая $k_{1.2}=k_{2.1}=k$,

$$k=1-\frac{R}{\rho''D}(z_{1.\,2}+z_{2.\,1}-180^\circ)-\frac{R}{D^2}\,|(l_1+l_2)-(i_1+i_2)|. \quad \text{(III.7.110)}$$

В формулах (III.7.106) и (III.7.110): D — расстояние между точками *1* и *2*, отнесенное к поверхности эллипсоида; R — средний радиус кривизны для точки в середине стороны *1—2* (выбирается из геодезических таблиц по средней широте B_m); $z^0_{1.\,2}$ и $z^0_{2.\,1}$ — теоретические значения зенитных расстояний; i_1 и i_2 — высоты инструментов над центрами пунктов *1* и *2*; l_1 и l_2 — высоты визирных целей над центрами пунктов *1* и *2*.

Для определения k зенитные расстояния измеряют с повышенной точностью, применяя для этой цели более точные теодолиты по сравнению с теми, которыми выполнялось собственно тригонометрическое нивелирование.

Коэффициент рефракций может быть определен и по метеорологическим данным

$$k=k_0-\frac{b}{D_{км}}, \quad \text{(III.7.111)}$$

где

$$\left.\begin{aligned} k_0&=18{,}52\,\frac{P}{T^2}\\ b&=534{,}96\,\frac{P}{T^2}\,C\end{aligned}\right\}; \quad \text{(III.7.112)}$$

здесь P — давление воздуха в мм рт. ст.; T — абсолютная температура воздуха; C — аномалийная часть градиента температуры на высоте 1 м над почвой; $D_{км}$ — длина визирного луча в км.

Высоту i_A инструмента над точкой A, согласно рис. III.7.34, можно вычислить по формуле

$$i_A=h_{AP}+b_{ср}, \quad \text{(III.7.113)}$$

где $b_{ср}=1/2(b_Л+b_П)$ — среднее из отсчетов $b_Л$ и $b_П$, взятых по нивелирной рейке с помощью горизонтальной нити сетки трубы теодолита при двух положениях (Л и П) вертикального круга и соответствующих $z_Л=90^\circ00'00''$ и $z_П=270^\circ00'00''$; h_{AP} — превышение между точками A и P, измеренное с помощью нивелира или теодолита из середины. Такое определение i_A обеспечивает $m_i\leqslant\pm1$ мм.

* П. А. Гайдаев, В. Д. Большаков. Теория математической обработки геодезических измерений. М., «Недра», 1969.

Точность тригонометрического нивелирования. При применении высокоточных оптических теодолитов и правильных методов работы влияние ошибок измерений (нерефракционных ошибок) на результаты тригонометрического нивелирования может быть уменьшено до очень малых величин, и тогда точность тригонометрического нивелирования будет зависеть главным образом от полноты учета и исключения влияния земной вертикальной рефракции на измеренный угол ν наклона визирной оси или зенитное расстояние z наблюдаемой цели.

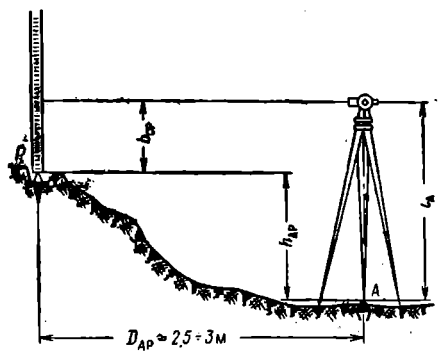


Рис. III.7.34

Общая средняя квадратическая ошибка m_h измеренного превышения:

при одностороннем нивелировании

$$m_h = \sqrt{m_D^2 \operatorname{ctg}^2 z + m_z^2 \left(\frac{D}{\rho'' \sin^2 z}\right)^2 + 2m_l^2}; \quad \text{(III.7.114)}$$

при двустороннем

$$m_h = \sqrt{m_D^2 \operatorname{ctg}^2 z + m_z^2 \left(\frac{D}{\rho'' \sin^2 z \sqrt{2}}\right)^2 + 2m_l^2}, \quad \text{(III.7.115)}$$

где m_D — средняя квадратическая ошибка измеренного расстояния D; m_z — нерефракционная часть средней квадратической ошибки измеренного зенитного расстояния; $m_l = m_i$ — средние квадратические ошибки измеренных l и i. В случае тригонометрического нивелирования короткими лучами (до 100 м) погрешность Δz измеренного зенитного расстояния при визировании на случайно наклоненную вешку (или рейку) определяется по формуле

$$\Delta z = \frac{l\varepsilon^2}{2D\rho} \sin^2 z + \frac{l\varepsilon}{2D} \sin 2z + \frac{a\varepsilon}{D} \sin^2 z, \quad \text{(III.7.116)}$$

где l — высота визирной цели над точкой, на которую установлена рейка; ε — угол случайного наклона рейки; z — зенитное расстояние

визирной цели; D — расстояние до цели; α — то же, что в формуле (III.7.52).

Средняя квадратическая ошибка m_{z_0} вычисленного зенитного расстояния:

для случая одностороннего нивелирования

$$m_{z_0}^2 = \rho^2 \left[\frac{m_{h_{1,2}}^2}{D^2} + \left(\frac{m_D}{D} \right)^2 \operatorname{ctg}^2 z + (\Delta u)^2 \right]; \quad \text{(III.7.117)}$$

для случая двустороннего нивелирования

$$m_{z_0}^2 = \rho^2 \left[\frac{m_{h_{1,2}}^2}{D^2} + \left(\frac{m_D}{D} \right)^2 \operatorname{ctg}^2 z + (\Delta u)^2 \right], \quad \text{(III.7.118)}$$

где $m_{h_{1,2}}$ — средняя квадратическая ошибка превышения $h_{1,2}$ между пунктами *1* и *2*, измеренного методом геометрического нивелирования; m_D/D — средняя относительная ошибка стороны *1—2*; $\Delta u'$ и Δu — средние квадратические ошибки соответственно поправок за переход от измеренной разности высот к разностям нормальных высот и за уклонение отвесных линий.

Выгоднейшее время для выполнения тригонометрического нивелирования. Наилучшим временем для выполнения тригонометрического нивелирования являются периоды четких изображений визирных целей. Зимний период не пригоден для производства тригонометрического нивелирования, так как влияние рефракции зимой в два с лишним раза больше, чем летом.

По исследованиям ЦНИИГАиК, зенитные расстояния выгоднее всего измерять в период от 8—9 до 17 ч дня, а в условиях Средней Азии — с 10 до 12 и с 14 до 18 ч.

В. БАРОМЕТРИЧЕСКОЕ НИВЕЛИРОВАНИЕ

В. Г. Селиханович

III.7.17. Барометрические формулы

Барометрическое нивелирование — способ определения разности высот точек местности путем сравнения величин атмосферного давления в этих точках.

Атмосферное давление выражают чаще в миллибарах (мб). Нормальное давление в единицах системы CGS равно 1 013 250 дин/см².

Так как в метеорологии давление 1 000 000 дин/см² — бар, то 1 013 250 дин/см²=1,01325 бар или 1013,25 миллибар.

Существует следующее соотношение единиц давления в миллибарах и мм рт. ст.:

1 мм рт. ст.=1333,2 дин/см²=1,33 мб;

1 мб=0,75 мм рт. ст.

В новой системе СИ единица силы тяжести есть Ньютон «Н» (1 кг = 9,80665 Н). За единицу давления принимают Ньютон на кв. метр.

Разность высот двух точек местности можно определить по полной или сокращенной формулам.

Полная барометрическая формула

$$h=(H_2-H_1)=k\,(1+\alpha t_{ср})\,(1+0{,}378\,\frac{e_{ср}}{P_{ср}})\times$$

$$\times\,(1+\beta\cos 2\varphi_{ср})\left(1+\frac{2H^{км}_{ср}}{R}\right)\lg\frac{P_1}{P_2},$$

где (H_2-H_1) — разность высот, выраженная в метрах.

В этой формуле

$$k=\frac{P_0 g_0}{M\delta_0}=18\,404,$$

где P_0 — среднее давление атмосферы на уровне моря на широте 45° при $t=0°$ С ($P_0=0{,}76$ мм рт. ст.), g_0 — плотность ртути при 0° С ($g_0=13{,}596$ г/см³), M — модуль перехода от натуральных логарифмов к десятичным ($M=0{,}43429$), δ_0 — плотность воздуха при 0° С и давлении 760 мм рт. ст. ($\delta_0=0{,}0012928$ г/см³); α — температурный коэффициент объемного расширения воздуха ($\alpha=0{,}003665=\frac{1}{273}$); $t_{ср}$, $e_{ср}$, $P_{ср}$ — соответственно средние температура, влажность, давление, определяемые в первой и второй точках (P_1 и P_2) для вычисления $P_{ср}$ надо брать без поправок за приведение к нормальной силе тяжести).

Сокращенная барометрическая формула М. В. Певцова

М. В. Певцов, используя данные наблюдения 60 метеостанций России за 50 лет и приняв $e_{ср}=9$ мм рт. ст.; $P_{ср}=740$ мм рт. ст.; $\varphi_{ср}=55°$; $H_{ср}=250$ м, получил сокращенную формулу

$$h=N\left(1+\alpha\,\frac{t_1+t_2}{2}\right)\lg\frac{P_1}{P_2},\qquad\text{(III.7.119)}$$

где $N=18\,470$.

Барометрические таблицы и пользование ими. Вычисление по формуле (III.7.119) производится способом приближенных высот и способом барометрических ступеней высот.

Способ приближенных высот. Для вычисления по способу приближенных высот используют несколько преобразованную формулу, которая имеет вид

$$h=h'+h'\alpha t_{ср},\qquad\text{(III.7.120)}$$

где

$$h'=H'_2-H'_1,$$

$$H'_2=k_0\lg\frac{760}{P_2},$$

$$H'_1=k_0\lg\frac{760}{P_1}.$$

Здесь значения H — приближенные высоты над уровнем моря при условии, что среднее значение атмосферного давления на уровне моря равно 760 мм.

Для вычисления значений $k_0 \lg \frac{760}{P}$ по аргументу P составляют таблицы, которые называются таблицами приближенных высот.

Способ барометрических ступеней высот. Для вычисления по способу барометрических ступеней высот также преобразовывают формулу (III.7.119), придавая ей вид

$$h = \Delta H (P_1 - P_2), \qquad \text{(III.7.121)}$$

где $\Delta H = \frac{k}{P_{ср}} (1 + \alpha t_{ср})$ выбирается из таблиц барометрических ступеней высот по аргументам $P_{ср}$ и $t_{ср}$.

III.7.18. Инструменты для барометрического нивелирования

Ртутные барометры

Чашечный барометр состоит из вертикально расположенной и запаянной сверху стеклянной трубки, погруженной нижним открытым концом в чашку со ртутью. По специальной шкале отсчитывается высота ртутного столба от свободной поверхности ртути в чашке до свободной поверхности ртутного столба в трубке.

Сифонный барометр состоит из U-образной стеклянной трубки-сифона. Он более удобен для геодезических работ, так как рабочие части обоих колен сифона одинакового диаметра и нет необходимости в редуцировании шкалы за счет влияния перемещения поверхности ртути в чашке.

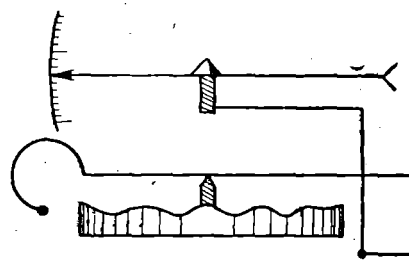


Рис. III.7.35

В показания ртутных барометров вводят поправки:

1) температурную, учитывающую расширение ртути и расширение шкалы барометра под действием температуры;

2) за приведение показаний барометра к силе тяжести на широте 45° и на уровне океана, так как ртуть с изменением силы тяжести изменяет свой вес;

3) инструментальную (из-за неточного положения шкал, качества ртути и других причин).

Анероид. Анероид (рис. III.7.35) состоит из металлической коробки, из которой выкачан воздух, и системы пружин и стержней, связанных со стрелкой.

Изменение атмосферного давления повышает или понижает волнообразную поверхность коробки и заставляет поворачиваться стрелку, по которой и отсчитывается атмосферное давление.

В показания анероида вводят поправку шкалы, температурную поправку и добавочную поправку.

По исследованиям, инструментальная средняя квадратическая ошибка измерения разности давления составляет для анероида ±0,3 мм рт. ст.

В последние годы появилась возможность изготовления более совершенных датчиков давления, что позволило применить для угловых и линейных перемещений их более точные оптические, оптико-механические измерительные системы и создать микробарометры. Эти приборы предназначены, как правило, для барометрического нивелирования. К ним относятся МБНП, ОМБ-1, ОМБ-3П,

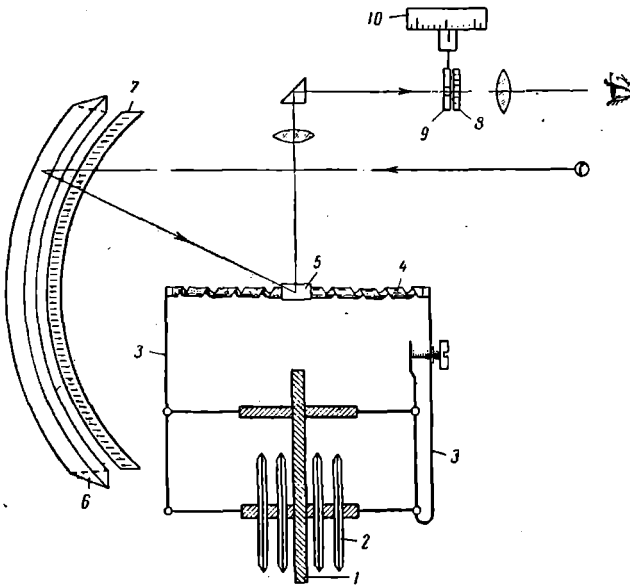


Рис. III.7.36

МБ-63. За рубежом микробарометры выпускают фирмы «Аскания» (ФРГ), «Паулин» (США) и др. Наиболее надежным и распространенным прибором является МБНП.

МБНП. Оптическая схема пружинного микробаронивелира МБНП приведена на рис. III.7.36. На плато *1* закреплены два анероидных блока *2*.

При изменении давления происходит сжатие или растяжение блоков, которое посредством рычага *3* передается на двойную цилиндрическую пружину *4*, вызывая поворот зеркала *5*. Величина поворота зеркала измеряется при помощи оптического окуляр-микрометра, призмы и шкалы. Призма *6* и шкала *7* имеют форму дуги части окружности, в центре которой расположено зеркало *5*.

Оптический окуляр-микрометр имеет в фокальной плоскости окуляра пластину со шкалой *8* и пластину с биссектором *9*, которая

перемещается микрометренным винтом *10*. Шкала имеет восемь оцифрованных делений.

На зеркало *5* при его повороте попадают различные участки шкалы *7*, освещаемые дневным светом. Отражение этих участков передается в поле зрения окулярного микрометра. Таким образом, в поле зрения окуляра видны часть отраженной основной шкалы, неподвижная шкала, биссектор *M* и перекрестие *N* (рис. III.7.37).

Поворотом барабана окулярного микрометра биссектор или перекрестие поочередно наводят на штрихи основной шкалы микронивелира, находящиеся справа от 3, 4 и 5 штрихов неподвижной шкалы окуляра.

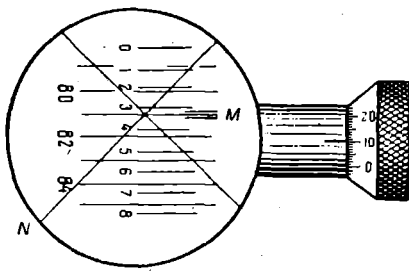


Рис. III.7.37

Штрих 4 неподвижной шкалы принимается за нулевой, относительно которого определяется положение подвижной шкалы микробаронивелира. Приведение отсчетов к единому штриху 4 производится по формуле

$$u = A + \frac{4{,}00 - a}{k_б},$$

где A — номер штриха основной шкалы микробаронивелира; a — отсчет по неподвижной шкале окуляра и барабану микрометра; $k_б$ — коэффициент перевода делений шкалы микрометра в деления подвижной шкалы микробаронивелира (берется из аттестата прибора).

Диапазон измерения без перестройки в приборе равен 70 мм рт. ст.

Перед началом работы прибор устанавливают на глаз в горизонтальное положение.

Вычисление атмосферного давления по показаниям микробарометров МБНП, МБ-63, ОМБ-1, ОМБ-3П производится по формуле

$$P_{абс} = P_0 + cu_l + \frac{\sigma}{2}(u_l^2 - nu_l) + [\Delta P_k - bc(u_l - u_k)](t_c - t_0),$$

где P_0 — добавочная поправка (определяется путем сверки со ртутным барометром), мм рт. ст.; c — значение цены деления шкалы прибора, соответствующее средине диапазона шкалы ($c = \Delta P/\Delta u$), мм рт. ст./дел; σ — градиент цены деления ($\sigma = \Delta c/\Delta u$), мм рт. ст./дел; u_l — отсчет по прибору в делениях шкалы; n — диапазон шкалы прибора в делениях (табл. III.7.5); ΔP_k — температурная

Таблица III.7.5

Основные технические данные микробарометров

Наименование прибора, дата выпуска	Число делений основной шкалы	Общее число делений отсчетного устройства	Цена деления основной шкалы, мб	Точность отсчета, мб	Ср. кв. ошибка измерения, мб $\Delta P < 10$ мб	Диапазон без перестройки / всего, мб	Предел измерения температуры	Максимальная температурная поправка, мб/градус
Микробаронивелир пружинный МБНП, 1963	150	15 000	0,7	0,004	0,01—0,02	100 / 400	—15—+40	0,03
Микробарометр МБ-63-I, 1965	130	13 000	1,5	0,008	0,02—0,03	200 / 400	—45—+45	0,05
Микробарометр МБ-63-II, 1965	130	13 000	3,0	0,015	0,02—0,03	400 / 600	—45—+45	0,05
Оптический микробарометр ОМБ-1, 1963	400	4000	0,25	0,015	0,03—0,05	100 / 180	—30—+40	0,05
Оптический микробарометр ОМБ-3П, 1970	18	1800	3,0	0,006	0,03—0,05	60 / 200	—30—+45	0,1

Прибор ОМБ-3П заключен в сосуд Дьюара, масса каждого прибора, кроме ОМБ-3П, — 4 кг, масса ОМБ-3П — 3 кг. Относительная средняя квадратическая ошибка измерения разности давления для всех приборов составляет около ± 0,002 или 0,2% от измеряемой величины ΔP.

поправка (мм рт. ст./градус); b — коэффициент термоэластичности (b=0,0002—0,0004); u_k — значение отсчета по шкале прибора, соответствующее среднему значению атмосферного давления при определении ΔP_k; t_t — температура прибора в момент снятия отсчета u_t; t_0 — среднее значение температуры прибора при определении c.

Все параметры, необходимые для вычисления абсолютного значения давления (P_0, c, σ, ΔP_k, u_k, t_0, b, $k_б$), определяются в результате эталонирования прибора в лабораторных условиях.

Основные технические данные отечественных микробарометров приведены в табл. III.7.5.

Для определения атмосферного давления при барометрическом нивелировании применяли топографический высотомер, который был изготовлен в ЦНИИГАиК и принципиально не отличался от дифференциального барометра Д. И. Менделеева, предложенного им в 1874 г.

Применялись и гипсотермометры — приборы для определения атмосферного давления по наблюдению температуры кипения воды. Главной частью этих приборов являются термометры, по которым можно отсчитывать только высокие температуры и температуры около точки замерзания. Зависимость между температурой кипения воды и давлением устанавливается опытным путем. В пределах 715—775 мм рт. ст. эта зависимость может быть выражена формулой

$$t = 100 + 0{,}0375^{\circ}\,(P - 760);$$

зная t, можно найти

$$P = 760 + \frac{t - 100}{0{,}0375^{\circ}}.$$

Наиболее распространенными способами производства барометрического нивелирования являются:

1. Способ ходов с опорой на одну станцию (прямолинейный ход прокладывается между двумя точками с твердыми отметками, ВБС — временная барометрическая станция размещается в любой точке хода);

2. Способ замкнутых полигонов с опорой на одну станцию в практике носит название «способ петли» (ход начинается и заканчивается на временной барометрической станции, проходя по замкнутому маршруту);

3. Способ с опорой на несколько станций (способ опорных треугольников).

Помимо названных способов, некоторое применение получили: способ передвижной станции, способ пространственных барических коэффициентов, способ натуральных барометрических ступеней, способ нивелирования с опорой на несколько барометрических станций (способ срочных отсчетов).

Способ замкнутых полигонов применяется обычно для нивелирования площадей. Нивелирование ведется от опорной высотной точки — временной барометрической станции путем проложения одним или несколькими исполнителями замкнутых ходов, включающих определяемые точки.

Замкнутые полигоны прокладывают с частичным перекрытием для контроля и так, чтобы они образовывали сплошную сеть.

Таблица III.7.6

Средняя квадратическая ошибка измерения превышений m_h, м	Время проложения хода, t^m, ч	Удаление от ВБС * (длина хода) s, км	Превышение от ВБС, м	Интервал времени наблюдения на ВБС, мин
1	2	3	4	5
1. Способ ходов с опорой на одну станцию				
± 0,25	2,0	2 5 7	20 10 5	10
± 0,45	2,0	5 10 14	40 35 10	10
± 0,9	3,0	10 15 25	90 80 25	10
± 2,0	6,0	10 15 30	230 210 90	20
2. Способ замкнутых полигонов с опорой на одну станцию				
± 0,45	—	2 5 6	50 25 10	10
± 0,9	—	5 10 13	100 60 10	10
± 2,0	—	10 15 25	210 190 30	20
3. Способ опорных станций				
± 2,0		50 100 140	180 120 10	20

* В графе 3 показано расстояние между ВБС.

Назначение временной барометрической станции заключается в регистрации изменения давления и температуры окружающего воздуха.

Результаты измерения давления и температуры воздуха на станции наносят на график, по которому определяют поправки в давления, измеренные на определяемых точках.

Расчеты и опыт работ показывают, что в районах с максимальной разностью высот точек до 200 м при работе по методу замкнутых полигонов и при ожидаемой средней квадратической ошибке в превышении 0,5—0,6 м допустимое удаление средних точек хода от станции может достигать в зимнее время 2,5 км, в летнее — 3,5 км, при ожидаемой средней квадратической ошибке в превышении 1,0—1,2 м — соответственно 6 и 10 км.

Большой объем работ по барометрическому нивелированию, выполненных в Центральном геофизическом тресте Министерства геологии РСФСР, позволил составить технические условия на производство баронивелирования с точностью 0,3—2,0 м, основные показатели которых приведены в табл. III.7.6, которыми широко пользуются на производстве.

III.7.19. Точность барометрического нивелирования

На точность барометрического нивелирования оказывают влияние три группы источников ошибок: ошибки от погрешностей барометрических формул, инструментальные и личные ошибки и ошибки за неравновесие атмосферы; обозначим их соответственно через Δ_k, Δu, ΔH.

Так как эти источники ошибок преимущественно носят случайный характер, то средняя квадратическая ошибка m_h в превышении

$$m_h^2 = m_k^2 + m_u^2 + m_H^2.$$

Подставив значения слагаемых с учетом, что $h = k/2\ (1+\alpha t_{ср}) \times \Delta P/P_{ср}$, получим

$$m_h^2 = \left(\frac{h}{k} m_k\right)^2 + (h\alpha m_{t_{ср}})^2 + \left(\frac{h}{\Delta P} m_{\Delta P}\right)^2 + \left(\frac{h}{P_{ср}} m_{P_{ср}}\right)^2 + \left(\frac{h}{\Delta P} s m_{g_s}\right),$$

где g_s — ошибка в превышении за горизонтальный барический градиент.

Таким образом, средняя квадратическая ошибка превышения, зависящая:

— от уклонения фактического коэффициента k от принятого при составлении таблиц, прямо пропорциональна величине самого превышения;

— от точности измерения средней температуры $t_{ср}$ ($m_{t_{ср}}$), прямо пропорциональна величине самого превышения;

— от точности измерения разности давления ΔP ($m_{\Delta P}$), остается

постоянной при любых значениях превышения, так как отношение $h/\Delta P$ является постоянной величиной;

— от точности измерения среднего давления воздуха $P_{ср}$ $(m_{P_{ср}})$, остается с некоторым приближением прямо пропорциональной величине превышения, так как и при значительном изменении превышения величина $P_{ср}$ изменяется мало;

— от точности определения горизонтального барического градиента g_s (m_{g_s}), прямо пропорциональна расстоянию между точками.

Подсчитаем m_h при работе микробарометрами для превышений, близких к 100 м. Если принять $m_k=6$ единицам (с учетом, что в значение k введена поправка за влажность), $m_{t_{ср}}=0{,}5$, $m_{\Delta P}=0{,}03$ мм рт. ст., $m_{P_{ср}}=0{,}5$ мм рт. ст., а m_{g_s} равным половине среднемесячного значения градиента, т. е. $m_{g_s}=0{,}005$ мб/км (0,004 мм рт. ст.), $\Delta P=10$ мм рт. ст.; $P_{ср}=740$ мм рт. ст., $t_{ср}=+15^{\circ}$ С; $s=3$ км, то получим $m_h=0{,}47$ м ($h\approx 115$ м).

В настоящее время методом барометрического нивелирования определяют превышения в равнинных районах с ошибкой 0,3 м, в районах с перепадами высот 500 и 2000 м — соответственно с ошибками 0,5—1,0 м; 2—2,5 м. В горных районах следует применять специальные приемы организации работ и обработки материалов. Опыт показывает, что применение микробарографов на ВБС, непрерывно фиксирующих давление, значительно повышает точность определения превышения методом барометрического нивелирования.

Г. АВТОМАТИЧЕСКОЕ НИВЕЛИРОВАНИЕ

В. И. Шиллингер

Автоматическое нивелирование производится при помощи приборов, называемых высотомерами-автоматами. Прибор устанавливается на транспортном средстве и автоматически выдает информацию о продольном профиле пути его следования по местности в виде графической записи или цифровых показаний.

Автоматическое нивелирование по качеству результатов приближается к точности технического нивелирования (± 6—10 см на 1 км хода).

Основными преимуществами автоматического нивелирования перед другими видами нивелирных работ являются: увеличение производительности полевых и уменьшение объема камеральных работ, сокращение состава полевой бригады и улучшение условий труда, возможность производить работы при неблагоприятных внешних условиях (плохая видимость, жара, дождь и т. д.), возможность записи на профиле всех перегибов местности и др.

Автоматическое нивелирование может обеспечить высотное обоснование геофизических и геологических разведок, высотную привязку аэроснимков, различного рода трассировочные и инже-

нерные работы: изыскание трасс водо-нефте-газопроводов, электропередач и др.

Высотомер-автомат вырабатывает превышение H_{AB} точек A и B местности путем непрерывного суммирования элементарных превышений $\Delta h_i = \Delta S_i \sin \nu_i$, соответствующих малым перемещениям ΔS_i, и, следовательно,

$$H_{AB} \approx \sum_1^n \Delta h_i = \sum_1^n \Delta S_i \sin \nu_i, \qquad \text{(III.7.122)}$$

где n — число участков ΔS_i на пути S_{AB}.

Выражение (III.7.122) тем точнее, чем короче участки ΔS_i; при $\Delta S_i \to 0$

$$H_{AB} = \int_{S_A}^{S_B} \sin \nu \, dS \qquad \text{(III.7.123)}$$

или H_{AB} можно определить, вводя скорость движения высотомера-автомата $v = dS/dt$, тогда

$$H_{AB} = \int_{t_1}^{t_2} v \sin \nu \, dt. \qquad \text{(III.7.124)}$$

Измерение текущих значений S производится колесным датчиком пути. Значение угла наклона местности ν определяется продольным наклоном движущейся платформы относительно направления вертикали, определяемого при помощи физического маятника, гироскопического устройства, жидкостного уровня и др. Вычисление превышений по формулам (III.7.122), (III.7.123) или (III.7.124) осуществляется счетно-решающими устройствами.

По характеру применяемых элементов и счетно-решающих устройств высотомеры-автоматы делятся на механические, электромеханические и электронно-механические. Первые высотомеры-автоматы были механическими (приборы П. М. Леонтовского, П.Н. Нечипоренко, Ф. В. Дробышева, М. А. Артанова, М. Н. Губина и др.). Из группы механических высотомеров-автоматов наибольшее распространение имел прибор М. А. Артанова.

Современные высотомеры-автоматы выполняются на электрических и электронных элементах. К электромеханическим приборам относятся высотомеры-автоматы МИИГАиК типа ВА-1М и ВА-56. К электронно-механическим—высотомер-автомат МИИГАиК типа АВА и прибор Джонсона, компания «Sperry-Sun Well» (США).

Высотомеры-автоматы ВА-1М и ВА-56 (МИИГАиК). В приборах применен свободный от механических связей с механизмами маятник с малым статическим моментом (около 4 гсм) и компенсированный от влияния тангенциальных ускорений движения. Это позволяет устанавливать приборы на автомобиль и производить нивелирование при скорости движения до 30 км/ч.

Для создания компенсационного момента служит схема, представленная на рис. III.7.38. На оси маятника *1* укреплена рамка *2*,

находящаяся в поле постоянного магнита. Якорь тахогенератора *3* приводится во вращение датчиком пути. Электродвижущая сила тахогенератора $E_т$ пропорциональна скорости движения, а ток в цепи компенсации — ускорению автомобиля W. Действующий на рамку момент равен по величине и противоположен по направлению моменту, создаваемому тангенциальными ускорениями. Таким образом, исключается возможность отклонения маятника от вертикали при движении автомобиля с переменной скоростью.

В приборах устанавливается также магнитный демпфер, предназначенный для гашения колебаний маятника, возникающих от возмущающих воздействий, не учитываемых схемой компенсации.

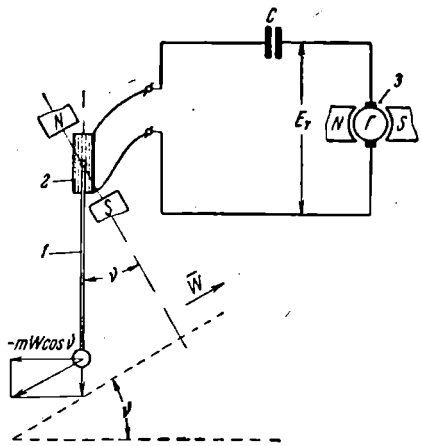


Рис. III.7.38.

Для получения sin ν по углу, измеренному маятниковой системой, и ввода значения sin ν в интегратор применяется фазо-импульсный метод преобразования угла в электрические импульсы.

Принципиальная электромеханическая схема приборов ВА-1М и ВА-56 дана на рис. III.7.39. Барабан *2* глобоидальной формы имеет на поверхности контактный гребень *4*, с которым замыкается тонкая контактная проволочка, укрепленная на конце маятника *1*. Вторая контактная пара *5*, *6* фиксирует нулевое положение системы. При вращении барабана *2* от электродвигателя *3* происходит поочередное замыкание контактных пар. Положение контактного гребня на барабане определяется временными интервалами τ между нулевым импульсом и импульсом, возникающим при замыкании контакта маятника. Значение τ зависит от величины и знака угла наклона прибора и, следовательно, определяется углом наклона местности. Форма контактного гребня выполняется так, чтобы $K \sin \nu = \tau/T$, где K — постоянный коэффициент, T — время одного оборота барабана. В качестве интегратора применена реверсивная электромагнитная муфта,

Маломощные импульсы напряжения посылаются от контактной системы в тиратронное реле 7, осуществляющее переход от фазо-импульсного преобразования к широтно-импульсному и усиление мощности. Импульсы от реле производят поочередное включение электромагнитов *8*, *9* муфты, вращающихся от датчика пути *10* в противоположных направлениях. Суммарный поворот якоря *11* за время T, которому соответствует малый участок пути Δs_l, будет пропорционален $\Delta s_l \frac{\tau}{T} K \Delta s_l \sin \nu_l$, т. е. превышению Δh_l. Ось якоря связана со счетчиком *12*, учитывающим величину

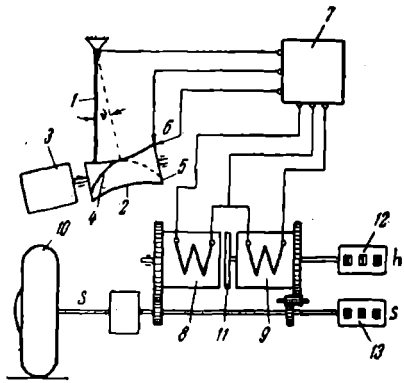


Рис. III.7.39

накопленного превышения на пройденном пути, равную $H_{AB} = K_h \sum_1^n \Delta s_l \sin \nu_l$, где K_h — масштабный коэффициент. Измеренные расстояния фиксируются счетчиком *13*.

Прибор ВА-1М снабжен устройством для записи непрерывного профиля местности на фотоленте, которая перемещается пропорционально пути. При уходе линии записи за пределы бумаги линия появляется с противоположного края, что позволяет вести непрерывную запись профиля в крупном масштабе на узкой бумажной ленте.

В приборе имеется устройство для фиксации на фотоленте характерных пунктов местности при помощи цифровых отметок.

Прибор ВА-56 установлен на автомобиле ГАЗ-69. В этом приборе предусмотрено дополнительное устройство, исключающее влияние рессорной подвески рамы автомобиля на точность измерения угла профиля местности. Принцип действия устройства основан на автоматическом вводе поправки в угловое положение маятника при всяком отклонении рамы автомобиля, возникающем вследствие упругости рессор.

Основные блоки прибора: датчик угла, пульт управления, тахогенератор компенсации и др. размещены в кабине автомобиля.

Размещение блоков прибора ВА-56 в кабине автомобиля видно на рис. III.7.40.

Датчиком пути приборов служат передние колеса автомобиля. При выполнении рейса автоматического нивелирования запрещается включать передний мост как ведущий, чтобы исключить влияние на точность измерений пробуксовок колес.

Скорость движения автомашины во время рабочего рейса не должна превышать 25—30 км/ч на хороших участках дороги.

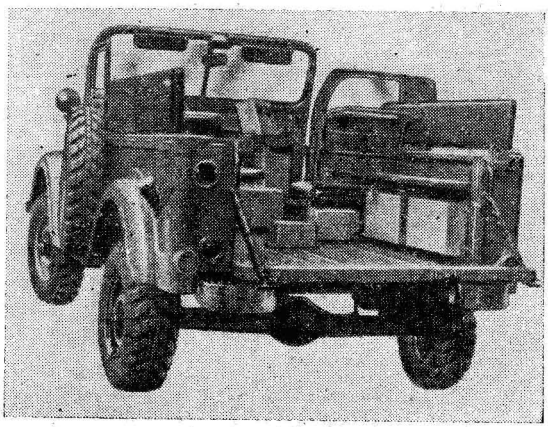


Рис. III.7.40

Производительность полевых работ с приборами достигает 40—50 км двойного хода за семичасовой рабочий день. Камеральная обработка результатов измерений одного дня занимает около 2-х часов. Обслуживают приборы два человека: оператор и шофер.

Основные технические данные приборов приведены в табл. III.7.7.

Высотомер-автомат АВА (МИИГАиК). Прибор АВА смонтирован на специальной трехколесной тележке, перемещаемой по местности тягачом ГАЗ-69 или вручную. Маятниковая система и схема компенсации подобны имеющимся в приборах ВА-1М и ВА-56. В приборе применена число-импульсная схема интегрирования, выполненная на транзисторах, что обеспечивает малое потребление энергии, снижает вес и габариты прибора и повышает стабильность счетно-решающей части. Число-импульсное интегрирование в приборе АВА основано на заполнении временных интервалов между сигналами, поступающими от контактной системы, импульсами, количество которых генерируется пропорционально пути, проходимому прибором.

В течение каждого цикла измерений в счетные устройства поступает число импульсов, пропорциональное $\sin \nu_i$. В схеме имеется

два счетных канала. При положительном ν_i импульсы поступают в первый канал, а при отрицательном ν_i — во второй.

Алгебраическое суммирование импульсов обоих каналов производится дифференциальным электромеханическим счетчиком. Таким образом, фиксируемое счетчиком число импульсов пропорционально превышению, равному $\sum_{1}^{n} \Delta s_i \operatorname{sign} \nu_i$. Блок-схема интегрирования прибора АВА представлена на рис. III.7.41.

Прибор позволяет вести непрерывную запись профиля в двух масштабах на фотоленте шириной 50 мм. Для визуальных отсчетов имеются счетчики пути и превышений.

Рама тележки имеет форму равнобедренного треугольника, в вершинах которого установлены три колеса. Два колеса, находящиеся у основания треугольника, при движении тележки катятся

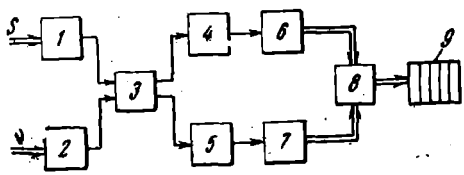


Рис. III.7.41

1 — генератор импульсов; *2* — контактная система; *3* — схема распределения импульсов; *4* и *5* — пересчетные схемы; *6* и *7* — электромеханические счетчики; *8* — дифференциал; *9* — счетчик превышений

по одному следу. Это обеспечивается тем, что переднее и заднее колеса соединены с поворотной тягой, производящей поворот обоих колес на равные углы в противоположных направлениях. Датчиком пути служит неповоротное колесо тележки.

Пульт управления может устанавливаться в трех положениях:

а) в кабине тягача — при работе с тягачом;

б) на тележке — при прокатке тележки вручную;

в) под общим кожухом тележки — в нерабочем положении.

Высотомер-автомат Джонсона (США). Фирмой «Sperry-Sun Well» было выпущено несколько моделей высотомера-автомата Джонсона, установленных на автомобилях специальной конструкции.

Автомобиль с прибором Джонсона показан на рис. III.7.42.

Прибор имеет маятниковый указатель вертикали, помещенный в жидкость для измерения углов наклона ν, и электронное вычислительное устройство для интегрирования, выполненное на транзисторах.

Датчиком пути служит пятое колесо, смонтированное между передними и задними колесами. В шинах колес автоматически поддерживается постоянное давление воздуха независимо от температуры окружающей среды, скорости движения и других факторов. Задние колеса автомобиля точно следуют по колее передних,

Таблица III.7.7

Техническая характеристика	Прибор			
	ВА-1М	ВА-56	АВА	Джонсона
Предельная скорость движения (км/ч)	30	30	5* и 15	35—40
Предельный угол наклона местности	15°	15°	15°	15°
Способ регистрации превышений	Визуальный отсчет и непрерывная запись	Визуальный отсчет	Визуальный отсчет и непрерывная запись	Визуальный отсчет и цифровая печать
Цена деления счетчика (см):				
превышений	10	10	2* и 5	Данных нет
расстояний	100	100	10* и 30	
Масштаб записи				
вертикальный	1 : 200	—	1 : 100* и 1 : 250	—
горизонтальный	1 : 4000	—	1 : 2000* и 1 : 5000	—
Средняя квадратическая ошибка определения высоты точки при двойном ходе длиной 10 км, проложенном между твердыми реперами** (см)	± 25	± 20	± 20	± 30—60***
Потребляемая мощность (Вт)	50	50	12	Данных нет

* При прокатке тележки вручную.
** По материалам полевых испытаний.
*** При отличном ходе.

что достигается одновременным поворотом всех четырех колес. Маятниковая система установлена между передним и задним мостами автомобиля на телескопической раме, благодаря чему исключается влияние подвески автомобиля на точность измерения угла наклона местности. В приборе производится цифровая печать результатов измерений при нажатии оператором специальной кнопки. Для устранения динамических воздействий на маятник отсчеты производятся на точках при остановке автомобиля.

В кабине автомобиля имеется система кондиционирования воздуха, что способствует повышению надежности работы прибора.

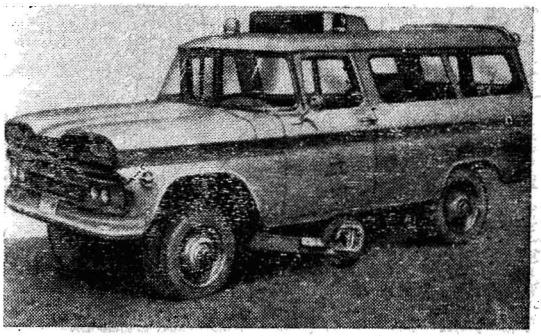


Рис. III.7.42

Пределы работы по углу продольного наклона $\pm 15°$. Средняя производительность — 80 км одиночных ходов в день. Точность измерений высот при одиночных ходах на хороших дорогах характеризуется средней квадратической ошибкой $\pm 0{,}3$—$0{,}6$ м.

К прибору придается аналоговое вычислительное устройство для обработки результатов измерений. Дополнительно автомашина снабжена устройством для распрыскивания краски с целью временной маркировки пунктов и встроенным нивелиром, при помощи которого осуществляется привязка к реперам.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Большаков В. Д., Горбенко О. И. и др. Высокоточные геодезические измерения для строительства и монтажа Большого серпуховского ускорителя. М., «Недра», 1968. 304 с.

2. Еремеев В. Ф. и Юркина М. И. Теория высот в гравитационном поле Земли. М., «Недра», 1972. 145 с.

3. Инструкция по нивелированию I, II, III и IV классов. М., «Недра», 1966. 120 с.

4. Кочетов Ф. Г. Нивелиры с самоустанавливающейся линией визирования. М., «Недра», 1969. 128 с.

5. Справочник геодезиста. М., «Недра», 1966. 984 с.

6. Энтин И. И. Высокоточное нивелирование. Тр. ЦНИИГАиК, вып. 111. М., Геодезиздат, 1956. 340 с.

7. Малкин Л. А., Шиллингер В. И. Автоматические приборы для определения превышений, устанавливаемые на автомобиле. Тр. МИИГАиК. Вып. 23. Геодезиздат, 1956, с. 63—91.

8. Шиллингер В. И., Кузнецов С. М., Нейман. Нивелирование высотомером-автоматом, установленным на автомобиле.—«Геодезия и картография», 1956, № 5, с. 30—44.

9. Вольперт М. И. Из опыта применения высотомера-автомата ВА-56.—«Геодезия и картография», 1960, № 9, с. 47—53.

10. Child W. The Jonson Ground Elevation Meter. — «The Australian Surocyor». September 1965, p. 523—541.

11. Sonkoreff W. Computerired Ground Elevation Meter of the Sperry — Sun Surveying Company. — «Canadian Petroleum», vol. 10, 1969, N 9, p. 48—52.

Раздел IV

ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ И ФОТОТОПОГРАФИЧЕСКИЕ СЪЕМКИ

IV.1. ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ СЪЕМКИ

Н. И. Модринский

IV.1.1. Топографические карты и планы

Топографическими называются такие карты и планы, полнота содержания (ситуация и рельеф) которых позволяет решать по ним разнообразные технические задачи. Эти карты и планы либо являются результатом непосредственной съемки местности, либо составляются по имеющимся картографическим материалам.

Съемки в масштабах 1 : 5000 и крупнее называются крупномасштабными. Составляемые в результате их топографические планы делятся, в зависимости от назначения, на основные и специализированные. На основных планах изображаются все объекты ситуации, предусмотренные таблицами условных знаков, и рельеф местности. Специализированные планы составляются для решения определенных народнохозяйственных задач и потому на этих планах допускается изображение лишь необходимой части ситуации, применение нестандартной высоты сечения рельефа, а также — повышение или снижение требований к точности изображения.

Топографические карты и планы СССР составляют в равноугольной поперечной цилиндрической проекции К. Ф. Гаусса, вычисленной по элементам эллипсоида Красовского в принятой системе координат, и в Балтийской системе высот. При составлении планов в масштабах 1 : 5000 и крупнее применяются трехградусные зоны, в остальных случаях — шестиградусные.

Листы карт масштабов 1 : 1 000 000—1 : 10 000 и планов масштабов 1 : 5000 и 1 : 2000 ограничены меридианами и параллелями, протяжение дуг которых зависит от масштаба карты (плана). В основу разграфки и номенклатуры советских топографических карт положена карта масштаба 1 : 1 000 000. Каждый лист этой карты соответствует сфероидической трапеции протяжением в 4° широты (ряд или пояс) и 6° долготы (колонна). Ряды обозначаются заглавными буквами латинского алфавита по направлению от экватора к полюсам, а колонны — арабскими цифрами, начиная от колонны, ограниченной 180 и 174° западной долготы от Гринвича. Номера колонн возрастают против движения часовой стрелки.

Данные, относящиеся к советским многолистным картам (планам), приведены в табл. IV.1.1.

Таблица IV.1.1.

Масштаб	Число листов, соответствующее одному листу карты масштаба	Протяжение листа		Пример номенклатуры листа
		по широте	по долготе	
	1 : 1 000 000			
1 : 1 000 000	1	4°	6°	*N*-37 (Москва)
1 : 300 000	9	1°20′	2°	IX-*N*-37
1 : 200 000	36	40′	1°	*N*-37-XXXVI
1 : 100 000	144	20′	30′	*N*-37-144
	1 : 100 000			
1 : 50 000	4	10′	15′	*N*-37-144-Г
1 : 25 000	16	5′	7′30″	*N*-37-144-Г-г
1 : 10 000	64	2′30″	3′45″	*N*-37-144-Г-г-4
1 : 5000	256	1′15″	1′52,5″	*N*-37-144-(256)
1 : 2000	2304	25″	37,5″	*N*-37-144-(256-в)

Севернее 60-й параллели листы карт масштабов 1 : 100 000—1 : 10 000 издаются сдвоенными, а севернее 76-й — счетверенными. При сдваивании листов карты масштаба 1 : 100 000 соединяется нечетный по номенклатуре лист со следующим порядковым четным по номенклатуре листом. При сдваивании листов карт других масштабов соединяются листы, входящие в одну трапецию более мелкого масштаба.

Составляемые в масштабах 1 : 5000—1 : 500 планы участков площадью до 20 км², как правило, имеют квадратную разграфку листов. За основу принят лист плана масштаба 1 : 5000 размером 40 × 40 см, обозначаемый арабской цифрой. Ему соответствуют четыре листа плана масштаба 1 : 2000 размером 50 × 50 см. Каждый из них обозначается присоединением одной из первых четырех заглавных букв русского алфавита к номеру соответствующего листа масштаба 1 : 5000, например, 5-Б. Одному листу плана масштаба 1 : 2000 соответствуют четыре листа масштаба 1 : 1000 (обозначение 5-Б-IV) и 16 листов масштаба 1 : 500 (обозначение 5-Б-16).

Для определения по топографической карте (плану) положения точки при помощи прямоугольных зональных координат на карту наносят координатную сетку. Она образована системой линий, параллельных изображению осевого меридиана зоны (вертикальные линии сетки) и перпендикулярных к нему (горизонтальные линии сетки). Расстояния между соседними линиями координатной сетки зависят от масштаба карты.

Концы (выходы) линий координатной сетки у рамки листа карты подписывают значениями их прямоугольных координат в километрах. Крайние на листе линии подписывают полными (четырехзначными) значениями абсцисс и преобразованных (увеличенных на 500 км) ординат зональной системы координат. Остальные же линии сетки подписывают двумя последними цифрами значений координат (сокращенные координаты).

Чтобы устранить затруднения с использованием координатных сеток, относящихся к соседним зонам, принято в пределах полос протяжением в 2° долготы вдоль западной и восточной границ зоны показывать выходы линий координатной сетки не только своей зоны, но и ближайшей соседней.

На топографических картах и планах изображаются опознаваемые на местности объекты ситуации и рельефа с подробностью, зависящей главным образом от масштаба карты или плана.

Для изображения ситуации служат контурные, внемасштабные и пояснительные условные знаки установленного образца. Контурными условными знаками изображаются объекты ситуации, выражающиеся в масштабе карты (плана). Внемасштабные знаки применяются для изображения местных предметов и пунктов (дороги, мосты, указатели дорог, геодезические знаки и т. п.), которые не могут быть изображены в масштабе карты (плана). Бо́льшая часть внемасштабных условных знаков указывает точное положение соответствующих предметов, что дает возможность измерять по карте (плану) расстояния между последними. Пояснительные условные знаки применяются в сочетании с контурными и внемасштабными знаками для дополнительной характеристики местных предметов (подпись глубины реки и характера дна у брода, указание длины и грузоподъемности моста, породы леса, высоты и толщины деревьев).

Р е л ь е ф м е с т н о с т и — совокупность неровностей физической поверхности земли — обычно делят на равнинный (с углами наклона местности $\nu \leqslant 2°$), всхолмленный ($2° < \nu \leqslant 4°$), пересеченный ($4° < \nu \leqslant 6°$) и горный ($\nu > 6°$).

Типовые формы рельефа. 1. Г о р а (холм, высота, сопка) — куполообразная или коническая возвышенность с вершиной и подошвой. От вершины к подошве идут понижающиеся скаты (склоны). Вершина в виде площадки называется п л а т о, а остроконечная вершина — п и к о м.

2. К о т л о в и н а — углубление в виде чаши, от дна которой идет во все стороны подъем до окраины — границы перехода котловины в окружающую форму рельефа.

3. Х р е б е т — вытянутая возвышенность с понижающимися в три стороны скатами. Самая высокая линия хребта — водораздел.

4. Л о щ и н а — вытянутое углубление местности. Самая низкая линия лощины, называемая тальвегом, или водосливной линией, часто является ложем водотока. Боковые склоны лощины иногда называют щеками, а границу перехода лощины в другую форму рельефа — бровкой. Встречающиеся на щеках уступы с более или менее горизонтальной поверхностью называются террасами. Разновидности лощины: долина, ущелье, каньон, промоина, овраг, балка.

5. С е д л о в и н а — пониженная часть местности между двумя вершинами. Здесь местность в две стороны повышается, а в две — понижается.

Вершина горы, дно котловины и самая низкая точка седловины являются х а р а к т е р н ы м и т о ч к а м и р е л ь е ф а. Водораздел и тальвег представляют собой х а р а к т е р н ы е л и н и и р е л ь е ф а. Характерные точки и линии рельефа облегчают распознавание отдельных форм его на местности и изображение их на карте и плане.

На топографических картах и планах рельеф местности изображается горизонталями и условными знаками (скалы, обрывы). Для облегчения чтения рельефа на карте и плане подписывают отметки характерных точек местности и некоторых горизонталей, а также превышения форм рельефа, которые не могут быть изображены горизонталями (глубина оврага, высота обрыва и т. п.).

Изображение рельефа на топографических картах и планах должно удовлетворять следующим главнейшим требованиям: 1) полное освещение особенностей рельефа; 2) увязка с ситуацией (особенно с гидрографической сетью) и 3) соответствие законам образования рельефа.

Высота сечения $h_{сеч}$ на топографических картах и планах устанавливается в зависимости от характера рельефа и назначения плана.

В случаях, когда принятой высотой сечения не улавливается характерная форма рельефа, либо заложение ската между горизонталями превосходит 2 см на карте, проводятся дополнительные, полу- и четверть горизонтали.

IV.1.2. Задачи, решаемые по топографической карте

Ориентирование листа топографической карты производится либо по местным предметам, либо при помощи компаса. Если нулевой диаметр градуированного кольца компаса прикладывают к боковой стороне рамки листа карты, то последний поворачивают

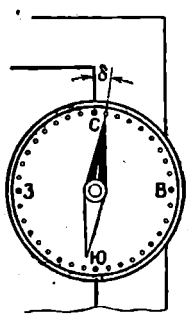


Рис. IV.1.1

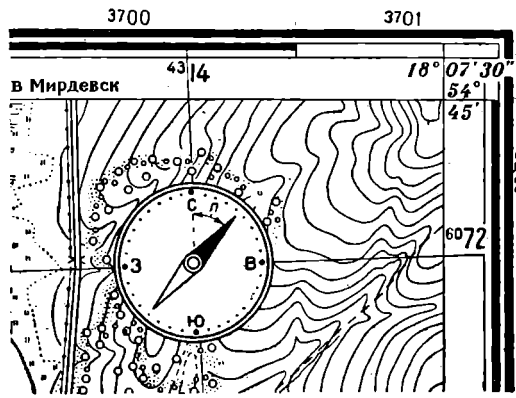


Рис. IV.1.2

вместе с компасом до тех пор, пока северный конец стрелки не совпадет с делением кольца, равным склонению δ магнитной стрелки (рис. IV.1.1). Если же нулевой диаметр кольца прикладывают к одной из вертикальных линий координатной сетки (рис. IV.1.2), то лист карты окажется ориентированным, когда отсчет по север-

ному концу стрелки будет равен поправке $П$ за склонение δ магнитной стрелки и гауссово сближение $\gamma_г$ меридианов

$$П = \delta - \gamma_г. \qquad (IV.1.1)$$

Необходимо учитывать знаки δ и $\gamma_г$: они положительны, когда склонение стрелки восточное (см. рис. IV.1.2) и когда точка, в которой производят ориентирование, находится в восточной половине зоны системы координат Гаусса — Крюгера. Значения δ и $\gamma_г$ обычно подписывают под южной стороной рамки листа карты. При ориентировании листа, снятого несколькими годами раньше, надо исправить δ за годовое изменение склонения магнитной стрелки.

Измерение линий по карте (плану) производится при помощи простого линейного либо более точного поперечного масштаба.

Значение наименьшего деления d поперечного масштаба таково:

$$d = \frac{KO}{mn}, \qquad (IV.1.2)$$

где KO — основание масштаба; m — число делений, на которое разделено крайнее левое основание; n — число отрезков, отложенных на перпендикуляре, восставленном к основанию масштаба.

Поперечный масштаб, у которого $KO = 2$ см, $m = n = 10$, называется нормальным сотенным масштабом.

При измерении линий по картам, составленным в неметрических масштабах, и по аэроснимкам пользуются переходным, или переводным, масштабом. Основание x его рассчитывают так, чтобы оно соответствовало круглому числу N метров на местности

$$x_{см} = \frac{N}{0{,}01M}, \qquad (IV.1.3)$$

где M — знаменатель численного масштаба карты или аэроснимка.

Длину ломаной линии измеряют путем постепенного наращивания раствора измерителя при последовательном измерении отдельных отрезков линии. Для контроля рекомендуется повторить измерение в обратном направлении.

Длину извилистой кривой линии измеряют либо аналогично измерению ломаной линии, деля кривую на отрезки, каждый из которых может быть принят за прямолинейный, либо путем откладывания по измеряемой линии отрезков постоянной длины a, зависящей от кривизны линии (например, 1—3 мм). В последнем случае общую длину s кривой в метрах вычисляют по формуле

$$s = (an + r) M_т, \qquad (IV.1.4)$$

где n — число откладываний отрезка a; r — длина остатка кривой, измеренная по масштабу; $M_т$ — число тысяч в знаменателе численного масштаба карты (плана). Отрезки a и r выражают в миллиметрах.

Для контроля измерение производят дважды — в противоположных направлениях, причем $n_{пр} - n_{обр} \leqslant n_{ср} : 50$. При допустимости расхождения

$$s = \left(an_{ср} + \frac{r_{пр} + r_{обр}}{2} \right) M_т. \qquad (IV.1.5)$$

Измерение длины реки по карте производят циркулем с постоянным раствором, равным 1 мм. До начала измерения реку делят на участки в соответствии с типом извилистости, подбирая его по специальному чертежу, разработанному в Государственном гидрологическом институте. Значение коэффициента k извилистости изменяется от 1,00 до 1,35. Длина участка не должна быть больше 5 см. Начало и конец его отмечаются короткими штрихами, перпендикулярными к измеряемой линии.

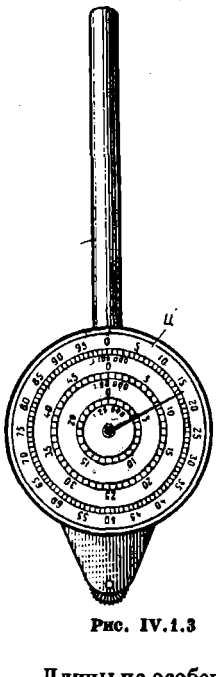


Рис. IV.1.3

Длину реки измеряют сначала от устья до истока, отмечая число отложений циркуля от устья до границ каждого участка (нарастающим итогом). Затем измерение повторяют в обратном направлении в пределах каждого участка реки. Доли раствора циркуля оценивают на глаз с округлением до 0,1.

Расхождение между числом откладываний циркуля в пределах каждого участка реки в прямом и обратном направлениях не должно быть больше $n_{ср} : 50$, где $n_{ср} = (n_{пр} - n_{обр})/2$. Длина $s_{реки}$ вычисляется по формуле

$$s_{реки} = M_т n_{ср} k. \qquad (IV.1.6)$$

Измеряемым по карте горизонтальным проекциям s линий соответствуют расстояния D на местности, вычисляемые по формуле

$$D = \sqrt{s^2 + h^2} \approx s + \frac{h^2}{2s}, \qquad (IV.1.7)$$

где h — разность высот концов наклонной линии, определяемая по карте.

Длины не особенно извилистых линий измеряют по карте и курвиметром (рис. IV.1.3), шкалы которого приспособлены к наиболее употребительным масштабам.

Измерение площадей по карте и плану целесообразнее всего производить палеткой или планиметром. Одной из самых простых является палетка-клетчатка — целлулоидная прозрачная пластинка или бумажная калька с нанесенной на ней сеткой мелких квадратов (чаще всего 2 × 2 мм). При измерении площади фигуры с криволинейными очертаниями накладывают на нее палетку, считают число полных квадратов, заключающихся в данном контуре, на глаз оценивают входящие в данную фигуру части неполных квадратов и прибавляют их к числу полных квадратов. Произведение полученной суммы на цену деления палетки представляет собой значение площади фигуры. Относительная ошибка определения площади палетками около 1 : 100.

Наибольшее распространение получил полярный компенсационный планиметр (рис. IV.1.4). Главными частями его являются: обводный рычаг R, на котором имеется ка-

ретка со счетным механизмом, и полюсный рычаг R_1 с полюсом O. Оба рычага соединяются при помощи шарового шарнира, укрепленного на конце полюсного рычага и входящего в углубление b каретки. У обводного рычага имеется обводный шпиль f с подпоркой m и рукояткой g.

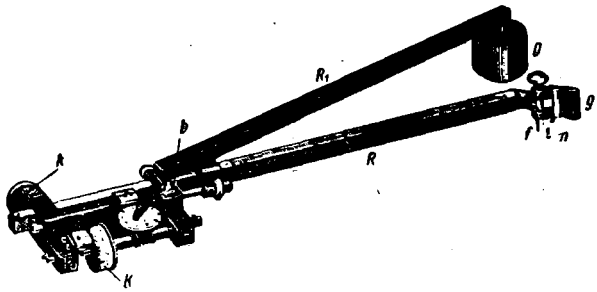


Рис. IV.1.4

Каретка (рис. IV.1.5) опирается на счетное колесо K и на ролик k. После ослабления винта d она может передвигаться вдоль обводного рычага. Для определения положения каретки на верхней грани A обводного рычага нанесены деления, а на самой каретке

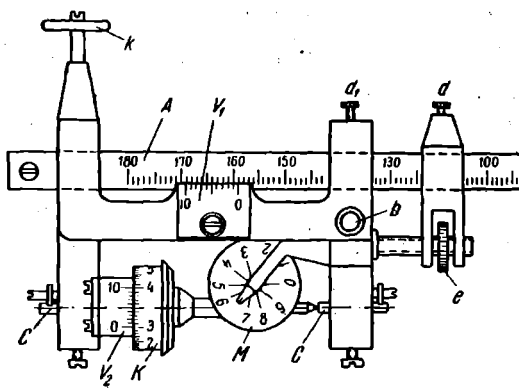


Рис. IV.1.5

имеется верньер V_1. Точная установка каретки достигается вращением микрометренного винта e при закрепленном винте d.

Счетный механизм состоит из колеса K, цилиндрическая поверхность которого разделена на 100 частей, верньера V_2, дающего возможность оценивать десятые доли деления счетного колеса, и циферблата M, отмечающего полные обороты счетного колеса. Отсчет по планиметру, как правило, четырехзначное число (на рис. IV.1.5 он равен 6303).

В зависимости от величины фигуры, площадь P которой измеряют, полюс планиметра располагают либо внутри фигуры, либо вне ее. В первом случае площадь вычисляют по формуле

$$P = C\,(n_к + q - n_н), \qquad \text{(IV.1.8)}$$

а во втором — по формуле

$$P = C\,(n_к - n_н), \qquad \text{(IV.1.9)}$$

где C — цена деления планиметра; q — слагаемое (постоянное число) планиметра, представляющее собой площадь основного круга, выраженную в делениях планиметра; $n_к$ и $n_н$ — отсчеты, сделанные в конце и в начале обвода фигуры, произведенного в направлении движения часовой стрелки.

Определение C проще всего выполнить путем обвода какой-либо правильной фигуры, площадь $P_{геом}$ которой может быть вычислена по правилам геометрии. При этом полюс планиметра устанавливают вне этой фигуры

$$C = \frac{P_{геом}}{n_к - n_н}. \qquad \text{(IV.1.10)}$$

Цену деления планиметра вычисляют с четырьмя значащими цифрами.

При измерении планиметром площади по профилю, построенному в различных горизонтальном и вертикальном масштабах, цену $C_{пр}$ деления планиметра в квадратных метрах определяют из выражения

$$C_{пр} = 0{,}0001\frac{NM_{гор}M_{верт}}{n}, \qquad \text{(IV.1.11)}$$

где N — число квадратных сантиметров в фигуре-эталоне; $M_{гор}$ и $M_{верт}$ — знаменатели горизонтального и вертикального масштабов; n — разность отсчетов в конце и в начале обвода фигуры-эталона.

Значение слагаемого q целесообразнее всего определять путем обвода квадрата со сторонами порядка 30 см планиметром с полюсом внутри этого квадрата

$$q = \frac{P_{кв}}{C} - n, \qquad \text{(IV.1.12)}$$

где $P_{кв}$ — площадь обводимого квадрата; C — цена деления планиметра; n — разность отсчетов в конце и в начале обвода квадрата, произведенного в направлении движения часовой стрелки.

Если при обводе счетное колесо вращается в сторону уменьшения подписей его делений, то это значит, что обводимая фигура меньше так называемого основного круга. В этом случае разность $n_к - n_н$ отрицательна, так что q равно арифметической сумме абсолютных значений $P_{кв}/C$ и $n_к - n_н$.

Цена деления C и слагаемое q зависят от длины R обводного рычага планиметра

$$C = Ra,$$

$$q = \frac{\pi}{C}(R^2 + R_1^2 + 2Rr),$$

где a — длина одной тысячной части окружности обода счетного колеса; r — расстояние от точки соединения рычагов до плоскости счетного колеса.

Так как длина R_1 полюсного рычага в полярном компенсационном планиметре постоянна, то длина R обводного рычага может быть рассчитана для заданного значения C по формуле

$$R = \frac{R'}{C'} C, \qquad \text{(IV.1.13)}$$

где R' — длина обводного рычага, соответствующая первоначально определенной цене C' деления планиметра.

Плоскость счетного колеса планиметра должна быть перпендикулярна к оси обводного рычага (линии, соединяющей острие обводного шпиля с точкой соединения обоих рычагов). Для исключения влияния нарушения этого условия площади измеряют планиметром при двух положениях рычагов, симметричных относительно обводимой фигуры: среднее из полученных значений площади свободно от ошибки.

Точность измерения площади полярным планиметром возрастает с увеличением площади. Площади порядка 15 см^2 на карте или плане измеряются планиметром с ошибкой, достигающей 1 : 200 величины площади. Малые площади рекомендуется измерять при малой длине обводного рычага планиметра либо палеткой или же вычислять геометрически.

Измерение планиметром площадей $p_к$ небольших фигур контролируется путем сравнения суммы $\sum p_к$ этих площадей с площадью $P_{общ}$ общей фигуры, образованной мелкими фигурами. Невязка $f_P = \sum p_к - P_{общ}$ в сумме площадей не должна быть больше предельной невязки $f_{P_{пред}}$, вычисляемой по формуле А. В. Маслова [8]

$$f_{P_{пред}} = 0{,}7C\sqrt{k} + 0{,}005\,M_т\sqrt{P_{общ}}, \qquad \text{(IV.1.14)}$$

где C — цена деления планиметра, k — число фигур, $M_т$ — число тысяч в знаменателе численного масштаба карты или плана. Цена C деления и общая площадь $P_{общ}$ должны быть выражены в гектарах.

При допустимости невязки f_p ее распределяют с обратным знаком между площадями отдельных фигур пропорционально их величине.

Несколько бо́льшую (примерно на 25%) точность дает полярный планиметр МИИЗ с двумя счетными механизмами.

Для исключения влияния изменения масштаба карты и деформации бумаги площади измеряют планиметром по способу А. Н. Савича. Если фигура, площадь P_1 которой должна быть измерена, является частью трапеции картографической сетки (или частью квадрата координатной сетки), то сначала обводят планиметром эту фигуру, получая ее площадь n_1 в делениях планиметра, а затем дополняют ее до целой трапеции (квадрата), получая площадь n_2 этого дополнения в делениях планиметра.

Площади P_1 фигуры и P_2 дополнения вычисляют по формулам

$$\left.\begin{aligned} P_1 &= P_{\text{геом}} \frac{n_1}{n_1+n_2} \\ P_2 &= P_{\text{геом}} \frac{n_2}{n_1+n_2} \end{aligned}\right\}, \qquad \text{(IV.1.15)}$$

где $P_{\text{геом}}$ — площадь трапеции (квадрата), вычисленная геометрически.

Невязка

$$f_P = P_1 + P_2 - P_{\text{геом}}$$

не должна быть больше $\frac{P_{\text{геом}}}{300}$.

При соблюдении этого требования f_P распределяют с обратным знаком между площадями P_1 и P_2 пропорционально их величинам так, чтобы удовлетворялось равенство $P_{1\text{испр}} + P_{2\text{испр}} = P_{\text{геом}}$.

Решение по карте задач, связанных с рельефом местности

1. О п р е д е л е н и е в ы с о т ы з а д а н н о й т о ч к и.

а) отметка точки, находящейся на горизонтали, равна отметке горизонтали;

б) отметка H_T точки T, расположенной между горизонталями с разными отметками, вычисляется по формуле

$$H_T = H_\Gamma + \frac{d}{a} h_{\text{сеч}}, \qquad \text{(IV.1.16)}$$

где H_Γ — меньшая отметка ближайшей горизонтали, d — кратчайшее расстояние от точки T до этой горизонтали; a — заложение ската между горизонталями, $h_{\text{сеч}}$ — высота сечения рельефа;

в) отметка H_T точки, находящейся внутри сомкнутой горизонтали с отметкой H_Γ либо между горизонталями с одинаковыми отметками, равна

$$H_T \approx H_\Gamma \pm \frac{h_{\text{сеч}}}{2}. \qquad \text{(IV.1.17)}$$

Знак зависит от того, выше (плюс) или ниже (минус) горизонтали находится точка.

2. О п р е д е л е н и е к р у т и з н ы с к а т а. Крутизна ската характеризуется либо углом наклона ν, либо уклоном i.

Значение угла наклона ν (в градусах) линии длиной l между соседними горизонталями, разность высот которых равна $h_{\text{сеч}}$, может быть вычислено по формуле

$$\nu = \rho^\circ \frac{h_{\text{сеч}}}{l}, \qquad \text{(IV.1.18)}$$

где ρ° — число градусов в радиане.

При работе с топографической картой угол ν обычно определяют при помощи м а с ш т а б а з а л о ж е н и й — графика,

на горизонтальной оси которого отложены равные отрезки; концы их подписывают выбранными значениями ν. На перпендикулярах,

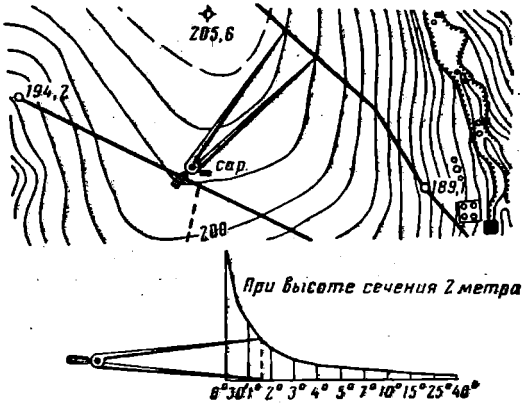


Рис. IV.1.6

восставленных в концах этих отрезков, откладывают в масштабе карты расстояния

$$l = h_{\text{сеч}} \operatorname{ctg} \nu.$$

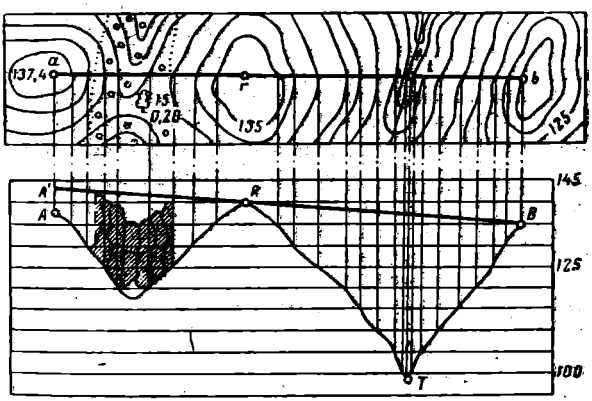


Рис. IV.1.7

Определение ν по масштабу заложений показано на рис. IV.1.6. Уклон i линии длиной l равен

$$i = \frac{h_{\text{сеч}}}{l} = \operatorname{tg} \nu. \qquad \text{(IV.1.19)}$$

Для ускорения определения i по карте пользуются соответствующим масштабом заложений.

3. Построение профиля. Для построения полного профиля (рис. IV.1.7) прикладывают к линии край графленой бумаги и отмечают на нем положение всех горизонталей, выписывая их отметки. Затем бумагу снимают с карты, подписывают около горизонтальных линий значения отметок горизонталей и строят перпендикуляры, соответствующие в принятом масштабе (обычно в 10 раз крупнее масштаба карты) отметкам горизонталей. Полученные точки соединяют линиями. В тех случаях, когда профильная линия пересекает вершины, котловины, хребты и лощины, характерные точки этих форм рельефа получают на профиле как точки пересечения линий скатов, идущих навстречу друг другу.

При построении сокращенного профиля ограничиваются пересечением горизонталей, характеризующих границы подъемов и спусков, а также места резких перегибов скатов.

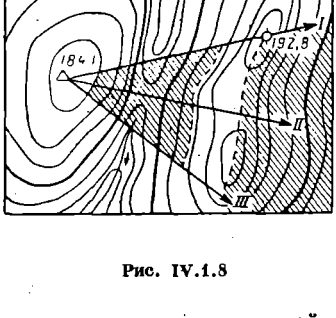


Рис. IV.1.8

Иногда на профилях строят и изображения тех объектов (строения, деревья), которые ограничивают видимость. Для установления видимости точек соединяют на профиле прямой линией точку B (см. рис. IV.1.7), которая должна быть видима, с препятствием R (вершина), расположенным между ней и точкой A, на которой находится наблюдатель. Линию BR' продолжают до пересечения с вертикальной линией, проведенной через точку A. Измеренная по масштабу длина отрезка AA' указывает, насколько следует подняться наблюдателю, чтобы увидеть точку B.

4. Нанесение полей невидимости. Полем невидимости называется часть местности, не просматриваемая с данного наблюдательного пункта. Поля невидимости обычно наносят на карту в пределах данного сектора наблюдения, для чего из наблюдательного пункта на карте проводят профильные линии по направлениям, проходящим через препятствия, ограничивающие кругозор. При построении профилей учитывают высоты встречающихся местных предметов. Невидимые части профилей переносят на соответствующие профильные линии. Полученные точки соединяют на карте плавными пунктирными линиями, проводимыми с учетом изменений рельефа местности. Невидимые части местности отмечают штриховкой (рис. IV.1.8).

5. Отграничение бассейна водотока или водоема. Бассейном (водосборной площадью) водотока или водоема называется часть местности, с которой стекает вода в этот водоток или водоем. Отграничение бассейна состоит в проведении на карте водораздельных линий.

6. Вычисление объемов. По карте с горизонталями можно вычислить объем горы и котловины. Эти формы рельефа расчленяются на части, ограниченные двумя соседними горизонталями и принимаемые за усеченные конусы, объем каждого из которых вычисляют по формулам, приведенным в разделе V.15.

IV.1.3. Теодолитные работы

Общие положения. Теодолитные работы делятся на проложение теодолитных ходов и на теодолитную съемку. Теодолитные ходы, прокладываемые для обоснования съемок, в зависимости от величины снимаемого участка образуют сеть с узловыми точками в местах соединения. Теодолитная съемка состоит в производстве на местности угловых и линейных измерений, дающих возможность составить план этой местности с изображением на нем ситуации, но без рельефа. Обычно теодолитную съемку выполняют на застроенных территориях.

Теодолитные ходы, в зависимости от точности, делятся на два разряда: 1-й разряд с относительной невязкой не ниже 1 : 2000 и 2-й разряд с относительной невязкой не ниже 1 : 1000. В некоторых случаях прокладываются теодолитные ходы повышенной точности, характеризуемые допустимыми относительными невязками порядка 1 : 3000—1 : 4000.

Предельная длина теодолитного хода зависит от требований к его точности и от масштаба съемки, обоснованием которой ход является. Ориентировочно предельную длину $\sum s_{\text{пред}}$ (в километрах) теодолитного хода, прокладываемого на открытой местности и на застроенной территории для обоснования съемок в масштабах 1 : 5000—1 : 500, можно рассчитать по формуле

$$\sum s_{\text{пред}} = f_{s_{\text{пред}}} M_{\text{т}} N_{\text{т}}, \qquad \text{(IV.1.20)}$$

где $f_{s_{\text{пред}}}$ — предельная линейная невязка хода, принимаемая равной 0,4 мм для открытой местности и застроенной территории и 0,6 мм для залесенной местности, $M_{\text{т}}$ — число тысяч в знаменателе численного масштаба плана, для составления которого производится съемка, $N_{\text{т}}$ — число тысяч в знаменателе допустимой относительной невязки хода.

В системах теодолитных ходов, образующих узловые точки, предельные длины ходов между исходными пунктами и узловыми точками, а также между последними должны быть на 30% меньше рассчитанных по формуле (IV.1.20).

В исключительных случаях допускаются висячие теодолитные ходы. Предельные длины их указываются в соответствующих инструкциях.

Стороны теодолитных ходов не должны быть короче 20 м и длиннее 350 м. Они измеряются в прямом и обратном направлениях приборами, обеспечивающими относительную ошибку измерения не ниже 1 : 1000 (дальномеры двойного изображения, стальная лента, длиномер).

Вершины теодолитных ходов закрепляют на местности знаками, которыми, в зависимости от назначения выполняемых работ, могут быть костыли, деревянные столбы, колья и др. Если теодолитные ходы являются самостоятельным обоснованием съемки территорий строительства, то пятую часть их вершин закрепляют железобетонными монолитами.

Для угловых измерений в теодолитных работах применяются технические теодолиты.

В связи с различным направлением подписи делений вертикального круга технических теодолитов формулы для вычисления угла наклона ν также различны.

Теодолиты Т15, ТТ-50, ТТ-5:

$$\nu = П - МО = МО - (Л + 180°) = \frac{1}{2}(П - Л - 180°); \qquad (IV.1.21)$$

теодолит Т30:

$$\nu = МО - П - 180° = Л - МО = \frac{1}{2}(Л - П - 180°), \qquad (IV.1.22)$$

где П и Л — отсчеты по вертикальному кругу при положении его справа и слева от трубы; МО — место нуля вертикального круга,

$$МО = \frac{1}{2}(П + Л + 180°). \qquad (IV.1.23)$$

При вычислениях по формулам (IV.1.21) и (IV.1.23) следует к значениям П, Л и МО, меньшим 90°, прибавлять 360°.

Перед отсчитыванием по вертикальному кругу необходимо приводить в нульпункт пузырек цилиндрического уровня на алидаде горизонтального круга при помощи подъемных винтов (теодолиты Т15 и Т30) либо пузырек уровня алидады вертикального круга при помощи соответствующего микрометренного винта (теодолиты ТТ-50 и ТТ-5).

Исследования и поверки теодолитов. 1. Исследование рена у шкалового микроскопа производится путем последовательного отсчитывания числа n' делений шкалы микроскопа, изображения которых содержатся между изображениями штрихов круга, на всем протяжении последнего через 30 или 45°

$$r = l - n', \qquad (IV.1.24)$$

где l — цена деления основной шкалы круга.

В формулу (IV.1.24) подставляют среднее значение n'.

Рен исправляют путем взаимного перемещения линз объектива отсчетного микроскопа.

2. Правильность нанесения делений на круги и верньеры исследуют с целью установления, не подвергался ли инструмент механическим повреждениям, вследствие которых расстояния между штрихами изменились.

3. Влияние эксцентриситета алидады на отсчеты по лимбу:

а) Оптический теодолит. Вокруг инструмента намечают объекты местности, расположенные через 45—60° вблизи горизонта инструмента примерно на одинаковых расстояниях от него. Закрепив лимб, наводят трубу на каждый из этих объектов сначала при круге справа, а затем слева. При каждом визировании делают по лимбу отсчеты $b_П$ и $b_Л$. Если $b_П - b_Л = 180° \pm 2t$, где t — точность отсчитывания по лимбу, то эксцентриситет алидады отсутствует. При бо́льших колебаниях разностей отсчетов влияние эксцентриситета алидады на отсчеты исключается в среднем из отсчетов $b_П$ и $b_Л$.

б) Верньерный теодолит. Отсчитывают по обоим верньерам, последовательно поворачивая алидаду примерно на 60°. Если во всех случаях отсчеты по верньерам разнятся на 180°, то влияние эксцентриситета алидады на отсчеты отсутствует. В противном случае оно исключается в среднем из отсчетов по верньерам.

4. Перпендикулярность плоскости делений лимба к основной оси (оси вращения алидады) инструмента исследуют плавным вращением алидады при закрепленном лимбе: между краями делений лимба и верньеров не должно быть зазоров. Признаком нарушения условия в оптических теодолитах является изменение четкости изображения шкалы лимба в отсчетном микроскопе при вращении алидады. Исправление производится в мастерской.

Ослабление влияния неперпендикулярности плоскости делений лимба к основной оси инструмента достигается измерением угла на разных частях лимба.

5. Неизменность положения визирной оси трубы при наблюдении различно удаленных объектов определяют путем последовательного визирования при круге справа и круге слева на объекты, расположенные на расстояниях около 50, 200 и 500 м. Если разности отсчетов при обоих положениях круга одинаковы, то условие выполнено. Нарушение его вызывается неправильным ходом фокусирующей линзы при установке трубы по предмету. Исправление возможно в мастерской.

6. Перпендикулярность оси цилиндрического уровня на горизонтальном круге к основной оси инструмента. Нарушение условия устраняется исправлением положения уровня.

7. Перпендикулярность визирной оси к оси вращения трубы (отсутствие коллимационной ошибки c) поверяют двукратным (при КП и КЛ) наведением трубы на точку, расположенную примерно на горизонте инструмента, с производством отсчетов $a_П$ и $a_Л$ по горизонтальному кругу:

$$a_П - (a_Л + 180°) = 2c. \qquad \text{(IV.1.25)}$$

Если $2c \neq 0$, то нарушение условия устраняют установкой горизонтального круга на отсчет $a = {}^1/_2\,(a_П - 180° + a_Л)$ и передвижением сетки нитей исправительными винтами до совмещения изображения наблюдаемой точки с центром сетки.

Постоянство остаточного значения $2c$ служит контролем измерения направлений.

Влияние c на значение горизонтального угла β, измеренного при одном положении вертикального круга относительно трубы (одним полуприемом), выражается так

$$\Delta_{c\beta} = c\,(\sec \nu_A - \sec \nu_B), \qquad \text{(IV.1.26)}$$

где ν_A и ν_B — углы наклона линий визирования, соответствующих сторонам измеренного угла β.

Результат измерения угла β полным приемом свободен от влияния коллимационной ошибки.

8. Перпендикулярность оси вращения трубы к основной оси инструмента поверяют двукратным визированием (при КП и КЛ) на высокорасположенную точку и проектированием ее путем опускания объектива трубы на горизонт инструмента.

В теодолитах ТТ-50 и ТТ-5 исправить это нарушение можно, ослабив винты, прикрепляющие подставки трубы к алидаде горизонтального круга, и подложив под одну из подставок бумагу или фольгу.

В теодолите Т30 положение оси вращения трубы исправляют так. Наводят трубу на середину расстояния между проекциями высокорасположенной точки и, подняв объектив трубы до получения изображения этой точки на средней горизонтальной нити сетки, совмещают это изображение с центром сетки, вращая эксцентриковую втулку-лагеру оси вращения трубы.

Неперпендикулярность осей вращения трубы и инструмента вызывает ошибку $\Delta_{i\beta}$ в значении горизонтального угла β, измеренного одним полуприемом,

$$\Delta_{i\beta} = i\,(\operatorname{tg}\nu_A - \operatorname{tg}\nu_B), \qquad \text{(IV.1.27)}$$

где ν_A и ν_B имеют те же значения, что и в формуле (IV.1.26).

При вычислении $\Delta_{i\beta}$ надо учитывать знаки ν_A и ν_B.

9. Нахождение одной из нитей сетки трубы в коллимационной плоскости поверяют путем наблюдения за положением изображения точки, совмещенного с одним из концов вертикальной нити, при плавном опускании объектива: если это изображение перемещается вдоль нити, то условие выполнено. Нарушение условия устраняют поворотом сеточного кольца. После этого надо удостовериться в сохранении перпендикулярности визирной оси к оси вращения трубы.

10. Постоянство места нуля (МО) вертикального круга поверяют измерением различных углов наклона; колебания МО не должны быть больше удвоенной точности отсчитывания по вертикальному кругу, а в теодолитах с односторонним отсчетом они могут достигать 1—2′, если разность измеренных углов наклона превосходит 15°.

Для удобства вычисления значений углов наклона желательно МО сделать возможно близким к 0° 0′, что в инструментах с уровнем при алидаде вертикального круга достигается одним из следующих способов:

а) приводят в нульпункт пузырек уровня алидады вертикального круга при помощи микрометренного винта, после чего вращением трубы устанавливают вертикальный круг на отсчет, равный МО. Затем микрометренным винтом алидады устанавливают вертикальный круг на отсчет, равный нулю. Наконец, исправительными винтами уровня приводят пузырек его в нульпункт;

б) наводят трубу на какую-либо точку и, установив при помощи микрометренного винта пузырек уровня алидады вертикального круга в нульпункте, делают отсчет по вертикальному кругу. В зависимости от этого отсчета и МО вычисляют значение угла наклона, после чего микрометренным винтом устанавливают вертикальный круг на отсчет, равный этому значению, и исправительными винтами уровня приводят пузырек его в нульпункт.

В теодолите Т30, не имеющем уровня при алидаде вертикального круга, исправление МО производится так. Визируют при обоих положениях вертикального круга на выбранную точку, делая отсчеты П и Л. Оставив трубу наведенной при круге лево на точку

вычисляют МО и значение угла наклона ν. Затем с помощью наводящего винта трубы устанавливают вертикальный круг на отсчет, соответствующий ν, и, пользуясь исправительными винтами сетки нитей, совмещают центр визирной сетки с изображением точки. Однако смещение сетки приводит к непостоянству МО при визировании на различно удаленные точки.

В теодолите Т20 место нуля вертикального круга исправляют юстировочными винтами, расположенными по обе стороны той подставки трубы, около которой находится вертикальный круг.

Поверки ориентир-буссоли теодолита. У буссоли должны быть поверены уравновешенность, чувствительность и эксцентриситет стрелки, а также параллельность нулевого диаметра кольца буссоли и коллимационной плоскости трубы теодолита. Последнее условие поверяется так.

Прикрепив буссоль к теодолиту, ориентируют его по магнитному меридиану и делают отсчет a_1 по лимбу. Затем трубу переводят через зенит и вращают алидаду до получения по лимбу отсчета $a_2 = a_1 + 180°$. Если отсчеты по концам стрелки буссоли попрежнему равны 0°, то условие выполнено. При его нарушении либо исправляют положение буссоли при помощи исправительных винтов на держателе, либо вводят поправку при ориентировании лимба по буссоли.

Установка теодолита для измерения угла состоит в центрировании и приведении основной оси инструмента в отвесное положение.

При продолжении теодолитных ходов концы сторон измеряемого угла обычно обозначают вехами.

Центрирование теодолита и установка вех должны производиться особенно тщательно при измерении углов с короткими сторонами и углов, близких к 180°.

В теодолитных ходах линейные элементы центрировки и редукции обычно не должны быть больше 0,5—2 см в зависимости от масштаба съемки и длины сторон.

С целью уменьшения ошибки от невертикальности вехи наводят трубу на основание вехи либо на точку ее, возможно близкую к основанию.

Нивелирование теодолита осуществляется с помощью цилиндрического уровня на алидаде горизонтального круга: при любом положении алидады пузырек уровня не должен отклоняться от нульпункта больше чем на одно деление.

Последовательность действий при измерении горизонтального угла способом приемов:

1) наведение трубы вращением алидады при закрепленном лимбе на предыдущую (при работе теодолитом Т30 — на последующую) вершину хода, отсчет $b_П$ по горизонтальному кругу *;

2) то же на последующую (предыдущую при измерении теодолитом Т30) вершину хода с отсчетом $a_П$;

3) вычисление значения угла, измеренного первым полуприемом $\beta_{лев П} = a_П - b_П$ или $\beta_{прав П} = b_П - a_П$, где $\beta_{лев}$ и $\beta_{прав}$ — левый и правый углы поворота хода;

---

* Для облегчения вычисления значения измеренного угла целесообразно отсчет $b_П$ делать близким к 0°.

4) перевод трубы через зенит и поворот лимба примерно на 90° (в оптических теодолитах с односторонним отсчетом лимб не поворачивают);

5) наведение трубы на последующую (предыдущую при работе Т30) вершину хода с отсчетом $a_Л$;

6) то же на предыдущую (последующую при работе Т30) вершину хода с отсчетом $b_Л$;

7) вычисление значения угла $\beta_{лев Л} = a_Л - b_Л$ или $\beta_{прав Л} = b_Л - a_Л$;

8) при $\beta_П - \beta_Л \leqslant 45''$ вычисление $\beta = {}^1/_2 (\beta_П + \beta_Л)$.

Измерение расстояний оптическими дальномерами. Дальномер ОТД (оптический топографический дальномер) двойного

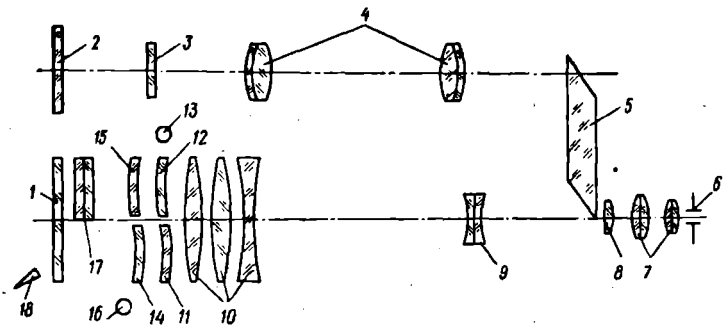


Рис. IV.1.9

изображения с постоянным базисом и переменным параллактическим углом является самостоятельным инструментом со зрительной трубой (увеличение 31^x) и с вертикальным кругом (точность отсчитывания 1′). ОТД предназначен для измерения расстояний от 35 до 400 м со средней квадратической относительной ошибкой порядка 1 : 6000 при измерении одним приемом.

Рейка комплекта ОТД представляет собой каркас из дюралюминиевых труб. На каждой стороне каркаса имеется 6 оцифрованных марок с черными полосками, расстояния между осями которых в различных сочетаниях образуют 5 измерительных баз-интервалов длиной, кратной 0,404 м на одной стороне и 0,4 м на другой. В каркас вмонтированы термометр, оптический визир и два круглых уровня. Рейку можно устанавливать как в горизонтальном, так и в вертикальном положении.

Оптическая часть ОТД (рис. IV.1.9) включает в себя компенсатор, состоящий из передней, измерительной (полулинзы: собирательная *14* и рассеивающая *15*) и задней, установочной (полулинзы рассеивающая — *11* и собирательная *12*) линзовых частей и из ахроматизированного оптического клина *17*. Клин при помощи рычага *18* попеременно закрывает верхнюю и нижнюю половины линзовых частей компенсатора. Так как абсолютные значения фокусных расстояний всех полулинз одинаковы, указанное на рис. IV.1.9 расположение последних не нарушает телескопичности

зрительной трубы, благодаря чему в поле зрения ее появляются два изображения рейки, наложенные одно на другое. Линзовые части компенсатора могут независимо передвигаться параллельно оси вращения трубы: измерительная часть при помощи микрометренного винта *16*, а установочная — вращением винта *13*. Такое передвижение вызывает смещение видимых в поле зрения трубы изображений марок относительно друг друга.

Оптический клин отклоняет луч на постоянный угол $\varphi_{пост}$, при помощи же линзовых частей компенсатора измеряется небольшой переменный угол $\varphi_{пер}$, так что значение полного параллактического угла φ между направлениями на каждую марку рейки (рис. IV.1.10) равно

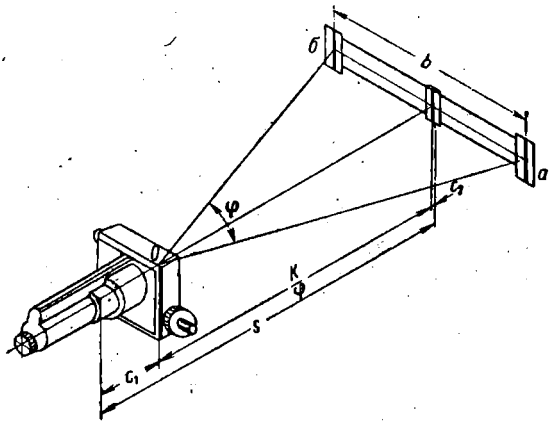


Рис. IV.1.10

$$\varphi = \varphi_{пост} \pm \varphi_{пер}.$$

С целью увеличения точности совмещения изображений дальномерных марок в зрительной трубе (состоящей из окуляра *7*, фокусирующей линзы *9* и объектива *10*) помещена бипризма *8*, а на окуляр трубы нанесена щелевая диафрагма *6* (см. рис. IV.1.9). Бипризма разделяет на две части каждое из двух изображений рейки, а щелевая диафрагма срезает верхнюю часть одного изображения и нижнюю часть другого.

Дальномер ОТД снабжен отсчетным микроскопом, частями которого являются: дальномерная шкала *3* со 120 делениями, объектив *4* и призма *5*, передающая изображение шкалы *3* в поле зрения трубы. На верхней грани бипризмы *8* нанесена шкала из 10 делений, длина которой должна равняться одному делению дальномерной шкалы *3*.

Впереди оптического клина *17* и дальномерной шкалы *3* помещены защитные стекла *1* и *2*.

Поверки реек комплекта ОТД. 1. Ось круглого уровня должна быть параллельна оси вращения рейки. Для поверки устанавливают рейку по направлению двух подъемных винтов и вращением

всех подъемных винтов приводят пузырек уровня в нульпункт. Повернув рейку на 180°, следят за положением пузырька уровня: если он отклонился от нульпункта, то при помощи исправительных винтов перемещают его в сторону нульпункта на половину отклонения. Пользуясь исправленным уровнем, нивелируют рейку — приводят ось ее вращения в вертикальное положение.

2. Коллимационная плоскость визира должна быть перпендикулярна к плоскости марок. При помощи теодолита строят на местности прямой угол со сторонами в 20—30 м, концы которых обозначают вехами. Вынув теодолит из подставки, заменяют его рейкой, вращая которую, направляют плоскость марок на одну из вех и наблюдают, находится ли изображение второй вехи в центре кружка сетки визира. Нарушение условия устраняется поворотом визира после ослабления винтов, прикрепляющих визир к рейке.

3. Расстояния между осями соседних марок должны быть одинаковы: поверка производится путем компарирования рейки нормальной линейкой не реже чем раз в 3 месяца. Допуск — 0,05 мм.

Поверки дальномера. 1. Ось цилиндрического уровня должна быть перпендикулярна к оси вращения инструмента: поверка производится так же, как и в теодолите.

2. Визирная ось оптического отвеса должна являться продолжением оси вращения инструмента: отнивелировав дальномер, последовательно обозначают на земле проекции перекрестия сетки отвеса, поворачивая на головке штатива подставку инструмента на 120°. В случае несовпадения проекций перемещают исправительными винтами сетку до совпадения перекрестия с изображением центра получившегося треугольника.

3. Разделительное ребро бипризмы должно быть перпендикулярно к оси вращения инструмента: наводят трубу отнивелированного инструмента на ясно видимую точку так, чтобы ее изображение оказалось на ребре бипризмы. Вращая дальномер по азимуту, наблюдают за положением изображения точки относительно ребра бипризмы. Отклонение устраняется поворотом оправы бипризмы.

4. Щель окулярной диафрагмы должна быть параллельна разделительному ребру бипризмы и не должно получаться побочных изображений на продолжении основных. Расположив глаз в 20—25 см от диафрагмы, рассматривают через нее ребро бипризмы. Перекос диафрагмы устраняется поворотом ее при помощи ключа. Если побочные изображения остаются, то диафрагму следует заменить, либо изнутри заклеить щель фольгой и прорезать в ней узкую полоску.

5. Оба изображения рейки в трубе должны иметь одинаковую высоту: при нарушении условия перебрасывают оптический клин из одного положения в другое и если высоты изображений остаются прежними, то исправительными винтами измерительной части компенсатора смещают переднюю пару полулинз до получения изображений одинаковой высоты. Если же при переброске клина наблюдается то увеличение, то уменьшение высот изображений, следует исправить положение клина, для чего снимают клиновую насадку и, ослабив винты, прикрепляющие клин к оправе, слегка поворачивают клин. Надев насадку, повторяют поверку.

6. Изображение одного деления дальномерной шкалы должно равняться изображению 10 делений шкалы микроскопа (должен

отсутствовать рен), причем не должно быть параллакса. Определяют рен на каждом делении дальномерной шкалы, и если среднее его значение превосходит 0,1 деления шкалы микроскопа, то рен устраняют передвижением передней линзы объектива микроскопа (предварительно ослабляют винты, прикрепляющие оправу объектива) по направлению к дальномерной шкале для увеличения изображения последней и в обратном направлении — для уменьшения изображения. При этом должен быть устранен параллакс между изображениями обеих шкал. Одновременно, путем перемещения задней линзы объектива микроскопа, следует добиться наибольшей резкости изображений дальномерной шкалы.

Определение места нуля (МО) вертикального круга. Рядом с дальномером устанавливают теодолит так, чтобы оси вращения труб обоих инструментов были на одной высоте (расхождение не должно быть больше 3 см).

Для работы с горизонтальной рейкой МО определяется так.

Измеряют теодолитом угол наклона $\nu_т$ направления на точку местности, расположенную не ближе 400 м. На ту же точку наводят трубу ОТД, совмещают одно из изображений точки с ребром бипризмы, делают отсчет Л по вертикальному кругу и вычисляют МО по формуле

$$МО = Л - \nu_т. \qquad (IV.1.28)$$

Для работы с вертикальной рейкой МО определяют иначе. На расстоянии 200—300 м от ОТД устанавливают в вертикальном положении дальномерную рейку, тщательно нивелируют инструмент, наводят трубу его на рейку, при помощи микрометренного винта измерительной части компенсатора совмещают изображения первой и шестой марок рейки и наклоняют трубу до тех пор, пока совмещенное изображение не окажется на ребре бипризмы. После этого делают отсчет Л по вертикальному кругу.

При помощи теодолита измеряют углы ν_1 и ν_6 наклона при визировании на первую и шестую марки рейки, вычисляют среднее значение угла наклона $\nu_т = {}^1/_2\ (\nu_1 + \nu_6)$ и по формуле (IV.1.28) — значение МО.

Горизонтальное проложение s линии, измеренной ОТД, вычисляется по формуле

$$s = \frac{K}{\varphi} + c + \Delta s_l - \Delta s_\nu, \qquad (IV.1.29)$$

где $K = b\rho$ — постоянный коэффициент дальномера, ρ — радиан, $c = c_1 + c_2$ — сумма расстояний: c_1 — от вершины угла φ до оси вращения инструмента и c_2 — от плоскости марок до оси подставки, на которой установлена рейка, Δs_l — поправка за изменение длины рейки и дальномерной шкалы под влиянием изменения температуры $t_{изм}$ при измерении линии по сравнению с температурой t_K, при которой определялся коэффициент K, Δs_ν — поправка за наклон линии к горизонту.

Поправка Δs_l имеет значение (в метрах)

$$\Delta s_l = 2 \cdot 10^{-5} (t_{изм} - t_K) \frac{K}{\varphi}. \qquad (IV.1.30)$$

Она учитывается при $(t_{изм} - t_K) \geqslant 5°$.

Поправка Δs_ν вычисляется, в зависимости от положения рейки, по одной из формул:

при применении горизонтальной рейки

$$\Delta s_\nu = 2\frac{K}{\varphi}\sin^2\frac{\nu}{2}, \qquad \text{(IV.1.31)}$$

при применении вертикальной рейки

$$\Delta s_\nu = \frac{K}{\varphi}\sin^2(\nu + 12'). \qquad \text{(IV.1.32)}$$

Она вводится при $\nu \geqslant 1°$.

Значение постоянного угла $\varphi_{\text{пост}}$ определяют по результатам измерения ОТД нескольких базисов, длины B которых (от 70 до 360 м) определены на местности с относительной ошибкой, не бо́льшей

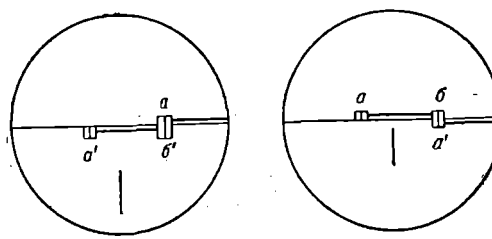


Рис. IV.1.11

1 : 20 000. Измерения производятся при различном числе интервалов-баз каждой стороны рейки

$$\varphi_{\text{пост}} = \frac{\varphi_{\text{пер}\,i} N_{i-1} - \varphi_{\text{пер}\,i-1} N_i}{N_i - N_{i-1}}. \qquad \text{(IV.1.33)}$$

Здесь $\varphi_{\text{пер}} = n_1 - n_2$, где n_1 и n_2 — отсчеты по дальномерной шкале в момент совмещения полуизображений марок, отстоящих в N интервалах друг от друга, с помощью микрометренного винта измерительной части компенсатора при положениях оптического клина внизу и вверху (рис. IV.1.11).

Более точно угол $\varphi_{\text{пост}}$ определяется по формуле *

$$\varphi_{\text{пост}} = \frac{s_{B_{i-1}}\varphi_{\text{пер}\,i-1} - s_{B_i}\varphi_{\text{пер}\,i}}{s_{B_i} - s_{B_{i-1}}}, \qquad \text{(IV.1.34)}$$

где

$$s_B = B - c - \Delta s_i + \Delta s_\nu.$$

---

* Новиков Ю. П. О повышении точности определения расстояний дальномером ОТД. — «Геодезия и картография», 1971, № 4.

Коэффициент K определяют на тех же непосредственно измеренных базисах, на которых определяется постоянный угол $\varphi_{\text{пост}}$

$$K = s_B \frac{\varphi_{\text{ср}}}{N}. \qquad \text{(IV.1.35)}$$

Каждое расстояние измеряют в прямом и обратном направлениях.

Порядок измерения расстояния дальномером ОТД таков:

1. Установка оптического клина в нижнем положении.

2. Совмещение полуизображений марок рейки при помощи маховичка измерительной части линзового компенсатора; производство отсчета n_1 по дальномерной шкале и фиксация разности N_1 номеров совмещенных полуизображений марок.

3. Установка оптического клина в верхнем положении.

4. Совмещение вращением маховичка измерительной части компенсатора полуизображений марок, производство отсчета n_2 по дальномерной шкале и фиксация разности N_2. Рекомендуется пользоваться возможно бо́льшим числом N интервалов-баз рейки, следя за тем, чтобы $n_1 \leqslant 100$ и $n_2 \geqslant 20$.

В зависимости от условий переменный параллактический угол $\varphi_{\text{пер}}$ измеряют шестью — двенадцатью приемами. По окончании каждого приема полуизображения марок разводят, поворачивая на четверть оборота маховичок установочной части линзового компенсатора. Расхождения между значениями $\varphi_{\text{пер}}$, полученными в отдельных приемах, не должны превосходить 1,5 деления шкалы отсчетного микроскопа.

Измерения повторяют по второй стороне рейки с базой-интервалом, равным 0,4 м. Среднее значение угла φ_{II} приводится к значению φ_I путем умножения на 0,01. Расхождение $\varphi_I - 0{,}01\,\varphi_{II}$ не должно быть больше 0,15 деления дальномерной шкалы. При соблюдении этого условия вычисляют среднее значение $\varphi_{\text{ср}}$ параллактического угла из измерений всеми приемами: этим значением пользуются при вычислении горизонтального проложения измеренной линии.

Дифференциальный дальномер (ДД) является дальномером двойного изображения с постоянным параллактическим углом и переменным базисом. В этом дальномере для повышения точности отсчитывания по рейке до тысячной доли деления основной шкалы рейки использована разность увеличений изображений основной шкалы и верньера рейки. Дальномер ДД состоит из насадки, прикрепляемой к объективному концу зрительной трубы любого инструмента, у которого диаметр оправы этого конца равен 46 мм, противовеса, надеваемого на окулярную часть трубы, и из рейки с прямым верньером.

В насадке помещены оптические клинья, закрывающие половину свободного отверстия объектива, и плоскопараллельная стеклянная пластинка, защищающая вторую половину объектива от загрязнения. Клинья отклоняют на постоянный параллактический угол $\varphi = 34{,}38'$ направление визирной оси относительно ее положения в трубе с открытым объективом. Вершина угла φ находится впереди точки пересечения осей вращения трубы и инструмента на расстоянии $c = 53$ мм.

Дальномерная рейка снабжена круглым уровнем, двумя съемными подпорками и съемной подставкой-стержнем. На левой половине поверхности рейки расположена основная шкала с нульпунктом вверху, а на правой, у начала основной шкалы — верньер.

Штрихи основной шкалы, которые должны были бы располагаться против верньера, не нанесены. Начальный штрих верньера сдвинут относительно нульпункта основной шкалы рейки так, чтобы слагаемое дальномера равнялось нулю на лицевой (белой) стороне рейки и 11,111 м — на обратной, контрольной (желтой). Для измерения расстояний от 10 до 160 м применяются двухметровые рейки с двухсантиметровыми делениями, а от 50 до 300 м — трехметровые рейки с пятисантиметровыми делениями.

Насадка укрепляется на трубе так, что через систему «труба — клинья» видно изображение верньера, а через открытую часть объектива — изображение основной шкалы рейки (рис. IV.1.12). При этом изображение всех 10 делений верньера равно изображению 9 делений основной шкалы, а так как увеличение системы «труба — клинья» равно 90 : 89, то действительная длина верньера $L = 8{,}9\,a$, где a — цена деления основной шкалы. При изменении наклона визирной оси трубы на угол, соответствующий L, изображения основной шкалы и верньера рейки сместятся относительно друг друга на отрезок, равный точности t верньера: $t = 0{,}1\,a$. Если же наклон визирной оси трубы изменить на угол, соответствующий $0{,}01\,L$, то взаимное смещение изображений основной шкалы и верньера окажется равным $0{,}001\,a$. Эта величина и характеризует собой точность отсчитывания по рейке комплекта ДД.

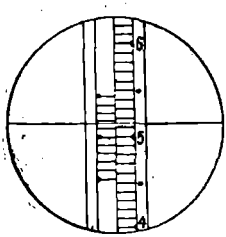


Рис. IV.1.12

Отсчет по рейке складывается из следующих частей (см. IV.1.12): 1) порядковый номер (45) младшего штриха основной шкалы, ближайшего к начальному штриху верньера; 2) номер (4) штриха верньера, совпадающего со штрихом основной шкалы; 3) число (6) делений верньера от начального штриха до ближайшего к горизонтальной нити сетки трубы; 4) число (8) десятых долей деления верньера между горизонтальной нитью и ближайшим младшим штрихом верньера. Изображению, показанному на рис. IV.1.12, соответствует отсчет 45, 468.

Если $a = 2$ см, то для получения значения длины измеряемой линии следует, кроме первого отсчета $l'_б$ по белой стороне рейки, сделать второй отсчет $l''_б$, предварительно наведя горизонтальную нить сетки на конечный (старший) штрих верньера и перемещая трубу ее наводящим винтом до совмещения изображений штриха верньера и штриха основной шкалы.

Расхождение $l'_б$ и $l''_б$ не должно быть больше $l'_б$: 2000. При удовлетворении этого условия вычисляют значение отсчета $l_б$, соответствующего длине измеряемой линии: $l_б = l'_б + l''_б$. Для контроля делают в описанном порядке отсчеты $l'_ж$ и $l''_ж$ по желтой стороне рейки и вычисляют значение отсчета $l_ж$, соответствующего измеряемому расстоянию, $l_ж = l'_ж + l''_ж + 11{,}111$. Если $(l_б - l_ж) \leqslant l_б/1000$,

то вычисляют значение отсчета $l = 1/2\ (l_б + l_ж)$, в зависимости от которого определяется расстояние D:

$$D = Kl \cos\left(\nu + \frac{\varphi}{2}\right). \qquad \text{(IV.1.36)}$$

Здесь K — коэффициент дальномера, определяемый каждым наблюдателем путем отсчета по рейке, установленной в конце горизонтальной прямой (базиса), длина b которой измерена непосредственно с относительной ошибкой, не большей 1 : 7000:

$$K = \frac{b}{l}; \qquad \text{(IV.1.37)}$$

ν — угол наклона визирной оси трубы при наведении горизонтальной нити на изображение совмещенных штрихов верньера и основной шкалы; $\varphi/2 = 17{,}2'$.

Горизонтальное проложение s равно

$$s = Kl \cos^2\left(\nu + \frac{\varphi}{2}\right), \qquad \text{(IV.1.38)}$$

или

$$s = Kl - \Delta s_\nu, \qquad \text{(IV.1.39)}$$

где Δs_ν — поправка за приведение линии к горизонту:

$$\Delta s_\nu = Kl \sin^2\left(\nu + \frac{\varphi}{2}\right). \qquad \text{(IV.1.40)}$$

Линии длиннее 160 м измеряются по частям с последовательной установкой инструмента в двух точках (станциях) около середины линии, а реек — в концах последней. Поскольку значение коэффициента K обычно близко к единице (к 100), то рекомендуется такая последовательность вычисления горизонтального проложения s всей линии.

Сначала вычисляются приближенные значения s'_i $(i = 1{,}2)$ горизонтальных проложений каждой части линии по формуле

$$s'_i = l_i - \Delta s'_{\nu_i},$$

где

$$l_i = \frac{1}{2}(l_{б_i} + l_{ж_i}),$$

$$\Delta s'_{\nu_i} = l_i \sin^2\left(\nu_i + \frac{\varphi}{2}\right).$$

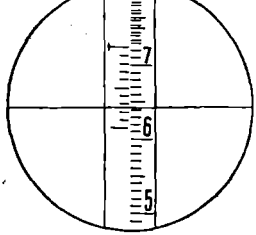
Затем сравниваются суммы $\sum s'_{\text{I}} = s'_{1,\text{I}} + s'_{2,\text{I}}$ и $\sum s'_{\text{II}} = s'_{1,\text{II}} + s'_{2,\text{II}}$: если $\left(\sum s'_{\text{I}} - \sum s'_{\text{II}}\right) \leqslant \sum s'/1000$, то вычисляют среднее из этих сумм $\sum s'_{\text{ср}} = 1/2\ \left(\sum s'_{\text{I}} + \sum s'_{\text{II}}\right)$ и значение горизонтального проложения s всей линии:

$$s = K \sum s'_{\text{ср}}. \qquad \text{(IV.1.41)}$$

При пользовании рейками с пятисантиметровыми делениями основной шкалы условно принимают, что одно деление соответствует расстоянию в 10 м, и сделанный отсчет делят пополам.

В настоящее время имеется несколько моделей дифференциального дальномера. По государственному стандарту (ГОСТ 11356—65) ДД с вертикальной рейкой обозначается ДН-10 — дальномерная насадка для измерения расстояний со средней квадратической ошибкой, равной 10 см на 100 м. Коэффициент этого дальномера равен 200. Для уверенного отсчитывания по рейке на расчетную длину верньера нанесено 5 делений, а, чтобы наклонить трубу на угол, соответствующий точности верньера, верньер искусственно удлинен вдвое путем нанесения на обкладке рейки дополнительных делений, попеременно окрашенных в белый и черный цвета. Дальномер ДН-10 служит для измерения расстояний от 20 до 200 м.

Дифференциальный дальномер ДН-04 предназначен для измерения расстояний от 10 до 120 м со средней квадратической ошибкой порядка 3—4 см на 100 м при помощи горизонтальной рейки.



Отсчет 72,473

Рис. IV.1.13

Авторедукционный дальномер ДНР-06 представляет собой усовершенствованный дифференциальный дальномер, позволяющий непосредственно определять горизонтальные проложения линий длиной от 20 до 200 м со средней квадратической ошибкой, равной 6 см на 100 м, при углах наклона до $\pm 20^{\circ}$.

Комплект ДНР-06 состоит из насадки, прикрепляемой к объективному концу трубы теодолита, противовеса, надеваемого на окулярную часть трубы, и двух вертикальных двухсторонних реек. Рейка имеет обратный верньер, изображение 10 делений которого соответствует изображению 11 делений основной шкалы.

Редуцирование наклонных линий на горизонтальную плоскость достигается применением компенсатора со свободно подвешенным оптическим клином: при наклоне трубы клин остается в отвесном положении и изменяет отсчет по рейке на величину поправки за наклон измеряемой линии к горизонту.

На рис. IV.1.13 представлено поле зрения трубы ДНР-06 при визировании на рейку.

Внутрибазный геодезический дальномер ДВГ, по ГОСТ 11356—65 обозначаемый ДВ-20, является дальномером двойного изображения с постоянным параллактическим углом φ и переменным базисом b (рис. IV.1.14). Последний равен сумме отсчетов по левой L и правой M кареткам, передвигаемым вдоль двух базисных линеек со шкалами до совмещения верхней и нижней половин изображения предмета P, расстояние до которого измеряется. Длина базиса может изменяться от 170 до 600 мм. Двойное изображение наблюдаемого предмета получается под действием пентапризмы и оптического клина, вмонтированных в каждую каретку.

Инструмент, снабженный горизонтальным (точность отсчета 6′) и вертикальным (точность отсчета 1′) металлическими кругами, а также буссолью (точность отсчета 0,2°), предназначен для тахеометрической съемки застроенных территорий, труднодоступных участков местности и для инженерных изысканий.

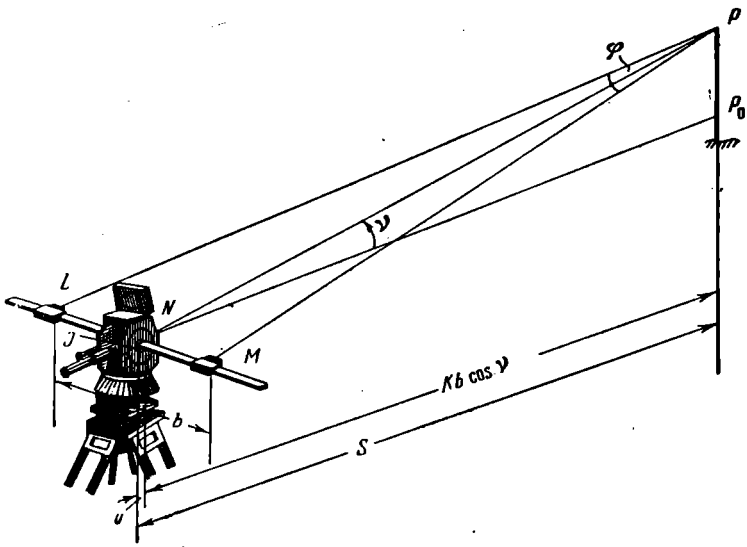


Рис. IV.1.14

Горизонтальное проложение $JP_0 = s$ (см. рис. IV.1.14) измеренной наклонной линии JP вычисляется по формуле

$$s = Kb + c + \Delta s_t - \Delta s_\nu, \qquad \text{(IV.1.42)}$$

в которой

$$K = \operatorname{ctg}\varphi = \frac{\rho}{\varphi} \qquad \text{(IV.1.43)}$$

— коэффициент дальномера; $c = NJ$ — расстояние от базиса до оси J вращения инструмента, являющееся постоянным слагаемым дальномера;

$$\Delta s_t = 23 \cdot 10^{-6} (t_{изм} - t_к) Kb \qquad \text{(IV.1.44)}$$

— поправка за разность температур: $t_{изм}$, при которой измерялась линия и $t_к$ — компарирования: она вводится при $(t_{изм} - t_к) \geqslant 30°$;

$$\Delta s_\nu = 2 (Kb + c) \sin^2 \frac{\nu}{2} \qquad \text{(IV.1.45)}$$

— поправка за приведение к горизонту линии JP, наклоненной под углом ν. Она учитывается при $\nu > 2^g$.

В ДВГ имеется две пары оптических клиньев: одна для коэффициента $K = 100$ и вторая — для $K = 200$. Смена коэффициента осуществляется вращением маховичков на каретках. Кроме того, ДВГ снабжен насадкой с дополнительным оптическим клином, которая навинчивается на правую каретку для получения $K = 500$. Значения коэффициента K и слагаемого c должны систематически проверяться на базисах, измеренных с относительной ошибкой не бо́льшей 1 : 2000.

Применение того или иного значения коэффициента K зависит от длины измеряемой линии: соответствующие данные содержатся в табл. IV.1.2.

Таблица IV.1.2

Коэффициент дальномера K	Слагаемое дальномера c	Диапазон измеряемых расстояний, м	Ср. кв. относительная ошибка измерения расстояния*
100	0,01	17—60	1:1500
200	0	60—120	1:1200
500	—0,04	120—300	1:600

Использование специальной марки, надеваемой на веху, дает возможность измерять ДВГ расстояния от 2 до 400 м.

Нитяный дальномер с вертикальной рейкой**. Формула для вычисления расстояний дальномером трубы с внешней фокусировкой имеет вид

$$D = Kl_0 + c, \qquad \text{(IV.1.46)}$$

где $K = f_{об}/p = 1/2 \operatorname{ctg} \varphi/2$ — коэффициент дальномера; $f_{об}$ — фокусное расстояние объектива трубы; p — расстояние между дальномерными нитями сетки; φ — диастимометрический (параллактический) угол; l_0 — дальномерный отсчет по рейке, плоскость делений которой перпендикулярна к визирной оси трубы; $c = f_{об} + \delta$ — слагаемое дальномера; δ — расстояние от оптического центра объектива до точки пересечения осей вращения трубы и теодолита.

Коэффициент K обычно определяют в зависимости от дальномерных отсчетов l_{0_i} по рейке, устанавливаемой на расстояниях D_i, непосредственно измеренных с относительной ошибкой, не бо́льшей 1 : 2000, на горизонтальной местности

$$K_i = \frac{D_i - c}{l_{0_i}}$$

* Захаров А. И. Новые теодолиты и оптические дальномеры. М., «Недра», 1970, стр. 211.

** Применяется для измерения сторон тахеометрических и мензульных ходов, а также полярных расстояний при съемке.

и, если колебания значений K_i не превосходят 0,3, то

$$K=\frac{\sum_{i=1}^{n} K_i}{n}\ (i=1,\ 2,\ \ldots,\ n). \qquad \text{(IV.1.47)}$$

При $K \neq 100$ либо изготовляют специальную рейку, для которой $K = 100$*, либо вычисляют измеренные расстояния по формуле

$$D_i = 100\, l_{o_i} + P_i, \qquad \text{(IV.1.48)}$$

где $P_i = (K - 100)\, l_{o_i} + c$ — поправка.

Аналогичный вид имеет формула для вычисления расстояния, измеренного нитяным дальномером трубы с внутренней фокусировкой. В этом случае поправка P_i определяется из сравнения непосредственно измеренного расстояния D_i с произведением дальномерного отсчета l_{o_i} на 100:

$$P_i = D_i - 100 l_{o_i}. \qquad \text{(IV.1.49)}$$

Горизонтальное проложение s расстояния, измеренного нитяным дальномером по вертикальной рейке, определяется формулой

$$s = Kl \cos^2 \nu + c \cos \nu \qquad \text{(IV.1.50)}$$

либо

$$s = Kl + c - \Delta s_\nu, \qquad \text{(IV.1.51)}$$

где

$$\Delta s_\nu = Kl \sin^2 \nu + 2c \sin^2 \frac{\nu}{2} \qquad \text{(IV.1.52)}$$

— поправка за наклон линии визирования к горизонту под углом ν и за неперпендикулярность плоскости делений рейки к этой линии. При $\nu \leqslant 10^g$ горизонтальное проложение s можно вычислять по формуле

$$s = (Kl + c) \cos^2 \nu. \qquad \text{(IV.1.53)}$$

Так как при $\nu \leqslant 30^g$ $2c \sin^2 \frac{\nu}{2} \approx \frac{c}{2} \sin^2 \nu$, то в этом случае

$$\Delta s_\nu = \left(Kl + \frac{c}{2}\right) \sin^2 \nu. \qquad \text{(IV.1.54)}$$

---

* Чтобы относительная ошибка оценки доли деления рейки была практически постоянной, целесообразна такая разграфка рейки: для $D < 50$ м $t = 10$ мм, для $50 < D < 150$ м $t = 20$ мм и для $150 < D < 250$ м $t = 50$ мм. Здесь t — цена деления рейки.

При $K \neq 100$, а также при измерении расстояний нитяным дальномером трубы с внутренней фокусировкой

$$s = (100l + P)\cos^2 \nu \qquad \text{(IV.1.55)}$$

либо

$$s = 100l + P - \Delta s_\nu, \qquad \text{(IV.1.56)}$$

где

$$\Delta s_\nu = (100l + P)\sin^2 \nu. \qquad \text{(IV.1.57)}$$

Значения s и Δs_ν вычисляют по специальным таблицам либо по номограммам. Поправки Δs_ν удобно вычислять также при помощи логарифмической линейки.

На точность измерения расстояний нитяным дальномером с вертикальной рейкой оказывают влияние следующие факторы: 1) прохождение лучей от дальномерных нитей сетки к рейке на разной высоте через неоднородные слои воздуха; 2) колебания приземных слоев воздуха при их нагревании; 3) недостаточная прозрачность воздуха; 4) толщина нитей сетки; 5) неодновременность отсчитывания по дальномерным нитям; 6) колебания рейки в момент отсчитывания по ней. В среднем относительная ошибка измерения расстояний до 250 м равна 1 : 300.

Измерение линий стальной лентой. До начала измерения линии ее провешивают, устанавливая при помощи теодолита вехи в створе линии: на застроенной местности через 6 м при съемке в масштабе 1 : 500 и через 100 м — в масштабе 1 : 2000; на незастроенной территории — в середине линий длиннее 200 м.

Длина $l_р = 20\text{ м} + \Delta l$ рабочей ленты определяется либо из компарирования на полевом компараторе, либо путем сравнения с нормальной лентой, длина $l_н = 20\text{ м} + \Delta l_н$ которой известна.

В первом случае поправка Δl имеет значение

$$\Delta l = \frac{K - K_р}{n_р}, \qquad \text{(IV.1.58)}$$

где K — точная длина компаратора, $K_р$ — результат измерения компаратора рабочей лентой, $n_р$ — число уложений рабочей ленты.

Во втором случае рабочую ленту укладывают рядом с нормальной, совмещая нульпункты обеих лент, и измеряют линейкой с миллиметровой шкалой расстояние между концевыми штрихами лент: оно представляет собой поправку $\Delta l_р = l_р - l_н$. Отсюда $l_р = l_н + \Delta l_р$. С учетом уравнения длины нормальной ленты $l_р = 20\text{ м} + \Delta l_н + \Delta l_р$ или

$$l_р = 20_м + \Delta l, \qquad \text{(IV.1.59)}$$

где

$$\Delta l = \Delta l_н + \Delta l_р. \qquad \text{(IV.1.60)}$$

Поправка $\Delta l_р$ положительна, если $l_р > 20$ м, и отрицательна при $l_р < 20$ м.

Поправку $\Delta l < 2$ мм не учитывают.

Длину D линии, измеренной рабочей лентой, вычисляют по формуле

$$D = 20n + \Delta l n + r + \frac{\Delta l}{20} r + \Delta D_t, \qquad \text{(IV.1.61)}$$

где n — число уложений рабочей ленты; r — остаток;

$$\Delta D_t = 24 \cdot 10^{-5} \sum_{i=1}^{n} (t_{\text{изм}_i} - t_{\text{к}}) \qquad \text{(IV.1.62)}$$

— поправка за изменение температуры $t_{\text{изм}}$, при которой производилось измерение линии лентой, по сравнению с температурой $t_{\text{к}}$, при которой лента компарировалась: при $(t_{\text{изм}} - t_{\text{к}}) \leqslant 8°$ поправку ΔD_t не вводят.

Для контроля измеряют линии дважды, обычно в прямом и обратном направлениях. Допустимость расхождения ΔD между результатами двукратного измерения стальной лентой линии длиной D можно оценивать по формуле *

$$\Delta D \leqslant 0{,}014k\sqrt{D}, \qquad \text{(IV.1.63)}$$

где k — коэффициент, имеющий такие значения: $k = 1$ для благоприятной местности (сухие дороги, расчищенные просеки, скошенный сухой луг и т. п.); $k = 1{,}2$ для средних условий (луг с травой, пашня и др.); $k = 1{,}5$ для местности, неблагоприятной для непосредственных линейных измерений (кочковатая, песчаная, заболоченная, покрытая кустарником).

Чтобы привести к горизонту измеренные лентой наклонные линии, вертикальным кругом теодолита либо эклиметром измеряют углы наклона ν отрезков линии между точками ее перегиба, если эти углы больше 1°.

Горизонтальное проложение s линии, измеренной лентой, вычисляют по одной из формул

$$\left.\begin{aligned} s &= D\cos\nu \\ s &= D - \Delta s_\nu \end{aligned}\right\}, \qquad \text{(IV.1.64)}$$

где $\Delta s_\nu = 2D \sin^2 \frac{\nu}{2}$ — поправка за приведение линии к горизонту.

Вычисления облегчаются применением специальных таблиц и номограмм.

Если известно превышение h концов измеренной линии длиной D, то

$$s = D - \frac{h^2}{2D}. \qquad \text{(IV.1.65)}$$

Измерение линий длиномером АД. Длиномер АД представляет собой заключенный в дюралюминиевый корпус мерный диск (проектная длина его окружности равна 300 мм), изготовленный из закаленной стали, со счетчиком и двумя фиксаторами. При измерении

* Маслов А. В., Ларченко Е. Г., Гордеев А. В., Александров Н. Н. Геодезия, ч. I. М., «Недра», 1964, стр. 60.

линии диск прокатывают по подвешенной с натяжением в 10 кг стальной проволоке диаметром 0,5 мм и длиной до 500 м. К проволоке у концов измеряемой линии прикрепляются две 20-см шкалы с 5-мм делениями так, что их нульпункты располагаются по направлению друг к другу. Благодаря вмонтированным в корпус длиномера двум роликам с острыми канавками, направляющими натянутую проволоку на мерный диск с охватом его под углом в 220°, проскальзывание диска полностью исключается. Ступенчатый счетчик емкостью в 1000 м связан зубчатой передачей с мерным диском, к которому жестко прикреплена круговая шкала для отсчитывания миллиметров и сантиметров; дециметры, единицы, десятки и сотни метров отсчитываются по счетчику.

Горизонтальное проложение s линии, измеренной длиномером АД, вычисляется по формуле

$$s = N_2 - N_1 + n_1 + n_2 + c + \Delta s_к + \Delta s_t + \Delta s_р - \Delta s_\nu, \qquad (IV.1.66)$$

где N_1 и N_2 — отсчеты по счетчику в начале и в конце прокатки длиномера, n_1 и n_2 — домеры по шкалам на проволоке, c — постоянное расстояние между фиксаторами прибора;

$$\Delta s_к = (N_2 - N_1)(k - 1) \qquad (IV.1.67)$$

— поправка за компарирование мерного диска; $k = L/L_{длин}$ — отношение точной длины L проволоки к длине $L_{длин}$ ее, определенной длиномером: k определяется путем многократного измерения базиса длиной 100—150 м;

$$\Delta s_t = \alpha (t_{изм} - t_к)(N_2 - N_1) \qquad (IV.1.68)$$

— поправка за изменение окружности мерного диска вследствие изменения температуры $t_{изм}$, при которой производилось измерение линии, по сравнению с температурой $t_к$ компарирования диска; α — температурный коэффициент расширения металла, из которого изготовлен мерный диск;

$$\Delta s_р = \Delta s_{р_0} \left(\frac{N_2 - N_1}{L_0} \right)^3 \cos^2 \nu \qquad (IV.1.69)$$

— поправка за провес проволоки с учетом несимметрии цепной линии; $\Delta s_{р_0}$ — поправка за провес горизонтально натянутой проволоки длиной L_0, ν — угол наклона хорды;

$$\Delta s_\nu = 2 (N_2 - N_1) \sin^2 \frac{\nu}{2} \qquad (IV.1.70)$$

— поправка за наклон линии к горизонту, вводимая при $\nu \geqslant 1°$.

Для контроля линию измеряют в прямом и обратном направлениях.

Вычислительная обработка отдельных теодолитных ходов и полигонов

1. Угловую невязку f_β подсчитывают по формулам:

а) в сомкнутом полигоне

$$f_\beta = \sum \beta_{изм} - 180° (k - 2); \qquad (IV.1.71)$$

б) в разомкнутом ходе, опирающемся на стороны с известными дирекционными углами $\alpha_{нач}$ и $\alpha_{кон}$,

$$f_\beta = \sum \beta_{изм} - (\alpha_{кон} - \alpha_{нач} + 180°k), \qquad (IV.1.72)$$

где $\sum \beta_{изм}$ — сумма измеренных **левых** углов; k — число последних.

Невязка f_β не должна превосходить допустимой $f_{\beta доп} = \Delta_{\beta доп}\sqrt{k}$, где $\Delta_{\beta доп}$ — допустимая ошибка измерения угла, имеющая следующие значения: 0,7′ при измерении угла 30-секундным теодолитом и 1,5′ — при измерении 1-минутным теодолитом.

При удовлетворении условия $f_\beta \leqslant f_{\beta доп}$ угловую невязку f_β распределяют с обратным знаком между измеренными углами: в равностороннем ходе вводят одинаковые поправки v_β, в остальных же случаях в углы с короткими сторонами вводят несколько бо́льшие поправки. Поправки округляют до десятых долей минуты, а в коротких ходах вводят так, чтобы исправленные значения $\beta_{испр} = \beta_{изм} + v_\beta$ углов выражались целыми минутами. Контроль увязки углов:

$$\sum_{i=1}^{k} v_i = -f_\beta.$$

2. Дирекционные углы сторон хода вычисляют по формуле

$$\alpha_{i+1} = \alpha_i + \beta_{испр_i} - 180°, \qquad (IV.1.73)$$

где $i = 1, 2, \ldots, n$ — порядковый номер стороны.

При измерении **правых** углов ε поворота

$$\alpha_{i+1} = \alpha_i + 180° - \varepsilon_{испр_i}. \qquad (IV.1.74)$$

Контроль. Вторичное получение дирекционного угла исходной стороны сомкнутого полигона или заданного значения $\alpha_{кон}$ дирекционного угла конечной твердой стороны разомкнутого хода.

3. Приращения Δx и Δy прямоугольных координат находят по формулам *

$$\left.\begin{aligned} \Delta x &= s\cos\alpha \\ \Delta y &= s\sin\alpha \end{aligned}\right\}. \qquad (IV.1.75)$$

Контрольные формулы при вычислении при помощи арифмометра

$$\left.\begin{aligned} \Delta y \pm \Delta x &= s(\sin\alpha \pm \cos\alpha) \\ \Delta x\cos\alpha + \Delta y\sin\alpha &= s \\ \Delta x\sin\alpha &= \Delta y\cos\alpha \\ \Delta x &= \Delta y\operatorname{ctg}\alpha \\ \Delta y &= \Delta x\operatorname{tg}\alpha \end{aligned}\right\}. \qquad (IV.1.76)$$

* При обработке теодолитных ходов дирекционные углы целесообразно округлять до целых минут.

Если теодолитный ход расположен дальше 100 км от осевого меридиана зоны, то Δx и Δy вычисляются в зависимости от длины $s_{пл}$ сторон хода на плоскости в проекции Гаусса — Крюгера

$$s_{пл} = s + \frac{y^2}{2R^2} s, \qquad \text{(IV.1.77)}$$

где y — непреобразованная ордината середины данной стороны хода в зональной системе координат, R — радиус Земли.

Поправку $\frac{y^2}{2R^2}\, s = \Delta s_{пл}$ вычисляют либо по специальной таблице, либо при помощи логарифмической линейки по формуле

$$\Delta s_{пл} = 0{,}123 y^2_{100\,км} s_{км}, \qquad \text{(IV.1.78)}$$

в которой $y_{100\,км}$ — число сотен километров в значении непреобразованной ординаты y; $s_{км}$ — число километров в длине s горизонтального проложения стороны хода.

Невязки f_x и f_y в суммах приращений координат вычисляют так:

а) в сомкнутом полигоне

$$\left.\begin{aligned} f_x &= \sum \Delta x_{выч} \\ f_y &= \sum \Delta y_{выч} \end{aligned}\right\}, \qquad \text{(IV.1.79)}$$

б) в разомкнутом ходе между пунктами с известными координатами $x_{нач}$, $y_{нач}$, $x_{кон}$, $y_{кон}$

$$\left.\begin{aligned} f_x &= \sum \Delta x_{выч} - (x_{кон} - x_{нач}) \\ f_y &= \sum \Delta y_{выч} - (y_{кон} - y_{нач}) \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(IV.1.80)}$$

Если относительная невязка

$$\frac{\sqrt{f_x^2 + f_y^2}}{\sum s} = \frac{1}{N} \qquad \text{(IV.1.81)}$$

не превосходит установленного предела, то невязки f_x и f_y распределяют с обратными знаками между вычисленными приращениями $\Delta x_{выч}$ и $\Delta y_{выч}$ координат, обычно пропорционально длинам сторон

$$\left.\begin{aligned} v_{x_i} &= \frac{-f_x}{\sum s} s_i \\ v_{y_i} &= \frac{-f_y}{\sum s} s_i \end{aligned}\right\} \qquad \text{(IV.1.82)}$$

с контролем

$$\left.\begin{aligned} \sum_{i=1}^{n} v_{x_i} &= -f_x \\ \sum_{i=1}^{n} v_{y_i} &= -f_y \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(IV.1.83)}$$

В выражениях для v_x и v_y $i = 1, 2, \ldots, n$ — текущий номер стороны хода.

Координаты пунктов хода вычисляют по формулам

$$\left.\begin{aligned} x_{j+1} &= x_j + \Delta x_{\text{испр}_{i=j,\ j+1}} \\ y_{j+1} &= y_j + \Delta y_{\text{испр}_{i=j,\ j+1}} \end{aligned}\right\}, \qquad \text{(IV.1.84)}$$

где

$$\left.\begin{aligned} \Delta x_{\text{испр}_i} &= \Delta x_{\text{выч}_i} + v_{x_i} \\ \Delta y_{\text{испр}_i} &= \Delta y_{\text{выч}_i} + v_{y_i} \end{aligned}\right\}, \qquad \text{(IV.1.85)}$$

j = нач., 1, 2, . . ., кон. — порядковый номер пункта.

Контроль. Вторичное получение координат исходного пункта сомкнутого полигона или заданных значений координат $x_{\text{кон}}$, $y_{\text{кон}}$ конечного пункта разомкнутого хода.

Системы теодолитных ходов уравновешивают либо методом эквивалентной замены (при наличии не более трех узловых точек), либо методами полигонов и узлов.

Теодолитная съемка производится способами: перпендикуляров прямоугольных координат), засечек (угловых и линейных), полярным, обхода и створов. Выбор способа съемки зависит от характера снимаемой ситуации и от требований к точности съемки. Средние ошибки в положении на плане объектов ситуации с четкими очертаниями относительно ближайших пунктов теодолитных ходов не должны быть больше 0,5 мм, а в горных районах — 0,7 мм. Ошибки во взаимном положении на плане точек близлежащих капитальных сооружений и зданий не должны превосходить 0,4 мм. Изгибы очертаний снимаемых объектов, меньшие 0,5 мм на плане, спрямляются.

Способ перпендикуляров применяется для съемки объектов ситуации, расположенных вблизи сторон теодолитных ходов (съемочных линий). Положение точки объекта определяется путем измерения длины перпендикуляра (ордината), опущенного из этой точки на съемочную линию, и расстояния (абсцисса) от начала линии до основания перпендикуляра. Абсциссу обычно измеряют стальной лентой, а ординату — рулеткой. Короткие (до 20 м) перпендикуляры строят на глаз, либо при помощи ленты или рулетки, более длинные — оптическим экером (табл.IV.1.3).

Таблица IV.1.3

Характер местности, масштаб съемки	Предельная длина перпендикуляра (м) при построении его	
	на глаз	оптическим экером
Застроенные территории:		
масштаб 1:500	4	20
1:1000	6	40
1:2000 и 1:5000	8	60
Незастроенные территории, масштаб 1:10 000:		
ясно выраженные контуры . .	10	100
неясно выраженные контуры .	20	100

Линейная засечка применяется для съемки долговременных объектов ситуации с четкими очертаниями (здания, инженерные сооружения и т. п.). Измеряют расстояния от известных точек до определяемой, которые не должны превосходить 20 м. С целью контроля съемку способом линейных засечек часто сочетают со съемкой способом перпендикуляров.

Способом угловых засечек чаще всего снимают точки, непосредственное измерение расстояний до которых затруднено. В двух известных точках измеряют углы между стороной хода и направлениями на определяемую съемку. Угол засечки не должен быть меньше 30° (больше 150°), а расстояния до определяемой точки не должны быть больше 200 м при съемке в масштабе 1 : 2000 и 300 м — при съемке в масштабе 1 : 5000.

Полярный способ (способ полярных координат) съемки состоит в измерении полярного расстояния от точки установки теодолита (полюс) до определяемой точки и горизонтального полярного угла между направлением на эту точку и стороной хода (полярная ось). Полярные расстояния измеряют, в зависимости от требуемой точности, стальной лентой либо оптическими дальномерами. При съемке долговременных объектов ситуации в масштабах 1 : 500—1 : 5000 предельные значения $D_{\text{пред}}$ полярных расстояний могут быть рассчитаны по формулам:

при измерении стальной лентой

$$D_{\text{пред}} = 120 \text{ м} \sqrt{2M_{\text{т}}}, \qquad \text{(IV.1.86)}$$

при измерении дальномером двойного изображения с вертикальной рейкой

$$D_{\text{пред}} = 80 \text{ м} \sqrt{2M_{\text{т}}}, \qquad \text{(IV.1.87)}$$

при измерении нитяным и внутрибазным дальномерами

$$D_{\text{пред}} = 40 \text{ м} \sqrt{2M_{\text{т}}}. \qquad \text{(IV.1.88)}$$

В этих выражениях $M_{\text{т}}$ — число тысяч в знаменателе численного масштаба плана, который должен быть составлен по результатам съемки.

При съемке остальных объектов с четкими очертаниями полярные расстояния, рассчитанные по формулам (IV.1.86) — (IV.1.88), могут быть увеличены на 25%.

Способ обхода применяется для съемки таких объектов, как труднопроходимое болото, озеро, массив засеянной пашни и т. п., которые из-за дальности и местных препятствий не могут быть засняты с основного теодолитного хода. Вокруг снимаемого объекта прокладывают съемочный ход, привязываемый к основному ходу. Контур объекта обычно снимают способом перпендикуляров.

Способ створов заключается в определении положения объектов ситуации относительно створной линии, концами которой являются либо вершины теодолитного хода, либо створные точки, расположенные на сторонах хода, либо уже снятые точки долговременных предметов местности, например зданий. Способ створов часто применяют при съемке застроенных территорий, сочетая его со способами перпендикуляров и линейных засечек. Створные линии иногда совмещают с очертаниями крупных зданий.

Для обеспечения съемки достаточным числом створных точек их намечают с помощью теодолита на сторонах теодолитных ходов через 20 м при съемке в масштабе 1 : 500, через 40 м при съемке в масштабе 1 : 1000 и через 60 м при съемке в масштабе 1 : 2000.

При съемке ведут абрис (рис. IV.1.15).

Построение плана. Предварительно строят (обычно линейкой Дробышева) координатную сетку в виде системы квадратов, чаще всего со сторонами 10 см. Линии координатной сетки подписывают значениями координат, равными (в метрах) $0{,}1\,Mi$, где M — знаменатель численного масштаба плана; $i = 0, 1, 2, \ldots$ —

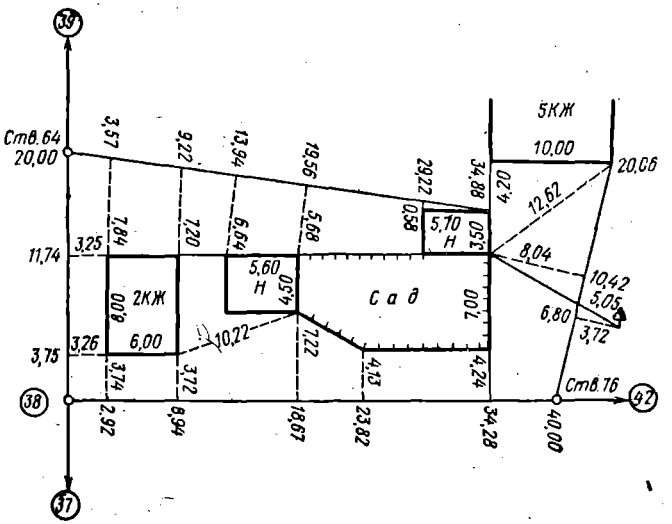


Рис. IV.1.15

порядковый номер подписываемой линии, считая от начала координат. Пользуясь координатной сеткой, наносят, в соответствии с установленной разграфкой, рамку листа плана, а затем — опорные пункты по их координатам. Правильность накладки пунктов проверяют по длине горизонтального проложения между ними и по дирекционному углу этой линии.

Ситуацию наносят в соответствии с абрисом. План оформляют условными знаками и надписями.

IV.1.4. Тахеометрия

Тахеометрия — быстрый способ одновременного определения планового и высотного положения точек местности. В тахеометрии расстояния измеряют дальномером, а высоты определяют при помощи тригонометрического нивелирования.

Тахеометрические работы выполняются в двух видах: 1) тахеометрические ходы для обоснования съемок и 2) тахеометрическая съемка местности. В результате выполнения тахеометрической

съемки составляется крупномасштабный план местности с изображением на нем ситуации и рельефа.

Тахеометрические формулы. Отметку H наблюдаемой точки при тахеометрических работах вычисляют по формуле

$$H = H_{ст} + h, \qquad (IV.1.89)$$

где $H_{ст}$ — отметка станции; h — превышение:

$$h = h' + i - v, \qquad (IV.1.90)$$

i — высота инструмента; v — высота точки, на которую производится визирование (при отсчитывании по рейке, нульпункт которой установлен на определяемой точке, v — отсчет по средней нити визирной сетки).

Отметки реечных точек (пикетов) целесообразно вычислять по формуле

$$H_{пик} = H_0 + h', \qquad (IV.1.91)$$

где

$$H_0 = H_{ст} + i - v \qquad (IV.1.92)$$

или

$$H_0 = H_{i_{ст}} - v, \qquad (IV.1.93)$$

где

$$H_{i_{ст}} = H_{ст} + i \qquad (IV.1.94)$$

— отметка горизонта инструмента на станции.

Высоту v визируемой точки следует выбирать так, чтобы H_0 выражалось целым числом метров.

Значение величины h' вычисляют по одной из формул:

$$h' = s \operatorname{tg} \nu, \qquad (IV.1.95)$$

$$h' = 0{,}5Kl \sin 2\nu + c \sin \nu, \qquad (IV.1.96)$$

где s — горизонтальное проложение линии визирования; ν — ее угол наклона; K и c — коэффициент и слагаемое нитяного дальномера; l — дальномерный отсчет.

Указанные формулы точны в случае, если угол наклона ν измеряется при том же положении трубы, при каком делается отсчет l.

При $\nu \leqslant 10^\circ$ значение h' можно вычислять по формуле

$$h' = 0{,}5\,(Kl + c) \sin 2\nu. \qquad (IV.1.97)$$

Если инструмент имеет трубу с внутренней фокусировкой, то

$$h' = 0{,}5\,(100l + P) \sin 2\nu, \qquad (IV.1.98)$$

где P — поправка, определяемая как указано в разделе IV.1.3.

Для контрольных вычислений можно пользоваться выражениями:

а) при положительных углах наклона

$$H = H_{l_{ст}} + h'' - b_{верхн}, \qquad (IV.1.99)$$

б) при отрицательных углах наклона

$$H = H_{l_{ст}} + h'' + b_{нижн}, \qquad (IV.1.100)$$

где

$$h'' = s \operatorname{tg}\left(\nu + \frac{\varphi}{2}\right), \qquad (IV.1.101)$$

$b_{верх}$ и $b_{нижн}$ — отсчеты на рейке по верхней и нижней видимым дальномерным нитям сетки, φ — диастимометрический угол.

Так как при тригонометрическом нивелировании с визированием на высоту инструмента отсчитывание по рейке и по вертикальному кругу производится не при одинаковом положении трубы, то формула для вычисления h в этом случае принимает вид

$$h = (Kl + c) \operatorname{tg} \nu \cos^2 \left\{\nu + \frac{\varphi}{2} - \frac{\rho (l + i - v)}{(Kl + c) \cos \nu}\right\}, \qquad (IV.1.102)$$

где ρ — радиан.

Чтобы иметь возможность производить отсчитывание по рейке и измерение угла наклона при одном и том же положении трубы, можно придать уровню алидады вертикального круга такое положение, при котором МО соответствует горизонтальному направлению линии, проходящей через нижнюю видимую дальномерную нить сетки и оптический центр объектива трубы. Для этого, предварительно определив МО, наводят среднюю нить сетки на какую-либо точку и вычисляют значение угла наклона ν в зависимости от сделанного отсчета по вертикальному кругу. Затем наводят на ту же точку нижнюю дальномерную нить сетки и микрометренным винтом алидады вертикального круга устанавливают последний на отсчет, равный вычисленному значению ν; после этого исправительными винтами уровня алидады вертикального круга приводят пузырек его в нульпункт.

В этом случае

$$h' = 0{,}5 (Kl + c) \sin 2\nu + l \sin^2 \nu \qquad (IV.1.103)$$

и

$$s = (Kl + c) \cos^2 \nu + 0{,}5 l \sin 2\nu. \qquad (IV.1.104)$$

Поправки $l \sin^2 \nu$ и $0{,}5\, l \sin 2\nu$ вводят только при $\nu \geqslant 10^g$ с тем же знаком, какой имеет угол ν.

Для инструмента, имеющего трубу с внутренней фокусировкой, предыдущие формулы принимают вид

$$h' = 0{,}5 (100l + P) \sin 2\nu + l \sin^2 \nu, \qquad (IV.1.105)$$

$$s = (100l + P) \cos^2 \nu + 0{,}5 l \sin 2\nu. \qquad (IV.1.106)$$

Измерение угла наклона и расстояния при тахеометрических работах можно делать при одном и том же положении трубы и без изменения положения уровня алидады вертикального круга. Для этого нижнюю видимую дальномерную нить наводят на точку рейки, расположенную на постоянной высоте $v_н$ (например, 3 м) над пяткой, и дальномерный отсчет l вычисляют так:

$$l = v_н - b_{верхн}, \qquad (IV.1.107)$$

где $b_{верхн}$ — отсчет по верхней видимой дальномерной нити.

Значение превышения h равно

$$h = h' + i - v_н + 0{,}5l \qquad (IV.1.108)$$

или

$$h = h' + \Delta_{ст} + 0{,}5l, \qquad (IV.1.109)$$

где

$$\Delta_{ст} = i - v_н \qquad (IV.1.110)$$

— величина, постоянная для данной станции.

Отметки $H_{пик}$ пикетов целесообразнее всего вычислять по формуле

$$H_{пик} = H_{o_н} + h' + 0{,}5l, \qquad (IV.1.111)$$

в которой

$$H_{o_н} = H_{ст} + \Delta_{ст} \qquad (IV.1.112)$$

— постоянная для данной станции величина.

Этот способ, предложенный чехословацким геодезистом Э. Шестаком * под названием «двухнитяная тахеометрия», является наиболее производительным при выполнении тахеометрических работ при помощи технического теодолита.

Для ускорения вычисления превышений при тахеометрической съемке равнинной местности (с углами наклона до 2°) можно работать горизонтальным визирным лучом либо на местности с плавно изменяющимся рельефом снимать группу пикетов при одном и том же угле наклона, например, равном k-кратному диастимометрическому углу.

В первом случае

$$H_{пик} = H_{i_{ст}} - c_{пик}, \qquad (IV.1.113)$$

где

$$H_{i_{ст}} = H_{ст} + i \qquad (IV.1.114)$$

— отметка горизонта инструмента на станции, $c_{пик}$ — отсчет на рейке по средней нити сетки.

---

* Šestak E. Dvojnitkova tachymetrie. — Zeměměřický obzor», 1948, № 8.

Целесообразно снимать равнинный рельеф горизонтальным лучом с непосредственным отсчитыванием отметок $H_{пик}$ по рейке, к верхнему концу которой приделана выдвижная подставка. На нее ставят рейку так, что нульпункт последней оказывается вверху.

После установки тахеометра на станции приставляют к нему рейку и выдвигают подставку так, чтобы положению оси вращения трубы соответствовал отсчет a по рейке, отличающийся от отметки $H_{ст}$ станции на целое число H_0 метров. Если рейку с закрепленной подставкой установить на пикете и сделать отсчет b, то, прибавив к нему постоянное для данной станции число H_0, получим значение отметки $H_{пик}$ пикета *:

$$H_{пик} = H_0 + b. \qquad (IV.1.115)$$

Во втором случае при $\varphi = 34{,}38'$

$$H_{пик} = H_0 + 0{,}01ks_{пик}, \qquad (IV.1.116)^{**}$$

где H_0 вычисляется по формуле (IV.1.92), $s_{пик}$ — горизонтальное проложение расстояния между станцией и определяемым пикетом.

Значения h' и s обычно вычисляют по специальным тахеометрическим таблицам.

Тахеометры. Тахеометрические работы выполняют при помощи технических теодолитов. Ускорение определения горизонтальных проложений и превышений достигается применением тахеометров-автоматов. В практике нашли распространение редукционные диаграммные тахеометры: ТА-2 советской конструкции, Дальта 020 и Дальта 010 производства Народного предприятия К. Цейсс в Йене (ГДР).

Тахеометр ТА-2. Отсчеты по горизонтальному кругу производятся при помощи шкалового микроскопа с оценкой на глаз десятых долей минуты. На вертикальном круге нанесены 10-минутные деления с подписью градусных штрихов в направлении движения часовой стрелки. При круге лево горизонтальному положению визирной оси трубы и оси цилиндрического уровня алидады вертикального круга соответствует отсчет, близкий к 90°. Поэтому значение угла наклона вычисляется по формуле (IV.1.21), а место нуля — по формуле МО = 1/2 (П + Л — 180°). На видимую при круге лево часть вертикального круга нанесена диаграмма (рис. IV.1.16), состоящая из основной дуги, кривой горизонтальных проложений с коэффициентом $K_s = 100$ и кривых превышений с коэффициентами K_h, равными ± 10, ± 20 и ± 100. Расстояния p_s и p_h между основной дугой и кривыми горизонтальных проложений и превышений вычислены по формулам

$$\left.\begin{aligned} p_s &= \frac{f_e \cos^2 \nu}{100 \pm 0{,}5 \sin 2\nu} \\ p_h &= \frac{0{,}5 f_e \sin 2\nu}{K_h \pm \sin^2 \nu} \end{aligned}\right\}, \qquad (IV.1.117)$$

* Этот способ был предложен в 1938 г. Ф. А. Сивановым для нивелирования поверхности.

** Следует иметь в виду, что отметка, вычисленная по формуле (IV.1.116), получается преуменьшенной на величину

$$\Delta h = s_{пик} \left\{ \frac{k}{3} (k^2 - 1) \cdot 10^{-8} + \frac{2}{15} k (k^4 - 1) \cdot 10^{-16} \right\}.$$

где f_e — эквивалентное фокусное расстояние системы объектив — фокусирующая линза трубы; ν — угол наклона линии визирования

Изображения диаграммы и делений вертикального круга передаются при помощи специальной оптической системы в окуляр зрительной трубы при круге лево. Благодаря наличию Г-образной посеребренной пластинки на одной из граней призм, входящих в эту систему, в поле зрения трубы видна лишь часть диаграммы в виде вертикальной полоски и часть делений вертикального круга в виде горизонтальной полоски со штрихом — индексом, при помощи которого отсчет по вертикальному кругу производится до 1'.

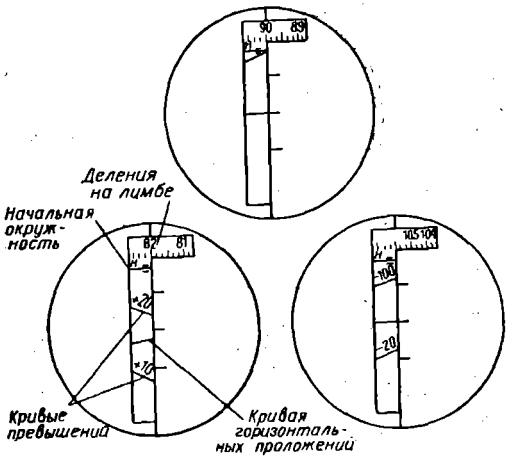


Рис. IV.1.16

При работе тахеометром ТА-2 рекомендуется пользоваться специальными складными четырехметровыми рейками с выдвигающейся подставкой. Нульпункт такой рейки располагается на высоте 1 м над пяткой, а подставка с сантиметровыми делениями может выдвигаться и закрепляться в пределах от 0,3 до 0,5 м так, чтобы нульпункт рейки находился на высоте, равной высоте инструмента на станции.

Для определения горизонтального проложения s и значения h' наводят трубу на рейку так, чтобы правый край вертикальной полоски совместился с левым краем изображения рейки, а основная дуга диаграммы — с нульпунктом рейки, соответствующим высоте инструмента, после чего приводят на середину пузырек уровня при вертикальном круге и производят отсчеты: l_s по кривой горизонтальных проложений и l_h по кривой превышений:

$$s = 100 l_s, \qquad \text{(IV.1.118)}$$

$$h' = K_h l_h. \qquad \text{(IV.1.119)}$$

Тахеометр Дальта 020 (рис. IV.1.17) снабжен зрительной трубой, дающей прямые изображения наблюдаемых объектов. Скрепление горизонтального лимба и алидады достигается нажатием вниз горизонтального рычага зажимного устройства

Если после этого открепить зажимной винт алидады, то алидада и лимб будут вращаться вместе, не изменяя взаимного положения. Для разъединения лимба и алидады надо поднять горизонтальный рычаг зажимного устройства до выпуска защелки. При таком положении рычага лимб остается неподвижным, а алидада может вращаться, причем это вращение регулируется закрепительным и наводящим винтами алидады.

Отсчитывание по кругам производится при помощи шкалового микроскопа с оценкой на глаз до 0,1′.

Кроме градуированного вертикального круга, вращающегося вместе с трубой, имеется второй, неподвижно прикрепленный к подставке трубы вертикальный круг с такой же диаграммой, как в тахеометре ТА-2. Диаграмма видна в поле зрения трубы при круге лево.

В трубе имеется сетка из вертикальной нити и двух дальномерных штрихов, расстояние между которыми соответствует коэффициенту, равному 200. Верхний дальномерный штрих отстоит от основной дуги в угловом расстоянии, равном 1°. При измерениях совмещают изображение наблюдаемого объекта с точкой пересечения основной дуги с вертикальной нитью. Если же наводится точка пересечения верхнего дальномерного штриха с вертикальной нитью, то вычисленное по формуле (IV.1.21) значение угла наклона должно быть увеличено на 1°.

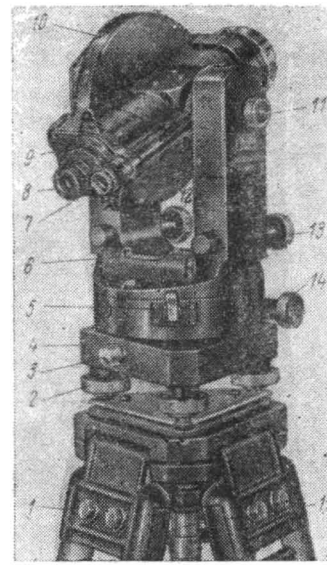


Рис. IV.1.17. Тахеометр Дальта 020:
1 — штатив, *2* — подъемный винт, *3* — закрепительный винт втулки, в которую вставляется верхняя часть инструмента, *4* — подставка инструмента, *5* — зажимное устройство лимба с закрепительным рычагом и защелкой, *6* — цилиндрический уровень на алидаде, *7* — окуляр отсчетного микроскопа, *8* — окуляр зрительной трубы, *9* — кремальера, *10* — кожух вертикального круга, *11* — закрепительный винт трубы, *12* — микрометренный винт контактного уровня при вертикальном круге, *13* — наводящий винт трубы, *14* — наводящий винт алидады, *15* — стержневой отвес

Горизонтальные проложения и значения h' вычисляются по формулам (IV.1.118) и (IV.1.119).

Тахеометр Дальта 010 отличается от Дальта 020 иным расположением линий диаграммы, а также наличием компенсатора, заменяющего контактный уровень при вертикальном круге, и оптического отвеса. Диаграмма (рис. IV.1.18) состоит из следующих линий: основная дуга *3*, расположенная вблизи центра поля зрения трубы; кривые горизонтальных проложений: нижняя *1* с коэффициентом $K_s = 200$ и верхняя *5* с коэффициентом $K_s = 100$; кривые превышений с коэффициентами: ± 10 (на рис. IV.1.18 обозначена *4*), ± 20, ± 50 и ± 100. В поле зрения трубы видна

вертикальная прямая линия *6*, ниже точки пересечения с основной дугой *3* замененная биссектором *2*.

Компенсатор, представляющий собой металлическую скобу-маятник, подвешенную к подставке трубы, позволяет измерять вертикальные углы тахеометром, основная ось которого отклонена от отвесного направления в пределах 4′.

Кроме поверок геометрических условий, которым должны удовлетворять технические теодолиты, в диаграммных тахеометрах требуется поверить положение диаграммы и определить фактические значения коэффициентов кривых.

а. При горизонтальном положении визирной оси трубы кривые превышений с коэффициентами $+10$ и -10 должны пересекаться в точке пересечения основной дуги и вертикальной нити (см. рис. IV.1.18). Вертикальный круг устанавливают на отсчет, равный месту нуля (в инструментах с уровнем при вертикальном круге пузырек уровня должен быть приведен на середину). Если точка пересечения указанных ветвей кривой превышений не находится на вертикальной нити, то снимают кожух, закрывающий вертикальный круг, и исправительными винтами диаграммы приводят ее в требуемое положение.

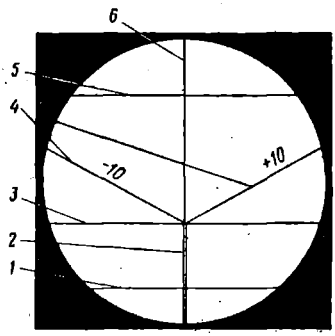


Рис. IV.1.18

Поверку можно произвести иначе. Выполняют при помощи нивелира геометрическое нивелирование линии длиной около 100 м, превышение h концов которой не больше 1,5 м. Концы линии предварительно закрепляют кольями. По окончании нивелирования устанавливают тахеометр над более высоким концом линии, а нивелирную рейку — на точке, обозначающей второй, более низкий конец линии. Измерив высоту i инструмента, визируют на точку рейки, расположенную на высоте $h + i$ над основанием. Точка пересечения ветвей $+10$ и -10 кривой превышений с основной дугой диаграммы должна в этот момент находиться на вертикальной нити. Исправление производится описанным выше способом.

б. Фактическое значение $K_{s_{\text{факт}}}$ коэффициента кривой горизонтальных проложений должно быть равно номинальному значению K_s с допуском $\pm 0{,}002\ K_s$. Оно вычисляется по формуле

$$K_{s_{\text{факт}}} = K_s \frac{s_{\text{лент}}}{s}, \qquad \text{(IV.1.120)}$$

где $s_{\text{лент}}$ — горизонтальное проложение линии, вычисленное по результатам измерения стальной 20-метровой лентой, s — горизонтальное проложение той же линии, определенное по диаграмме.

Длина линии должна быть около 150 м. Значения $K_{s_{\text{факт}}}$ определяют не менее 10 раз, и если расхождения между ними не превосходят $0{,}002K_s$, то вычисляют $K_{s_{\text{факт. ср}}}$. При $(K_{s_{\text{факт. ср}}} - K_s) \leqslant \leqslant \pm 0{,}002K_s$ пользуются значением K_s.

в. Коэффициенты $K_{h_{факт}}$ кривых превышений должны иметь значения: $10 \pm 0{,}1$; $20 \pm 0{,}2$ и $100 \pm 0{,}4$. Значения $K_{h_{факт}}$ определяются путем сравнения значения превышения $h_{геом}$, полученного из геометрического нивелирования, и h, вычисленного в зависимости от величины h', определенной по диаграмме ($h = h' + i - v$, где i — высота инструмента, v — высота точки наведения основной дуги),

$$K_{h_{факт}} = K_h \frac{h_{геом}}{h}. \qquad \text{(IV.1.121)}$$

Здесь K_h — значение коэффициента, подписанное у той кривой, по которой произведен отсчет на рейке.

Длина нивелируемой линии должна быть порядка 100 м, а h — от 8 до 20 м.

Поверочные определения коэффициента K_h надо произвести по крайней мере 10 раз. Если $K_{h_{факт}} - K_h$ не превосходят соответствующего допуска, то при съемке пользуются значениями K_h. В противном случае значения h', определяемые по диаграмме, надо вычислять по формуле

$$h' = K_h l_h + (K_{h_{факт}} - K_h) l_h. \qquad \text{(IV.1.122)}$$

Точность диаграммных тахеометров характеризуется значениями средних квадратических ошибок (на расстоянии в 100 м): m_s — определения горизонтального проложения и m_h — определения величины h', приведенными в табл. IV.1.4.

Таблица IV.1.4

Ошибка	Коэффициент	Значения средних квадратических ошибок (м) для тахеометра		
		ТА-2*	Дальта 020**	Дальта 010**
m_s	$K_s = 100$	0,19	0,10—0,20	0,10
m_s	$K_s = 200$	—	—	0,20
m_h	$K_h = \pm 10$	0,03	0,05	0,03
m_h	$K_h = \pm 20$	0,04	0,05	0,05
m_h	$K_h = \pm 50$	—	—	0,10
m_h	$K_h = \pm 100$	0,18	0,10—0,20	0,15

* Колков Д. Д. Исследования опытного образца теодолита ТА-2. — «Геодезия и картография», 1959, № 12.

** Каталог № 10—070—8 Народного предприятия К. Цейсс. «Геодезические приборы», с. 44.

*** Каталог № 10—168—8 Народного предприятия К. Цейсс. «Редукционный тахеометр Dahlta 010», с. 4.

Составление плана местности при съемке тахеометром Дальта облегчается применением особого картографического столика Карти.

Тахеометрические ходы прокладывают для обоснования съемок в масштабах не крупнее 1 : 1000. Предельные длины их в метрах приближенно могут быть рассчитаны по формулам:

а) при измерении нитяным дальномером

$$\sum s_{\text{пред}} \approx 300 M_{\text{т}}; \qquad \text{(IV.1.123)}$$

б) при измерении сторон дифференциальным дальномером

$$\sum s_{\text{пред}} \approx 600 M_{\text{т}}, \qquad \text{(IV.1.124)}$$

где $M_{\text{т}}$ — число тысяч в знаменателе численного масштаба плана, который должен быть составлен по результатам съемки.

Ориентировочный подсчет предельной длины $s_{\text{пред}}$ (в метрах) стороны хода можно произвести по формуле

$$s_{\text{пред}} \approx 100 \sqrt{2 M_{\text{т}}}. \qquad \text{(IV.1.125)}$$

Для контроля измерения длин сторон хода нитяным дальномером либо пользуются двухсторонними рейками, либо отсчитывают на двух различных частях односторонней рейки. Кроме того, измерения выполняются в прямом и обратном направлениях. Относительные расхождения между результатами двукратных измерений не должны превосходить 1 : 200.

Стороны, бо́льшие 200 м, измеряют по частям, устанавливая рейку около середины измеряемой линии.

Необходимо следить за вертикальным положением рейки в момент отсчитывания по ней, особенно на местности с крутыми скатами: ошибка ΔD_{ε} в расстоянии, вызванная наклоном рейки в створе измеряемой линии на угол ε, равна (в метрах)

$$\Delta D_{\varepsilon} = 0{,}03 \varepsilon^{\circ} \nu^{\circ} D_{100}. \qquad \text{(IV.1.126)}$$

Здесь ν — угол наклона линии визирования; D_{100} — число сотен метров в длине измеряемой линии. Углы ε и ν выражены в градусах.

При проложении хода на местности с крутыми скатами рекомендуется пользоваться рейками с круглым уровнем.

Порядок наблюдений на пункте тахеометрического хода следующий: 1) установка тахеометра; 2) измерение высоты инструмента с округлением до 1 см; 3) наведение трубы на рейку, установленную в предыдущей (задней) вершине хода, и отсчитывание по дальномеру, горизонтальному и вертикальному кругам; 4) то же в отношении рейки, установленной в передней вершине хода; 5) перевод трубы через зенит, ориентирование лимба по направлению на заднюю вершину хода и повторение действий, указанных в пунктах 3 и 4.

Контролем измерения углов наклона является постоянство места нуля вертикального круга в пределах удвоенной точности отсчитывания по вертикальному кругу.

Вычислительную обработку плановой части тахеометрического хода производят так же, как и обработку теодолитного хода. Допустимую угловую невязку обычно принимают равной $f_{\beta_{доп}} = 1' \sqrt{k}$, где k — число измеренных углов, а допустимую относительную невязку $1/F_{доп}$ определяют в зависимости от примененного способа измерения длин сторон по одной из формул:

при измерении нитяным дальномером

$$\frac{1}{F_{доп}} = \frac{1}{200\sqrt{n}}, \qquad \text{(IV.1.127)}$$

при измерении дифференциальным дальномером

$$\frac{1}{F_{доп}} = \frac{1}{800\sqrt{n}}. \qquad \text{(IV.1.128)}$$

В обеих формулах n — число сторон хода.

Превышения между вершинами хода вычисляют по соответствующей тахеометрической формуле. Расхождения между значениями превышений, вычисленными для каждой стороны хода в прямом и обратном направлениях, не должны быть больше

$$\Delta h = 0{,}0004s \qquad \text{(IV.1.129)}$$

при углах наклона линий визирования, не превосходящих 6°, и

$$\Delta h = 0{,}0006s \qquad \text{(IV.1.130)}$$

при бо́льших углах наклона.

В этих формулах s — длина горизонтального проложения линии визирования.

Если указанное требование удовлетворяется, то вычисляют среднее значение превышения

$$h_{ср} = 0{,}5\,(h_{пр} - h_{обр})$$

и невязку в сумме превышений по ходу

$$f_h = \sum h_{ср} - (H_{кон} - H_{нач}), \qquad \text{(IV.1.131)}$$

где $H_{кон}$ и $H_{нач}$ — отметки твердых пунктов, между которыми проложен ход.

О допустимости невязки f_h свидетельствует удовлетворение условия

$$f_h \leqslant f_{h_{доп}},$$

где

$$f_{h_{доп}} = 0{,}0004\frac{\sum s}{\sqrt{n}} \qquad \text{(IV.1.132)}$$

при углах наклона сторон хода до 6° и

$$f_{h_{доп}} = 0{,}0006\frac{\sum s}{\sqrt{n}} \qquad \text{(IV.1.133)}$$

при углах наклона, бо́льших 6°.

Если $f_h \leqslant f_{h_{доп}}$, то f_h распределяют с обратным знаком между вычисленными $h_{ср}$ обычно пропорционально длинам s сторон

$$v_{hi} = \frac{-f_h}{\sum s} s_i, \qquad \text{(IV.1.134)}$$

где $i = 1, 2, \ldots, n$ — текущий номер стороны хода.

При удовлетворении условия $\sum v_h = -f_h$ вычисляют исправленные средние значения превышений

$$h_{ср.\ испр_i} = h_{ср_i} + v_{h_i} \qquad \text{(IV.1.135)}$$

с контролем

$$\sum h_{ср.\ испр} = H_{кон} - H_{нач}. \qquad \text{(IV.1.136)}$$

Наконец, по отметке $H_{нач}$ исходного твердого пункта и исправленным средним значениям превышений последовательно вычисляют отметки всех вершин хода

$$H_{j+1} = H_j + h_{ср.\ испр_{j-j,\ j+1}}, \qquad \text{(IV.1.137)}$$

где j = нач., 1, 2, ..., кон. — текущий номер вершины.

Вычисления ведут до вторичного получения отметки $H_{кон}$ конечного твердого пункта.

Разновидностью тахеометрического хода является **высотный теодолитный ход**, при проложении которого измеряют только длины сторон и углы наклона. Назначение такого хода — быстрое создание высотного обоснования топографической съемки, выполняемой на фотоплане.

Высотные ходы обычно прокладывают, устанавливая инструмент между нивелируемыми точками, например A и B. В этом случае превышение вычисляют по формуле

$$h = s_B \operatorname{tg} \nu_B - s_A \operatorname{tg} \nu_A - (v_B - v_A) + \frac{s_B^2}{2R}(1 - k_B) - \frac{s_A^2}{2R}(1 - k_A), \qquad \text{(IV.1.138)}$$

где s — горизонтальное проложение линии визирования: «инструмент — нивелируемая точка» (A, B); ν — угол наклона соответствующей линии визирования; v — высота точки визирования над поверхностью земли; R — радиус Земли; k — коэффициент рефракции.

При $s_A = s_B = s$ и $v_A = v_B$

$$h = s(\operatorname{tg} \nu_B - \operatorname{tg} \nu_A) + \frac{s^2}{2R}(k_A - k_B). \qquad \text{(IV.1.139)}$$

Тахеометрическая съемка. До начала измерений на станции производят осмотр окружающей местности, во время которого выбирают контурные и высотные точки (пикеты) так, чтобы между станциями не оставалось неснятых мест.

Должны быть сняты все объекты ситуации, выражающиеся в заданном масштабе плана и предусмотренные условными знаками. При выборе контурных точек учитывают следующее: изгибы снимаемых объектов, меньшие 0,5 мм на плане, спрямляются; участки сельскохозяйственных угодий и контуры растительного покрова площадью до 10 мм² на плане не снимаются; в отношении участков, не имеющих хозяйственного значения, этот минимум увеличен до 25 мм².

Высотные пикеты должны располагаться на характерных точках и линиях рельефа местности. Пикеты, расположенные на

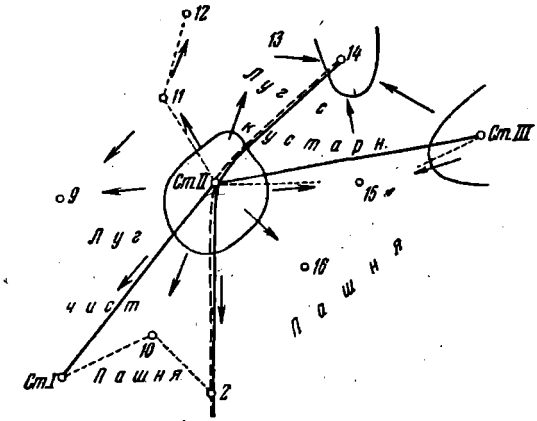


Рис. IV.1.19

таких объектах ситуации, как плотины, шлюзы, мосты, пересечения дорог, колодцы, заметные строения, одновременно являются ситуационными (контурными) и высотными.

Расстояния $s_{пик}$ от тахеометра до пикетов и $d_{пик}$ между высотными пикетами сообразуются так, чтобы средняя ошибка $v_н$ положения на плане четко очерченных объектов ситуации относительно ближайших пунктов съемочного обоснования не превосходила 0,5 мм (в горных районах — 0,7 мм), а средняя ошибка $\theta_н$ определения отметки точки по горизонталям не была больше: 1/4 принятой высоты сечения рельефа $h_{сеч}$ при углах наклона $\nu \leqslant 2°$; $1/3h_{сеч}$ при $2° < \nu \leqslant 6°$ на планах в масштабе 1 : 5 000 и 1 : 2 000; при $2° < \nu \leqslant 10°$ на планах в масштабах 1 : 1 000 и 1 : 500. В лесной местности значения $\theta_н$ могут быть в полтора раза больше.

При осмотре местности для тахеометрической съемки ведут к р о к и́ (рис. IV.1.19), на котором, кроме обозначения станции, пикетов и ситуации, показывают стрелками направления скатов местности и схематическими горизонталями — основные формы рельефа. Эти данные учитывают при проведении горизонталей на плане.

Тахеометрическую съемку производят при ориентированном лимбе тахеометра. Пикеты снимают полярным способом. При

визировании на них делают отсчеты по горизонтальному кругу (с округлением до 5′) и по дальномерным нитям сетки (с округлением до 0,5 см). Если должна быть определена отметка пикета, то, кроме того, измеряют угол наклона (с округлением до 1′). Измерения выполняют при одном положении вертикального круга относительно трубы. Отсчеты записывают в специальный журнал, при ведении

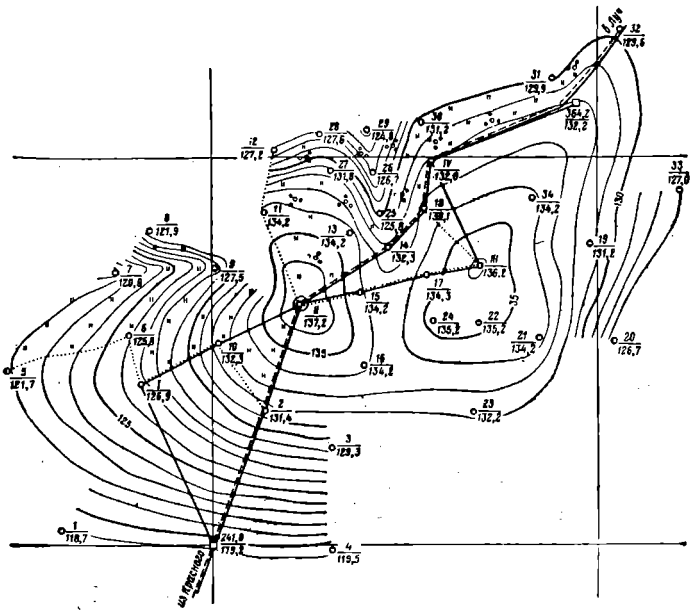


Рис. IV.1.20

которого необходимо следить за одинаковой нумерацией пикетов в нем и на кроки.

Построение плана тахеометрической съемки производится так же, как и построение плана теодолитной съемки. Отличие заключается в том, что на тахеометрическом плане, кроме ситуации, изображается горизонталями рельеф местности (рис. IV.1.20). Положение горизонталей определяется графическим интерполированием между высотными точками, крутизна ската между которыми одинакова.

Готовый план следует сличить с местностью.

IV.1.5. Нивелирование поверхности

В зависимости от характера местности и назначения применяют следующие способы нивелирования поверхности: параллельных линий, квадратов, полигонов и полярный.

Способом параллельных линий (поперечников) пользуются главным образом в закрытой местности со слабо выраженным рельефе-

фом. Основой нивелирования является магистральный ход, прокладываемый либо в середине, либо по границе снимаемого участка. Магистраль закрепляют реперами не реже чем через 500 м. Стороны ее измеряют стальной лентой, а углы поворота — теодолитом. Магистраль нивелируют в прямом и обратном направлениях.

Перпендикулярно к магистрали, а где это невозможно по условиям местности, то под любым углом к ней разбивают при помощи теодолита поперечники, расстояния между которыми зависят от характера рельефа местности и масштаба съемки — они изменяются от 20 до 200 м. Длины поперечников не должны превосхо-

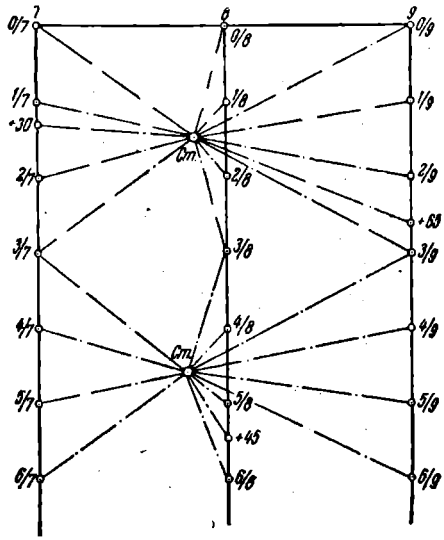


Рис. IV.1.21

дить 300 м при нивелировании для составления планов в масштабах 1 : 500 и 1 : 1000. На поперечниках разбивают пикетаж и в местах перегибов скатов обозначают плюсовые точки. При необходимости разбивают поперечники второго порядка. Общее число пронивелированных точек должно обеспечивать уверенное проведение горизонталей на плане.

На рис. IV.1.21 показана одна из применяемых схем нумерации пикетов: в числителе — порядковый номер пикета, в знаменателе — номер поперечника.

На больших участках прокладывают дополнительный магистральный ход и соединяют ходами концы поперечников.

На открытой местности нивелируют сразу несколько поперечников, а в закрытых местах (и при расстояниях между поперечниками, бо́льших 100 м) — каждый поперечник отдельно.

Способ квадратов представляет собой частный случай способа параллельных линий. Размеры квадратов зависят от характера

рельефа местности, заданной высоты сечения рельефа, цели съемки и ее объема. Обычно длину стороны квадрата делают такой, чтобы она пересекалась в среднем одной горизонталью при нормальной высоте сечения рельефа.

Сначала разбивают сеть основных квадратов путем проложения полигонометрических или теодолитных ходов. В вершинах этих квадратов устанавливают реперы. Сеть основных квадратов последовательно сгущают до тех пор, пока не будут построены квадраты со сторонами, принятыми для данной съемки, например 20 × 20 или 40 × 40 м. Разбивку малых квадратов можно очень быстро произвести с помощью тросов, размеченных через 20 м. При разбивке квадратов производят съемку ситуации, занося полученные данные на абрис (рис. IV.1.22). На нем стрелками показывают направления окатов местности.

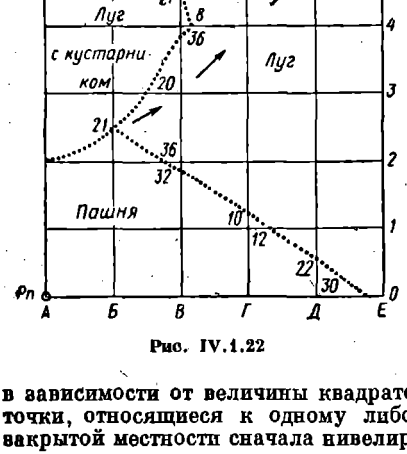


Рис. IV.1.22

Пикеты, расположенные на сторонах квадратов, обозначают либо так же, как в способе параллельных линий, либо буквой и числом, соответствующими вертикальной и горизонтальной линиям сетки.

По окончании разбивки квадратов производят нивелирование сначала по сторонам основных квадратов, а затем и заполняющих. Расстояние от нивелира до рейки должно быть не больше 100—150 м. Поэтому в зависимости от величины квадратов нивелируют с одной станции точки, относящиеся к одному либо к нескольким квадратам. На закрытой местности сначала нивелируют внешние стороны участка, а затем внутренние ходы по сторонам квадратов. Отсчеты по рейкам целесообразно записывать на схематическом чертеже сети квадратов.

Полевым контролем служит равенство сумм накрест лежащих отсчетов a и b по рейкам, установленным в связующих точках двух соседних станций,

$$a_{j+1}+b_j=a_j+b_{j+1}, \qquad \text{(IV.1.140)}$$

где j — номер станции.

Расхождения допускаются в пределах 4—10 мм в зависимости от точности выполняемых работ.

Наиболее целесообразным способом вычислительной обработки результатов нивелирования по квадратам является способ разностей $\Delta H_{t_{ср}}$ отметок горизонта инструмента на соседних станциях *:

$$\Delta H_{t_{ср}}=0{,}5\,\{(a_{j+1}-a_j)+(b_{j+1}-b_j)\}. \qquad \text{(IV.1.141)}$$

* Купчинов И. И. Нивелирование поверхности. Известия высших учебных заведений. — «Геодезия и аэрофотосъемка», 1959, № 3.

Невязка по ходу, образованному связующими точками, $f_{\Delta H_l} = \sum \Delta H_{l_{ср}}$ не должна быть больше допустимой невязки $f_{\Sigma h_{доп}}$, значение которой установлено при техническом нивелировании. Иногда принимают

$$f_{\Sigma h_{доп}} = (6\sqrt{n}) \text{ мм}, \qquad \text{(IV.1.142)}$$

где n — число станций.

Если $f_{\Delta H_l} \leqslant f_{\Sigma h_{доп}}$, то $f_{\Delta H_l}$ распределяют с обратным знаком между всеми $\Delta H_{l_{ср}}$; после этого по отметке H_{l_1} горизонта инструмента на первой станции и исправленным $\Delta H_{l_{ср.\,испр}}$ вычисляют отметки горизонта инструмента для всех станций, а по ним — отметки точек, пронивелированных на каждой станции.

Способ полигонов применяется на открытой местности с ясно выраженными формами рельефа. По характерным линиям рельефа прокладывают теодолитно-нивелирные ходы с разбивкой пикетажа и поперечников. Число высотных точек должно обеспечивать проведение горизонталей с заданной высотой сечения рельефа. Ходы увязывают по принципу «от общего к частному».

Полярным способом пользуются в полузакрытой местности, крутизна скатов которой позволяет применять геометрическое нивелирование. Для нивелирования полярным способом больше всего пригоден нивелир с горизонтальным кругом и дальномерной сеткой нитей. Весьма удобен нивелир с наклонной линией визирования. При отсутствии таких инструментов можно пользоваться теодолитом с уровнем на трубе либо устанавливать нивелир рядом с центрированным теодолитом.

Станциями являются вершины теодолитно-нивелирного хода, располагаемые так, чтобы с них можно было снять характерные точки ситуации и рельефа, расположенные в радиусе 100—150 м. Расстояния до точек измеряют дальномером. Отсчеты по нитям сетки и по горизонтальному кругу записывают в журнал, кроме которого ведут кроки.

Составление плана. Вершины опорных ходов наносят на план по вычисленным координатам, а остальные точки — графически. Пользуясь отметками точек, проводят горизонтали путем графического интерполирования по направлениям скатов. Выбор высоты сечения рельефа зависит от цели, для которой произведено нивелирование поверхности.

IV.1.6. Мензульная съемка

В современных условиях применение мензульной топографической съемки ограничивается случаями, когда вследствие незначительности площади снимаемого участка производство аэрофотосъемки нецелесообразно, а также когда необходимо снять «мертвые пространства» при фототеодолитной съемке.

Инструментами для выполнения мензульной съемки являются мензула и кипрегель.

Главную часть мензулы составляет планшет — доска, прикрепляемая к подставке мензулы, в свою очередь крепя-

щейся становым винтом к штативу. К планшету прикрепляют гвоздиками жесткую основу из тонкой фанеры или алюминия. На основу наклеивают плотную чертежную бумагу, на которой составляют полевой оригинал топографической карты (плана). Для защиты от загрязнения и выгорания бумагу на основе прикрывают более легкой бумагой — «рубашкой».

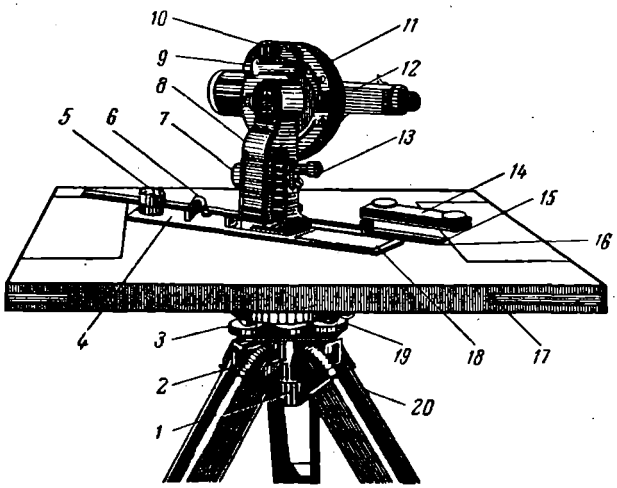


Рис. IV.1.23. Мензульный комплект КА-2:

1 — рукоятка станового винта, *2* — закрепительный винт (барашек) штатива, *3* — подъемный винт, *4* — широкая линейка, *5* — ролик для малых поворотов кипрегеля на планшете, *6* — цилиндрический уровень на широкой линейке, *7* — микрометренный винт уровня *9* вертикального круга, *8* — колонка-рукоятка, *9* — цилиндрический уровень вертикального круга, *10* — призменная система уровня, *11* — кожух вертикального круга, *12* — труба, *13* — наводящий винт, *14* — ориентир-буссоль, *15* — узкая линейка, *16* — шарнир, *17* — планшет, *18* — масштабная линейка, *19* — металлическая подставка мензулы, *20* — штатив

Мензула, являющаяся частью комплекта КА-2 (рис. IV.1.23), имеет металлическую подставку, а мензула, входящая в ранее изготавливавшийся комплект КБ, — деревянную.

Поверки мензулы. 1. Устойчивость мензулы в вертикальном направлении поверяют при помощи уровня на линейке кипрегеля, установленного на планшете. После легкого нажима на планшет пузырек уровня должен возвращаться в первоначальное положение.

2. Устойчивость в горизонтальном (азимутальном) направлении поверяют путем наведения трубы кипрегеля на какую-либо точку и легкого постукивания сбоку по ребру планшета. После прекращения постукивания изображение наблюдаемой точки должно возвращаться в центр визирной сетки.

3. Совпадение рабочей (верхней) поверхности планшета с плоскостью поверяют прикладыванием выверенного ребра линейки (например, кипрегеля) к поверхности планшета по различным направлениям; просветы не должны быть больше 0,5 мм.

4. Перпендикулярность рабочей плоскости планшета к оси вращения мензулы поверяют только у мензулы с металлической подставкой, имеющей специальный закрепительный винт. Нивелируют планшет и затем плавно поворачивают его вокруг оси вращения мензулы. Если пузырек уровня уклоняется от нульпункта в пределах одного-двух делений, то условие можно считать выполненным. В случае бо́льших отклонений пузырька уровня планшет необходимо нивелировать после каждого поворота.

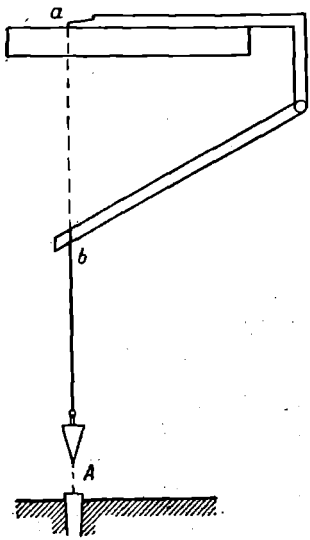


Рис. IV.1.24

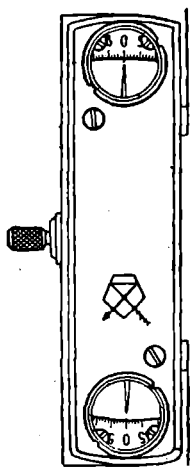


Рис. IV.1.25

Исправление нарушения указанных условий возможно лишь в специальной мастерской.

Принадлежностями мензулы являются мензульная вилка (рис. IV.1.24) и ориентир-буссоль (рис. IV.1.25).

Мензульную вилку применяют при съемках с составлением планов в масштабах 1 : 2000 и крупнее. При укладке ее на нивелированный планшет конец *a* штриха на верхней планке и точка *b* прикрепления отвеса к нижней планке должны находиться на одной отвесной линии.

До начала работы с ориентир-буссолью надо убедиться в том, что магнитная стрелка уравновешена, достаточно чувствительна и не имеет эксцентриситета, а нулевой диаметр кольца параллелен боковому ребру коробки с точностью до 0,1 мм.

Наиболее употребительными советскими к и п р е г е л я м и являются диаграммные кипрегели (кипрегели-автоматы) КА-2 и КБ-1 (рис. IV.1.26). Кроме них еще применяется кипрегель КБ. Данные об этих инструментах приведены в табл. IV.1.5.

Таблица IV.1.5

Показатель	Значения у кипрегелей		
	КА-2	КБ-1	КБ
Увеличение зрительной трубы	30×	20×	25×
Угол поля зрения	1,3°	1,5°	1°
Коэффициенты:			
дальномера	100, 200	200	100
кривой горизонтальных проложений	100	100	—
кривых превышений	10, 20, 100	10, 20, 100	—
Точность отсчета по вертикальному кругу	1′	1′	1′
Цена деления уровня (на 2 мм):			
на линейке	50—90″	30″	50—60″
на алидаде вертикального круга	30—50″	30″	30—50″
Длина линейки, мм	350 и 530	350 и 530	530
Масса кипрегеля, кг	2,8	2,8	2,9

Поверки кипрегеля КА-2. 1. Прямолинейность скошенного ребра линейки и совпадение нижней поверхности ее с плоскостью поверяются, как у чертежной линейки.

2. Параллельность перемещения подвижной линейки поверяют прочерчиванием линий вдоль скошенного ребра при различных положениях линейки и измерением кратчайших расстояний между каждой парой линий в нескольких местах; расхождения не должны быть больше 0,2 мм.

3. Параллельность оси цилиндрического уровня на линейке и нижней плоскости последней: устанавливают на планшете кипрегель примерно параллельно двум подъемным винтам мензулы и вращением их приводят пузырек уровня в нульпункт. Затем поворачивают кипрегель на 180° и в случае отклонения пузырька уровня от нульпункта перемещают пузырек при помощи исправительных винтов на половину дуги отклонения по направлению к нульпункту.

4. Вертикальность правого края посеребренной пластинки поверяют наведением этого края на четко видимую точку и вращением трубы: изображение точки должно перемещаться вдоль края пластинки. Нарушение устраняют поворотом окулярной трубки при ослабленных стопорных винтах, которые после исправления надо закрепить.

5. Перпендикулярность визирной оси (линии, соединяющей оптический центр объектива и точку пересечения основной дуги диаграммы с правым краем посеребренной пластинки) к оси вращения трубы поверяют последовательным наведением трубы при круге

право и лево на какую-либо точку местности. При каждом наведении прочерчивают вдоль скошенного ребра линейки линию через точку, расположенную у колонки кипрегеля. При несовпадении линий скошенное ребро линейки прикладывают к биссектрисе построенного угла и, пользуясь исправительным винтом, перемещают призменный блок до совпадения края полоски с изображением наблюдаемой точки.

6. Перпендикулярность коллимационной плоскости трубы к нижней плоскости основной линейки поверяется так же, как поверка перпендикулярности осей вращения трубы и инструмента у теодолита.

7. Параллельность коллимационной плоскости трубы и скошенного ребра линейки поверяют путем сравнения направления визирной оси трубы, наведенной на удаленную точку, с направлением линии, проходящей через иглы, установленные в концах скошенного ребра линейки. Нарушение условия отражается лишь на ориентировании планшета.

8. Поверку нормального положения основной дуги диаграммы (должна совмещаться с изображением нульпункта рейки) и указателя (должен давать возможность отсчитывать по вертикальному кругу) производят визуально. Нарушение исправляют винтами, находящимися под боковой крышкой трубы ближе к окуляру.

9. Постоянство места нуля поверяют измерением нескольких углов наклона. Приведение МО к отсчету, равному 90°, производят так же, как у теодолита (см. раздел IV.1.3).

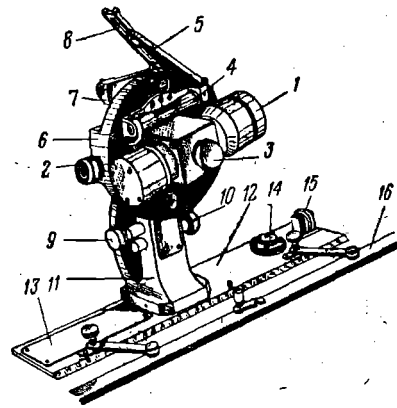


Рис. IV.1.26. Редукционный кипрегель КБ-1:

1 — ломаная труба с внутренней фокусировкой, *2* — окуляр трубы, *3* — кремальера, *4* — цилиндрический уровень на трубе, *5* — зеркало у уровня на трубе, *6* — кожух вертикального круга, вращающийся вместе с трубой, *7* — цилиндрический уровень вертикального круга, *8* — зеркало у уровня, *9* — наводящий винт трубы, *10* — микрометренный винт вертикального круга, *11* — колонка-кронштейн, *12* — основная линейка, *13* — линейка с поперечным масштабом, *14* — круглый уровень, *15* — ролик для поворота кипрегеля по азимуту, *16* — подвижная линейка

10. Соответствие фактических и номинальных значений коэффициентов: кривой горизонтальных проложений и кривых превышений — поверяют так же, как у диаграммного тахеометра (см. раздел IV.1.4).

11. Нахождение точки пересечения кривой превышений, имеющей коэффициент, равный 10, с основной дугой диаграммы на правом вертикальном крае полоски при горизонтальном положении оси уровня вертикального круга и визирной оси трубы поверяют, приведя микрометренным винтом пузырек уровня в нульпункт и установив трубу так, чтобы отсчет по вертикальному кругу

равнялся МО. Если в этот момент упомянутая точка пересечения располагается в стороне от вертикального края полоски, то исправление производят при помощи винтов, находящихся под боковой крышкой трубы ближе к окуляру.

В кипрегеле КБ-1 должны быть произведены такие же поверки, как в кипрегеле КА-2, со следующими изменениями.

1. Перпендикулярность оси круглого уровня на линейке к нижней плоскости линейки поверяется так же, как цилиндрический уровень на линейке кипрегеля КА-2.

2. Параллельность оси реверсионного уровня на кожухе вертикального круга и визирной оси трубы поверяют наведением трубы на рейку, установленную на расстоянии 100—150 м от инструмента. После приведения, при помощи микрометренного винта, пузырька уровня в нульпункт делают отсчет по рейке. То же повторяют после перевода трубы через зенит. При расхождении между отсчетами трубу наводят на среднее из отсчетов и приводят пузырек уровня в нульпункт, пользуясь исправительными винтами. В этот момент отсчет по вертикальному кругу должен равняться 90°, а отсчет по кривой превышений — нулю.

3. Вместо производимой в кипрегеле КА-2 поверки вертикального положения правого края посеребренной пластинки в кипрегеле КБ-1 таким же образом производят поверку положения вертикальной нити.

4. Отпадает поверка 8.

В кипрегеле КБ должны быть выполнены 1, 3, 5, 6, 7 и 9 поверки кипрегеля КА-2. Кроме того, следует поверить положение визирной сетки: одна из ее нитей должна лежать в коллимационной плоскости трубы, а остальные нити должны быть к ней перпендикулярны. Эта поверка производится так же, как в теодолите (см. раздел IV.1.3).

Что касается *нитяного дальномера*, то в кипрегелях всех типов тщательно должен быть определен его коэффициент. Для съемки значительной территории целесообразно изготовить специальные дальномерные рейки.

В кипрегелях КА-2 и КБ надо убедиться в симметричном положении дальномерных нитей относительно средней нити сетки, так как иногда при съемке закрытой местности приходится делать отсчеты по рейке между средней и одной из дальномерных нитей.

Установка мензулы. 1. Точность центрирования планшета (расположения станции — пункта, в котором устанавливают мензулу, и соответствующей точки на планшете на одной отвесной линии) характеризуется величиной линейного элемента $e_ц$, определяемого в зависимости от вызываемой им ошибки $\Delta\beta_ц$ построения угла на планшете и длины s стороны угла,

$$e_ц = \frac{\Delta\beta_ц}{\rho} s, \qquad \text{(IV.1.143)}$$

где ρ — радиан.

Обычно значения $e_ц$ указывают в соответствующих инструкциях. Так, при топографических съемках в масштабах 1 : 5000 и 1 : 2000 $e_ц \leqslant 0{,}1$ м, а в масштабах 1 : 1000 и 1 : 500 $e_ц \leqslant 0{,}05$ м.

2. Нивелирование планшета (приведение его рабочей плоскости в горизонтальное положение) считается выполненным удовлетво-

рительно, если пузырек уровня на линейке кипрегеля, установленного на планшете, уклоняется от нульпункта не больше чем на два деления.

Планшет надо нивелировать тем точнее, чем всхолмленнее рельеф местности.

3. Ориентирование планшета (установку в таком положении, при котором нанесенные на планшет линии окажутся параллельными горизонтальным проложениям соответствующих линий местности) производят либо по буссоли, либо по нанесенным на планшет точкам, либо по нанесенным на планшет линиям.

Ошибка ориентирования по буссоли может достигать 10′. Точность ориентирования планшета по точкам характеризуется таким значением средней квадратической ошибки $m_{\text{ор. т}}$:

$$m_{\text{ор. т}} \approx \frac{40'}{d}, \qquad \text{(IV.1.144)}$$

где d — расстояние между точками на планшете, выраженное в сантиметрах.

Точнее ориентируется планшет путем прикладывания скошенного ребра линейки кипрегеля к нанесенной на планшет линии. В этом случае

$$m_{\text{ор. л}} \approx \frac{28'}{d}. \qquad \text{(IV.1.145)}$$

Точность построения угла на планшете зависит главным образом от ошибки проведения через вершину угла линий, являющихся его сторонами. Приближенное значение средней квадратической ошибки m_β построения угла на планшете может быть вычислено по формуле

$$m_\beta \approx \frac{40'}{d_{\text{ср}}}, \qquad \text{(IV.1.146)}$$

где $d_{\text{ср}}$ — средняя длина стороны угла на планшете, выраженная в сантиметрах.

Съемочное обоснование мензульной топографической съемки состоит из пунктов, положение которых на планшете определено либо аналитическим (съемочные триангуляционные сети и засечки на открытой местности, теодолитные ходы — на закрытой), либо графическим (геометрическая сеть на открытой местности *, теодолитные и мензульные ** ходы — на закрытой) методом.

Плотность пунктов съемочного обоснования зависит от масштаба съемки и характера местности. Она должна обеспечивать требуемую инструкциями точность съемки ситуации и рельефа.

Положение пунктов планового съемочного обоснования съемок в масштабах 1 : 5000 — 1 : 500 относительно ближайших пунктов геодезических сетей должно определяться со средними ошибками, не превосходящими на плане 0,1 мм в открытых районах и 0,15 мм — в лесных.

---

* Строится для обоснования мензульной съемки в масштабах 1 : 10 000 и мельче.

** При съемке в масштабе 1 : 500 не допускаются.

Высоты пунктов съемочного обоснования определяются при помощи геометрического нивелирования, если высота сечения рельефа $h_{сеч} \leqslant 1$ м и при помощи тригонометрического нивелирования при $h_{сеч} > 1$ м с тем, чтобы средние ошибки в высотах пунктов относительно ближайших пунктов геодезической сети не превосходили $0{,}1\ h_{сеч}$.

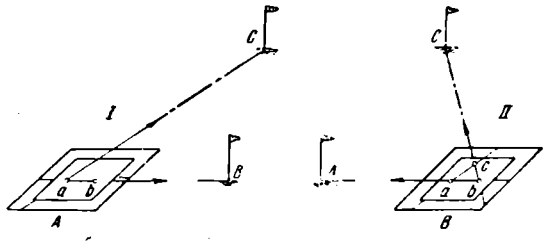


Рис. IV.1.27

В процессе съемки съемочное обоснование сгущают съемочными (переходными) точками, положение которых определяют графическими засечками на открытой местности и проложением мензульных (иногда теодолитных) ходов на закрытой.

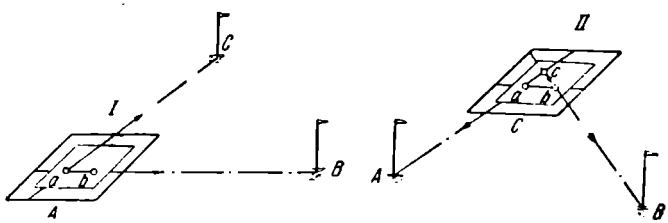


Рис. IV.1.28

Мензульные засечки. 1. П р я м а я з а с е ч к а: при последовательной установке мензулы в известных пунктах *A* и *B* (рис. IV.1.27) визируют на определяемую точку *C*, прикладывая скошенное ребро линейки кипрегеля к соответствующей точке на планшете, и прочерчивают линию. В точке *c* пересечения обеих линий находится определяемая точка.

2. В о к о в а я з а с е ч к а (з а с е ч к а н а с е б я) (рис. IV.1.28): мензулу устанавливают в одном из известных пунктов; вращая кипрегель около соответствующей точки на планшете, визируют на определяемую точку местности и прочерчивают линию вдоль скошенного ребра линейки. По этой линии ориентируют планшет при установке мензулы в определяемой точке и, приложив скошенное ребро линейки кипрегеля ко второму известному пункту

на планшете, вращают кипрегель до получения в центре визирной сетки изображения соответствующего пункта местности, после чего прочерчивают новую линию. Точка пересечения обеих линий является определяемой точкой.

Угол при определяемой точке (угол засечки) не должен быть меньше 30°.

Чем ближе к известным пунктам находится засекаемая точка, тем точнее определяется ее положение на планшете: длина визирного луча (в метрах) при засечке не должна быть больше $100\sqrt{2M_т}$, где $M_т$ — число тысяч в знаменателе численного масштаба плана.

3. Обратная засечка (задача Потенота). Наиболее распространенным является решение при помощи поворотов планшета.

Если определяемая точка D находится внутри треугольника, образованного данными пунктами A, B и C (рис. IV.1.29), то в качестве основной выбирают ту сторону AB, которая наиболее удалена от определяемой точки D. Вообразив мензулу находящейся в правом известном пункте B (см. рис. IV.1.29, *I*), ориентируют планшет по направлению на левый пункт A, после чего вращением кипрегеля около точки b на планшете наводят трубу на средний пункт C и прочерчивают линию bc_b вдоль скошенного ребра линейки кипрегеля. Затем планшет ориентируют по направлению ab (см. рис. IV.1.29, *II*), вращением кипрегеля около точки a наводят трубу на пункт C и прочерчивают линию ac_a до пересечения с ранее проведенной. Точка пересечения p является вспомогательной. Приложив скошенное ребро линейки кипрегеля к точкам p и c на планшете, ориентируют планшет по направлению pcC (ориентирная прямая, см. рис. IV.1.29, *III*). Последовательно прочерчивая линии при визировании по направлениям aA и bB, получают на планшете положение определяемой точки d.

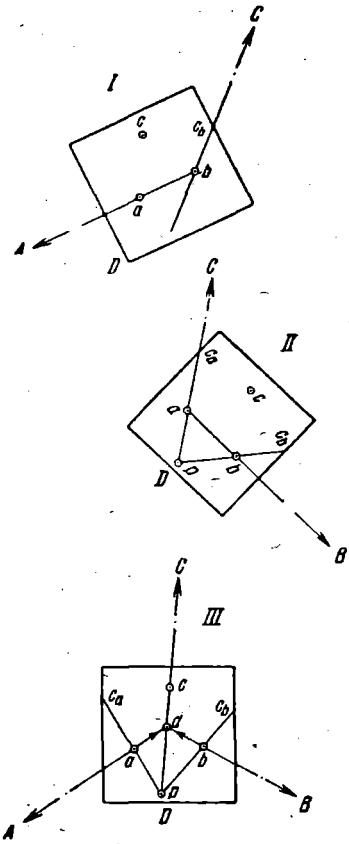


Рис. IV.1.29

В случае, если линии, определяющие положение вспомогательной точки p, на планшете не пересекаются, необходимо расстояния

ac и bc на планшете разделить на 2—4 равные части так, чтобы $c'_a a$: $ac = c'_b b : bc$ (рис. IV.1.30) и через намеченные точки c'_a и c'_b провести линии, параллельные ранее прочерченным через точки a и b.

Для этого прикладывают скошенное ребро линейки кипрегеля к линии ac_a и замечают на вертикальной нити сетки трубы изображение какого-либо предмета местности, находящегося не ближе 1 км. Затем прикладывают ребро линейки к точке c'_a, наводят трубу кипрегеля на тот же предмет и прочерчивают линию, которая практически параллельна линии ac_a. Аналогично поступают при проведении через точку c'_b линии, параллельной bc_b. Планшет ориентируют по линии $p'cC$.

Наилучшими случаями решения задачи Потенота являются: 1) определяемая точка находится внутри треугольника, образованного известными пунктами; 2) определяемая точка находится вне треугольника, образованного известными пунктами, против одной из его вершин. В этих случаях длина ориентирной прямой наибольшая.

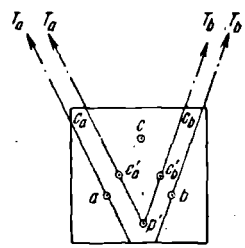


Рис. IV.1.30

Решить задачу невозможно, если определяемая точка находится на окружности, проходящей через три известных пункта.

Решение задачи Потенота обязательно контролируют по четвертому известному пункту.

Геометрическая сеть — система треугольников, положение каждой вершины которых на планшете определяют прямыми засечками не меньше чем с трех известных пунктов. При этом три линии, прочерченные при визировании на определяемую точку, должны пересекаться в одной точке либо образовывать треугольник погрешностей величиной, не бо́льшей 0,2 мм.

Попутно с засечками пунктов геометрической сети измеряют углы наклона ν полным приемом.

Порядок вычисления отметок пунктов геометрической сети: 1) вычисление превышения h по каждой стороне сети в прямом и обратном направлениях

$$h = s \operatorname{tg} \nu + i - v + f, \qquad \text{(IV.1.147)}$$

где s — горизонтальное проложение стороны, измеряемое непосредственно по планшету, i — высота инструмента, v — высота точки наведения трубы, f — поправка за кривизну земли и за рефракцию, обычно вычисляемая по формуле

$$f = (0{,}067 s^2_{\text{км}}) \text{ м}; \qquad \text{(IV.1.148)}$$

2) если $(h_{\text{пр}} + h_{\text{обр}}) \leqslant 0{,}0004s$, то вычисление среднего значения превышения: $h_{\text{ср}} = 0{,}5\ (h_{\text{пр}} - h_{\text{обр}})$; 3) вычисление невязки $f_{\Sigma h}$ в сумме средних превышений по ходу, образованному сторонами между пунктами с известными отметками; если $f_{\Sigma h} \leqslant \left(0{,}3 \frac{\sum s}{\sqrt{n}}\right)$ м,

где $\sum s$ — длина хода в километрах; n — число сторон хода, то распределение $f_{\Sigma h}$ с обратным знаком пропорционально длинам сторон; 4) вычисление отметок пунктов сети, включенных в ход.

Отметку **уединенного пункта** (ориентира), определенного прямыми засечками с нескольких (не менее трех) известных пунктов, вычисляют так: 1) находят приближенные значения H^j ($j = 1, 2, \ldots, k$) отметки этого пункта в зависимости от отметки каждого из k твердых пунктов и значения соответствующего превышения h_j: $H^j = H_j + h_j$; 2) если расхождения между Hl

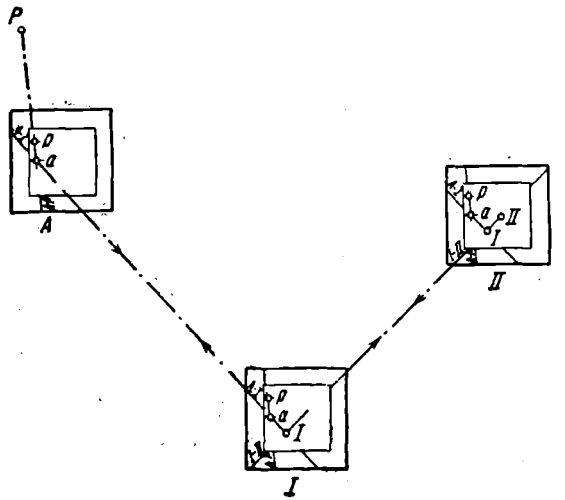


Рис. IV.1.31

не больше $(0{,}3\sqrt{s_{j\max}})$ м, где $s_{j\max}$ — число километров в самой длинной стороне, связывающей определяемый пункт с твердыми, то вычисляют окончательное значение отметки этого пункта

$$H = \frac{\sum_{j=1}^{k} H_j \frac{1}{s_j^2}}{\sum_{j=1}^{k} \frac{1}{s_j^2}}. \qquad \text{(IV.1.149)}$$

Мензульные ходы. В зависимости от способа ориентирования планшета различают мензульные ходы с ориентированием по прочерченным линиям и по буссоли (буссольные мензульные ходы). Длины мензульных ходов не должны превосходить 1 км при съемке в масштабе 1 : 5000, 0,5 км — при съемке в масштабе 1 : 2000 и 0,25 км — при съемке в масштабе 1 : 1000,

Проложение мензульного хода начинают в пункте обоснования, например в пункте A (рис. IV.1.31). Установив в нем мензулу и проверив ориентирование планшета по всем видимым пунктам обоснования, направляют трубу кипрегеля на рейку, установленную в поворотной точке I хода, и прочерчивают вдоль скошенного ребра линейки линию через точку a и за рамкой съемочного планшета. Делают отсчет по дальномеру и измеряют угол наклона полным приемом. Вычисленное горизонтальное проложение стороны A — I хода откладывают на планшете по масштабу.

По окончании измерений в пункте A мензулу переносят в точку I. Устанавливая мензулу в этой точке, ориентируют планшет по прочерченной линии I — a. При визировании на рейку, установленную в пункте A, делают по ней дальномерный отсчет l и измеряют угол наклона ν. Расхождения между значениями длины стороны хода, полученными в прямом и обратном направлениях, не должны быть больше 1 : 200 части измеренной длины. Контролем измерения углов наклона служит постоянство МО.

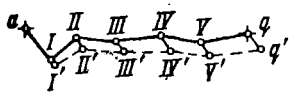


Рис. IV.1.32

Затем визируют на рейку, установленную в поворотной точке II, прочерчивают на планшете линию I—II, после чего измеряют длину стороны и угол наклона.

Таким же образом продолжают проложение хода вплоть до пункта обоснования, например до пункта Q (q на рис. IV.1.32). Если величина относительной невязки хода не превосходит 1 : 200 при линейной невязке $qq' = f_s \leqslant 0{,}8$ мм, то последнюю распределяют методом параллельных линий пропорционально удалению вершин хода от его начала. В случае недопустимости невязки ход прокладывают вновь, но в обратном направлении.

Оценку допустимости и распределение невязки $f_{\Sigma h}$ в сумме превышений производят так же, как и в тахеометрическом ходе. По исправленным превышениям и по отметке исходного пункта вычисляют отметки всех вершин хода.

В случаях, когда по условиям местности стороны прокладываемого мензульного хода очень коротки, например при проложении его по лесу, целесообразно прокладывать ход с ориентированием планшета по буссоли. При этом возможна установка мензулы не в каждой вершине хода, а через одну. Поскольку в таком ходе «через точку» стороны и их углы наклона измеряются только в одном направлении, необходимо контролировать измерения путем наведения центра визирной сетки на марки, расположенные на высоте 2 и 3 м на дальномерных рейках. Кроме контроля превышений это позволит приближенно проверить и измерение длин сторон

$$s_м \approx \frac{\rho}{\nu_3 - \nu_2}. \qquad \text{(IV.1.150)}$$

Здесь ρ — радиан, ν_3 и ν_2 — значения углов наклона, измеренных при визировании на высоту 3 и 2 м.

Относительная невязка буссольного хода «через точку» считается допустимой, если она не превосходит 1 : 100. Так как линейная невязка не должна быть больше 0,8 мм, то ход «через точку»

может иметь длину, примерно в два раза меньшую длины хода с ориентированием планшета по прочерченным линиям.

Мензульную съемку обычно начинают в пункте, положение которого на планшете известно. После установки в нем мензулы (центрирование, нивелирование и ориентирование планшета) измеряют высоту инструмента и осматривают окружающую местность, указывая реечникам места постановки реек. Расстояния от инструмента до реечных точек (пикетов) и между высотными пикетами могут быть примерно на 25% больше допускаемых при тахеометрической съемке. Съемку ведут полярным способом и лишь недоступные точки снимают засечками.

Для облегчения вычисления отметок пикетов целесообразно располагать точку визирования при измерении углов наклона на такой высоте v над поверхностью земли, чтобы выражалась целым числом метров сумма $H_o = H_{ст} + i - v$, где $H_{ст}$ — отметка станции, i — высота инструмента.

Сразу же после нанесения на планшет реечных точек показывают на нем контуры и местные предметы, а также проводят горизонтали, руководствуясь вычисленными отметками точек и непосредственным наблюдением рельефа местности.

Топографическую съемку местности надо выполнять без разрывов, для чего расстояние между соседними станциями не должно быть бо́льшим, чем удвоенное предельное расстояние от инструмента до реечной точки.

Точность мензульной съемки должна удовлетворять тем же требованиям, что и точность тахеометрической съемки.

В процессе выполнения мензульной топографической съемки, когда оригиналы не вычерчиваются в туши в полевых условиях, ведут кальку высот и кальку контуров. На кальку высот наносят пункты обоснования, съемочные (переходные) точки, вершины ходов, пикеты и урезы вод. При съемке сильно пересеченной местности на кальку высот наносят лишь наиболее характерные пикеты. На кальке контуров показывают всю заснятую ситуацию.

Планшеты мензульной съемки вычерчивают тушью в установленных условных знаках. На планшетах масштабов 1 : 5000 и 1 : 2000 должно быть подписано не менее 5 отметок точек на 1 $дм^2$ плана. На планах масштабов 1 : 1000 и 1 : 500 подписываются отметки всех высотных точек.

На каждый съемочный планшет представляют: схему съемочного обоснования, формуляр, полевые журналы, ведомости вычисления координат и отметок пунктов съемочного обоснования, кальки высот и контуров, сводки по рамкам, акты полевой проверки и приемки работ. По окончании съемки участка на нескольких планшетах представляют также схему всего участка с разграфкой на планшеты и пояснительную записку.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ганьшин В. Н., Коськов Б. И., Хренов Л. С. Справочное руководство по крупномасштабным съемкам. М., «Недра», 1969, 208 с.

2. Гиршберг М. А. Геодезия, ч. I, М., «Недра», 1967, 383 с.

3. Инструкция по топографической съемке в масштабах 1 : 5000, 1 : 2000, 1 : 1000 и 1 : 500. М., «Недра», 1973, 176 с.
4. Коськов Б. И. Справочное руководство по съемке городов. Изд. 2-е. М., «Недра», 1974, 405 с.
5. Лебедев Н. Н. Курс инженерной геодезии. Геодезические работы при проектировании и строительстве городов и тоннелей. М., «Недра», 1970, 376 с.
6. Левчук Г. П. Курс инженерной геодезии. Основные виды инженерно-геодезических работ. Геодезические работы при изысканиях и строительстве транспортных и промышленных сооружений. М., «Недра», 1970, 412 с.
7. Леонтович В. Г. Нивелирование при инженерных работах. М., Геодезиздат, 1959, 384 с.
8. Маслов А. В. и др. Геодезия. М., «Недра», 1972, 526 с.
9. Модринский Н. И. Геодезия. Изд. 3-е. Л., Гидрометеоиздат, 1972, 464 с.
10. Наставление по топографическим съемкам в масштабах 1 : 10 000 и 1 : 25 000. Ч. I. Полевые работы. М., «Недра», 1964, 166 с.
11. Основные положения по созданию топографических планов масштабов 1 : 5000, 1 : 2000, 1 : 1000 и 1 : 500. М., «Недра», 1970, 16 с.
12. Подобедов Н. С. Топографическое картографирование. М., Геодезиздат, 1962, 264 с.
13. Чеботарев А. С. Геодезия, Ч. I. Изд. 2-е. М., Геодезиздат, 1955, 628 с.
14. Чеботарев А. С., Селиханович В. Г., Соколов М. Н. Геодезия. Ч. II. М., Геодезиздат, 1962, 614 с.
15. Шилов П. И. Геодезия. Изд. 3-е. М., Госгеолтехиздат, 1963, 383 с.

IV.2. АЭРОФОТОТОПОГРАФИЧЕСКИЕ МЕТОДЫ СЪЕМКИ

Г. П. Левчук

А. АЭРОСЪЕМОЧНАЯ АППАРАТУРА. ТРЕБОВАНИЯ К АЭРОФОТОСЪЕМКЕ

IV.2.1. Виды фотосъемки

При фототопографических методах съемки карты и планы составляют на основе измерений снимков, полученных при фотографировании местности с самолета (аэрофотосъемка) или с земли (наземная фототеодолитная съемка). Если по аэроснимкам составляют и контурную часть карты и рельеф, то метод называется стереофотограмметрическим, или стереотопографическим. Если же по аэроснимкам получают только контурную часть карты (фотоплан), а рельеф снимают в поле, то метод называют комбинированным. Он применяется главным образом при составлении крупномасштабных карт равнинной слабоконтурной местности, пойм рек, застроенных территорий, когда требуется подробное изображение рельефа сечением 1 м и меньше.

При выполнении аэрофотосъемки для картографических целей стремятся придать снимкам горизонтальное положение, т. е. направить оптическую ось камеры отвесно. Случайные колебания самолета обычно не вызывают углов наклона аэроснимков более 2—3°. Такая аэрофотосъемка называется плановой.

Для специальных целей применяют перспективную аэрофотосъемку, когда оптическую ось камеры отклоняют от вертикали на заданный угол.

Аэрофотосъемка местности выполняется серией взаимно параллельных маршрутов, при этом в каждом маршруте аэроснимки обычно перекрываются на 60—65% (продольное перекрытие), а между соседними маршрутами перекрытие составляет 30—40% (поперечное перекрытие). В некоторых случаях продольное перекрытие может доходить до 80—90%.

Качество аэрофотосъемки проверяют по накидному монтажу, который составляют из контактных отпечатков путем совмещения по одноименным контурам перекрывающихся частей аэроснимков.

При аэрофотосъемке очень важное значение имеет определение элементов внешнего ориентирования, т. е. величин, определяющих положение аэроснимка относительно

системы координат местности. Таких элементов шесть — три угловых и три линейных, а именно:

1) координаты центра проектирования X_S, Y_S, H_S (рис. IV.2.1) в геодезической системе координат;

2) два угла, определяющие направление So (главного направления) — азимут направления A и угол наклона аэроснимка α;

3) угол поворота аэроснимка в своей плоскости $\varkappa$.

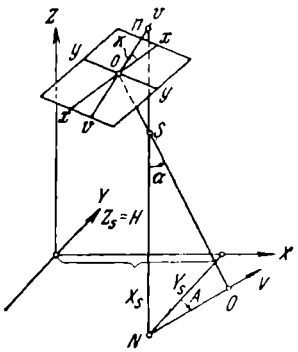


Рис. IV.2.1

В стереофотограмметрии вместо общего угла наклона α обычно рассматривают его проекции на продольную и поперечную плоскости, называя их продольным и поперечным углами наклона.

Элементы внешнего ориентирования могут быть определены по опорным геодезическим или фотограмметрическим точкам путем решения обратной пространственной фотограмметрической засечки. Эти элементы также можно найти по данным, зафиксированным в полете: координаты центра проектирования — по измерениям радиогеодезических систем и показаниям радиовысотомера; угловые элементы ориентирования — с помощью гировертикали и по фотоснимкам линии горизонта или звездного неба.

IV.2.2. Аэрофотоаппараты (АФА)

Аэрофотосъемка местности производится с самолета при помощи аэрофотоаппарата, основными частями которого являются: командный прибор, фотоустановка и собственно фотоаппарат, т. е. измерительная камера с кассетой.

Объективы аэрофотоаппаратов представляют собой сложные оптические системы, обеспечивающие высокую разрешающую способность изображения и его ортоскопичность.

Аэрофотосъемка выполняется с самолета, движущегося со значительной скоростью. Поэтому для устранения заметного сдвига изображения экспонирование производится в 1/100—1/300 и меньшие доли секунды. Такие малые выдержки обеспечиваются фотографическими затворами особой конструкции. Для ослабления влияния воздушной дымки и выравнивания на аэроснимке цветопередачи применяются различной кратности и окраски светофильтры (желтый, оранжевый, красный).

Аэрофотоаппарат крепится на самолете в карданной фотоустановке с резиновыми или пружинными амортизаторами, уменьшающими вибрацию аппарата.

Так как аэрофотосъемка местности производится с большой высоты, изображение практически получается в задней фокальной плоскости объектива, где и расположена прикладная рамка. Последняя имеет четыре координатных метки, фиксирующие на аэроснимке начало системы координат. Координатные метки юстируют

таким образом, чтобы начало координат совпадало с главной точкой аэроснимка — основанием перпендикуляра, опущенного с задней узловой точки объектива на плоскость прикладной рамки (аэроснимка). Длина этого перпендикуляра называется фокусным расстоянием камеры и обозначается $f_к$.

Координаты главной точки снимка x_0 и y_0 и фокусное расстояние камеры $f_к$, определяющие положение задней узловой точки объектива как центра проектирования относительно аэроснимка, называются элементами внутреннего ориентирования.

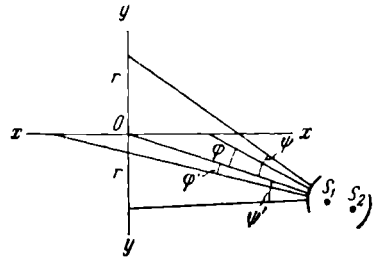


Рис. IV.2.2

Для определения элементов внутреннего ориентирования в фокальной плоскости аэрофотоаппарата укрепляют контрольную штриховую сетку таким образом, чтобы ее средние линии строго проходили через координатные метки прикладной рамки. Установив аэрофотоаппарат на лимбе гониометра и визируя зрительной трубой через объектив, измеряют углы между средними и симметрично расположенными штрихами сетки. Зная точное расстояние между штрихами r и величину углов φ и φ' (рис. IV.2.2) по оси абсцисс и ψ и ψ' по оси ординат, находят

$$x_0 = \frac{1}{2} r \operatorname{ctg} \varphi \frac{\sin(\varphi - \varphi')}{\sin^2 \varphi}, \qquad \text{(IV.2.1)}$$

$$y_0 = \frac{1}{2} r \operatorname{ctg} \psi \frac{\sin(\psi - \psi')}{\sin^2 \psi}. \qquad \text{(IV.2.2)}$$

При тщательной юстировке аэрофотоаппарата координаты x_0 и y_0 не превышают нескольких сотых долей миллиметра, и за главную точку практически принимают точку пересечения линий, соединяющих координатные метки.

На основании тех же измерений определяют фокусное расстояние аэрокамеры

$$f_к = \frac{[r_i \operatorname{tg} \varphi_i]}{[\operatorname{tg}^2 \varphi_i]} \qquad \text{(IV.2.3)}$$

и фотограмметрическую дисторсию объектива

$$\left.\begin{aligned} \Delta r_1 &= f_к \operatorname{tg} \varphi_1 - r_1 \\ \Delta r_2 &= f_к \operatorname{tg} \varphi_2 - r_2 \\ &\cdots\cdots\cdots \\ \Delta r_n &= f_к \operatorname{tg} \varphi_n - r_n \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(IV.2.4)}$$

Таким образом, из лабораторных исследований элементы внутреннего ориентирования аэрокамеры всегда известны с точностью до сотых долей миллиметра.

В современных аэрофотоаппаратах перематывание пленки при съемке местности и выравнивание ее в плоскость, открытие и закрытие затвора объектива (экспонирование), выдерживание интервала между экспозициями производятся автоматически.

Интервал между экспозициями t, устанавливаемый на командном приборе, может быть рассчитан по формуле

$$t = l\,(1-p)\,\frac{H}{f_к}\cdot\frac{1}{v}, \qquad \text{(IV.2.5)}$$

где l — размер стороны снимка; p — продольное перекрытие; H — высота фотографирования; $f_к$ — фокусное расстояние камеры; v — путевая скорость.

Отечественный аэрофотоаппарат АФА-ТЭ выпускается с различными объективами и фокусными расстояниями — от 500 до 55 мм.

Кассета вмещает 60 м аэропленки шириной 19 см, что позволяет получить около 300 аэроснимков формата 18 × 18 см. Выравнивание аэропленки в плоскость в момент экспонирования выполняется вакуумным способом. Продолжительность цикла при съемке одного кадра около 2 сек.

Усовершенствованный аэрофотоаппарат АФА-ТЭС-10 снабжен объективом Руссар-63^в с фокусным расстоянием 100 мм и имеет стеклянную пластину в фокальной плоскости. На этой пластине нанесена калиброванная сетка крестов, изображения которых на каждом аэроснимке позволяют учесть ряд ошибок. Аэрофотоаппарат снабжен затвором с диапазоном выдержек от 1/75 до 1/850 сек и автоматом регулирования экспозиции (АРЭ).

Аэрофотоаппараты устанавливаются на гиростабилизирующей установке, обеспечивающей получение аэроснимков с углами наклона в среднем около 10′. В систему приборов, связанных с АФА, входят радиовысотомер, статоскоп, радиогеодезический дальномер и др.

IV.2.3. Радиовысотомер

Радиовысотомер представляет собой импульсную радиолокационную установку, позволяющую определять высоты фотографирования аэроснимков. Радиопередатчик высотомера через передающую антенну излучает по направлению к поверхности земли короткими импульсами ультракороткие волны. Эти импульсы также непосредственно поступают в приемник, образуя начальный импульс. Отразившись от земной поверхности, волны частично возвращаются обратно и воспринимаются приемной антенной радиоприемника как отраженный импульс. Начальные и отраженные импульсы усиливаются, детектируются и поступают на индикатор — электронно-лучевую трубку с круговой разверткой.

Трубка индикатора снабжена шкалой, градуированной непосредственно в метрах (в РВТД от 0 до 500 м через 5 м). Начальный выброс совмещен с нулевым делением развертки, отраженный соответствует кратчайшему расстоянию в метрах, отсчитанному по шкале индикатора, плюс целое число окружностей.

Показания индикатора радиовысотомера фотографируются в момент экспонирования местности на особую пленку. Для отнесения

этих показаний к соответствующим аэроснимкам местности на кадрах радиовысотомера дополнительно фотографируются стрелки часов (время).

В равнинных районах средняя квадратическая ошибка определения высоты фотографирования по показаниям РВТД составляет 1,5 м. В горной местности эта ошибка сильно возрастает.

IV.2.4. Статоскоп

Статоскоп представляет собой дифференциальный барометр и предназначен для определения изменений высоты полета. В отечественных статоскопах чувствительным элементом является жидкостной манометр, один конец которого соединен через кран с баллоном — стабилизатором давления, другой конец через приемник воздушного давления ПВД соединен с наружной атмосферой. В манометр до некоторого уровня наливают изоамиловый спирт.

При включении статоскопа в работу кран закрывают и баллон изолируется от наружного воздуха. В этом случае при изменении высоты полета соответственно изменяется давление воздуха в открытом колене манометра и уровень жидкости изменится на некоторую величину l. Измерив эту величину, можно определить разность высот как функцию изменения барометрического давления.

В конструкцию статоскопа-автомата С-51 входят два прибора, автоматически включающиеся в работу поочередно, что дает возможность вести непрерывную запись изменения высоты полета и при больших превышениях.

Показания статоскопов фиксируются на непрерывно движущуюся пленку; мениск трубки, соединенной с ПВД, постоянно освещается лампочкой, и уровень жидкости в этом колене изображается на пленке в виде непрерывной кривой. Колено, соединенное с баллоном, освещается только в момент фотографирования местности и его мениск изображается на пленке (статограмме) в виде отдельных коротких штрихов. Это дает возможность определить по статограмме разности уровней жидкости, соответствующие моментам аэрофотосъемки местности.

Расстояние l (рис. IV.2.3) на статограмме между штрихами и непрерывной кривой измеряют с точностью до 0,1 мм. Для приведения измеренных величин после переключения кранов к начальной изобарической поверхности необходимо прибавить к этим величинам значение всех предшествующих переключений, т. е. $\sum 2\pi/2$, где $\pi/2$ — расстояние между концом кривой и последующей средней линией.

Превышение между соседними точками фотографирования местности ΔH определяется по формулам

$$\left.\begin{aligned} \Delta H &= lQ \\ Q &= \frac{7991}{B_H}(1+\alpha t_в)\frac{1}{v}\left[k_0(1-\beta t_к)+\frac{1}{2}wB_H\right] \end{aligned}\right\}, \qquad \text{(IV.2.6)}$$

где l — измеренная на статограмме и приведенная к одной изобарической поверхности разность уровней жидкости; v — увеличение фотокамеры статоскопа; α — коэффициент объемного расширения

воздуха ($\alpha = 0{,}00365$); $t_в$ — температура наружного воздуха на высоте фотографирования; k_0 — отношение плотности изоамилового спирта к плотности ртути при 0° С ($k_0 = 0{,}06113$); β — коэффициент объемного расширения изоамилового спирта ($\beta = 0{,}00117$); $t_к$ — температура в кабине у статоскопа; B_H — барометрическое давление на высоте полета (в мм рт. ст.); w — постоянная прибора, равная отношению объема, заключенного в одном миллиметре канала манометрической трубки, к объему баллона вместе с трубопроводами. Точное значение v и w дается в паспорте прибора ($v \approx 0{,}8$; $w \approx 0{,}00003$).

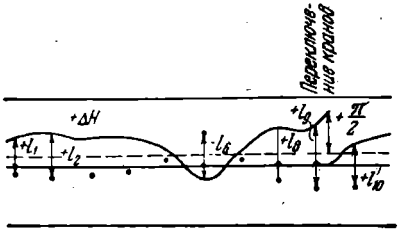


Рис. IV.2.3

Для определения величины B_H измеряют давление воздуха на аэродроме перед вылетом и высоту полета (по высотомеру) над аэродромом. По этим данным, пользуясь гипсометрическими таблицами, находят B_H.

При высоте полета 1000 м и выше превышение ΔH по показаниям статоскопа определяется со средней квадратической ошибкой порядка 1 м.

IV.2.5. Съемка линии горизонта

В некоторых аэрофотоаппаратах к основной камере жестко прикреплены две дополнительные камеры для фотографирования в момент аэросъемки местности линии естественного горизонта вдоль и поперек направления полета. По смещениям изображения горизонта относительно координатных меток снимков можно определить продольный и поперечный углы наклона аэроснимка. При этом необходимо учитывать депрессию горизонта и влияние рефракции.

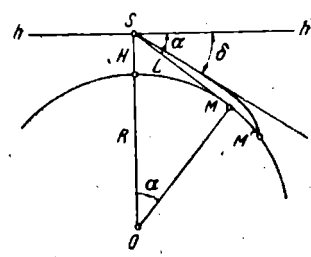


Рис. IV.2.4

Для определения углов наклона следовало бы иметь на аэроснимке изображение линии hh (рис. IV.2.4) истинного горизонта, т. е. следа плоскости, перпендикулярной в точке съемки к отвесному направлению. Фотографируя естественный горизонт, получают как бы касательную линию к поверхности земли. Угол d, называемый геодезической депрессией горизонта, определяется по формуле

$$d' \cong \sqrt{\frac{2H}{R}}\rho'. \qquad \text{(IV.2.7)}$$

Удаление горизонта L равно

$$L \approx \sqrt{2RH}. \qquad \text{(IV.2.8)}$$

В реальной атмосфере под влиянием рефракции луч SM будет искривляться и видимый горизонт будет наблюдаться несколько приподнятым. С учетом влияния рефракции примерная величина удаления горизонта равна

$$D \approx 1{,}065\sqrt{2RH}, \qquad \text{(IV.2.9)}$$

а наблюдаемая депрессия горизонта

$$\delta \approx \sqrt{\frac{2H}{R} - k(t_0 - t)}\,\rho, \qquad \text{(IV.2.10)}$$

где t_0 и t — температура воздуха соответственно у земной поверхности и на высоте съемки; k — коэффициент рефракции (для средних широт $k \approx 0{,}0000139$). При обработке снимков горизонта измеряют расстояния l и r от координатных меток до изображения горизонта.

По снимкам горизонта в направлении полета для плановой аэрофотосъемки получим:

продольный угол наклона аэроснимка

$$\alpha = \frac{l+r}{2f}\rho' + \delta + \sigma, \qquad \text{(IV.2.11)}$$

поперечный угол наклона

$$\omega = \frac{l-r}{s}\rho', \qquad \text{(IV.2.12)}$$

где f — фокусное расстояние дополнительной камеры; s — расстояние между координатными метками этой же камеры; δ — наблюдаемая депрессия горизонта; σ — поправка за кривизну изображения линии горизонта, вычисляемая по формуле

$$\sigma = 1{,}065\left(\frac{s}{2f}\right)^2\sqrt{\frac{H}{2R}}\,\rho', \qquad \text{(IV.2.13)}$$

ρ' — радиан в минутах (3438′).

При использовании снимков горизонта, полученных в поперечном к полету направлении, углы наклона определяются: продольный по формуле (IV.2.12), поперечный по формуле (IV.2.11). Таким образом, при фотографировании линии горизонта одновременно в двух взаимно перпендикулярных направлениях можно определить углы наклона аэроснимка без знания наблюдаемой депрессии δ, точную величину которой найти достаточно трудно, и поправки за кривизну σ.

Следует иметь в виду, что на точность изображения линии горизонта оказывают также значительное влияние неоднородность рефракции на концах снимаемого участка горизонта, а в горных районах — возможный наклон земной поверхности.

По изображению линии горизонта углы наклона аэроснимков получаются с ошибками в среднем $\pm 5 - 10'$.

IV.2.6. Солнечный перископ

Для определения углов наклона аэроснимков по астрономическим данным необходимо зафиксировать в момент съемки местности направления минимум на два небесных светила, расположенных один от другого на значительном азимутальном удалении.

В способе Сантони фотографирование Солнца производится одновременно с аэросъемкой измеренного на местности базиса, т. е. в этом способе задача ориентирования сводится к решению пространственной пирамиды, два ребра которой проходят через две известные точки местности, а третье — через центр Солнца. Установка Сантони (солнечный перископ) представляет собой сложную автоматическую камеру, фиксирующую на пленку положение Солнца, показания хронометра и других приборов.

При положении Солнца вблизи зенита углы наклона аэроснимка и определяются с достаточной точностью. С увеличением зенитного расстояния Солнца эта точность будет значительно падать.

IV.2.7. Технические требования к аэрофотосъемке

Согласно Основным техническим требованиям к аэрофотосъемке, производимой для создания топографических карт и инженерных планов (ОТТ-62), процент продольного и поперечного перекрытия в зависимости от масштаба аэросъемки и рельефа местности рассчитывается по формулам, приведенным в табл. IV.2.1 и IV.2.2. В этих формулах h — наибольшее превышение местности над средней плоскостью снимаемого участка, т. е.

$$h = \frac{A_{max} - A_{min}}{2},$$

где A_{max} и A_{min} — максимальная и минимальная отметки местности на участке; H — высота фотографирования над средней плоскостью участка.

Таблица IV.2.1

Продольное перекрытие, %	
расчетное	минимально допустимое
$62+38\frac{h}{H}$	56
$80+20\frac{h}{H}$	78
$90+10\frac{h}{H}$	89

Изменение высоты полета в маршруте допускается не более 50 м, а непрямолинейность маршрутов — 3%. Непараллельность базиса фотографирования сторонам аэроснимка не должна превышать 5°.

Аэрофотосъемка выполняется при высоте Солнца над горизонтом не менее 20°. Углы наклона гиростабилизированных аэроснимков не должны превышать, как правило, 1°, а нестабилизированных — 2°. При высоте фотографирования менее 750 м предельная величина углов наклона может доходить до 3°. Однако аэроснимки с углами наклона свыше 3° не допускаются.

Контроль выравнивания аэропленки производится по уклонениям от прямой изображений контрольных нитей, которые не должны превышать 0,1 мм.

Таблица IV.2.2

Масштаб аэрофотосъемки	Поперечное перекрытие, %	
	расчетное	минимальное
1 : 1 000—1 : 4 500	$40+60\frac{h}{H}$	20
1 : 5 000—1 : 9 000	$36+64\frac{h}{H}$	
1 : 10 000—1 : 24 000	$34+66\frac{h}{H}$	
1 : 25 000—1 : 34 000	$32+68\frac{h}{H}$	
1 : 35 000 и мельче	$30+70\frac{h}{H}$	

При аэрофотосъемке населенных пунктов направление маршрутов следует устанавливать параллельно направлению большинства линейных ориентиров.

Б. АНАЛИЗ АЭРОСНИМКА

IV.2.8. Элементы центральной проекции

На топографическом плане контуры местности изображаются в ортогональной проекции, в которой углы передаются без искажения независимо от рельефа местности, а масштаб изображения сохраняется постоянным во всех направлениях. Проектирующие лучи в этой проекции являются вертикалями, а центр проектирования отнесен в бесконечность.

Аэроснимок представляет собой центральную проекцию (перспективу) местности. Центром проектирования здесь служат узловые точки объектива аэрофотоаппарата. Только при строго отвесной аэрофотосъемке ($\alpha = 0$) и горизонтальной местности центральная проекция будет тождественна ортогональной, т. е. аэроснимок будет планом местности.

На рис. IV.2.5 показаны основные элементы центральной проекции. Предметная плоскость (плоскость местности) T пересекается с картинной плоскостью (аэроснимком) P по линии $h_t h_t$, называемой линией основания картины. Точка S — центр проекции (оптический центр объектива). Луч So, перпендикулярный к плоскости аэроснимка, называется главным направлением, а его основание точка o — главной точкой снимка. Длина перпендикуляра So равна фокусному расстоянию камеры $f_к$ (рис. IV.2.6).

Отвесное расстояние SN определяет удаление центра проектирования от предметной плоскости и является высотой фотографирования H. След луча SN на плоскости аэроснимка (точка n) называется **точкой надира**. Главное направление SO образует с отвесной линией SN угол α, равный углу между предметной и картинной плоскостями, т. е. угол наклона аэроснимка. Биссектриса Sc угла α в пересечении с плоскостью P дает **точку нулевых искажений** c.

Вертикальная плоскость W, проходящая через лучи SO и SN, перпендикулярна к плоскостям P и T и называется **плоскостью главного вертикала**. В пересечении этой плоскости с картинной плоскостью образуется главная вертикаль V_0V_1 и с предметной плоскостью — линия направления съемки NO.

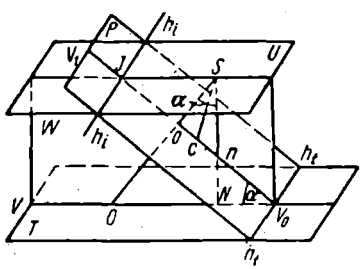


Рис. IV.2.5

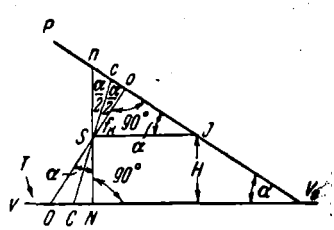


Рис. IV.2.6

Плоскость U, проведенная через центр проектирования S параллельно предметной плоскости, пересекается с картинной плоскостью по линии истинного горизонта h_ih_t. Эта линия в пересечении с главной вертикалью дает **главную точку схода** J. Очевидно, что основные точки снимка J, o, c, n лежат на главной вертикали. Расстояние между этими точками определяется по формулам

$$\left.\begin{aligned} on &= f_к \operatorname{tg}\alpha \\ oc &= f_к \operatorname{tg}\frac{\alpha}{2} \\ oJ &= \frac{f_к}{\operatorname{tg}\alpha} \\ Jc = JS &= \frac{f_к}{\sin\alpha} \\ Jv_0 &= \frac{H}{\sin\alpha} \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(IV.2.14)}$$

При $\alpha = 0$ получим $oc = 0$ и $on = 0$, т. е. на строго горизонтальном снимке точка надира и точка нулевых искажений совпадают с главной точкой снимка. Кроме того, в этом случае $oJ = \infty$ и $Jv_0 = \infty$ и, следовательно, линия горизонта и линия основания картины находятся в бесконечности.

Для построения перспективного изображения прямой AB (рис. IV.2.7), расположенной в предметной плоскости, необходимо продолжить прямую до пересечения с линией основания картины (точка B_t). Проведя из центра проектирования S,

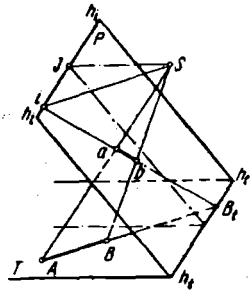


Рис. IV.2.7

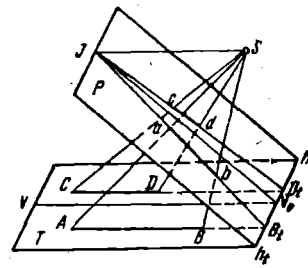


Рис. IV.2.8

параллельно прямой AB, линию Si до встречи с линией горизонта в точке i, получим в картинной плоскости прямую $B_t i$, являющуюся перспективой бесконечной прямой AB. Проектирующие лучи SA и SB отсекут на линии $B_t i$ отрезок ab, который и будет искомым перспективным изображением предметной прямой AB.

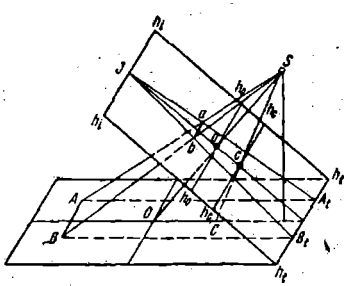


Рис. IV.2.9

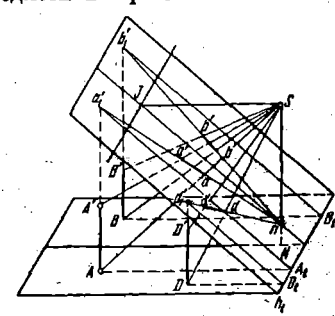


Рис. IV.2.10

Из правила построения перспективы прямых следует, что параллельные линии, лежащие в предметной плоскости, будут изображаться на снимке сходящимися в точке схода i на линии горизонта. Если же линии в предметной плоскости параллельны направлению съемки VV_0, то они изобразятся сходящимися в главной точке схода J (рис. IV.2.8).

Прямые, перпендикулярные к направлению съемки, т. е. параллельные линии основания картины, изобразятся на снимке также перпендикулярными к главной вертикали и называются горизонталями (рис. IV.2.9). Горизонталь h_0 h_0, проходящая через главную точку, называется главной горизонталью.

Прямые, перпендикулярные к предметной плоскости, изображаются в картинной плоскости сходящимися в точке надира снимка

(рис. IV.2.10). Это очень важное свойство точки надира. Оно используется для построения в этой точке направлений, неискажаемых рельефом местности.

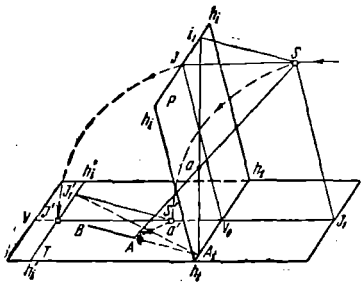


Рис. IV.2.11

В фотограмметрии используются теоремы о перспективном соответствии:

1) перспективное соответствие предмета и его изображения в картинной плоскости не нарушается, если картинная плоскость вращается вокруг линии основания картины, а центр проектирования — по окружности, радиус которой J_1S сохраняет параллельность главной вертикали (рис. IV.2.11);

2) для восстановления перспективности двух взаимно проективных плоскостей необходимо и достаточно достигнуть взаимной перспективности четырех точек этих плоскостей, не лежащих на одной прямой.

IV.2.9. Связь координат точек аэроснимка и местности

Примем за ось абсцисс на аэроснимке главную вертикаль, а на местности — линию направления съемки. Ось ординат направим по горизонтали. При известных элементах ориентирования α, $f_к$, H координаты точек местности X и Y и соответственных точек аэроснимка x и y связаны зависимостями:

а) начало координат в главной точке снимка o и ее проекции на местности O

$$\left.\begin{aligned} X_0 &= \frac{H}{f_к}\cdot\frac{x_o}{\left(\cos\alpha-\frac{x_o}{f_к}\sin\alpha\right)\cos\alpha} \\ Y_0 &= \frac{H}{f_к}\cdot\frac{y_o}{\left(\cos\alpha-\frac{x_o}{f_к}\sin\alpha\right)} \end{aligned}\right\}, \qquad \text{(IV.2.15)}$$

б) начало координат в точке нулевых искажений c и ее проекции на местности C

$$\left.\begin{aligned} X_C &= \frac{H}{f_к}\cdot\frac{x_c}{\left(1-\frac{x_c}{f_к}\sin\alpha\right)} \\ Y_C &= \frac{H}{f_к}\cdot\frac{y_c}{\left(1-\frac{x_c}{f_к}\sin\alpha\right)} \end{aligned}\right\}, \qquad \text{(IV.2.16)}$$

в) начало координат в точке надира снимка n и ее проекции на местности N

$$\left.\begin{aligned} X_N &= \frac{H}{f_к}\cdot\frac{x_n}{\left(\frac{1}{\cos^2\alpha}-\frac{x_n}{f_к}\operatorname{tg}\alpha\right)} \\ Y_N &= \frac{H}{f_к}\cdot\frac{y_n}{\left(\frac{1}{\cos\alpha}-\frac{x_n}{f_к}\sin\alpha\right)} \end{aligned}\right\}, \qquad \text{(IV.2.17)}$$

г) полярная система координат. За полюс принята точка нулевых искажений снимка c и на местности ее проекция C. Полярная ось направлена по главной вертикали и соответственно на местности — по линии направления съемки. Полярные координаты точек на местности Φ и R и на снимке φ и r находятся в соотношении

$$\left.\begin{aligned} \Phi &= \varphi \\ R &= \frac{H}{f_к}\cdot\frac{r}{\left(1-\frac{r}{f_к}\cos\varphi\sin\alpha\right)} \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(IV.2.18)}$$

IV.2.10. Масштабы аэроснимков

Масштаб строго горизонтального аэроснимка ($\alpha = 0$) и горизонтальной плоской местности равен

$$\frac{1}{M}=\frac{f_к}{H} \qquad \text{(IV.2.19)}$$

и одинаков на всей площади снимка.

На аэроснимках, имеющих некоторый угол наклона ($\alpha \neq 0$), масштаб изображения в разных точках и разных направлениях различный, но сохраняет свое постоянство по горизонталям.

Масштаб произвольного бесконечно малого отрезка (точки) аэроснимка равен

$$\frac{1}{M}=\frac{f_к}{H}\times$$

$$\times\frac{\left(\cos\alpha-\frac{x}{f_к}\sin\alpha\right)^2}{\sqrt{\cos^2\varphi+\left[\frac{y}{f_к}\cos\varphi\sin\alpha+\sin\varphi\left(\cos\alpha-\frac{x}{f_к}\sin\alpha\right)\right]^2}}, \qquad \text{(IV.2.20)}$$

где x и y — координаты точки (за начало координат принята главная точка аэроснимка); φ — угол, составляемый взятым направлением с главной вертикалью.

Если направление проходит через главную точку снимка, то $x \sin \varphi = y \cos \varphi$, и, следовательно,

$$\frac{1}{M_0} = \frac{f_к}{H} \cdot \frac{\left(\cos \alpha - \frac{x}{f_к} \sin \alpha\right)^2}{\sqrt{1 - \sin^2 \alpha \sin^2 \varphi}}. \qquad \text{(IV.2.21)}$$

Из формулы (IV.2.20) получим выражение масштаба: по горизонтали ($\varphi = 90^\circ$)

$$\frac{1}{M_h} = \frac{f_к}{H} \left(\cos \alpha - \frac{x}{f_к} \sin \alpha\right); \qquad \text{(IV.2.22)}$$

по вертикали ($\varphi = 0$; $y = 0$)

$$\frac{1}{M_v} = \frac{f_к}{H} \left(\cos \alpha - \frac{x}{f_к} \sin \alpha\right)^2. \qquad \text{(IV.2.23)}$$

Для главной точки $x = 0$, и масштаб по главной горизонтали

$$\frac{1}{M_{h_0}} = \frac{f_к}{H} \cos \alpha. \qquad \text{(IV.2.24)}$$

В этой же точке по направлению вертикали

$$\frac{1}{M_{v_0}} = \frac{f_к}{H} \cos^2 \alpha. \qquad \text{(IV.2.25)}$$

Для точки нулевых искажений $x = -f_к \operatorname{tg} \alpha/2$, и масштаб по горизонтали, проходящей через эту точку,

$$\frac{1}{M_{h_c}} = \frac{f_к}{H},$$

т. е. равен масштабу строго горизонтального аэроснимка. Поэтому горизонталь точки нулевых искажений называется линией неискаженных масштабов.

В этой же точке по направлению вертикали масштаб также не искажается

$$\frac{1}{M_{v_c}} = \frac{f_к}{H}.$$

Для точки надира $x = -f_к \operatorname{tg} \alpha$, и масштаб по горизонтали, проходящей через точку надира,

$$\frac{1}{M_{h_n}} = \frac{f_к}{H \cos \alpha}, \qquad \text{(IV.2.26)}$$

а в этой точке по направлению вертикали

$$\frac{1}{M_{v_n}} = \frac{f_к}{H \cos^2 \alpha}. \qquad \text{(IV.2.27)}$$

Из этих формул видно, что масштаб аэроснимка уменьшается по направлению к линии горизонта, где $1/M = 0$ ($x = f_к/\mathrm{tg}\,\alpha$), и увеличивается по направлению к основанию картины, где $1/M = 1$.

IV.2.11. Смещение точек на аэроснимках

Смещение точек на аэроснимке относительно того положения, которое они занимали бы на плане, зависит от ряда факторов, связанных с природой самого аэроснимка как центральной проекции местности (влияние наклона снимка и рельефа местности), условиями съемки (сдвиг изображения в полете, влияние кривизны Земли и рефракции), качеством аппаратуры и фотоматериалов (дисторсия объектива, выравнивание аэропленки в плоскость, деформация пленки),

Сдвиг изображения. Сдвиг («смаз») изображения происходит вследствие движения самолета во время экспонирования местности. Величина этого сдвига может быть подсчитана по формуле

$$\delta = \frac{v f_к \tau}{H}, \qquad \text{(IV.2.28)}$$

где v — скорость полета в м/сек; τ — продолжительность экспозиции в секундах.

Дисторсия. Дисторсия объектива аэрофотоаппарата вызывает смещение точек аэроснимка по направлениям, проходящим через главную точку. В зависимости от характера дисторсии (бочкообразной или подушкообразной) величина смещения может быть или положительной, или отрицательной.

Для симметричной дисторсии величина смещения определяется формулой

$$\delta_д = Er^3, \qquad \text{(IV.2.29)}$$

где E — коэффициент дисторсии; r — расстояние от центра аэроснимка.

В современных объективах аэрофотоаппаратов величина дисторсии обычно не превышает 0,02 мм. Дисторсия вызывает систематические ошибки в координатах и высотах точек, которые могут быть устранены при ориентировании аэроснимков по опорным точкам.

Выравнивание аэропленки в плоскость. Значительные искажения на аэроснимках возникают из-за недостаточного выравнивания аэропленки в плоскость в момент экспонирования местности. Если пленка отклонится от плоскости на величину Δ (рис. IV.2.12), то точка местности изобразится на аэроснимке в точке a_0 (вместо a), исказив расстояние r на величину

$$\delta_в = \Delta \frac{r}{f_к}. \qquad \text{(IV.2.30)}$$

Контроль за выравниванием пленки производится по изображению на краях аэроснимка особых меток или нитей.

Деформация аэропленки. Под влиянием фотолабораторных процессов происходит деформация аэропленки: равномерная, неравномерная вдоль и поперек фильма (или, как ее называют, разностная), случайная.

При равномерной деформации коэффициент уменьшения пленки постоянный по всем направлениям, т. е. изменяется масштаб изображения, что легко учитывается в фотограмметрических работах.

Разностная и случайная деформация приводят к серьезным ошибкам в стереофотограмметрических измерениях. Поэтому рекомендуется применение недеформирующейся аэропленки.

Влияние кривизны Земли и рефракции. Под влиянием кривизны Земли и рефракции точки местности изображаются на аэроснимке смещенными по направлению к точке надира.

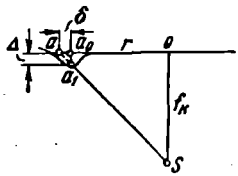


Рис. IV.2.12

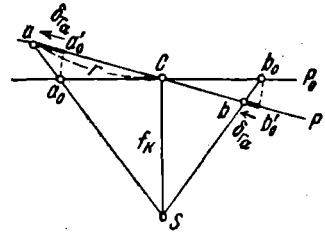


Рис. IV.2.13

При плановой аэрофотосъемке это смещение может быть подсчитано по приближенной формуле

$$\delta_r = \frac{r^3 H}{2 f_к^2 R}, \qquad \text{(IV.2.34)}$$

где r — расстояние от точки надира снимка до наблюдаемой точки; R — радиус Земли; H — высота фотографирования; $f_к$ — фокусное расстояние камеры.

Смещение точек за кривизну Земли и рефракцию носит систематический характер, его необходимо учитывать при развитии фотограмметрических сетей на большие расстояния.

Наклон аэроснимка. Если с одного и того же центра проектирования произвести строго горизонтальную аэрофотосъемку и наклонную, то некоторые точки местности изобразятся на горизонтальном аэроснимке в точках a_0, b_0, ... (рис. IV.2.13), а на наклонном — в точках a, b, ... Линейное смещение точек δ_{r_α} за наклон планового аэроснимка определяется по формуле

$$\delta_{r_\alpha} = -\frac{r^2 \sin\alpha \cos\varphi}{f_к}, \qquad \text{(IV.2.32)}$$

где r — длина радиуса-вектора, проведенного из точки нулевых искажений; φ — угол, составляемый радиусом-вектором с главной вертикалью; α — угол наклона аэроснимка.

На горизонтали неискаженных масштабов $h_c h_c$ косинус угла φ меняет свой знак, и все точки, расположенные выше этой линии, под влиянием угла наклона приближаются к точке нулевых искажений c, а находящиеся ниже, наоборот, удаляются. Отсюда следует важный вывод: длина линии, проходящей через главную точку планового аэроснимка и делящаяся в этой точке пополам, не искажается наклоном снимка.

Для каждого отдельного аэроснимка искажения за наклон имеют систематический характер. Однако в маршруте, где наклоны снимков, как правило, различны по величине и знаку, общее влияние этого источника ошибок носит случайный характер.

Влияние рельефа местности. Так как изображение на аэроснимке строится по законам центрального проектирования, то по сравнению с ортогональной проекцией (планом) контурные точки на снимке имеют смещение, вызванное рельефом местности. Это смещение происходит по направлениям, проходящим через точку надира снимка. При положительных формах рельефа (над средней плоскостью) точки на аэроснимке удаляются от надира, при отрицательном рельефе — приближаются (рис. IV.2.14).

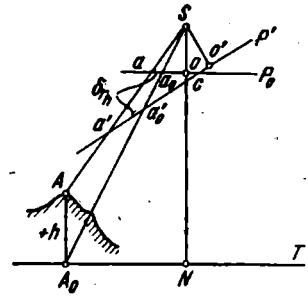


Рис. IV.2.14

Величина линейного искажения за рельеф

$$\delta_{r_h} = \frac{rh}{H}\left(1 - \frac{r}{2f_к}\cos\varphi \sin 2\alpha\right), \qquad \text{(IV.2.33)}$$

где h — превышение над средней плоскостью.

Для планового аэроснимка можно принять

$$\delta_{r_h} = \frac{rh}{H}. \qquad \text{(IV.2.34)}$$

Из формулы (IV.2.33) видно, что даже на строго горизонтальном аэроснимке (при $\alpha = 0$) остается влияние рельефа местности. Лишь в точке надира, где $r = 0$, смещение за рельеф отсутствует независимо от величины h.

IV.2.12. Искажение направлений на аэроснимках

Искажение направлений, вызванное наклоном аэроснимка. Между углом на аэроснимке φ_P, составленным главной вертикалью и некоторым направлением, проведенным из точки с координатами x, y, и соответствующим углом φ_T в предметной плоскости существует следующая зависимость:

$$\operatorname{tg}\varphi_T = \operatorname{tg}\varphi_P\left(\cos\alpha - \frac{x}{f_к}\sin\alpha\right) + \frac{y}{f_к}\sin\alpha; \qquad \text{(IV.2.35)}$$

при этом за начало координат принята главная точка, а ось абсцисс направлена по главной вертикали.

Для направлений, проведенных из главной точки,

$$\operatorname{tg}\varphi_T = \operatorname{tg}\varphi_P \cos\alpha. \qquad \text{(IV.2.36)}$$

При вершине угла в точке нулевых искажений

$$\operatorname{tg}\varphi_T = \operatorname{tg}\varphi_P,$$

т. е. углы в точке нулевых искажений равны соответствующим углам на местности, независимо от величины углов наклона аэроснимка.

В главной точке угловое искажение направления, вызванное наклоном планового аэроснимка, может быть подсчитано по формуле

$$\delta_{\varphi\alpha} = \rho' \sin^2 \frac{\alpha}{2} \sin 2\varphi, \qquad \text{(IV.2.37)}$$

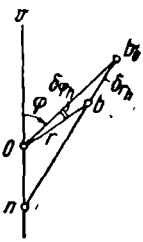


Рис. IV.2.15

где ρ' — радиан, выраженный в минутах.

Для направлений, проходящих через точку нулевых искажений c, величина $\delta_{\varphi\alpha}$ равна нулю. Искажения направлений, проведенных из точки надира n, по величине такие же, как и в главной точке (формула IV.2.37), но обратны по знаку.

Искажение направлений, вызванное влиянием рельефа. Линейное смещение контурных точек на аэроснимке под влиянием рельефа местности вызывает угловые искажения направлений. Пусть на местности измерено направление с главной точки на точку B, причем последняя имеет превышение h над первой. На аэроснимке (рис. IV.2.15) точка B изобразится в точке b, а ее ортогональная проекция — в точке b_0. Угол bob_0 и будет угловым искажением за рельеф.

Все направления, проходящие через точку надира аэроснимка, не искажаются рельефом местности, так как линейное смещение точек за рельеф происходит вдоль этих направлений. Направления, проведенные из всех других точек аэроснимка, будут иметь искажения за рельеф, в том числе и на строго горизонтальных аэроснимках.

Для направлений, проведенных из главной точки планового аэроснимка, угловое искажение равно

$$\delta'_{\varphi h} = \rho' \frac{h}{H} \cdot \frac{f_к}{r} \operatorname{tg}\alpha \sin\varphi. \qquad \text{(IV.2.38)}$$

В. КОМБИНИРОВАННЫЙ МЕТОД АЭРОТОПОГРАФИЧЕСКОЙ СЪЕМКИ

IV.2.13. Схема комбинированного метода

Чтобы создать план местности по наклонным и разномасштабным аэроснимкам, необходимо каждый снимок трансформировать, т. е. преобразовать в горизонтальный заданного масштаба. Из трансформированных аэроснимков монтируют фотопланы.

Для трансформирования и монтажа фотопланов каждый аэроснимок должен быть обеспечен четырьмя ориентирующими (трансформационными) точками. Это контурные, хорошо опознаваемые на аэроснимке точки, плановое положение которых известно. Координаты некоторых из этих точек (опознаков) определяют геодези-

ческими методами при полевой привязке аэроснимков. Положение на плане остальных точек получают в камеральных условиях путем развития по аэроснимкам фототриангуляции или фотополигонометрии.

На репродукциях с составленных фотопланов методом мензульной съемки рисуют в поле рельеф, дешифрируют контуры и производят съемку предметов, не изобразившихся на аэроснимках (например, подземных сооружений), а также устанавливают наименования населенных пунктов, рек и др.

Создание топографической карты комбинированным методом состоит из следующих этапов:

1) летносъемочные и фотолабораторные работы;

2) построение геодезической основы. Плановая привязка аэроснимков;

3) развитие фототриангуляции;

4) трансформирование аэроснимков. Монтаж фотопланов;

5) сгущение высотного съемочного обоснования. Съемка рельефа на фотопланах и дешифрирование контуров;

6) вычерчивание и оформление оригинала карты.

IV.2.14. Плановая фототриангуляция

Основы фототриангуляции. Фототриангуляция является камеральным методом сгущения опорной сети при помощи аэроснимков. Различают пространственную фототриангуляцию, при которой определяются все три координаты точек, и плановую, или плоскостную, дающую лишь плановое положение точек.

В основе п л а н о в о й фототриангуляции лежит то свойство аэроснимка, как центральной проекции, что направления, проведенные из точки надира на любые точки снимка, свободны от искажений, вызываемых рельефом местности, а направления, исходящие из точки нулевых искажений, не искажаются наклоном аэроснимка. На горизонтальных аэроснимках точка надира и точка нулевых искажений совпадают с главной точкой, следовательно, направления, проведенные из последней, будут равны одноименным направлениям на местности. Используя эти направления, по перекрывающимся аэроснимкам можно строить триангуляционные сети различной формы.

При перекрытии аэроснимков более 50% на каждом из них изобразятся главные точки соседних снимков. Направления на эти точки называются начальными направлениями. По ним передается ориентирование (азимут) сторон сети.

Хотя на плановых аэроснимках точка надира и точка нулевых искажения не совпадают с главной точкой (на величину $f_к \cdot \alpha'/\rho'$ и $f_к \cdot \alpha'/2\rho'$) и искажения, проведенные из главной точки, несколько искажаются рельефом местности и наклоном снимка, значение этих искажений в равнинной местности обычно не превосходит нескольких минут и ошибки построения фототриангуляционной сети не выходят за пределы графической точности построения плана.

Способы развития фототриангуляции. Наиболее широкое распространение получила ромбическая фототриангуляция, развиваемая в пределах одного маршрута при продольном перекрытии

около 60%. Для построения сети используют связующие контурные точки, расположенные на тройном перекрытии (на рис. IV.2.16 точки a_2, b_2; a_3, b_3, . . .). В этом способе масштаб сети передают дважды через тройные засечки нижнего и верхнего ряда связующих точек. Ориентируют сеть по начальным направлениям. Трансформационные точки x_1, x_2, x_3, . . . находят в углах рабочей площади аэроснимка прямой засечкой с базиса.

Ромбическую фототриангуляцию можно развивать аналитическим или графическим способом.

В а н а л и т и ч е с к о м с п о с о б е на стереоскопическом приборе измеряют по аэроснимкам направления на главные точки, связующие точки, опознаки, трансформационные точки. Сеть уравнивают строгими или приближенными методами и при условном

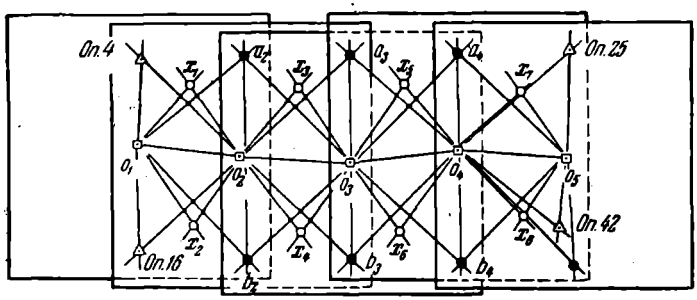


Рис. IV.2.16

азимуте и произвольной длине исходного базиса вычисляют условные координаты точек сети. Зная координаты двух точек в государственной и условной системах, преобразуют координаты всех точек сети.

Аналитический способ развития плановой фототриангуляции требует большого объема вычислительных работ. В настоящее время в связи с ростом электронной вычислительной техники становятся рентабельными аналитические способы фототриангуляции.

В г р а ф и ч е с к о й фототриангуляции направления на главные, связующие, трансформационные и опорные точки переносят графически с аэроснимков (негативов) на прозрачную основу — восковку направлений. По этим восковкам в произвольном масштабе развивают сеть и одновременно засекают опорные геодезические точки (опознаки). По опознакам (минимум двум) сеть редуцируют на особом оптико-механическом приборе — фоторедукторе, т. е. приводят ее к заданному масштабу и придают ей геодезическую ориентировку.

Редуцирование плановой фототриангуляции. Редуцирование фототриангуляционных сетей выполняется на фоторедукторе, который состоит из проекционной камеры, передвигающейся по вертикальным направляющим, и горизонтального неподвижного экрана. Главная плоскость объектива и плоскость кассеты, в которую укладывается сводная восковка сети, параллельны экрану. При изменении масштаба сети резкость изображения на экране обеспечи-

вается при помощи масштабного ромбического инверсора, механически решающего основное уравнение оптики

$$\frac{1}{d_1}+\frac{1}{d_2}=\frac{1}{F}, \qquad \text{(IV.2.39)}$$

где d_1 и d_2 — расстояния соответственно от кассеты до объектива и от объектива до экрана; F — фокусное расстояние объектива фоторедуктора.

При этом длина рычагов инверсора (рис. IV.2.17) должна удовлетворять уравнению

$$ab = m^2 - n^2 = F^2. \qquad \text{(IV.2.40)}$$

Коэффициент редуцирования на приборе может меняться от 0,5 до 2.

При редуцировании в кассету фоторедуктора укладывают сводную восковку, а на экран — планшет с опорными точками, нанесенными в необходимом масштабе. Вращая штурвал инверсора, т. е. изменяя масштаб изображения, добиваются совмещения проектируемых и нанесенных на планшет опорных точек. После этого на планшете отмечают изображение всех центральных и трансформационных точек.

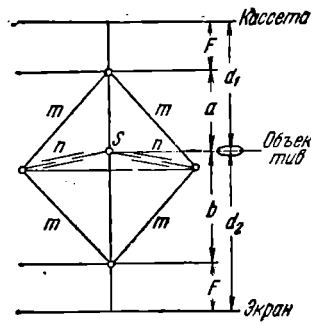


Рис. IV.2.17

Поверки фоторедукторов состоят в приведении экрана и кассеты в горизонтальное положение, а основных направляющих — в вертикальное. Поверки выполняют при помощи накладного углового уровня с ценой делений 30″.

Точность плановой фототриангуляции. На точность плановой фототриангуляции влияют главным образом ошибки определения направлений (наклон аэроснимка, влияние рельефа, деформация аэропленки и др.) и ошибки собственно развития сетей (отождествление и накол идентичных точек, проведение направлений). При графическом способе построения фототриангуляции в равнинной местности суммарная средняя квадратическая ошибка направления составляет около 5′.

Средняя квадратическая ошибка в середине ромбического ряда, редуцированного по крайним опорным точкам, может быть подсчитана по формуле Г. П. Жукова

$$m = 0{,}35bR\frac{m'_e}{\rho'}\sqrt{n^3+11n+33}, \qquad \text{(IV.2.41)}$$

где b — длина базиса на аэроснимке; m_e — средняя квадратическая ошибка направления на восковке; R — коэффициент редуцирования, равный отношению знаменателей масштабов аэроснимка и создаваемого плана; n — число базисов в ромбическом ряде между опознаками.

В сети, состоящей из нескольких ромбических рядов, положение общих трансформационных точек двух смежных маршрутов

определяется как среднее из результатов независимого редуцирования каждого ряда в отдельности. Поэтому ошибка в середине сети равна

$$m_{ср} = \frac{m}{\sqrt{2}} = 0{,}25bR\frac{m'_e}{\rho'}\sqrt{n^3 + 11n + 33}. \qquad (IV.2.42)$$

В аналитической фототриангуляции отождествление точек выполняется на стереоприборе и точность этого процесса повышается примерно в три раза. Кроме того, в этом способе не участвуют ошибки графических построений. Поэтому аналитический способ точнее графического.

В горных районах главным источником ошибок направлений является влияние рельефа местности; здесь сеть должна развиваться из точек надира или условных точек надира, положение которых на аэроснимках определяют по углам наклона аэроснимка.

IV.2.15. Трансформирование аэроснимков

Условия фототрансформирования. Трансформирование аэроснимков производится с целью устранения искажений, вызванных наклоном снимков, и приведения последних к масштабу составляемого плана. На рис. IV.2.18 S — центр проектирования; P — аэроснимок; E — плоскость трансформирования; T — горизонтальная предметная плоскость.

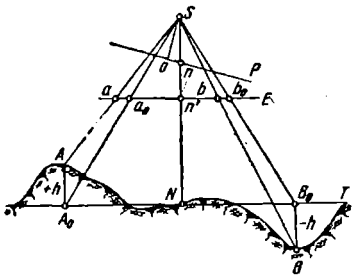


Рис. IV.2.18

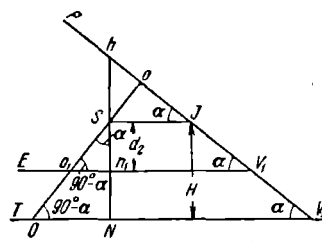


Рис. IV.2.19

При рассмотрении рисунка ясно, что на трансформированных аэроснимках остается смещение точек за рельеф. Для уменьшения влияния рельефа горизонтальную плоскость T, от которой отсчитывается высота фотографирования, нужно выбирать на средней отметке участка, чтобы положительные и отрицательные превышения точек местности были примерно равны.

Если при этом смещении точек за рельеф на трансформированном аэроснимке достигают недопустимой величины, то трансформирование ведут по зонам, в каждой из которых устанавливают свою высоту горизонтальной плоскости.

Фотомеханическое трансформирование аэроснимков осуществляется на сложных приборах — фототрансформаторах. По конструкции различают фототрансформаторы I и II рода.

В фототрансформаторах I рода восстанавливается связка проектирующих лучей, подобная существовавшей в момент аэросъемки, т. е. в приборе сохраняются элементы внутреннего ориентирования снимка. В фототрансформаторах II рода подобие восстановленной связки лучей нарушается, однако изображение в плоскости трансформирования получается без искажения, т. е. таким же, как на приборах I рода.

В фототрансформаторах I рода должны быть выполнены следующие геометрические условия (рис. IV.2.19):

1) расстояние от центра объектива S до плоскости кассеты (аэроснимка) P должно быть равно фокусному расстоянию аэрофотоаппарата $f_к$;

2) главный луч oSO должен быть перпендикулярен к плоскости кассеты P и составлять с экраном (плоскостью трансформирования) E угол $90^g - \alpha$, а с надирной линией S_N — угол α;

3) кассета с аэроснимком должна иметь вращательное движение, чтобы можно было установить плоскость главного вертикала снимка перпендикулярно к оси наклона экрана;

4) расстояние d_2 от центра объектива S до экрана E должно равняться величине $H/M_т$, где H — высота фотографирования, $M_т$ — заданный масштаб фотоплана.

При соблюдении этих условий в кассету кладут негатив эмульсией вниз, а на экран — фотобумагу и, освещая их сверху, получают трансформированный аэроснимок.

В зависимости от масштаба создаваемого плана изображение аэроснимка на экране увеличивается или уменьшается в некоторое число K, называемое коэффициентом трансформирования,

$$K = \frac{d_2}{d_1},$$

где d_1 и d_2 — расстояние соответственно от оптического центра объектива фототрансформатора до аэроснимка (кассеты) и экрана.

Положив $d_2 = K \cdot d_1$ и подставив это значение в основное уравнение оптики (IV.2.39), получим

$$\frac{1}{d_1} + \frac{1}{d_1 K} = \frac{1}{F},$$

где F — фокусное расстояние объектива фототрансформатора.

Так как в приборах I рода $d_1 = f_к$, следовательно,

$$F = \frac{f_к K}{K+1}, \qquad \text{(IV.2.43)}$$

т. е. для каждого коэффициента трансформирования K необходимо подбирать объектив с соответствующим фокусным расстоянием F. В этом главный недостаток фототрансформаторов I рода.

На производстве применяются фототрансформаторы II рода с нарушенной связкой проектирующих лучей ($d_1 \neq f_к$). Чтобы при этом не искажалось изображение контуров на экране прибора, необходимо соблюдение следующих геометрических условий (рис. IV.2.20).

1. Новый центр проектирования S_1 должен находиться в плоскости главного вертикала аэроснимка и располагаться на окружности, проведенной из точки схода J радиусом $JS = f_к \sin\alpha$.

2. Плоскость экрана E_1 должна быть параллельна плоскости, проходящей через линию горизонта и новый центр проектирования, т. е. линии JS_1.

3. Расстояние от главной точки схода до линии пересечения плоскости экрана с плоскостью аэроснимка должно равняться $H/M_T : \sin\alpha$.

Кроме геометрических условий, при фототрансформировании должны быть соблюдены два оптических условия, обеспечивающих резкость изображения при изменениях коэффициента трансформирования и наклонах экрана. Для обеспечения первого условия — оптического сопряжения точек на аэроснимке и экране в плоскостях, перпендикулярных к главной оптической оси объектива

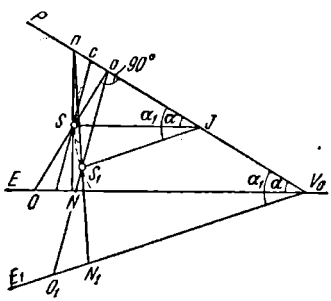


Рис. IV.2.20

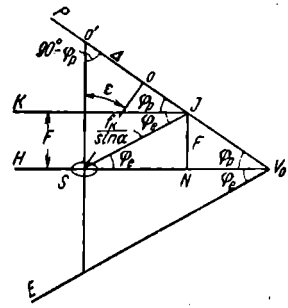


Рис. IV.2.21

прибора, — необходимо соблюдение основного уравнения оптики (IV.2.39). В фототрансформаторах это условие выполняется автоматически при помощи масштабного инверсора.

Чтобы выполнить второе условие — сохранить оптическое сопряжение плоскостей аэроснимка, экрана и главной плоскости объектива при трансформировании изображения на экран, наклоненный к оптической оси объектива, — плоскость аэроснимка и плоскость экрана должны проходить через две сопряженные точки и пересекаться по линии, лежащей в главной плоскости объектива. Это условие в фототрансформаторах автоматически выполняется перспективным инверсором.

Для согласования геометрических и оптических условий трансформирования необходимо, чтобы плоскости аэроснимка P, экрана E и главная плоскость объектива H пересекались по одной линии (рис. IV.2.21), а фокальная плоскость объектива K проходила через линию горизонта. Образованные при этом углы φ_p и φ_e равны

$$\sin\varphi_e = \frac{F}{f_K}\sin\alpha, \qquad \text{(IV.2.44)}$$

$$\sin\varphi_p = \frac{F\sin\alpha}{f_K K} = \frac{\sin\varphi_e}{K}. \qquad \text{(IV.2.45)}$$

Очевидно, что в фототрансформаторах I рода

$$\varphi_e + \varphi_p = \alpha.$$

Из рис. IV.2.21 видно, что для соблюдения условий трансформирования оптическая ось So' объектива (конструктивная ось прибора) должна быть повернута относительно прямой, проходящей через главную точку аэроснимка o, на некоторый угол ε, называемый угловой децентрацией объектива. Отрезок oo' — смещение главной точки аэроснимка по отношению к следу o' конструктивной оси — называется линейной децентрацией.

Для плановой аэросъемки децентрацию аэронегатива подсчитывают по следующим формулам:

а) угловая децентрация

$$\operatorname{tg}\varepsilon = \frac{\cos\varphi_e - \cos\varphi_p}{\sin\varphi_e + \sin\varphi_p}, \qquad \text{(IV.2.46)}$$

б) линейная децентрация

$$oo' = \Delta = \frac{f_к}{\sin\alpha} \times \left(\frac{\cos\varphi_e}{\cos\varphi_p} - \cos\alpha\right). \qquad \text{(IV.2.47)}$$

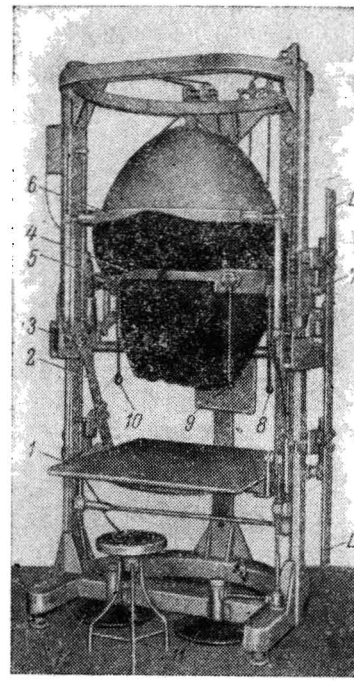


Рис. IV.2.22

Фототрансформатор ФТБ. Большой стационарный фототрансформатор ФБТ (рис. IV.2.22) относится к приборам II рода. Коэффициент трансформирования на ФТБ может изменяться от 0,7 до 5,0. Фокусное расстояние объектива $F = 180$ мм.

По вертикальным направляющим перемещаются каретки: негативная *6* и объективная *3*. Экран *1* по высоте не перемещается, он только может наклоняться вокруг горизонтальной оси под действием правого ножного диска *11*. Кассета (аэронегатив) *4* наклоняется около оси *5* и вращается в своей плоскости при помощи рукоятки *9*.

Главная плоскость объектива всегда занимает горизонтальное положение. Первое оптическое условие выполняется двумя прямоугольными масштабными инверсорами *2*, схема которых показана на рис. IV.2.23. С изменением коэффициента трансформирования при помощи левого ножного диска *12* (см. рис. IV.2.22) перемещается главная плоскость объектива и плоскость аэронегатива в соответствии с уравнением оптики $ab = F^2$.

Второе оптическое условие осуществляется линейным перспективным инверсором *7*. Переменные рычаги r_1 и r_2 этого инверсора

(рис. IV.2.24) укреплены в точках *o* и *O* перпендикулярно к плоскостям негатива и экрана. Около точки S_1 вращается линейка h_1h_2, которая при наклоне экрана автоматически наклоняет плоскость негатива в такое положение, что линия их пересечения будет лежать в главной плоскости объектива, как это и требуется для получения резкого изображения.

Необходимая децентрация негатива вводится в продольном направлении при помощи рукоятки *10* (см. рис. IV.2.22), в поперечном — при помощи рукоятки *8*.

Фототрансформатор ФТМ. Малый фототрансформатор предназначен для преобразования плановых аэроснимков с увеличением от 0,7 до 2,5 раза. Фокусное расстояние объектива $F=180$ мм. В этом приборе плоскость кассеты всегда горизонтальна. Для оптического сопряжения плоскостей экран наклоняется на угол (φ_e + + φ_p), а главная плоскость объектива — на угол φ_p, что автоматически выполняется тангенциально-перспективным инверсором. Негатив смещается на величину децентрации (продольной и поперечной). Масштабное сопряжение по конструктивной оси осуществляется при помощи ленточного инверсора в соответствии с основным уравнением оптики, при этом экран по высоте не перемещается, а двигается объективная каретка.

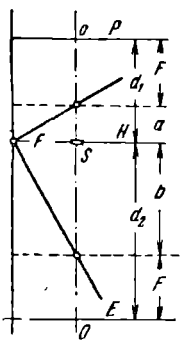


Рис. IV.2.23

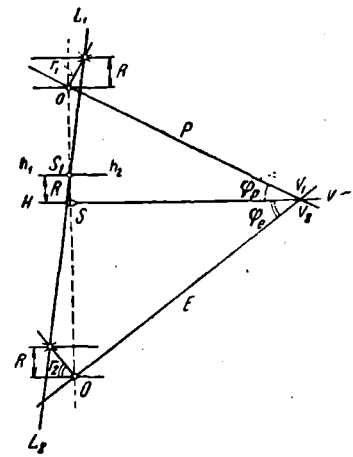


Рис. IV.2.24

П о в е р к и ф о т о т р а н с ф о р м а т о р о в состоят в поверке при помощи накладного уровня горизонтальности основных плоскостей и вертикальности направляющих и поверке инверсоров. Резкость изображения на экране поверяется при помощи контрольной стеклянной решетки.

Трансформирование по опорным точкам. Для трансформирования аэроснимков необходимо иметь пять опорных (трансформационных, или ориентирующих) точек. Эти точки должны быть наколоты на аэронегативе и нанесены на планшете. Четыре точки выбирают на углах рабочей площади аэроснимка; дополнительно в центре снимка определяют пятую, избыточную точку.

Так как точки на аэроснимке смещены под влиянием рельефа местности, для перспективного соответствия в положение трансформационных точек снимка должны быть введены поправки за рельеф. Обычно их вводят в положение точек на планшете, при этом знак поправки берут обратный, т. е. в случае положительного превышения h над средней плоскостью поправку вводят по направлению от точки надира, при отрицательном превышении — к точке надира. Поправку вычисляют по формуле

$$\delta_{rh} = \frac{d_t h}{H - h}, \qquad \text{(IV.2.48)}$$

где d_t — расстояние на планшете от точки надира (главной точки) до трансформационной точки; H — высота фотографирования над средней плоскостью трансформирования.

Для удобства трансформирования точки с планшета при помощи восковки переносят помаршрутно на полоску чертежной бумаги (опорные планшетики).

Процесс фототрансформирования состоит в совмещении изображения трансформационных точек аэронегатива с их положением на опорном планшетике и изготовлении исправленного фотографического отпечатка.

Чтобы учесть деформацию (усушку) фотобумаги после ее проявления, определяют коэффициент усушки k путем фотографирования на исследуемом сорте фотобумаги контрольной стеклянной решетки

$$k = \frac{\sum l_i}{\sum L_i},$$

где L_1, L_2, L_3, . . . — длина отрезков на контрольной решетке; l_1, l_2, l_3, . . . — измеренные соответственные отрезки на высохших контактных отпечатках.

По коэффициенту k и расстоянию d_2 от объектива трансформатора до экрана находят толщину подложки a для данного сорта бумаги по формуле

$$a = d_2 (1 - k). \qquad \text{(IV.2.49)}$$

Подложку укладывают на экран под опорный планшетик и при таком положении совмещают трансформационные точки. Перед экспонированием опорный планшетик и подложку снимают и на их место укладывают лист фотобумаги. Сфотографированное изображение в этом случае будет несколько более крупного масштаба, но после фотолабораторной обработки отпечатка и его сушки масштаб уменьшится и будет равен масштабу планшета.

Совмещение изображений трансформационных точек аэронегатива с их положением на плане выполняется методом приближений. Негатив укладывают в кассету прибора эмульсионной стороной вниз и вращают кассету так, чтобы трансформационные точки, расположенные по диагонали снимка, проектировались на экран примерно по оси его вращения. Перемещая на экране опорный планшет и действуя масштабным инверсором, добиваются совмещения точек по диагонали. Наклоняя экран и повертывая кассету с аэронегативом в своей плоскости, устраняют несовпадение остальных точек.

Величина несовмещения точек допускается не более 0,4 мм. При необходимости вводят продольную или поперечную децентрацию негатива.

Трансформирование по зонам. При значительном рельефе местности трансформирование ведут по зонам на несколько плоскостей, допуская в каждой зоне смещение точек на плане за рельеф

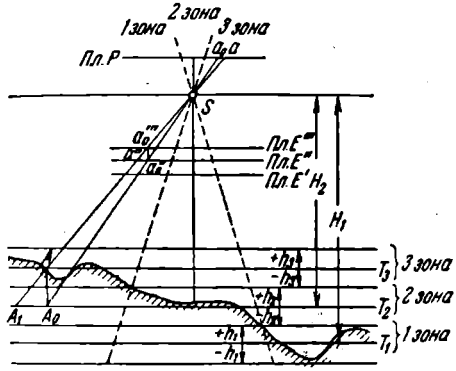


Рис. IV.2.25

δ_{r_h} не более 0,4 мм. Высота зоны может быть подсчитана по формуле (рис. IV.2.25)

$$h' = 2h = 2\frac{f_к M_т \delta_{r_h}}{r}, \qquad (IV.2.50)$$

где $1 : M_т$ — масштаб плана; r — расстояние от центральной точки до угла рабочей площади аэроснимка.

На аэроснимке границы зон трансформирования намечают по имеющейся карте или по данным стереоскопических измерений. Одну из зон принимают за начальную. Относительно средней плоскости этой зоны вычисляют поправки за рельеф и вводят их в положение трансформационных точек, по которым и трансформируют аэроснимок.

К следующим зонам переходят путем простого изменения масштаба изображения. Для этого в положение двух наиболее удаленных трансформационных точек на планшете вводят поправки за рельеф относительно средней плоскости второй зоны, масштабным инверсором совмещают эти точки с их изображением и делают отпечаток. Так поступают и для последующих зон. Для монтажа фотоплана используют только площадь зоны, в которой аэроснимок трансформирован.

При числе зон больше трех процесс трансформирования аэроснимков и монтажа фотопланов становится весьма трудоемким. В этом случае целесообразнее применять щелевой фототрансформатор.

Дифференциальное фототрансформирование. Для устранения влияния рельефа местности на плановое положение точек аэроснимка

трансформирование выполняют при помощи особых стереоприборов с проектирующими щелевыми приспособлениями. В фототрансформаторе ФТЩ-2 модель местности создается тремя проекторами (см. раздел IV.2.29). Для стереоскопического измерения этой модели служит измерительный столик, перемещающийся вдоль осей прибора по взаимно перпендикулярным направляющим. На два экрана столика проектируются снимки, которые рассматриваются через стереоскоп. Перемещение измерительной марки по высоте учитывается по счетчику высот.

Движения измерительного столика передаются на каретку щелевого проектора, оптическая система которого проектирует изображение через узкую щелевую диафрагму на светочувствительный фотоматериал. Таким образом, путем последовательного сканирования модели по параллельным маршрутам с одновременным проектированием изображения через щель на светочувствительную фотобумагу получают точную ортогональную проекцию аэроснимка — ортофотоснимок.

IV.2.16. Составление фотосхем и фотопланов

Монтаж фотосхем. Фотосхема представляет собой соединение (монтаж) рабочих площадей плановых аэроснимков одного или нескольких маршрутов. Так как фотосхема составляется из нетрансформированных аэроснимков, масштаб в разных ее частях несколько различный.

Фотосхемы можно монтировать по контурным точкам и по начальным направлениям. В первом способе на середине перекрытия соседних аэроснимков выбирают две контурные точки, по которым и соединяют снимки. Тонкой иглой перекалывают точки с верхнего снимка на нижний и проверяют их сходимость. Вследствие искажений и разномасштабности расстояние между точками на аэроснимках может оказаться неодинаковым. Тогда верхний снимок передвигают так, чтобы его точки расположились симметрично относительно одноименных точек нижнего аэроснимка. Закрепив снимки грузиками, разрезают их примерно по средней линии перекрытия острым ланцетом и приклеивают центральные части на картон. Так же монтируют остальные аэроснимки, в том числе и соседних маршрутов.

Более точные результаты дает монтаж фотосхем по начальным направлениям. В этом способе на каждом аэроснимке накалывают центральную точку (в окружности радиуса $f_к/50$ из главной точки) и проводят начальные направления. Фотосхему монтируют, совмещая начальные направления соседних аэроснимков, при этом последние передвигают вдоль направлений до совпадения некоторой одноименной точки, лежащей в середине перекрытия. Аэроснимки разрезают, подклеивают и оформляют в фотосхему.

Средний масштаб фотосхемы $1 : M_ф$ может быть определен по расстоянию между точками на схеме $l_ф$ и соответственно на карте $l_к$ известного масштаба $1 : M_к$

$$\frac{1}{M_ф} = \frac{l_ф}{l_к} \cdot \frac{1}{M_к}. \qquad \text{(IV.2.51)}$$

Монтаж фотопланов. Фотопланом называют фотографическое изображение местности, составленное из рабочих площадей транс-

формированных аэроснимков. Фотопланы монтируют по трансформационным точкам и опознакам, имеющимся на планшете. На трансформированных аэроснимках эти точки пробивают пуансоном.

Аэроснимки укладывают помаршрутно на планшет, совмещая центры пробитых отверстий с опорными точками. Отклонения допускают не более 0,4 мм. Одновременно проколом иглы проверяют сходимость четких контуров на перекрытиях; отклонения не должны превышать 0,8 мм, а для снимков, трансформированных по зонам, — 1 мм. Окончательно смонтированные аэроснимки слегка приклеивают (центральные части) к планшету и прижимают грузиками.

Затем приступают к порезу аэроснимков вдоль продольных и поперечных перекрытий. После порезов аэроснимки окончательно приклеивают к планшету и оформляют трапецию.

Для оценки точности монтажа производят корректуру фотоплана. Устанавливают отклонения в трансформационных точках и опознаках, а также расхождения контуров по линиям пореза. В последнем случае берут обрезанные при монтаже части аэроснимка и прикладывают их точно по линии пореза. Через 3—4 см выбирают четкие контуры (не далее 1 см от пореза) и перекалывают их по срезанной части на фотоплан. Отклонения измеряют до десятых долей миллиметра и выписывают на схему. Общая оценка монтажа по этим отклонениям производится по формулам двойных измерений.

Оригиналы фотопланов неудобны для рисовки рельефа и дешифрирования контуров. Поэтому из них изготовляют путем репродуцирования фотокопии на матовой бумаге, предварительно наклеенной на алюминиевую подложку.

IV.2.17. Привязка аэроснимков

Понятие о привязке аэроснимков. Привязкой аэроснимков называют комплекс работ по опознаванию на местности контурных точек, изобразившихся на аэроснимках, и по определению геодезических координат этих точек. Контурная точка аэроснимка, геодезические координаты которой определяются на местности, называются опорной точкой, или опознаком. В зависимости от назначения различают:

1) плановую привязку аэроснимков, в результате которой определяют абсциссы и ординаты точек;

2) планово-высотную привязку аэроснимков, при которой в натуре определяют все три геодезические координаты;

3) высотную привязку аэроснимков, в результате которой на местности определяют лишь отметки точек.

Привязку аэроснимков называют сплошной, если в процессе полевых работ определяют все опорные точки, необходимые для обработки каждой стереопары, и разреженной, если опознаки определяются через несколько стереопар как основа для камерального сгущения точек.

К выбору опознаков предъявляются следующие требования.

1. Контурная точка, выбранная в качестве опознака, должна четко изображаться на перекрывающихся частях всех аэроснимков и уверенно опознаваться на местности. Ошибка опознавания точки

на снимке не должна превышать 0,1 мм, на местности — 0,5 м (для масштаба карты 1 : 10 000).

2. Точка должна быть удобной для геодезического определения ее координат, при этом ошибка в плановом положении точки по отношению пунктов геодезической основы не должна превышать 0,2 мм в масштабе плана, а по высоте — 1/10 принятого сечения рельефа.

3. Выбранный контур должен лежать по возможности близко к средней поверхности местности. Нельзя за опознаки брать высокие предметы и точки, расположенные на дне оврагов, на крутых склонах и т. д.

В качестве опознаков обычно выбирают точки пересечения линейных контуров: дорог, тропинок, канав, границ угодий, ограждений, а также отдельные кустики, камни, углы сараев и другие предметы, которые с достаточной точностью опознаются на аэроснимках.

В лесных и степных районах, где мало естественных четких контуров, перед выполнением аэрофотосъемочных работ производят так называемую маркировку контурных точек, т. е. создают искусственные контурные точки (вырубают на небольших площадках лес, окрашивают площадки в белый цвет, перекапывают землю в пределах некоторой фигуры и т. д.).

Вопрос о густоте опознаков, расстоянии между ними и их размещении на аэроснимках и маршрутах решается при составлении проекта привязки в зависимости от масштаба составляемого плана и высоты сечения рельефа, принятого метода фотограмметрической обработки и способа фототриангуляции, физико-географических условий местности, параметров и качества аэрофотосъемки.

Как плановая, так и высотная привязки аэроснимков составляют из следующих процессов:

а) составление проекта привязки аэроснимков;

б) выбор контурных точек на местности и отождествление их на аэроснимках;

в) накалывание и оформление точек на аэроснимках;

г) закрепление опознаков на местности;

д) геодезические измерения для определения координат и высот точек;

е) вычисление координат и высот опознаков;

ж) контроль опознавания точек.

Плановая привязка аэроснимков. Проект плановой привязки составляют по накидному монтажу, на который предварительно наносят рамки трапеций и все существующие и вновь запроектированные пункты геодезической основы.

Рассчитав необходимую густоту опознаков, по накидному монтажу и аэроснимкам производят их наиболее целесообразное размещение, при этом стремятся наметить опознаки в зоне тройного продольного перекрытия аэроснимков, а также по возможности в средней части поперечного перекрытия между маршрутами. Во всех случаях расстояние от опознака до края аэроснимка не должно быть меньше 1 см. Особое внимание уделяется обеспечению опознаками границ съемочного участка.

В проекте намечают примерные геодезические построения, обеспечивающие с требуемой точностью вычисление координат опознаков.

Аэроснимки и репродукции накидного монтажа с намеченными местами (зонами) привязки передают исполнителю для осуществления в натуре.

Полевые работы по привязке аэроснимков начинают с рекогносцировки, в процессе которой на местности находят указанные в проекте зоны, выявляют наличие видимости на ближайшие пункты геодезической основы и окончательно устанавливают наиболее удобный способ геодезических измерений для определения координат опознаков.

В намеченной по проекту зоне выбирают на местности выделяющуюся контурную точку, четко изобразившуюся на всех перекрывающихся частях аэроснимков, и аккуратно накалывают ее тонкой иглой. Отождествление точки на аэроснимке и местности требует особого внимания и тщательной проверки по окружающим контурам.

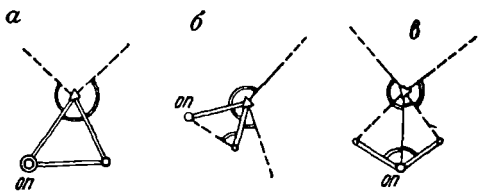


Рис. IV.2.26

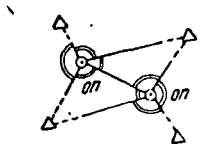


Рис. IV.2.27

Наколотую точку обводят с обратной стороны аэроснимка кружком и подписывают ее номер. На этой же стороне аэроснимка в поле составляют в увеличенном масштабе абрис опознака.

Пункты триангуляции, построенные до проведения аэрофотосъемки, обычно хорошо опознаются на снимке по окружающим их канавам и теням. Если почему-либо опознать и точно наколоть на аэроснимке пункт триангуляции нельзя, то в качестве опознака выбирают ближайшую контурную точку и определяют ее координаты.

На местности опознаки закрепляют деревянными столбиками или другими знаками и окапывают канавой.

Координаты опознаков предпочитают определять посредством различного рода засечек, задачи Ганзена, простых триангуляционных построений. Если опознак находится недалеко от пункта геодезической основы, то его координаты определяют полярным способом, т. е. измеряют расстояние между ними и примычный угол между направлениями на соседний пункт и опознак. Так как этот способ бесконтрольный, задачу усложняют и измеряют два примычных угла, а построение выполняют в виде одного или двух треугольников, в которых дополнительно измеряют углы и стороны (рис. IV.2.26).

Особенно выгодно применять для привязки обратную засечку, при которой на опознаке измеряют направления на четыре пункта. Если непосредственно с опознака нет видимости на такое количество пунктов, то выбирают вспомогательную точку, которая определяется обратной засечкой, а уже к ней привязывают опознак. Когда с опознака видны только три пункта триангуляции, прихо-

дится или определять азимут одного из направлений, или дополнительно измерять угол на одном из пунктов триангуляции (комбинированная засечка). Для контроля работ в отдельных местах определяют по трем пунктам обратной засечкой два опознака, связанные между собой (рис. IV.2.27).

Если привязка аэроснимков производится одновременно с наблюдением триангуляции, то выгодно применять прямые засечки. На опознаке (или вспомогательной точке вблизи опознака) устанавливают веху, которую засекают с трех пунктов триангуляции.

В открытой, а иногда в полузакрытой холмистой местности для привязки аэроснимков строят цепочки триангуляции или геодезический четырехугольник, центральную систему. Эти построения опираются на пункты триангуляции, в них часть точек совпадает с опознаками, часть точек служит для геометрической связи.

В закрытой местности для привязки аэроснимков иногда приходится прокладывать теодолитные ходы.

Высотная привязка аэроснимков. Работы по высотной привязке снимков во многом аналогичны плановой привязке. Проект составляют при внимательном стереоскопическом просмотре аэроснимков. Часть высотных опознаков дополнительно намечают у урезов водотоков.

На накидном монтаже отмечают пункты нивелирной основы, а также все пункты триангуляции и полигонометрии, отметки которых известны, намечают нивелирные (высотные) ходы. Проект уточняют при рекогносцировке местности.

Высотные опознаки также опознают на местности и накалывают на аэроснимках. Абрис на них не составляют, а дают краткое описание расположения опознака с указанием высоты окружающей растительности.

В плоскоравнинных районах высоту опознаков определяют геометрическим нивелированием. На пересеченной местности целесообразно применять геодезическое нивелирование, в том числе нивелирование инструментами с наклонным лучом визирования (типа НЛ).

Для планово-высотной привязки аэроснимков в горных районах хорошие результаты дает метод наземной стереофотограмметрической съемки.

IV.2.18. Топографическое дешифрирование

Дешифрированием называют опознавание объектов местности на аэроснимках. В зависимости от назначения различают дешифрирование топографическое, геологическое, почвенное, сельскохозяйственное, лесное и др.

В процессе топографического дешифрирования на фотопланах или отдельных аэроснимках опознают и вычерчивают условными знаками предметы и контуры местности, границы угодий и другие элементы ситуации, необходимые для составления топографической карты. При аэрофотосъемке в крупном масштабе большинство предметов и контуров местности могут быть выявлены по их изображению в камеральных условиях (камеральное дешифрирование). При этом пользуются альбомами-эталонами, составленными из ряда типовых для данной местности аэроснимков, на которых

опознаны наиболее важные и характерные элементы ситуации. Сравнивая изображение на дешифрируемом аэроснимке и эталоне, удается по аналогии опознать тот или иной объект.

Существуют предметы, которые трудно различить на снимке: подземные сооружения, малые мосты и дорожные трубы, колодцы и др. Кроме того, ряд элементов карты вообще не может быть изображен на аэроснимке (географические названия, числовые характеристики, административные границы). Поэтому камеральное топографическое дешифрирование дополняется полевым дешифрированием, в процессе которого фотографическое изображение аэроснимка сличается непосредственно с натурой.

Основными дешифровочными (демаскирующими) признаками являются: форма и размеры объекта; тон и структура изображения; тень, отбрасываемая объектами; взаимная связь в расположении отдельных элементов ситуации.

Полнота и достоверность дешифрирования во многом зависят от качества аэроснимков, их разрешающей способности, от условий съемки. Возможность камерального дешифрирования повышается при производстве спектрозональной и цветной аэрофотосъемки, использовании перспективных снимков.

При комбинированной аэросъемке полевое дешифрирование ведут обычно вместе с рисовкой рельефа на фотопланах, имея запасной комплект снимков для стереоскопического изучения местности. Одновременно производят обобщение мелких контуров — генерализацию, а также съемку топографическими методами объектов, появившихся после аэрофотосъемки или не изобразившихся на снимках. При этом используют как точки съемочного обоснования, так и резкие контурные точки.

При сочетании камерального дешифрирования с полевым вначале под стереоскопом изучают модель местности и камерально дешифрируют предметы и контуры, надежность которых не вызывает сомнений. Затем намечают маршруты полевого обследования и дешифрируют в натуре все сомнительные места.

IV.2.19. Съемка рельефа на фотопланах

При рисовке рельефа на фотопланах съемочное обоснование развивают путем проложения ходов геометрического (в плоскоравнинной местности) или геодезического нивелирования. Точки ходов стараются выбирать на опознаваемых резких контурах или в местах, где эти точки могут быть легко нанесены на фотоплан промерами от ближайших контурных точек.

Ориентирование фотоплана на местности значительно упрощается, так как, установив планшет над какой-либо контурной точкой, его можно ориентировать по любой другой контурной точке, видимой на местности и изображенной на фотоплане. Наличие же на фотоплане изображения гидрографической сети и таких элементов рельефа, как тальвеги, бровки оврагов, обрывы, возвышенные и пониженные места, улучшает качество рисовки рельефа и уменьшает необходимое количество пикетных точек. Кроме того, при определении отметки пикета, совпадающего с хорошо видимой контурной точкой, нет необходимости посылать на нее рейку. Расстояние до точки можно определить по фотоплану, а угол наклона измерить непосредственно под контур на землю.

Съемку рельефа на фотопланах обычно начинают на открытых местах, а затем дорисовывают закрытые участки. В лесных массивах рисовку производят на аэроснимках при помощи стереоскопов. Горизонтали переносят на фотоплан по контурам.

Съемку рельефа иногда ведут по фотосхемам и отдельным аэроснимкам сразу же после аэрофотосъемки. В этом случае приходится дополнительно определять масштаб каждого аэроснимка или фотосхемы. Этот масштаб не будет выражаться круглым числом, поэтому для облегчения работы строят клиновый масштаб. По завершении съемки горизонтали и отдешифрированные контуры переносят с аэроснимков по контурам на фотоплан.

Г. СТЕРЕОСКОПИЧЕСКИЙ МЕТОД ИЗМЕРЕНИЙ. ЭЛЕМЕНТЫ ОРИЕНТИРОВАНИЯ СНИМКОВ

IV.2.20. Стереоскопические измерения

Понятие о стереоскопических измерениях. В основе стереофотограмметрических методов измерений лежит стереоскопическое зрение, т. е. способность глаз наблюдателя ощущать объемность пространства.

Для получения стереоскопического эффекта при рассмотрении двух изображений одного и того же объекта необходимо, чтобы левым глазом наблюдался только левый снимок, а правым — правый и чтобы снимки были правильно один относительно другого ориентированы. Если снимки поменять местами, то будет наблюдаться обратный стереоэффект, т. е. возвышенности будут казаться впадинами, а впадины — возвышенностями. При повороте снимков на 90° относительно глазного базиса рельефная картина исчезает и изображение становится плоским (нулевой стереоэффект). Два перекрывающихся фотоснимка образуют стереопару. По наблюдениям стереопары можно определить не только плановое положение точек, но и их высоты.

При стереофотограмметрической съемке измеряют м о д е л ь м е с т н о с т и, создаваемую при помощи стереопар аэроснимков. Каждая точка модели получается прямой засечкой с некоторого базиса фотографирования $S_л S_п$ (рис. IV.2.28) парой восстановленных проектирующих лучей, существовавших в момент аэрофотосъемки местности. Плоскость, проходящая через базис фотографирования, называется базисной плоскостью. Очевидно, что в момент съемки базисные плоскости одноименной точки левого и правого аэроснимков совпадают и проходят через эту же точку на местности.

Принятая в стереофотограмметрии система координат показана на рис. IV.2.28. Следы отвесной базисной плоскости на аэроснимках и местности приняты за оси абсцисс (соответственно x и X). В качестве осей ординат на снимке y и местности Y приняты следы отвесной плоскости, перпендикулярной к базису фотографирования и содержащей главное направление левого аэроснимка. За ось аппликат Z принято главное направление левого снимка.

Разность абсцисс одноименных точек левого и правого аэроснимков (с учетом их знаков) называется п р о д о л ь н ы м параллаксом точки и обозначается буквой p. Последний равен базису фотографирования в масштабе аэроснимка b (рис. IV.2.29)

$$p = x - x' = b. \qquad \text{(IV.2.52)}$$

Для определения высот точек аэроснимка особое значение имеет разность продольных параллаксов Δp наблюдаемой точки a и точки, лежащей в исходной плоскости, параллакс которой равен базису b,

$$\Delta p = x - x' - b. \qquad \text{(IV.2.53)}$$

Из рис. IV.2.29 легко вывести основную формулу для определения превышения наблюдаемой точки над исходной

$$h = \frac{H}{b + \Delta p}\,\Delta p. \qquad \text{(IV.2.54)}$$

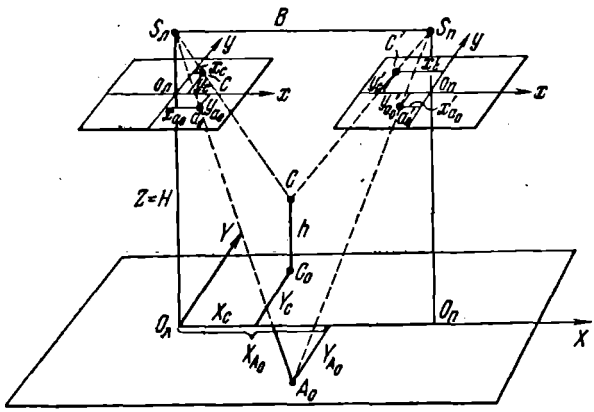


Рис. IV. 2.28

Из основной формулы (IV.2.54) следует, что

$$\Delta p = \frac{b}{H - h}\,h. \qquad \text{(IV.2.55)}$$

При аэрофотосъемке, когда аэроснимки и базис фотографирования строго горизонтальны, следы базисных плоскостей параллельны следу вертикальной базисной плоскости, принятой за ось абсцисс. В этом случае ординаты одноименных точек на левом и правом снимках равны ($y_{a_л} = y_{a_п}$) независимо от рельефа местности. При наличии углов наклона аэроснимков или линии базиса это равенство нарушается и возникает **поперечный параллакс**, равный разности ординат одноименных точек

$$q_a = y_{a_л} - y_{a_п}. \qquad \text{(IV.2.56)}$$

Способы стереоскопических наблюдений. Существует несколько способов стереоскопических наблюдений: оптический, анаглифический, способ поляроидов и др. При наиболее распространенном **оптическом** способе стереопару рассматривают через специальную оптическую систему. При этом левый и правый аэроснимки

наблюдают соответственно только левым или правым глазом. Стереопару располагают в приборе таким образом, чтобы начальные направления были параллельны глазному базису. Пересечения соответственных лучей воссоздают рельефную модель местности.

При анаглифическом способе совмещают два изображения, окрашенные в дополнительные цвета (красный и зеленый), и рассматривают их через очки-фильтры (левое стекло красное, правое — зеленое), позволяющие каждым глазом видеть изображение только одного цвета. В результате при надлежащем располо-

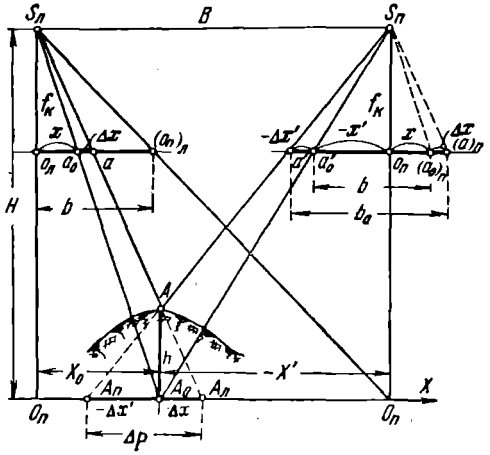


Рис. IV.2.29

жении аэроснимков будет видна рельефная модель местности. Существуют также отпечатанные на бумаге в дополнительных цветах анаглифические карты, которые дают рельефное изображение при рассмотрении их через очки-фильтры.

В способе поляроидов разделение изображений при проектировании аэроснимков на экран производится путем поляризации лучей левого и правого снимков во взаимно перпендикулярных плоскостях. Поляризованное изображение стереопары на экране рассматривают через очки-поляризаторы с соответственно установленными плоскостями поляризации. В результате наблюдатель левым глазом увидит только изображение левого аэроснимка, а правым глазом — правого, что при правильном ориентировании снимков создает рельефную модель местности.

Для измерения координат точек стереомодели в оптических системах применяются особые марки в виде светящихся точек, буквы *Т*, баллончиков, нитей и др.

Стереоскопическое зрение имеет разрешающую способность примерно в два раза выше, чем монокулярное.

IV.2.21. Стереоскопы

Простейшими приборами для стереоскопических наблюдений являются стереоскопы. Широкое распространение получил складной зеркально-линзовый стереоскоп ЛЗ, предназначенный для рисовки рельефа на аэроснимках по известным высотным точкам, для дешифрирования, выбора направления трасс и т. д.

В стереоскопе малые зеркала и соответственно параллельные им большие зеркала расположены под углом 45°. Между зеркалами установлены плоско-выпуклые сменные линзы, что позволяет изменять увеличение одной из ветвей стереоскопа и рассматривать разномасштабные аэроснимки. Для наблюдений аэроснимки располагают на столике под большими зеркалами прибора таким образом, чтобы идентичные точки лежали на линиях, параллельных зрительному базису, и передвигают их вдоль этого направления до получения отчетливого стереоэффекта.

Для дешифрирования аэроснимков применяют измерительные стереоскопы. Наблюдательная система в этих приборах выполнена в виде бинокулярной насадки с переменным увеличением и снабжена измерительной маркой.

Аэроснимки укладываются на каретках и могут перемещаться в продольном и поперечном направлениях. Эти перемещения (параллаксы) измеряются микрометренными винтами с точностью отсчетов 0,01 мм.

IV.2.22. Стереокомпараторы

Стереокомпаратор — высокоточный стереофотограмметрический прибор для измерения прямоугольных координат и параллаксов точек аэроснимков. Принципиальная схема прибора показана на рис. IV.2.30.

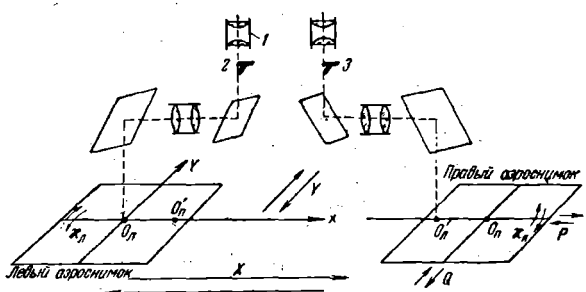


Рис. IV.2.30

Стереоскопические наблюдения ведутся при помощи бинокулярной системы *1*. По оси *X* перемещаются фотоснимки, вдоль оси *Y* бинокуляр, причем эти перемещения измеряются по шкалам. Правый снимок дополнительно имеет параллактические перемещения по оси абсцисс и оси ординат, которые измеряются микрометренными винтами.

Стереоскопические измерения выполняются при помощи двух марок *2* и *3*, расположенных в фокальной плоскости бинокуляра. Наблюдатель видит одну пространственную марку, которую совмещает с поверхностью рельефной модели в измеряемой точке. Для этого одновременным перемещением обоих аэроснимков вдоль оси абсцисс и движением бинокуляра вдоль оси ординат монокулярно наводят левую марку на выбранную точку левого снимка. Затем наблюдают двумя глазами и, перемещая параллактическим винтом P правый аэроснимок, добиваются касания пространственной марки поверхности модели в этой точке. При наличии поперечного параллакса, т. е. двоения марки по оси ординат, его устраняют винтом Q.

В новых конструкциях стереокомпараторов отсчеты по шкалам параллактических винтов берут с точностью 1—2 мкм.

Для измерений на стереокомпараторе снимки (негативы) закладывают в соответствующие кассеты эмульсионной стороной вниз. Главные точки $o_л$ и $o_п$ (см. рис. IV.2.30) совмещают с центрами кассет и штурвалами X и Y наводят левую марку на главную точку левого снимка $o_л$, а движениями X и Q — правую марку на главную точку правого снимка $o_п$, располагая обе главные точки по оси абсцисс.

Для ориентирования снимков по начальным направлениям $o_л o'_п$ и $o'_л o_п$ штурвалами X и Y наводят левую марку на контурную точку, расположенную вблизи главной точки $o_л$, и, действуя параллактическим винтом P и поворачивая правый снимок в своей плоскости (на угол $\varkappa_п$), совмещают правую марку с изображением идентичной контурной точки на правом снимке. Аналогично движениями X и Y переводят правую марку на контурную точку вблизи главной точки $o_п$, а левую марку движением X и поворотом левого снимка на $\varkappa_л$ совмещают с изображением той же точки. Если при этом контурная точка правого снимка сойдет с марки, то ее возвращают микрометренным винтом P.

Таким образом, добившись методом приближений отсутствия поперечного параллакса на линии $o_л o_п$ и хорошего стереоэффекта, приступают к измерениям координат и параллаксов точек стереопары.

Поверки стереокомпаратора состоят в установлении строгой параллельности движений кареток соответствующим осям координат. Поверки производятся при помощи контрольных стеклянных решеток, ориентированных в кассетах прибора, при этом одновременно определяют места нулей отсчетных приспособлений.

IV.2.23. Определение элементов взаимного ориентирования и углов наклона аэроснимков

Элементы ориентирования пары аэроснимков. В разделе IV.2.1 рассмотрены элементы внешнего ориентирования одиночного аэроснимка. В стереофотограмметрии принято ориентировать стереопары. При этом вначале ориентируют второй снимок относительно первого, условно принятого за горизонтальный, т. е. производят взаимное ориентирование аэроснимков, создавая модель местности. Затем эту модель ориентируют относительно системы координат местности (внешнее ориентирование).

Элементов в з а и м н о г о ориентирования пять (рис. IV.2.31): три угловых элемента, характеризующих относительный продольный

$\Delta\alpha_x$ и поперечный $\Delta\omega$ углы наклона аэроснимков и относительный поворот снимков в своей плоскости $\Delta\varkappa$, и два угловых элемента ν_z и ν_y, устанавливающих направление базиса в пространстве, причем

$$\operatorname{tg}\nu_z = \frac{b_z}{b_x}; \qquad \operatorname{tg}\nu_y = \frac{b_y}{b_x},$$

где b_x, b_y, b_z — проекции базиса b на соответствующие координатные плоскости.

Если элементы взаимного ориентирования определены и установлены точно, то на всех точках полученной модели будет отсут-

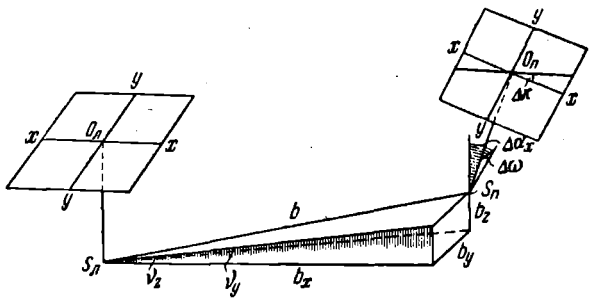


Рис. IV.2.31

ствовать поперечный параллакс, а при соблюдении элементов внутреннего ориентирования она будет подобна местности, но при этом она останется произвольно ориентированной в пространстве и будет иметь неопределенный масштаб.

Для перехода к геодезической системе координат необходимо знать координаты центра проектирования X_S, Y_S, $Z_S = H$ (рис. IV. 2.32); задать масштаб модели $1/M = b/B$; определить абсолютные углы наклона первого (левого) аэроснимка; продольный α_x — угол наклона проекции главного направления So в плоскости XZ, поперечный α_Y — угол наклона проекции главного направления в плоскости YZ и $\varkappa$ — угол поворота снимка в своей плоскости. Иногда вместо α_Y берут ω — угол между главным направлением So и его проекцией So_{XZ} на плоскость XZ.

Указанные семь элементов являются элементами в н е ш н е г о, или геодезического, ориентирования пары аэроснимков.

Такая система элементов ориентирования принята при обработке аэроснимков универсальным методом. При аналитическом решении задачи ориентирования аэроснимков используется так называемая б а з и с н а я система, в которой положение снимков стереопары определяется относительно базиса съемки, условно принятого горизонтальным, и главной базисной плоскости левого аэроснимка следующими пятью угловыми элементами (рис. IV.2.33): $\tau_л$, $\tau_п$, ε, $\varkappa_л$ и $\varkappa_п$.

Углы $\tau_л$ и $\tau_п$ определяют направление главных лучей в своих базисных плоскостях и измеряются от нормали к базису до глав-

ного луча; ε — угол между главными базисными плоскостями левого и правого аэроснимков; $\varkappa_л$ и $\varkappa_п$ — углы поворота снимков в своих плоскостях между осью абсцисс (начальным направлением) и следом главной базисной плоскости.

Ориентирование стереопары относительно геодезической системы координат определяется, как и в первой системе, семью элементами (рис. IV.2.34): тремя углами A, ν и μ, где A — азимут линии базиса, образованный отвесной базисной плоскостью с плоскостью XZ геодезической системы координат; ν — угол наклона базиса, измеряемый в главной базисной плоскости левого аэроснимка между линией базиса и горизонтальной плоскостью; μ — угол между отвесной базисной плоскостью и главной базисной плоскостью

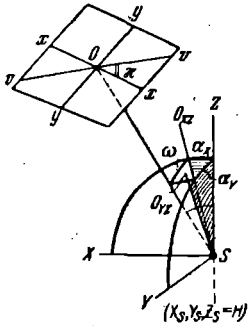


Рис. IV.2.32

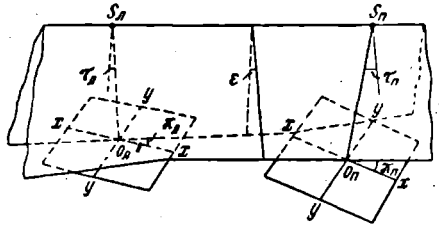


Рис. IV.2.33

левого аэроснимка; тремя координатами центра проектирования левого аэроснимка $X_{S_л}$, $Y_{S_л}$, $Z_{S_л}$ и масштабом модели $1 : M$.

Обе системы ориентирования аэроснимков связаны зависимостями

$$\Delta\alpha_x = \tau_п - \tau_л, \quad \varepsilon = \omega_п - \omega_л. \qquad \text{(IV.2.57)}$$

Взаимное ориентирование аэроснимков дает возможность создавать и измерять модели местности из ряда стереопар и только затем внешне ориентировать весь ряд по геодезическим точкам, находящимся на крайних аэроснимках.

Определение элементов взаимного ориентирования. При элементах взаимного ориентирования, равных нулю, ординаты идентичных точек на левом и правом аэроснимках стереопары равны и, следовательно,

$$y_л - y_п = 0.$$

Если же элементы взаимного ориентирования не равны нулю, то под их влиянием ординаты аэроснимка получают некоторое искажение и в идентичных точках появляется поперечный параллакс q. В этом случае

$$y_л - y_п \neq 0 = q.$$

Величина поперечного параллакса q зависит от координат точки и значения элементов ориентирования и в базисной системе координат равна

$$q = -\frac{x_л y_п}{f_к \rho}\tau_л + \frac{x_п y_л}{f_к \rho}\tau_п - \left(\frac{y_л y_п}{f_к} + f_к\right)\frac{\varepsilon}{\rho} - \frac{x_л}{\rho}\varkappa_л + \frac{x_п}{\rho}\varkappa_п. \quad \text{(IV.2.58)}$$

В первом приближении можно принять, что $y_п \approx y_л$, и уравнение взаимного ориентирования представить в виде

$$-\frac{x_л y}{f_к \rho}\tau_л + \frac{x_п y}{f_к \rho}\tau_п - \left(\frac{y^2}{f_к} + f_к\right)\frac{\varepsilon}{\rho} - \frac{x_л}{\rho}\varkappa_л + \frac{x_п}{\rho}\varkappa_п - q = 0. \quad \text{(IV.2.59)}$$

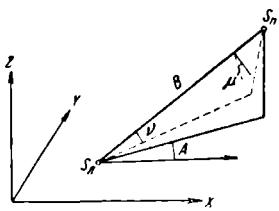


Рис. IV.2.34

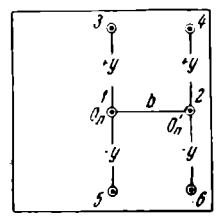


Рис. IV.2.35

В этом уравнении неизвестны пять элементов взаимного ориентирования $\tau_л$, $\tau_п$, ε, $\varkappa_л$ и $\varkappa_п$; координаты точек и поперечные параллаксы измеряют на аэроснимках. Таким образом, для определения элементов взаимного ориентирования необходимо произвести независимые измерения на пяти точках стереопары и совместно решить пять уравнений.

Чтобы достигнуть наибольшей точности решения задачи, точки выбирают в таких местах снимков, где под влиянием того или иного элемента ориентирования возникает максимальный поперечный параллакс. Кроме того, для облегчения решения системы уравнений точки намечают с таким расчетом, чтобы некоторые коэффициенты в уравнении (IV.2.59) равнялись нулю. Для контроля дополнительно выбирают шестую точку. Получается стандартная схема расположения точек, показанная на рис. IV.2.35.

Точки *1* и *2* совпадают с главными точками аэроснимков; точки *3*, *4*, *5* и *6* лежат на перпендикулярах к линии базиса, восстановленных в главных точках и удаленных от этих точек на равные расстояния.

Согласно стандартной схеме значения координат точек стереопары приведены в табл. IV.2.3.

Подставляя значение координат из табл. IV.2.3 в уравнение (IV.2.59), получают две группы по три уравнения — первая группа для точек *1*, *3* и *5* включает неизвестные $\tau_п$, $\varkappa_п$ и ε; вторая группа для точек *2*, *4* и *6* включает неизвестные $\tau_л$, $\varkappa_л$ и ε, т. е. система решается раздельно по три уравнения. Элемент ε получается

Таблица IV.2.3

№ точки	$x_л$	$x_п$	y	№ точки	$x_л$	$x_п$	y
1	0	$-b$	0	*4*	$+b$	0	$+y$
2	$+b$	0	0	*5*	0	$-b$	$-y$
3	0	$-b$	$+y$	*6*	$+b$	0	$-y$

дважды, из каждой группы, что является контролем решения задачи. Из решений уравнений находят:

$$\tau_л = -\frac{f_к \rho}{2by}(q_4 - q_0); \qquad \text{(IV.2.60)}$$

$$\tau_п = -\frac{f_к \rho}{2by}(q_3 - q_5); \qquad \text{(IV.2.61)}$$

$$\varepsilon' = -\frac{f_к \rho}{2y^2}(q_3 + q_5 - 2q_1); \qquad \text{(IV.2.62)}$$

$$\varepsilon'' = -\frac{f_к \rho}{2y^2}(q_4 + q_6 - 2q_2); \qquad \text{(IV.2.62')}$$

$$\varepsilon = \frac{1}{2}(\varepsilon' + \varepsilon'');$$

$$\varkappa_л = -\frac{f_к}{b}\varepsilon - \frac{q_2}{b}\rho; \qquad \text{(IV.2.63)}$$

$$\varkappa_п = -\frac{f_к}{b}\varepsilon - \frac{q_1}{b}\rho. \qquad \text{(IV.2.64)}$$

Точку *2* принимают за начальную и $q_2 = 0$.

Формулы (IV.2.60) — (IV.2.64) приближенные, в них сохранены величины первого порядка малости. Ими пользуются при малых углах наклона аэроснимков и в равнинной местности. В более строгих формулах принимают, что

$$\left.\begin{aligned} y_п &= y_л - q \\ x_п &= x_л - (b + \Delta p) \end{aligned}\right\} \qquad \text{(IV.2.65)}$$

и сохраняют члены второго порядка малости. В этом случае уравнение взаимного ориентирования имеет вид (для кобрдинат точек x и y левого аэроснимка)

$$q = -\frac{xy}{f_к \rho}\tau_л + \frac{y(x-b)}{f_к \rho}\tau_п - \left(\frac{y^2}{f_к} + f_к\right)\frac{\varepsilon}{\rho} - \frac{x\varkappa_л}{\rho} + \frac{(x-b)}{\rho}\varkappa_п -$$

$$- \Delta p \varkappa_п - \frac{xq}{f_к \rho}\tau_л + \frac{y\,\Delta p}{f_к \rho}\tau_п - \frac{yq}{f_к \rho}\varepsilon - \frac{y(\varkappa_л^2 - \varkappa_п^2)}{2\rho^2} -$$

$$-\frac{xy}{f_к}\cdot\frac{\varkappa_л\varepsilon}{\rho^2}-\frac{(x-b)\,y}{f_к}\cdot\frac{\varkappa_п\varepsilon}{\rho^2}+\frac{x\,(x-b)}{f_к\rho^2}(\tau_п\varkappa_л-\tau_л\varkappa_п)+$$

$$+\frac{y^2}{f_к\rho^2}(\tau_л\varkappa_л-\tau_п\varkappa_п)-\frac{x\tau_л\varepsilon}{\rho^2}-\frac{(x-b)}{\rho^2}\tau_п\varepsilon+\frac{y}{2\rho^2}(\tau_л^2-\tau_п^2). \tag{IV.2.66}$$

Определение поправки к разностям продольных параллаксов. Основная формула определения стереофотограмметрическим методом

$$h=\frac{H\,\Delta p}{b+\Delta p} \tag{IV.2.67}$$

дает верные результаты, если измерения производить по строго горизонтальным аэроснимкам, снятым при горизонтальном базисе фотографирования.

Поправка в абсциссу точки аэроснимка за влияние углов наклона α_x и ω, а также угла $\varkappa$ и разности высот базиса фотографирования δH равна

$$\Delta x=\left(\frac{x'^2}{f_к}+f_к\right)\frac{\alpha_x}{\rho}+\frac{x'y'}{f_к\rho}\omega+\frac{y'}{\rho}\varkappa+\frac{x'}{H}\delta H+\frac{x'}{H}\frac{\Delta p}{b}\delta H, \tag{IV.2.68}$$

где x', y' — координаты точки на наклонном аэроснимке.

Применительно к исправлению абсцисс на правом аэроснимке ($x_л = x_п + b + \Delta p$) поправка в разности продольных параллаксов для плановой аэрофотосъемки равна

$$\delta_p=\frac{x_п}{f_к}\left(\frac{2b}{\rho}\alpha_{x_л}-\delta H\right)+\frac{x_п^2}{f_к\rho}(\alpha_{x_л}-\alpha_{x_п})+$$

$$+\frac{x_п y}{f_к\rho}(\omega_л-\omega_п)+\frac{y}{\rho}\left(\varkappa_л-\varkappa_п+\frac{b}{f_к}\omega_л\right)+$$

$$+\frac{2x_п\,\Delta p}{f_к\rho}\alpha_{x_л}+\frac{2b\,\Delta p}{f_к\rho}\alpha_{x_л}+\frac{y\,\Delta p}{f_к\rho}\omega_л. \tag{IV.2.69}$$

При рельефе местности с небольшими высотами членами, содержащими Δp, пренебрегают и пользуются для вычисления поправки δ_p упрощенной формулой

$$\delta_p=\frac{x_п}{f_к}\left(\frac{2b}{\rho}\alpha_{x_л}-\delta H\right)+\frac{x_п^2}{f_к\rho}(\alpha_{x_л}-\alpha_{x_п})+$$

$$+\frac{x_п y}{f_к\rho}(\omega_л-\omega_п)+\frac{y}{\rho}\left(\varkappa_л-\varkappa_п+\frac{b}{f_к}\omega_л\right). \tag{IV.2.70}$$

Поправку δ_p прибавляют к измеренному значению разности продольных параллаксов $\Delta p'$, т. е.

$$\Delta p=\Delta p'+\delta_p,$$

и по формуле (IV.2.67) вычисляют превышение. При этом необходимо знать величину базиса и высоту фотографирования.

Определение базиса и высоты фотографирования. Для плановой аэрофотосъемки базис определяют как среднее из результатов измерений его на левом и правом аэроснимках с учетом поправочных членов

$$b_{ср}=\frac{b_л+b_п}{2}+\frac{f_к}{\rho}(\alpha_{x_л}-\alpha_{x_п})+\frac{b^2}{2f_к\rho}(\alpha_{x_л}-\alpha_{x_п})+\frac{b_л}{2H}\delta H\,. \tag{IV.2.71}$$

Высоту фотографирования H для каждого аэроснимка определяют из показаний радиовысотомера или вычисляют фотограмметрическим способом. В последнем случае по диагоналям аэроснимка

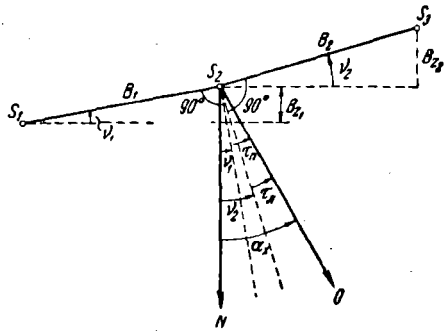


Рис. IV.2.36

выбирают два отрезка, проходящие через главную точку и делящиеся в этой точке пополам. Конечные точки отрезков включают в фотограмметрическую сеть масштаба $1:M$. Измерив длину отрезка l на аэроснимке и в сети фототриангуляции l' и зная масштаб сети, получают

$$H=f_к\frac{l'M}{l}\,. \tag{IV.2.72}$$

Для контроля вычисления повторяют и по второму отрезку.

Определение условных углов наклона аэроснимков. В первом приближении углы наклона аэроснимков и базисов могут быть найдены через углы наклона первого (исходного) снимка и элементы взаимного ориентирования, а именно:

$$\left.\begin{aligned}\alpha_{x_п}&=\alpha_{x_л}+(\tau_п-\tau_л)=\alpha_{x_л}+\Delta\tau\\ \alpha_{y_п}&=\alpha_{y_л}+\varepsilon\end{aligned}\right\}. \tag{IV.2.73}$$

Продольный угол наклона аэроснимка α_x может быть также определен по известному углу наклона базиса фотографирования ν и продольному взаимному углу наклона снимка τ (рис. IV.2.36)

$$\alpha_x=\nu_1+\tau_п=\nu_2+\tau_л. \tag{IV.2.74}$$

В свою очередь, углы наклона базисов находят из показаний статоскопа

$$\operatorname{tg} \nu_l = \frac{\delta H_l}{B}, \qquad \text{(IV.2.75)}$$

где B — величина базиса фотографирования в натуре; δH_l — разность высот соседних центров проектирования, вычисленная по показаниям статоскопа.

Д. ДИФФЕРЕНЦИРОВАННЫЙ МЕТОД СТЕРЕОТОПОГРАФИЧЕСКОЙ СЪЕМКИ

IV.2.24. Схема дифференцированного метода

В дифференцированном методе стереотопографической съемки составление планов и карт разделяется на ряд процессов, каждый из которых выполняется на отдельном, сравнительно простом приборе: определение элементов ориентирования — на стереокомпараторе, рисовка рельефа — на стереометре, составление по аэроснимкам плана — на оптическом проекторе.

Основным прибором при работе этим методом является т о п о г р а ф и ч е с к и й с т е р е о м е т р, на котором по высотным точкам производят ориентирование плановых аэроснимков и рисовку рельефа. Часть из высотных точек определяют в поле геодезическими методами в порядке «привязки аэроснимков», вторую часть получают путем фотограмметрического сгущения высот.

Схема работ при составлении топографических карт этим методом следующая:

1) лентосъемочные и фотолабораторные работы;
2) построение геодезической основы;
3) плановая и высотная привязки аэроснимков. Дешифрирование;
4) определение элементов ориентирования аэроснимков. Развитие планово-высотных фототриангуляционных сетей;
5) стереоскопическая рисовка рельефа на топографических стереометрах;
6) составление из отдельных аэроснимков с отдешифрированными контурами и горизонталями фотопланов или чертежных планов;
7) вычерчивание и оформление оригинала карты.

IV.2.25. Стереометры

Устройство топографического стереометра. Особенностью стереометров, разработанных проф. Ф. В. Дробышевым, является наличие в их конструкции коррекционных устройств, которые автоматически вводят поправки в измеряемые разности продольных параллаксов на плановых аэроснимках за влияние углов наклона снимков и базисов.

Схема топографического стереометра показана на рис. IV.2.37. На станине *8* установлены левая *12* и правая *10* кассеты, на которых укрепляются аэроснимки (отпечатки). При помощи кремальеры *11* эти кассеты перемещаются вдоль оси абсцисс прибора. Левая кас-

сета имеет дополнительное (параллактическое) перемещение вдоль оси абсцисс, величина которого измеряется микрометренным винтом *1* с ценой деления 0,01 мм.

По направляющим *4*, принятым за ось ординат, при помощи винта *7* перемещается наблюдательная система *6*, представляющая собой линзово-зеркальный стереоскоп с увеличением около $2^{\times}$. Для устранения возникающего поперечного параллакса левая линза стереоскопа может перемещаться винтом *13* параллельно оси *У*.

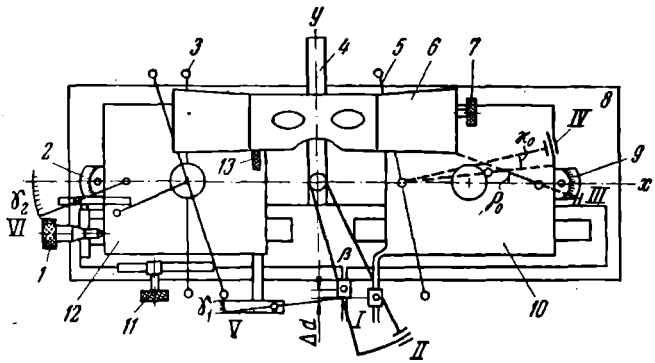


Рис. IV.2.37

Над кассетами прибора натянуты нити *3* и *5*, которые являются измерительными марками. Кассеты могут вращаться в своих плоскостях и закрепляются винтами *2* и *9*. Повороты кассет отсчитываются по соответствующим шкалам с ценой деления 2′. С правой кассетой связаны коррекционные устройства *I*, *II*, *III* и *VI*, которые автоматически вводят в соответствии с формулой (IV.2.70) поправки в разность продольных параллаксов. С левой кассетой связаны дополнительные коррекционные устройства *V* и *VI*, предназначенные для введения поправок в районах со значительным рельефом в соответствии с формулой IV.2.69.

Коррекционные устройства. Первое и второе (или масштабно-конвергентное) коррекционные устройства работают совместно и решают задачу автоматического введения поправки за влияние первых двух членов формулы (IV.2.70). Первое устройство (рис. IV.2.38) представляет собой систему из двух рычагов с движками: рычага *6*, жестко скрепленного с общим суппортом *2*, и рычага *8* — с суппортом правой кассеты *4*.

Величина дополнительного перемещения правой кассеты зависит, во-первых, от разности длины рычагов *6* и *8* и, во-вторых, от величины угла β между линейками *1* и *5*. Если установить угол $\beta = 0$, т. е. сделать линейки *1* и *5* параллельными, то при длине рычагов от центра вращения *3* до роликов *9* и *7*, соответственно равной d_1 и d_2, дополнительное перемещение вдоль оси абсцисс некоторой точки на правом аэроснимке по сравнению с перемеще-

нием идентичной точки на левом снимке может быть найдено из выражения

$$\Delta x_1 = \frac{x_п \Delta d}{d_1}, \qquad \text{(IV.2.76)}$$

где $x_п$ — абсцисса точки на правом аэроснимке; $\Delta d = d_2 - d_1$.

Это и есть формула влияния первого коррекционного устройства.

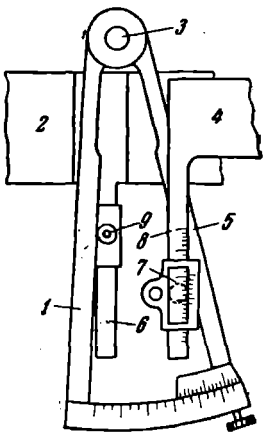


Рис. IV.2.38

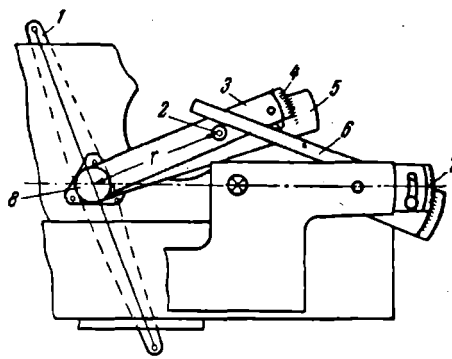


Рис. IV.2.39

Если установить длину рычагов равной, т. е. $d_1 = d_2$, и раздвинуть конвергентные линейки на угол $\beta \neq 0$, то влияние второго коррекционного устройства на абсциссы точек правого аэроснимка выразится формулой

$$\Delta x_2 = \frac{x_п^2 \operatorname{tg} \beta}{d_1} \approx \frac{x_п^2 \beta}{d_1 \rho}, \qquad \text{(IV.2.77)}$$

где ρ — радиан.

Третье и четвертое коррекционные устройства (рис. IV.2.39) позволяют автоматически вводить поправки за влияние третьего и четвертого членов формулы (IV.2.70) путем дополнительного поворота правой измерительной нити. Третье устройство состоит из линейки *3* и рычага *6*. При установке на шкале *7* угла ρ_0 рычаг *6* через ролик *2* повернет линейку *3*, а значит и нитедержатель *1* на некоторый угол, изменяя абсциссы точек правого аэроснимка на величину

$$\Delta x_3 = \frac{x_п y}{r} \operatorname{tg} \rho_0 \approx \frac{x_п y}{r} \frac{\rho_0}{\rho}, \qquad \text{(IV.2.78)}$$

где r — длина линейки *3* от оси вращения *8* до оси ролика *2*; $x_п$, y — координаты наблюдаемой точки на правом аэроснимке.

Четвертое коррекционное устройство состоит из линейки *5* со шкалой *4*. Линейка жестко связана с нитедержателем *1* и может

вращаться вместе с ним около оси *8*. Поворот линейки *5* на угол $\varkappa_0$ ведет к повороту на этот же угол нитедержателя, вызывая дополнительно смещение точек на правом снимке вдоль оси абсцисс на величину

$$\Delta x_4 = y \operatorname{tg} \varkappa_0 \approx y \frac{\varkappa_0}{\rho}. \qquad \text{(IV.2.79)}$$

При замене поправки в разность продольных параллаксов поправкой в абсциссу правого снимка

$$\delta_p = -\Delta x_п.$$

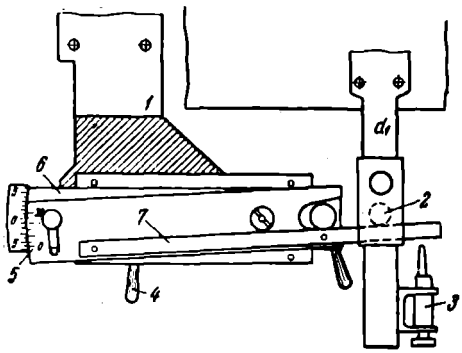


Рис. IV.2.40

Для обработки снимков местности со значительным рельефом топографический стереометр имеет два дополнительных коррекционных устройства, которые учитывают согласно уравнению (IV.2.69) члены, содержащие величину Δp.

Первое дополнительное, или п я т о е, коррекционное устройство автоматически вводит поправку за влияние члена уравнения (IV.2.69)

$$\delta'_p = \frac{2x_п \Delta p}{f_к \rho} \alpha_{x_л} \qquad \text{(IV.2.80)}$$

или

$$\delta'_p = -\Delta x_5 = \frac{x_п \Delta p}{d_1} \cdot \frac{\gamma_1}{\rho}, \qquad \text{(IV.2.80')}$$

где

$$\gamma_1 = \frac{2d_1 \alpha_{x_л}}{f_к}.$$

Дополнительное смещение этим устройством правого снимка на величину $-\Delta x_5$ происходит путем изменения длины левого рычага d_1 масштабно-конвергентного устройства (рис. IV.2.40).

На кронштейне *1*, скрепленном с суппортом левой кассеты, передвигается линейка *6* с рычагом *7*.

Если по результатам предварительного ориентирования определить угол γ_1 и установить его на шкале *5*, оттянув при этом

фиксатор *3* и закрепив винт *4*, то при перемещении левой кассеты параллактическим винтом на некоторую величину Δp рычаг *7*, повернутый на угол γ_1, передвинет движок *2* рычага d_1, вызывая тем самым смещение правой кассеты на величину, определяемую формулой (IV.2.80′).

Второе дополнительное, или шестое, коррекционное устройство учитывает член уравнения (IV.2.69)

$$\delta_p'' = -\Delta x_6 = \frac{y\,\Delta p}{f_к \rho}\,\omega_л, \qquad \text{(IV.2.81)}$$

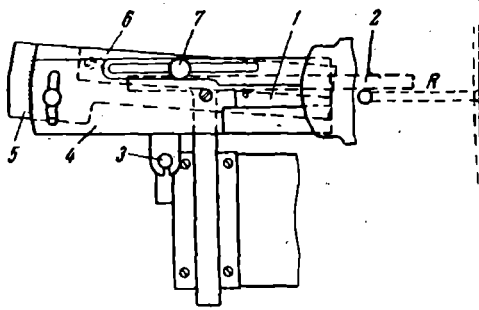


Рис. IV.2.41

или

$$\delta_p'' = \frac{y\,\Delta p}{R}\cdot\frac{\gamma_2}{\rho}, \qquad \text{(IV.2.81′)}$$

где $\gamma_2 = R\omega_л/f_к$; R — длина рычага нитедержателя.

Конструктивно это коррекционное устройство связано с нитедержателем левого снимка, сообщая дополнительное смещение в абсциссы точек при помощи поворота левой нити. Схема показана на рис. IV.2.41.

На суппорте левой кассеты укреплен кронштейн *1* с направляющими, вдоль которых передвигается линейка *4*. Если определить угол γ_2 и установить рычаг *6* на этот угол по шкале *5*, открепив фиксатор *3* и закрепив винт *7*, то перемещение параллактическим винтом левой кассеты на величину Δp вызовет поперечное смещение Г-образного рычага *2* и поворот левого нитедержателя на некоторый угол $\Delta\varkappa_0$, чем автоматически вводится поправка в разность продольных параллаксов согласно формуле (IV.2.81′).

Член уравнения (IV.2.69)

$$\delta_p''' = \frac{2b\,\Delta p}{f_к \rho}\,\alpha_{x_л}, \qquad \text{(IV.2.82)}$$

не зависящий от координат точек аэроснимка, коррекционными устройствами не учитывается. Его вычисляют и дополнительно вводят в отсчет по параллактическому винту.

Таким образом, суммарная поправка в разность продольных параллаксов, вызванная действием всех шести коррекционных устройств, выражается формулой

$$\delta_p = -\frac{x_п}{d_1}\Delta d - \frac{x_п^2}{d_1}\cdot\frac{\beta}{\rho} - \frac{x_п y}{r}\cdot\frac{\rho_0}{\rho} - y\frac{\varkappa_0}{\rho} + \\ + \frac{x_п \Delta p}{d_1}\frac{\gamma_1}{\rho} + y\frac{\Delta p}{R}\frac{\gamma_2}{\rho}. \qquad \text{(IV.2.83)}$$

Чтобы на стереометре были измерены истинные разности продольных параллаксов, необходимо соблюдение равенства правых частей формул (IV.2.69) и (IV.2.83). На основании этого равенства можно найти величины установочных элементов для отдельных коррекционных устройств

$$\left.\begin{aligned} \Delta d &= \frac{d_1}{f_к}\left(\delta H - \frac{2b}{\rho}\alpha_{x_л}\right) \\ \beta &= \frac{d_1}{f_к}\left(\alpha_{x_п} - \alpha_{x_л}\right) \\ \rho_0 &= \frac{r}{f_к}(\omega_п - \omega_л) \\ \varkappa_0 &= \varkappa_п - \varkappa_л - \frac{b}{f_к}\omega_л \\ \gamma_1 &= \frac{2d_1}{f_к}\alpha_{x_л} \\ \gamma_2 &= \frac{R}{f_к}\omega_л \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(IV.2.84)}$$

Для вычисления установочных величин по формулам (IV.2.84) необходимо знать элементы ориентирования аэроснимков.

О поверках топографических стереометров. В топографических стереометрах должны выполняться следующие условия:

1) движения общего суппорта и суппортов кассет должны быть прямолинейными и параллельными оси абсцисс прибора;

2) центры вращения кассет должны совпадать с намеченными перекрестиями и располагаться на оси абсцисс;

3) измерительная нить левой кассеты должна быть перпендикулярна к оси абсцисс;

4) ось вращения нитедержателя при наведении нити на центр кассеты должна совпадать с осью вращения последней;

5) грани рычагов первого коррекционного устройства должны быть перпендикулярны к оси абсцисс, а продольного плеча Г-образного рычага шестого коррекционного устройства — параллельны этой оси.

Обычно выполнение указанных условий гарантируется заводом — изготовителем приборов. Их поверка производится при помощи двух контрольных стеклянных решеток, центрированных в кассетах и ориентированных по осям прибора. В середине измерительных нитей навязывают узелки, которые при движении кассет не должны сходить с соответствующих линий решетки.

Несовпадение измерительных нитей и граней с соответствующими линиями решетки, а также отклонения движений кассет от прямой не должны превышать 0,1—0,2 мм. При нарушении этой точности прибор сдают в мастерские для юстировки.

Одновременно с поверкой прибора определяют места нулей всех шкал и длины рычагов коррекционных устройств.

IV.2.26. Обработка аэроснимков на топографическом стереометре

Ориентирование аэроснимков по установочным элементам. Ориентировать аэроснимки на стереометре — значит привести коррекционные устройства прибора в такое положение, при котором измеряемые разности продольных параллаксов будут равны их истинному значению, т. е. соответствовать горизонтальному случаю аэрофотосъемки. Ориентирование аэроснимков на стереометре может быть выполнено двумя способами:

а) по установочным элементам;

б) по опорным высотным точкам.

Установочные элементы Δd, β, ρ_0, $\varkappa_0$, γ_1 и γ_2 вычисляют по известным углам ориентирования аэроснимков (см. формулы (IV.2.84)) и устанавливают с учетом места нулей на шкалах соответствующих коррекционных устройств. Ориентировав аэроснимки по начальным направлениям, приступают к измерениям исправленных разностей продольных параллаксов и к рисовке рельефа.

Однако современные способы определения элементов внешнего ориентирования аэроснимков в полете не обеспечивают необходимой точности. Поэтому обычно снимки ориентируют по опорным высотным точкам.

Ориентирование аэроснимков на стереометре по опорным высотным точкам. При ориентировании аэроснимков по высотным точкам изменением коррекционных устройств добиваются равенства измеренных и вычисленных по известным превышениям разностей (продольных параллаксов). Так как в уравнении поправок (IV.2.69) шесть неизвестных величин δH, $\alpha_{x_л}$, $\Delta\alpha_x$, ε, $\Delta\varkappa$ и $\omega_л$, для решения задачи необходимо знать шесть превышений или отметки семи точек. Задача решается методом приближений.

Схемы расположения опорных высотных точек и действия коррекционных устройств показаны на рис. IV.2.42. Опорные точки должны совпадать с резкими контурами аэроснимка, поэтому возможны некоторые отступления от строгой схемы, но не более чем на 1 см.

В производственных условиях обычно определяют взаимный продольный угол наклона аэроснимков и устанавливают на шкале конвергентного устройства угол β с учетом его знака (рис. IV.2.43). Это дает возможность выполнить ориентирование по шести точкам без третьей высотной точки.

Ориентирование аэроснимков равнинной местности производится установкой только четырех основных корректоров (на шкалах корректоров γ_1 и γ_2 ставят их места нулей). В горных районах ориентирование выполняют в два приема: сначала устанавливают четыре основных корректора, а затем — два дополнительных.

Зная геодезическое превышение h между опорными точками и определив высоту фотографирования H_1 над первой (начальной) точкой и базис аэроснимка b, вычисляют по формуле

$$\Delta p = \frac{b}{H_1 - h} h \qquad \text{(IV.2.85)}$$

истинные разности продольных параллаксов для точек *2—7*, записывая их в журнал. Аэроснимки закладывают в стереометр, ориентируют по начальным направлениям и приступают к ориентированию по высотным точкам в первом приближении.

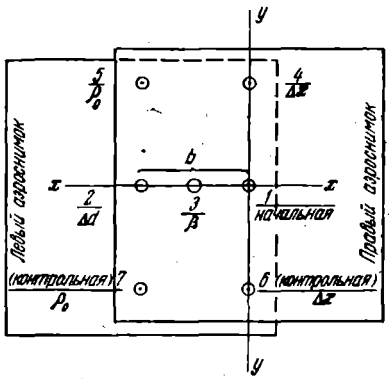


Рис. IV.2.42

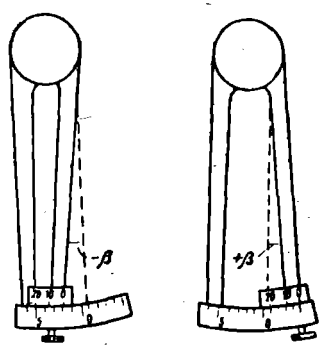


Рис. IV.2.43

Стереоскопически визируют на первую (начальную) точку и берут отсчет по параллактическому винту. Прибавив к отсчету вычисленное значение Δp для точек *2*, *4* и *5*, получают отсчеты, которые «должны быть» при наблюдениях этих точек, и записывают их в журнал. Устанавливают на параллактическом винте вычисленный отсчет второй точки и переходят к наблюдениям ее. Перемещая движок Δd масштабно-коннергентного устройства, добиваются касания нити поверхности модели в этой точке. Аналогично установив на параллактическом винте вычисленное значение отсчета точки *4*, а затем точки *5* и изменяя установку коррекционных устройств соответственно $\varkappa_0$ и ρ_0, добиваются наведения нити на указанные точки. Если отличие контрольных отсчетов на точках *2*, *4* и *5* от вычисленных не превышает $\pm$ 0,10 мм, то переходят к ориентированию во втором приближении. В противном случае повторяют наведения на первую точку, вновь вычисляют отсчеты, которые «должны быть» на точках *2*, *4* и *5*, и коррекционными устройствами Δd, $\varkappa_0$ и ρ_0 устраняют разности измеренных и вычисленных отсчетов.

Второе приближение начинают с тщательного наведения на начальную точку и вычисления отсчетов. Установкой коррекционных устройств Δd и $\varkappa_0$ на точках *2* и *4* добиваются равенства измеренных и вычисленных отсчетов в пределах $\pm$0,03 мм. Затем наблюдают контрольную точку *6*. Если измеренный на этой точке отсчет отличается от вычисленного на величину, превышающую

0,03 мм, то разность распределяется поровну на точки *4* и *6* (точнее, пропорционально ординатам точек). Изменив на эту полуразность вычисленные отсчеты на точках *4* и *6*, коррекционным устройством $\varkappa_0$ добиваются точного совпадения измерительной нити с указанными точками. Проверив неизменность отсчетов на точках *1* и *2* и при необходимости повторив измерения, переходят к наблюдениям точки *5* и контрольной точки *7*, действуя устройством ρ_0 и при необходимости изменяя на полуразность вычисленные отсчеты на этих точках.

Если при повторном наблюдении разности между измеренными и вычисленными отсчетами на всех точках, включая контрольные, не превосходят $\pm 0{,}03$ мм, то ориентирование аэроснимков считают законченным, записывают в журнал отсчеты по шкалам коррекционных устройств и переходят к рисовке рельефа.

В районах со значительным рельефом по результатам первого приближения определяют величины Δd и $\Delta\varkappa_0$ как разность отсчетов соответственно на рычаге d_2 первого коррекционного устройства и шкале четвертого корректора после приближенного ориентирования и их мест нулей и вычисляют углы γ_1 и γ_2 по формулам

$$\left.\begin{aligned}\gamma_1 &= \frac{\Delta d}{b}\rho' \\ \gamma_2 &= \frac{R}{b}\Delta\varkappa_0\end{aligned}\right\}, \qquad \text{(IV.2.86)}$$

где b — базис аэроснимка; R — длина рычага левого нитедержателя.

По формуле (IV.2.82) находят постоянную поправку δ_p''. Затем наводят нить на первую (начальную) точку и устанавливают на угол γ_1 рычаг *7* (см. рис. IV.2.40) и на угол γ_2 рычаг *6* (см. рис. IV.2.41), включая в работу первое и второе дополнительные коррекционные устройства. По измеренному отсчету на первую точку и вычисленным значениям $\Delta p - \delta_p''$ определяют установочные отсчеты параллактического винта для всех точек, по которым производят ориентирование аэроснимков во втором приближении.

Рисовка рельефа на топографическом стереометре. Закончив ориентирование аэроснимков, для каждой горизонтали вычисляют установочный отсчет по параллактическому винту. Число горизонталей определяют по отметкам самой низкой и самой высокой точек стереопары. По превышению над начальной точкой каждой пятой горизонтали определяют по формуле (IV.2.85) разность Δp, которую прибавляют к отсчету на начальную точку, получая установочные отсчеты для этих горизонталей. Установочные отсчеты для промежуточных горизонталей находят путем простого интерполирования.

Рисовку горизонталей обычно начинают на участках с ярко выраженным рельефом. Установив на параллактическом винте отсчет, соответствующий некоторой средней горизонтали участка, и стереоскопически наблюдая местность, находят точки, в которых измерительная нить касается модели местности. Передвигая вдоль оси абсцисс стереопару и вдоль оси ординат наблюдательную систему и непрерывно отмечая карандашом на правом аэроснимке точки касания нити модели местности, получают горизонталь. Проверив повторным наблюдением правильность рисовки заданной

горизонтали, устанавливают на параллактическом винте новый отсчет и переходят к рисовке следующей горизонтали.

На участках с большой разностью высот и крутыми склонами рекомендуется сначала рисовать рельеф через несколько горизонталей, выявляя общую его закономерность, а затем проводить промежуточные горизонтали. На участках с пологими склонами и слабовыраженным рельефом рисовка горизонталей контролируется частым наведением нити на отдельные точки и вычислением их отметок.

В лесных районах к установочному отсчету горизонтали прибавляют разность продольных параллаксов, вычисленную по средней высоте леса на данном участке. Рисовку рельефа здесь проверяют по точкам на отдельных полянах, просеках, берегах рек. При крупномасштабной аэрофотосъемке приходится учитывать высоту кустарников, сельскохозяйственных культур, травяного покрова.

Закончив рисовку рельефа на стереопаре, проверяют, не нарушилось ли ориентирование аэрофотоснимков. Проверку выполняют наведением измерительной нити на все опорные высотные точки. Взятые по параллактическому винту отсчеты в пределах точности измерений не должны отличаться от тех, которые записаны в журнале ориентирования стереопары.

При окончательной отделке горизонталей добиваются топографической выразительности рельефа, обращая внимание на правильность изображения отдельных его форм с точки зрения геоморфологических особенностей снимаемого участка.

IV.2.27. Составление топографического плана

Заключительным этапом дифференцированного метода является переход от центральной проекции аэроснимка к ортогональной проекции плана.

В равнинной местности, где обычно составляют фотопланы, этот переход прост. Горизонтали и результаты дешифрирования с отдельных аэроснимков переносят на фотопланы по контурам на глаз или под стереоскопом.

В горных районах этот переход сложнее. Здесь или создают на щелевых трансформаторах ортофотопланы, или составляют при помощи одиночных оптических проекторов чертежные планы.

На планшет с нанесенными точками плановой опоры (опознаками, трансформационными точками) проектируют уменьшенный аэронегатив и, изменяя масштаб изображения, наклоняя и поворачивая камеру, добиваются совмещения изображения точек с их положением на планшете. Затем перерисовывают на планшет изображение контуров и горизонталей (по зонам). Высоту зоны и поправку за рельеф рассчитывают по тем же формулам, что и при транспортировании.

Для перехода из одной зоны в другую проектор перемещают по высоте на величину

$$\Delta Z = Z \frac{h}{H_1}, \qquad \text{(IV.2.87)}$$

где Z — высота проектора над планшетом; h — высота (ступень) зоны; H_1 — высота фотографирования над средней плоскостью начальной зоны.

Положение оптического проектора для последующих зон может быть также найдено по изменению масштаба изображения некоторого отрезка, длина которого в начальной зоне равна l. При переходе в следующую зону эта длина изменится на величину

$$\Delta l = \frac{l \cdot h}{f_K M}, \qquad \text{(IV.2.88)}$$

где M — знаменатель масштаба плана.

Е. УНИВЕРСАЛЬНЫЙ МЕТОД СТЕРЕОТОПОГРАФИЧЕСКОЙ СЪЕМКИ

IV.2.28. Сущность метода

Универсальный метод стереотопографической съемки основан на определении пространственного положения точек местности при помощи фотограмметрических засечек, осуществляемых обратным проектированием пары аэроснимков. В отличие от дифференцированного метода в универсальном применяются сложные приборы, позволяющие одному наблюдателю последовательно выполнять на приборе все процессы создания по аэроснимкам оригиналов планов и карт: взаимное и геодезическое ориентирование, фотограмметрическое сгущение опорных точек, рисовку рельефа и ситуации.

Универсальные приборы имеют проектирующие камеры, восстанавливающие геометрическую модель местности. Эту модель стереоскопически наблюдают и измеряют с высокой точностью в пространственной системе координат и планы местности строят в ортогональной проекции. Поэтому универсальные приборы с одинаковым успехом применяются как в равнинных, так и в горных районах. Значительным достоинством этого метода является и то, что процесс построения и измерения модели местности достаточно механизирован и, как правило, не требует каких-либо сложных вычислений.

В зависимости от конструктивной формы осуществления фотограмметрической засечки различают универсальные приборы оптического проектирования (двойной проектор, мультиплекс, стереопланиграф) и приборы механической засечки (автографы, стереопроекторы, стереографы и др.).

В универсальных приборах иностранных типов восстанавливается строго подобная связка проектирующих лучей, т. е. в приборах применяются проектирующие камеры, которые являются копией аэрофотосъемочной камеры. Хотя это и дает высокую точность построения модели, но ограничивает применение таких стереоприборов, так как на них нельзя обрабатывать аэроснимки, полученные другими АФА.

Отечественные универсальные приборы основаны на принципе преобразованных связок проектируемых лучей; на них можно обрабатывать аэроснимки, полученные как нормальными, так и широкоугольными аэросъемочными камерами.

IV.2.29. Мультиплекс

Принцип устройства. Мультиплекс — это многопроекторный оптический прибор, предназначенный для создания топографических карт средних масштабов и развития фототриангуляции. В состав прибора входят до 24 проекторов, дающих на экране изображение аэроснимков (диапозитивов), предварительно уменьшенных до размера 4 × 6 или 6 × 6 см. По этим изображениям при продольном перекрытии аэроснимков более 50% можно создать и измерять оптическую модель местности значительной длины.

Мультиплекс представляет собой стол с зеркальным стеклом — экраном, который имеет две вертикальные стойки, соединенные между собой поперечной штангой. Эта штанга с подвешенными на ней проекторами может передвигаться по стойкам и наклоняться в продольном и поперечном направлениях.

Каждый проектор имеет три линейных (базисных) перемещения вдоль соответствующих осей прибора X, Y, Z — продольное b_x, поперечное b_y, вертикальное b_z и три угловых наклона — вдоль маршрута α, поперек маршрута ω, поворот в своей плоскости $\varkappa$. В осветители проекторов вкладывают светофильтры, окрашивающие изображение диапозитивов в соседних проекторах в дополнительные цвета (зеленый и красный).

На экране изображения снимков наблюдают при помощи измерительного и нескольких простых столиков. Измерительный столик состоит из подковообразного основания с устройством для карандаша или иглы, перемещающегося по вертикальным направляющим экрачика со светящейся точкой — маркой в центре. Перемещение экрачика фиксируется по отсчетному приспособлению с ценой делений 0,1 мм. Светящаяся марка и основание карандаша лежат на одной отвесной линии.

Модель на экрачике столика стереоскопически наблюдают при помощи анаглифических очков (зеленого и красного цвета) и измеряют светящейся маркой. Карандашное устройство вычерчивает на планшете в ортогональной проекции горизонтали и контуры местности в масштабе наблюдаемой модели, который может быть подсчитан по формуле

$$\frac{1}{M_м} = \frac{D}{f_к M_а} = \frac{1}{H/D}, \qquad \text{(IV.2.89)}$$

где D — расстояние от плоскости экрана до оптического центра проектора; $1 : M_а$ — масштаб аэроснимков; H — высота фотографирования.

Изготовление уменьшенных для проектора диапозитивов производят на особом фотоуменьшителе. Коэффициент уменьшения равен

$$n = \frac{f_п}{f_к},$$

где $f_п$ — фокусное расстояние проектирующей камеры мультиплекса (для нормальных проекторов $f_п = 45$ мм, для широкоугольных $f_п = 22$ мм, для сверхширокоугольных $f_п = 21$ мм); $f_к$ — фокусное расстояние аэросъемочной камеры.

Рабочими поверками мультиплекса являются:

1) поверка измерительного столика;

2) поверка положения главной точки прикладных рамок проекторов;

3) определение фокусных расстояний проектирующих камер;

4) определение места нулей шкал базисных компонентов.

Взаимное ориентирование аэроснимков. Каждый проектор восстанавливает подобную связку проектирующих лучей. Для образования геометрической модели соседние связки необходимо взаимно ориентировать. Эта задача решается методом последовательных приближений путем устранения поперечных параллаксов на шести стандартно расположенных точках (рис. IV.2.44).



Рис. IV.2.44

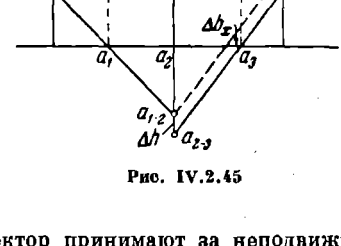


Рис. IV.2.45

Так как обычно левый проектор принимают за неподвижный и относительно его ориентируют правый проектор, при некоторой величине установленного базиса b_x используют систему элементов взаимного ориентирования: $\Delta\alpha_x$, $\Delta\omega$, $\Delta\varkappa$, b_y, b_z.

Проекторы с диапозитивами устанавливают на приборе горизонтально по накладному уровню. Величину компонента b_x определяют по формуле

$$b_x = \frac{M_a}{M_м} b, \qquad \text{(IV.2.90)}$$

где M_a, $M_м$ — соответственно знаменатели масштабов аэроснимка и модели на экране; b — базис аэроснимка.

При установке b_x на приборе учитывается, чтобы модель расположилась в зоне наилучшей резкости.

Включив освещение первого и второго проекторов, получают на экранчике столика изображения участков позитивов, окрашенные в зеленый и красный цвета. Разворотами проекторов по $\varkappa$ примерно ориентируют снимки по начальным направлениям. Согласно схеме (см. рис. IV.2.44) на левом снимке выбирают контурную точку 1 и совмещают с ней светящуюся марку измерительного столика. На изображении правого снимка эту точку совмещают с маркой перемещением столика по высоте (устранение продольного параллакса) и движением b_y правого проектора (уничтожение поперечного параллакса).

Устранение поперечного параллакса на точке *2* выполняется движением правого проектора по $\varkappa'$, а на точке *3* — движением b_z. Так как после вращения камеры по ω' достигнутое на предыдущих

точках пересечение соответственных лучей нарушается, чтобы ускорить процесс взаимного ориентирования, в точке *1* устраняют поперечный параллакс на величину, бо́льшую, чем необходимо, т. е. с некоторым «коэффициентом запаса», определяемым из опыта. Затем повторяют ориентирование, начиная вновь с точки *1*, и т. д.

Если поперечный параллакс отсутствует на всех пяти точках и шестой контрольной, то он должен отсутствовать и на любой другой точке модели, т. е. стереопара взаимно ориентирована.

Для построения модели маршрута к первой стереопаре подориентируют третий, четвертый и последующие аэроснимки. Масштаб второй модели приводят к масштабу первой по высоте точки *a* (рис. IV.2.45), расположенной на середине тройного перекрытия. При наблюдениях первой стереопары марку наводят на точку a_{1-2}. Выключив первый проектор и включив третий, наблюдают в стереопаре *2—3* одноименную точку a_{2-3}. Вследствие неравенства масштабов во второй стереопаре высота точки *a* будет отличаться на некоторую величину Δh от первой. Чтобы привести масштаб второй модели к первой, необходимо третий проектор передвинуть на величину Δb_x и совместить марку, установленную на высоту первой модели по точке a_{1-2}, с точки второй модели a_{2-3}, т. е. установить равенство сторон S_3a_{1-2} и S_2a_{2-3}.

Для контроля и повышения точности ориентирования масштаб передают и по двум боковым точкам тройного перекрытия.

Внешнее ориентирование модели. Внешнее (геодезическое) ориентирование построенной модели состоит в ее масштабировании, т. е. определении масштаба или приведении к заданному масштабу, и ее горизонтировании, т. е. определении углов поворота относительно геодезической системы координат и при ведении высот к уровенной поверхности. Для внешнего ориентирования необходимо иметь минимум три точки: две с известными тремя координатами, а третью, у которой известна только высота.

Масштаб модели равен

$$\frac{1}{M_м}=\frac{l_{1-2}}{L_{1-2}}, \qquad \text{(IV.2.91)}$$

где L_{1-2} — расстояние между опорными точками *1* и *2* на местности вычисленное по координатам этих точек,

$$L_{1-2}=\sqrt{(X_2-X_1)^2+(Y_2-Y_1)^2+(H_2-H_1)^2}, \qquad \text{(IV.2.92)}$$

l_{1-2} — расстояние между этими же точками на оптической модели.

Для определения расстояния l_{1-2} стереоскопически наводят на точки *1* и *2* модели, берут отсчеты h_1 и h_2 по шкале измерительного столика и фиксируют положение этих точек на экране. Тогда

$$l_{1-2}=\sqrt{d_{1-2}^2+(h_2-h_1)^2}, \qquad \text{(IV.2.93)}$$

где d_{1-2} — измеренное на экране расстояние между точками *1* и *2*.

Для приведения оптической модели к заданному масштабу карты 1 : $M_к$ вычисляют масштабный коэффициент

$$K_M=\frac{1}{M_к}:\frac{1}{M_м}=\frac{M_м}{M_к}. \qquad \text{(IV.2.94)}$$

На этот коэффициент умножают базисные величины b_x, b_y, b_z каждого проектора и соответственно исправляют положение проекторов.

Для горизонтирования модели вычисляют превышения второй и третьей опорных точек над первой в масштабе модели и устанавливают на эти высоты измерительные столики. Передвигая столики по экрану и наклоняя штангу с проекторами в продольном и поперечном направлениях, методом приближений добиваются точного совмещения точек оптической модели с заданными по высоте марками столиков. Контроль горизонтирования модели осуществляется по дополнительным высотным точкам.

Рисовка рельефа и контуров. Закончив построение и ориентирование модели, приступают к рисовке рельефа и контуров на отдельных стереопарах при помощи измерительного столика.

Для этого предварительно по масштабу модели и высоте сечения вычисляют отсчеты по шкале измерительного столика, которые соответствуют отметкам горизонталей. Установив на шкале столика отсчет для выбранной горизонтали и включив первый и второй проекторы, путем передвижения столика находят на наблюдаемой модели точку, в которой марка касается ее поверхности. Опустив карандашное устройство и не меняя высоты экранчика, передвигают столик таким образом, чтобы светящаяся марка все время скользила по поверхности модели. Карандаш в этом случае будет рисовать на экране (планшете) горизонталь. Установив на шкале столика новые отсчеты, рисуют следующие горизонтали.

При вычерчивании ситуации светящейся маркой обводят контуры, при этом не только передвигают измерительный столик, но и меняют его высоту, следя за тем, чтобы марка удерживалась в точках контура на поверхности модели. В это время карандашное устройство будет фиксировать на планшете ортогональную проекцию контура в масштабе модели.

Закончив обработку стереопары и выключив первый проектор, включают третий проектор и обрабатывают вторую стереопару. Так последовательно составляют план на весь участок. План тщательно корректируют, дополняют материалами полевого дешифрирования, сводят отдельные участки в трапеции карты заданного масштаба.

IV.2.30. Универсальные приборы для обработки аэроснимков с преобразованными связками проектирующих лучей

Особенности обработки аэроснимков с преобразованными связками. В приборах с преобразованными связками объективы проектирующих камер не идентичны аэрофотосъемочным ($f_п \neq f_к$) и на них можно обрабатывать аэроснимки, снятые АФА с различными фокусными расстояниями.

При восстановлении модели местности по преобразованным связкам плановые координаты на горизонтальных аэроснимках не изменяются, наблюдается только пропорциональное искажение высот точек модели. В результате этого вертикальный масштаб $1 : M_в$ модели отличен от горизонтального $1 : M_г$ и равен

$$\frac{1}{M_в} = K\frac{1}{M_г}, \qquad \text{(IV.2.95)}$$

где K — коэффициент преобразования связок, или аффинности, равный отношению $f_п/f_к$.

Для получения достоверных результатов при обработке аэроснимков с небольшими углами наклона на приборах с преобразованными связками необходимо:

а) вместо углов наклона аэроснимка α_x и ω наклонить проектирующие камеры прибора на новые углы, равные

$$\left.\begin{aligned} \alpha'_x &= K\,\alpha_x \\ \omega' &= K\omega \end{aligned}\right\}; \qquad \text{(IV.2.96)}$$

б) ввести децентрацию аэроснимков на величины

$$\left.\begin{aligned} \Delta_x &= \frac{1}{2}\cdot\frac{\alpha'_x}{\rho} f_п\left(1-\frac{1}{K^2}\right) = \frac{1}{2}\cdot\frac{\alpha_x}{\rho} f_к\,(K^2-1) \\ \Delta_y &= \frac{1}{2}\cdot\frac{\omega'}{\rho} f_п\left(1-\frac{1}{K^2}\right) = \frac{1}{2}\cdot\frac{\omega}{\rho} f_к\,(K^2-1) \end{aligned}\right\}; \qquad \text{(IV.2.97)}$$

в) при ориентировании и измерении модели иметь в виду, что согласно формуле (IV.2.95) ее вертикальный масштаб не равен горизонтальному.

Оригинальная особенность применяемых в СССР приборов с преобразованными связками (стереопроектор, стереограф) состоит в том, что в этих приборах результаты, измеренные в данной точке модели, трансформируются при помощи особых коррекционных устройств к горизонтальному случаю съемки, т. е. в приборах осуществлена коррекция измеренных величин в текущей точке.

Стереопроектор СПР-2. Стереопроектор Г. В. Романовского — высокоточный универсальный прибор для крупномасштабных съемок, на котором могут обрабатываться плановые аэроснимки, полученные АФА с фокусным расстоянием от 55 до 210 мм. Схема прибора показана на рис. IV.2.46. Соотношение между масштабами фотографирования и плана может меняться в пределах 0,5—2.

В приборе осуществлена механическая засечка, которая выполняется при помощи точных проектирующих рычагов, вращающихся вокруг центров проектирования. Аэроснимки в кассетах всегда занимают горизонтальное положение, и их измеряют при ортогональном расположении лучей зрения, что весьма удобно для наблюдений.

Для учета влияния углов наклона аэроснимков прибор имеет коррекционные механизмы.

Основанием прибора служат направляющие оси Y, по которым правым штурвалом передвигается мостик K_Y с кареткой абсцисс K_X. При помощи левого штурвала эта каретка может перемещаться по своим направляющим вдоль оси X. Каретка абсцисс несет карандашное устройство M_0, ортогонально проектирующее результаты измерений модели на экран, и колонку оси Z. На последней размещена базисная каретка (каретка высот) K_Z, позволяющая устанавливать компоненты базиса проектирования b_X, b_Y, b_Z. Каретка высот при помощи ножной педали может перемещаться по высоте.

Движения кареток по осям X и Y прибора могут быть зафиксированы на счетчиках с точностью до 0,1 мм и графически отмечены

на планшете, расположенном на экране. Перемещения каретки высот по оси Z отсчитываются по счетчику высот с точностью до 0,01 мм.

С кареткой высот соединены основания проектирующих рычагов C и C', вращающихся при перемещении этой каретки вокруг центров проектирования S и S'. Эти рычаги в верхней части связаны с каретками аэроснимков L и R и могут передвигать их вдоль осей X и Y прибора, подводя под микроскопы наблюдательной системы идентичные точки стереопары.

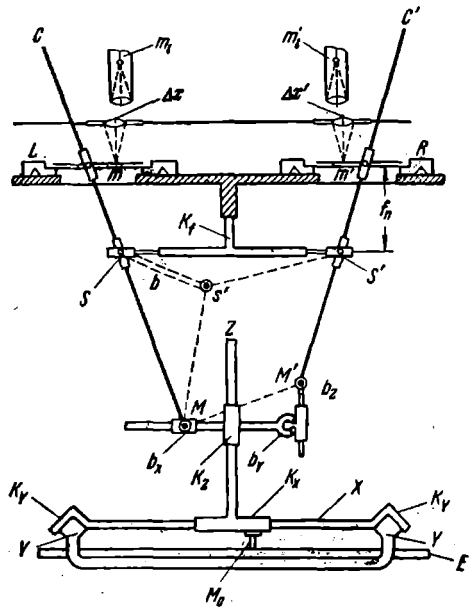


Рис. IV.2.46

Пространственная засечка осуществляется по системе «треугольник плюс параллелограмм», основными точками которой являются S, S', M' и M. Для установки фокусных расстояний проектирования $f_п$ точки S и S' могут передвигаться относительно аэроснимков в пределах от 140 до 300 мм при помощи каретки фокусных расстояний K_f.

Наблюдательная система стереопроектора представляет собой бинокулярный микроскоп со сменными окулярами, дающими возможность получить увеличение 6 или 8$^{\times}$. В систему введены светящиеся марки, изображение которых совмещено с изображением аэроснимка.

Корреляционная система СПР-2 основана на принципе совмещения по горизонтали неискаженных масштабов наклонного и горизонтального аэроснимков, снятых с одного центра проектирования. Обнаруженное при этом смещение иден-

тичных точек наклонного аэроснимка по отношению к горизонтальному устраняется введением соответствующих поправок по направлениям, проходящим через точку нулевых искажений.

Автор прибора для поправки вывел зависимость

$$\delta_r = \frac{rr_0}{f_к} \sin \gamma, \qquad \text{(IV.2.98)}$$

где r и r_0 — длина радиуса-вектора соответственно на наклонном и горизонтальном аэроснимках от точки нулевых искажений до наблюдаемой; γ — угол наклона радиуса-вектора.

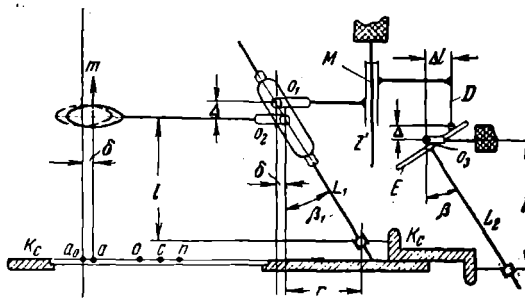


Рис. IV.2.47

При наблюдении текущей точки поправку вводят в результаты измерений путем соответствующего смещения объектива бинокулярного микроскопа.

Схема коррекционного механизма показана на рис. IV.2.47. Каретка аэроснимка K_C имеет два вращающихся стержня L_1 и L_2 и вертикальную неподвижную стойку z', вдоль которой перемещается муфта M. Стержень L_1 соединяет муфту M через карданы o_1 и o_2 с подвижным объективом бинокулярного микроскопа m. Стержень L_2 несет коррекционную площадку E, которая при помощи кардана скреплена с выступом рамы прибора и может вращаться около точки o_3. На площадку E опирается своей полусферической головкой палец D, который может перемещаться на ней вдоль осей X и Y при помощи рукояток.

Если центры карданов o_1 и o_2 совмещены, то поправка в результаты измерений равна нулю. Это имеет место или при строго горизонтальном аэроснимке, или при визировании на точку нулевых искажений наклонного аэроснимка. В обоих случаях стержни L_1 и L_2 будут перпендикулярны к плоскости XY прибора, а коррекционная площадка E — параллельна ей (см. рис. IV.2.47). Разница будет только в том, что при горизонтальном аэроснимке центр полусферы пальца D будет совпадать с точкой вращения o_3 площадки E, а при наклонном снимке он будет находиться на некотором расстоянии Δl (по осям координат Δl_α и Δl_ω), определяемом углами наклона аэроснимка α_x и ω. В последнем случае для правильной

установки коррекционных стержней требуется введение децентрации аэроснимков с кассетами на величины

$$\left.\begin{aligned}\Delta_x &= \frac{f_к^2}{l^2}\Delta l_\alpha \\ \Delta_y &= \frac{f_к^2}{l^2}\Delta l\omega\end{aligned}\right\} \qquad \text{(IV.2.99)}$$

и децентрации стержней L_1 и L_2 на величины

$$\left.\begin{aligned}\delta_x &= \frac{f_к^2}{2l^2}\Delta l_\alpha \\ \delta_y &= \frac{f_к^2}{2l^2}\Delta l_\omega\end{aligned}\right\}. \qquad \text{(IV.2.100)}$$

При наблюдении некоторой точки a наклонного аэроснимка каретка K_C передвигается, повертывая на некоторый угол β стержень L_2 и наклоняя на тот же угол площадку E. В результате палец D вместе с муфтой M поднимутся на отрезок $\Delta = \Delta l \operatorname{tg}\beta = \Delta l \frac{r}{l}$. Муфта M увлекает за собой кардан o_1, который, скользя по наклонившемуся на угол β_1 стержню L_1, поднимется на ту же величину Δ. Одновременно стержень L_1 сместит кардан o_2, а вместе с ним и объектив на величину δ. При этом

$$\delta = \Delta \operatorname{tg}\beta_1 = \Delta l \frac{r(r+\delta)}{l^2}, \qquad \text{(IV.2.101)}$$

где l — постоянная корректора.

При величине $\Delta l = \frac{l^2}{f_к}\sin\gamma$ это соответствует формуле (IV.2.98).

К р а б о ч и м п о в е р к а м стереопроектора относятся: определение постоянной величины l коррекционного механизма (путем непосредственного измерения) и установление мест нулей шкал и счетчиков. Общая поверка работы прибора выполняется как обычно по контрольным решеткам и макетам.

П р и о р и е н т и р о в а н и и а э р о с н и м к о в на счетчике каретки b_x устанавливают базис проектирования

$$b_п = \frac{M_а}{M_к} b, \qquad \text{(IV.2.102)}$$

где $M_а$, $M_к$ — соответственно знаменатели масштабов аэроснимка и карты; b — базис аэроснимка.

Взаимное ориентирование снимков и установка децентраций на обоих приборах производится методом последовательных приближений. Как обычно, взаимное ориентирование состоит в устранении поперечных параллаксов на шести стандартных точках. При этом процесс может выполняться или при неподвижном базисе движениями обеих камер (рис. IV.2.48, *а*), или при неподвижной камере

одного аэроснимка базисными движениями и изменением положения второй камеры (рис. IV.2.48, *б*).

Закончив первый прием взаимного ориентирования, берут отсчеты по шкалам коррекционных систем и вычисляют децентрацию аэроснимков и коррекционных механизмов.

После введения децентраций выполняют второй прием взаимного ориентирования снимков до полного устранения поперечных параллаксов.

Внешнее ориентирование модели выполняется по опорным точкам, нанесенным на планшет в масштабе карты. Масштабирование модели состоит в сравнении отрезков, полученных на приборе, с отрезками на планшете и введении найденных поправок в базисные компоненты.

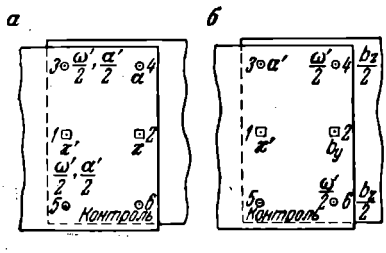


Рис. IV.2.48

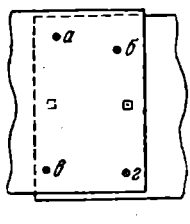


Рис. IV.2.49

Горизонтирование модели на стереопроекторе выполняют по четырем опорным точкам в продольном и поперечном направлениях, используя при этом метод последовательных приближений. Предварительно определяют вертикальный масштаб преобразованной модели и фокусное расстояние проектирующих камер, а также подбирают соответствующие шкалы и шестерни для счетчика высот.

Для горизонтирования модели в поперечном направлении по точкам *а* и *б* (рис. IV.2.49) визируют на первую из них и устанавливают на счетчике высот ее геодезическую высоту A_a. Затем наблюдают точку *б* и определяют ее фотограмметрическую высоту $A'_б$. Среднее из фотограмметрической и геодезической высот этой точки устанавливают на счетчике высот и совместными движениями ω и ω' корректоров стереоскопически совмещают марку с моделью местности в точке *б*.

Установив на счетчике высот геодезическую высоту A_a точки *а*, вновь визируют на нее. При несогласии высот процесс повторяют, добиваясь равенства геодезических и фотограмметрических высот в точках *а* и *б*. Аналогично для горизонтирования модели в продольном направлении сравнивают геодезические $A_б$ и $A_г$ и фотограмметрические $A'_б$ и $A'_г$ высоты точек *б* и *г*. На счетчике высот устанавливают отметку

$$A''_б = A'_б + \frac{1}{2}(\Delta A_б + \Delta A_г), \qquad \text{(IV.2.103)}$$

где

$$\Delta A_б = A_б - A'_б;$$
$$\Delta A_г = A_г - A'_г.$$

Марку совмещают с точкой *б* движением α левой камеры, устраняя возникающий при этом поперечный параллакс движением b_z. Снова наблюдают точку *а* модели, устраняя поперечный параллакс движением α' правой камеры.

Несколькими приемами добиваются равенства геодезических и фотограмметрических высот на всех четырех опорных точках.

Для рисовки горизонтали устанавливают на счетчике высот соответствующую ей отметку и в дальнейшем педаль Z сохраняют неподвижной. Трассирование горизонтали (ведение марки по поверхности модели) производят только движениями ручных штурвалов X и Y. При вычерчивании контуров используют все три движения, т. е. штурвалы X и Y и педаль Z.

Стереограф. Стереограф проф. Ф. В. Дробышева — портативный универсальный прибор с механической засечкой. В приборе применены особые коррекционные плоскости, непрерывно меняющие фокусное расстояние F проектирующих камер. Вследствие этого абсциссы и ординаты наблюдаемых точек приводятся к горизонтальному случаю съемки и пространственная засечка осуществляется по исправленным результатам измерений.

Для строгого решения задачи трансформирования наклонных аэроснимков в стереографе должны выполняться следующие условия.

1. Центр вращения коррекционной плоскости должен быть совмещен с точкой нулевых искажений аэроснимка, отстоящей от вертикальной линии, которая проходит через новый центр проектирования, на величину, равную $f_к \operatorname{tg} \alpha/2$.

2. Коррекционная плоскость должна быть установлена на угол $\alpha_1 = K \cdot \alpha$, где $K = F/f_к$, F — фокусное расстояние проектирующей камеры.

3. Установленные в приборе аэроснимки должны быть наклонены на угол α, как в момент фотографирования, и смещены с отвесного направления на величины децентраций. Так как аэроснимки в стереографе занимают горизонтальное положение, в процессе обработки возникает погрешность, равная поправке на наклон,

$$\delta_ч = 2r \sin^2 \frac{\alpha}{2} \approx r_0 \frac{\alpha^2}{2\rho^2}. \qquad \text{(IV.2.104)}$$

При обработке снимков с углами наклона до 1° эта погрешность не превышает 0,02 мм.

4. Аэроснимки должны наблюдаться отвесными визирными лучами.

Выпущено несколько моделей стереографа. Наиболее совершенной является модель СД-3. Фокусное расстояние прибора 127—133 мм. На приборе могут обрабатываться плановые аэроснимки с $f_к$ = 55 — 210 мм. Соотношение масштаба аэроснимка и масштаба составляемой карты может быть от 0,5 до 3,0.

Основными узлами прибора являются: снимкодержатели, базисное устройство, проектирующие рычаги, коррекционные механизмы, наблюдательная система, координатограф.

Схема прибора показана на рис. IV.2.50.

На прикрепленной к столу станине *1* находятся направляющие *2*, *3* и каретки осей Y и X. На каретке *3* находятся направляющая и базисная каретка *5*, а также направляющие *6* дифференциальны

кареток *7*, с которыми соединены снимкодержатели и направляющие кареток *8* изменения фокусного расстояния. Эти каретки заканчиваются шаровыми опорами, которые касаются коррекционных плоскостей *9*. Последние могут наклоняться на углы $K\alpha$ и $K\omega$.

С каретками *8* связаны нижние карданы S_1 и S_2, через которые (а также через верхние карданы *10*) проходят рычаги R_1 и R_2, определяющие направление проектирующих лучей. Центры нижних карданов S_1 и S_2 являются центрами проектирования.

При смещении кареток *2* и *3* вдоль осей X и Y шаровые опоры скользят по коррекционной плоскости *9*, вызывая смещения каре-

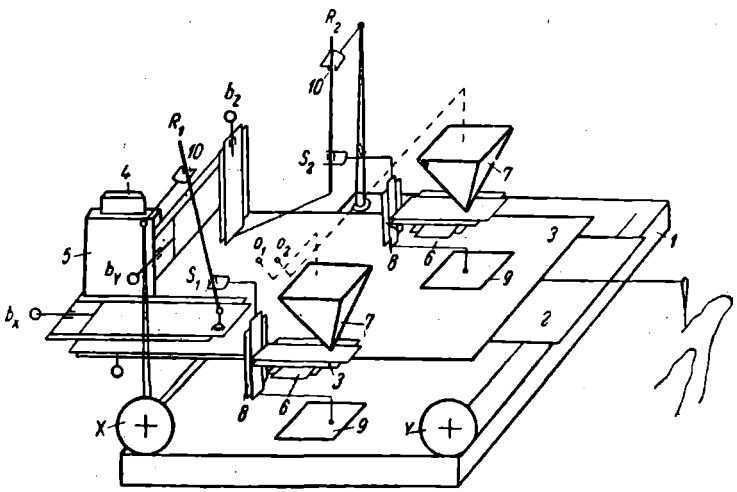


Рис. IV.2.50

ток *8* вдоль вертикальных направляющих, т. е. изменение фокусного расстояния прибора. Вследствие этого нижние карданы S_1 и S_2 скользят вдоль проектирующих рычагов и смещают в горизонтальной плоскости дифференциальные каретки, несущие снимкодержатели.

На базисной каретке *5* имеются суппорты, которые позволяют устанавливать базис фотографирования путем смещения левой камеры на величину b_X и правой — b_Y и b_Z. На суппорте b_X расположены шаровые опоры рычагов R_1 и R_2, определяющие положение точки модели.

Таким образом, при помощи коррекционных плоскостей происходит перемещение центров проектирования, что вызывает смещение аэроснимков, компенсирующее влияние углов наклона.

Каждый снимкодержатель имеет поворот $\varkappa$ в своей плоскости и движение для введения децентрации вдоль осей X и Y.

Наблюдательная система представляет собою неподвижный бинокулярный микроскоп, обеспечивающий отвесное визирование на точки снимка. Увеличение системы 4 и $7^{\times}$.

Координатограф служит для получения графического изображения в масштабе составляемой карты. Переход от масштаба модели к масштабу карты происходит путем замены шестерен в редукторах.

Рабочие поверки стереографа состоят в определении мест нулей шкал и фокусных расстояний проектирующих камер.

Установив на приборе аэроснимки и определив масштаб модели и коэффициент преобразования связки, приступают к взаимному ориентированию снимков путем последовательного устранения поперечных параллаксов. При этом вводят децентрацию снимков по формулам

$$\left.\begin{aligned}\Delta_x &= f_к \operatorname{tg}\alpha = \frac{f_к l_\alpha}{90K}\\ \Delta_y &= f_к \operatorname{tg}\omega = \frac{f_к l_\omega}{80K}\end{aligned}\right\}, \qquad \text{(IV.2.105)}$$

где l_α, l_ω — смещения толкателей коррекционной плоскости от начального положения; 90 и 80 — расстояния от центра вращения коррекционных плоскостей до толкателя в мм; K — коэффициент преобразования связки.

Внешнее ориентирование модели и съемка рельефа и ситуации принципиально не отличаются от этих процессов на СПР-2.

За создание высокоточных универсальных стереоприборов в 1970 г. проф. Дробышеву Ф. В. присуждена Ленинская премия.

Ж. ПОНЯТИЕ О СПОСОБАХ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ ФОТОТРИАНГУЛЯЦИИ

IV.2.31. Пространственная фототриангуляция на универсальных приборах

Идея пространственной фототриангуляции. В способах пространственной фототриангуляции решается задача камерального определения на аэроснимках планового положения и высот опорных точек, по которым в дальнейшем на стереоприборах можно будет производить геодезическое ориентирование моделей и составление карты местности.

Идея пространственной фототриангуляции состоит в создании по аэроснимкам модели местности в пределах одного или нескольких маршрутов. Соединение отдельных моделей в общую систему производится через связующие точки, выбираемые в зонах перекрытия аэроснимков, по которым передается исходный масштаб и ориентировка в свободной пространственной сети. По включенным в сеть опорным пунктам выполняют внешнее ориентирование всей модели и определяют геодезические координаты точек.

Различают маршрутную фототриангуляцию, развиваемую по аэроснимкам одного маршрута, и блочную, создаваемую в пределах двух маршрутов и более. В блочной фототриангуляции может быть очень редкое геодезическое обоснование в виде нескольких опорных пунктов на весь блок.

Фототриангуляцию развивают: аналоговую — на стереофотограмметрических универсальных приборах и аналитическую — с использованием высокоточных автоматизированных стереокомпара-

торов и электронных вычислительных машин. Последняя позволяет более полно учитывать систематические ошибки (дисторсию объектива, деформацию аэропленки, кривизну Земли и рефракцию и др.) и дает более высокую точность.

Фототриангулирование на универсальных приборах. Наглядно и просто пространственное фототриангулирование выполняется на мультиплексах, где имеется возможность непосредственно создать модель местности из значительного количества стереопар. В зависимости от метода дальнейшей обработки аэроснимков в проект

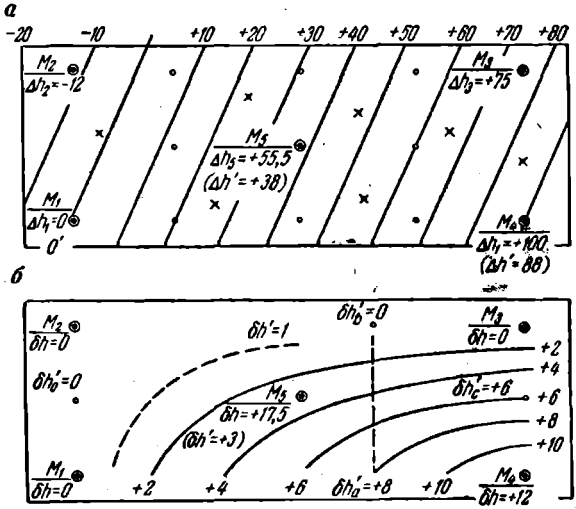


Рис. IV.2.51

фототриангуляционной сети включают те или иные точки. Например, при обработке аэроснимков на стереометре и составлении фотопланов в состав сети включают по четыре трансформационных точки на каждый аэроснимок, шесть высотных точек на стереопару, опорные пункты. Кроме того, в сеть включают по три точки, расположенные в зоне тройного перекрытия, для передачи масштаба и ориентировки. Рекомендуется, чтобы каждая секция имела по две опорные точки по концам и одну на середине.

Выполнив взаимное ориентирование первой модели, по двум опорным точкам в начале маршрута производят ее масштабирование и примерное горизонтирование. К первой модели подориентируют остальные модели и приводят к ее масштабу по высотам связующих точек.

Внешнее ориентирование всей модели выполняют графо-аналитическим способом. Для этого на листе чертежной бумаги, помещенном на экране мультиплекса, фиксируют в результате измерений модели плановое положение и высоты всех точек, включенных в проект сети.

Общий масштаб сети определяют по крайним точкам опоры, пользуясь формулой (IV.2.91). При этом фотограмметрическую длину между точками измеряют по опорному листу с точностью до 0,1 мм. Расстояние между этими точками на местности вычисляют по координатам.

Для горизонтирования модели вычисляют фотограмметрические превышения опорных точек относительно первой точки и, умножив их на знаменатель масштаба сети, приводят к натурным размерам h'. Получив геодезические превышения h относительно той же первой точки, образуют для всех опорных точек разности

$$\Delta h = h - h',$$

которые подписывают на опорном листе (рис. IV.2.51, *а*). По величинам разностей Δh на трех опорных точках M_1, M_2 и M_3 путем линейного интерполирования составляют график горизонтирования модели, проводя на чертеже линии равных поправок через 5 или 10 м. Пользуясь этим графиком, определяют поправки в высоты всех точек сети.

Для дополнительных опорных точек M_4 и M_5 тоже находят поправки за горизонтирование модели. Несогласие найденных поправок с ранее вычисленными укажет на деформацию модели, для исключения которой строят особый график (рис. IV.2.54, *б*) и вводят в высоты точек вторичные поправки.

IV.2.32. Понятие о способах аналитической фототриангуляции с применением ЭВМ

Аналитическая маршрутная фототриангуляция. Теоретические разработки этого вида фототриангуляции предложены А. Н. Лобановым. Существует несколько вариантов решения задачи, схемы которых приводятся по А. Н. Лобанову [7].

Первый вариант. На высокоточном компараторе для каждой стереопары измеряют на шести стандартных точках, опорных точках и других точках, включенных в сеть, координаты x и y, продольные и поперечные параллаксы p и q, которые исправляются за влияние систематических ошибок. По полученным величинам составляют нормальные уравнения и методом приближений вычисляют на электронно-вычислительной машине элементы взаимного ориентирования первой стереопары. По этим элементам и произвольно выбранным элементам внешнего ориентирования левого аэроснимка вычисляют дирекционный угол и угол наклона базиса фотографирования, а также элементы внешнего ориентирования первого снимка, при этом длину базиса принимают произвольно. По элементам ориентирования и координатам точек стереопары, решая прямые засечки, находят координаты точек первой модели.

При построении второй модели вычисленные элементы внешнего ориентирования правого снимка принимают в качестве исходных, задав произвольно длину базиса фотографирования. Приведение второй модели к масштабу первой производят по общим сторонам на связующих точках в зоне тройного перекрытия. Так строят все последующие модели.

В результате получают свободную модель маршрута, имеющую один и тот же масштаб и координаты точек в единой фотограмметри-

ческой системе. Внешнее ориентирование модели, т. е. переход от фотограмметрических координат к геодезическим, выполняют по опорным точкам, расположенным по концам и в середине маршрута.

Масштаб сети определяют, как обычно, путем сравнения двух отрезков, найденных по фотограмметрическим и геодезическим координатам. Приведение модели по высоте производится путем решения нормальных уравнений преобразования координат.

Таким образом, на электронной вычислительной машине для каждой стереопары по измеренным x, y, p и q определяют:

1) элементы взаимного ориентирования аэроснимков;

2) дирекционный угол и угол наклона базиса фотографирования;

3) угловые элементы внешнего ориентирования правого аэроснимка;

4) фотограмметрические координаты правого центра проекции;

5) фотограмметрические координаты точек модели;

6) перевычисленные координаты точек модели за счет приведения ее к масштабу первой модели;

7) внешнее ориентирование всей модели и перевычисление координат точек в геодезическую систему.

Второй вариант. В этом варианте все модели по стереопарам строят независимо одна от другой. По вычисленным элементам взаимного ориентирования модели при произвольном масштабе и элементах внешнего ориентирования определяют фотограмметрические координаты точек. По связующим точкам в зоне перекрытия аэроснимков находят элементы ориентирования последующей модели относительно предыдущей и перевычисляют координаты точек этой модели в систему предыдущей, получая таким образом фотограмметрические координаты точек сети в единой системе, принятой при построении первой модели.

По опорным пунктам преобразуют эти координаты в геодезическую систему с одновременным учетом поправок за деформацию общей модели.

Таким образом, в этом варианте не требуется определения элементов внешнего ориентирования аэроснимков.

Третий вариант. В этом варианте производят одновременное построение и уравнивание всех моделей маршрута. Для каждой точки, включенной в фототриангуляционную сеть, составляют и решают по методу наименьших квадратов два уравнения, связывающие ее координаты с геодезическими координатами точки местности. В общем случае эти уравнения содержат 9 неизвестных: 6 элементов внешнего ориентирования и 3 координаты определяемой точки местности (для опорных геодезических пунктов — 6 неизвестных), при этом предполагается, что элементы внутреннего ориентирования известны с достаточной точностью.

Как обычно, на стереокомпараторе измеряют на аэроснимках координаты всех точек, включенных в проект сети, вводя поправки за влияния систематических ошибок. Затем определяют приближенные значения неизвестных — элементов внешнего ориентирования и координат определяемых точек, используя материалы аэрофотосъемки, имеющиеся топографические карты и др. Для каждой наблюдаемой точки аэроснимка составляют два уравнения поправок с весами p и p'. Неизвестные определяются под условием $[p v^2 +$

$+p'v'^2] = \min$ путем последовательных приближений. В результате решения нормальных уравнений получают поправки к начальным приближенным значениям неизвестных. По новым значениям неизвестных вновь составляют уравнения поправок и нормальные уравнения, из решения которых находят новые поправки к приближенным величинам неизвестных и т. д.

Таким образом, этот вариант дает возможность строить фотограмметрическую сеть непосредственно в системе геодезических координат, без определения элементов взаимного ориентирования снимков.

Блочная аналитическая фототриангуляция. В зависимости от схемы построения отдельных моделей различают несколько способов блочной фототриангуляции. В *первом способе* строят и уравнивают сеть одновременно по стереопарам всех маршрутов. Здесь, как и в одномаршрутных сетях, на снимках измеряют координаты выбранных точек и определяют приближенные значения неизвестных — элементов внешнего ориентирования снимков и координат точек местности. Для каждой точки сети составляют уравнения поправок, получая систему нормальных уравнений для всего блока, которую решают методом последовательных приближений.

Для маршрутов с продольным перекрытием 60% и поперечным до 50% при шести стандартно расположенных точках на каждой стереопаре общее число уравнений поправок сети

$$M = 6(3n-2)r + 2k, \qquad \text{(IV.2.106)}$$

где r — число маршрутов; n — число аэроснимков в маршруте; k — число изображений опорных точек.

Второй способ основан на построении и соединении независимых моделей, каждая из которых имеет произвольную длину базиса и свою систему координат. Соединение моделей в единый блок, их приведение к одному масштабу производится по фотограмметрическим координатам связующих точек. Для внешнего ориентирования блочной сети относительно системы геодезических координат используются опорные пункты, включенные в сеть, и задача решается при условии, чтобы сумма квадратов расхождений была бы минимальной.

Для развития фототриангуляции на электронной вычислительной машине разрабатывают программу вычислений применительно к типу машины; для каждой стереопары результаты измерений на стереокомпараторе записываются как исходные данные на особые бланки и кодируются на перфоленте. Способ обеспечивает высокую точность в определении координат точек пространственной сети и повышает производительность труда.

3. НАЗЕМНАЯ СТЕРЕОФОТОГРАММЕТРИЧЕСКАЯ СЪЕМКА

IV. 2.33. Сущность наземной стереофотограмметрической съемки

Принцип метода. В наземной стерефотограмметрической, или фототеодолитной, съемке определение пространственных координат объектов и составление топографического плана ведут по фотосним-

кам (стереопарам), полученным специальным прибором — фототеодолитом с некоторого земного базиса. Базисы выбирают с таким расчетом, чтобы при фотографировании с них получить изображение участка местности без «мертвых пространств», где ближние предметы закрывают собой задний план.

Фотографирование с концов базиса производится при оптических осях камер, нормальных к базису и равномерно отклоненных влево и вправо на угол φ (30°). Следовательно, на каждой станции с одного базиса получают три стереоскопические пары снимков (рис. IV.2.52), снятых при строго горизонтальных и взаимно параллельных оптических осях. Пара A — B принадлежит к нормальному случаю съемки, пара AL — BL равномерно отклонена влево, пара AR — BR — вправо.

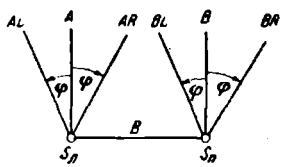


Рис. IV.2.52

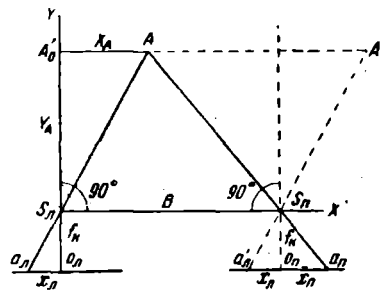


Рис. IV.2.53

Так как при фототеодолитной съемке снимок занимает вертикальное положение, на нем изображаются оси ox и oz, вместо ox и oy при аэрофотосъемке.

Геодезические работы при этом виде съемки состоят в определении трех координат одного из концов базиса, передаче дирекционного угла на базис и измерении его длины и наклона. Дополнительно определяют плановые геодезические координаты трех контрольных точек на стереопару. Определив в камеральных условиях фотограмметрические координаты контрольных точек и сравнив их с геодезическими, можно судить о точности съемки и при необходимости ввести поправки в фотограмметрические данные.

В наземной стереофотограмметрической съемке элементы внешнего ориентирования фотоснимков известны с высокой точностью. Это в значительной степени упрощает и облегчает обработку снимков, так как отпадает такой трудоемкий процесс, как взаимное и геодезическое ориентирование модели.

Формулы наземной стереофотограмметрической съемки. Примем за начало координат местности точку $S_л$, за ось X — направление базиса B, за ось Y — направление оптической оси, за ось Z — перпендикуляр к плоскости XY в точке $S_л$ (рис. IV.2.53). Тогда для этого нормального случая съемки между координатами точки местности X, Y, Z и координатами ее изображения $x_л$, $z_л$ на левом

снимке и $x_п$, $z_п$ — на правом получаем следующие зависимости:

отстояние $$Y = B\frac{f_к}{p}$$

абсцисса $$X = Y\frac{x_л}{f_к} = B\frac{x_л}{p}$$

высота $$Z = Y\frac{z_л}{f_к} = B\frac{z_л}{p}$$

(IV.2.107)

где $p = x_л - x_п$ — продольный, или горизонтальный, параллакс точки; $f_к$ — фокусное расстояние камеры фототеодолита.

Если базис B имеет наклон, то берут его горизонтальное проложение.

Для случая съемки с равномерно отклоненными оптическими осями от нормали к базису на угол φ эти формулы будут иметь вид:

$$\left.\begin{aligned} Y &= B\frac{f_к}{p}\left(\cos\varphi + \frac{x_п}{f_к}\sin\varphi\right)\\ X &= B\frac{x_л}{p}\left(\cos\varphi + \frac{x_п}{f_к}\sin\varphi\right)\\ Z &= B\frac{z_л}{p}\left(\cos\varphi + \frac{x_п}{f_к}\sin\varphi\right) \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(IV.2.108)}$$

При этом углу φ придают знак плюс, если оптические оси отклонены влево, и знак минус, если вправо.

В зависимости от точности измерения длины базиса $\frac{m_B}{B}$ и ошибок в координатах точек снимка m_x, m_p, m_z могут быть найдены ошибки определения координат точек местности по формулам:

$$\left.\begin{aligned} m_Y^2 &= \left(\frac{m_B}{B}\right)^2 Y^2 + \left(\frac{m_p}{Bf_к}\right)^2 \frac{Y^4}{\sin^2\varphi}\\ m_X^2 &= \left(\frac{x_л m_B}{f_к B}\right)^2 Y^2 + \left(\frac{x_л m_p}{Bf_к^2}\right)^2 \frac{Y^4}{\sin^2\varphi} + \left(\frac{m_x}{f_к}\right)^2 Y^2\\ m_Z^2 &= \left(\frac{z_л m_B}{f_к B}\right)^2 Y^2 + \left(\frac{z_л m_p}{f_к^2 B}\right)^2 \frac{Y^4}{\sin^2\varphi} + \left(\frac{m_z}{f_к}\right)^2 Y^2 \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(IV.2.109)}$$

IV.2.34. Фототеодолиты

Типы фототеодолитов. В систему фототеодолита входят: точная фотокамера, теодолит, приспособления для измерения базиса. Весь комплект в целом позволяет фотографировать местность и определять координаты точек.

В ряде моделей фототеодолита камера и теодолит жестко соединены между собой, образуя один прибор. Обычно это облегчен-

ные фототеодолиты для экспедиционных условий. В фототеодолитах повышенной точности камера и теодолит разделены, но могут быть взаимозаменяемы при установке в подставке штатива. В этих системах фотокамера имеет особое ориентирующее устройство для придания оптической оси перпендикулярного или равномерно отклоненного положения по отношению к базису.

Камеры топографических фототеодолитов имеют постоянное фокусное расстояние. Фотографирование выполняется на стеклянных пластинках с мелкозернистой эмульсией. Объективы применяются с высокой коррекцией и малым относительным отверстием. Все это обеспечивает получение на фотопластинке изображения с высокой разрешающей способностью и минимальным искажением.

Фототеодолит Phother 19—1318 (ГДР). Прибор предназначен для крупномасштабных съемок и приспособлен для работы в горных условиях. Объектив камеры ($f_к$ = 19 см, относительное отверстие 1 : 25) укреплен на суппорте и может перемещаться вверх на 30 мм и вниз на 40 мм относительно среднего положения. В плоскости прикладной рамки имеются две метки главной горизонтали, соответствующие среднему положению объектива. Для определения главной горизонтали при любом положении объектива с ним связан оптический указатель горизонта, который изображается в виде черного штриха.

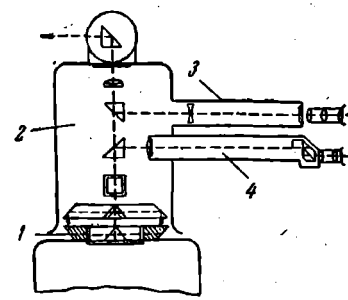


Рис. IV.2.54

Формат снимков 13 × 18 см. Горизонтальный угол зрения около 50°, вертикальный — 38°. На корпусе камеры расположены два цилиндрических уровня с ценой деления 20—30″.

Для установки оптической оси камеры перпендикулярно или на заданный угол к линии базиса служит ориентирующее устройство, находящееся на корпусе камеры. Это устройство состоит из стеклянного лимба *1* (рис. IV.2.54), неподвижно скрепленного с корпусом и вращающегося вокруг вертикальной оси кожуха *2* со зрительной трубой *3* и трубой *4* отсчетного микроскопа. Поворотом всей камеры зрительную трубу *3* наводят на визирную марку, установленную на втором конце базиса. В поле зрения отсчетного микроскопа видны противоположные штрихи диаметров лимба. Если совместить штрихи 90 и 270°, то оптическая ось камеры будет перпендикулярна к оси зрительной трубы, т. е. к линии базиса. Для отклонения оптической оси от нормали к базису на 30° необходимо совместить штрихи 120—300° или 60—240°.

Для определения углов наклона базиса ориентирующее устройство имеет кроме горизонтального лимба еще и вертикальный лимб с точностью отсчета по лимбам ±1′.

В комплект фототеодолита входит оптический теодолит Theo-020. Длина базиса определяется по инварной двухметровой рейке путем измерения теодолитом параллактического угла.

IV.2.35. Полевые и камеральные работы при фототеодолитной съемке

Составление проекта. Главным вопросом при составлении проекта фототеодолитной съемки является размещение базисов фотографирования. Обычно стремятся иметь по возможности меньшее число базисов, но при этом местность должна сниматься с минимальным объемом «мертвых пространств». Базисы следует располагать параллельно общему направлению снимаемого участка с учетом возможности их геодезической привязки.

Длина базиса зависит от масштаба съемки, точнее от удаленности объектов, изображение которых с требуемой точностью желают получить на плане. Можно рекомендовать примерно следующие дальности съемки:

для масштаба 1 : 10 000 — 5 км
» » 1 : 5000 — 2 »
» » 1 . 2000 — 1 »
» » 1 : 1000 — 0,6 »
» » 1 : 500 — 0,3 ».

Величину базиса фотографирования подсчитывают по формуле

$$B = \frac{Y^2 m_p}{m_y f_к} = \frac{Y m_p}{\left(\frac{m_y}{Y}\right) f_к}, \qquad \text{(IV.2.110)}$$

где Y — максимальное отстояние при съемке; m_p — ошибка определения горизонтального параллакса ($m_p = 0{,}01$ мм); m_y/Y — относительная ошибка определения отстояния (1/1000 — 1/2000); $f_к$ — фокусное расстояние камеры.

Исходя из точности определения отстояния 1/1000 и $m_p = 0{,}01$ мм, при $f_к \approx 200$ мм получим минимальную величину базиса $B = Y/20$, что соответствует углу засечки 3°. Максимальная величина базиса $B = Y/4$ и определяется возможностями стереоскопических наблюдений (угол засечки 16°).

Между концами базиса должна быть взаимная видимость. Угол захвата местности тремя снимками (влево, прямо, вправо) составляет около 105°.

На каждую снимаемую пару намечают три контрольные точки, при этом одна точка должна быть расположена в ближнем плане, две другие — на дальнем плане. Контрольные точки могут располагаться в зоне перекрытий смежных пар и быть общими. В качестве контрольных точек используют выделяющиеся местные предметы или специально выставленные вехи, марки и т. п. Выгодно использовать здесь пункты триангуляции и закрепленные точки фототеодолитных станций.

Фотографирование местности. Фотографирование местности на станции проводят в такой последовательности. На концах базиса устанавливают штативы с подставками, в которые на левой точке вставляют визирную марку, на правой — фотокамеру. В камеру закладывают кассету и устанавливают ориентирующее устройство для съемки с отклонением оптической оси влево. На нумераторе ставят номер станции и индекс BL. Кассету открывают и фотопластинку прижимают к прикладной рамке. Объектив ставят так, чтобы получить на пластинке изображение верхних и нижних пред-

метов снимаемого участка. Поворачивая камеру, наводят ориентирующее устройство на визирную марку. Уровни приводят на нульпункт и производят фотографирование местности.

Затем закрывают кассету и, заменив ее новой, также фотографируют местность при нормальном положении оптической оси B и отклонении вправо BR. Поменяв фотокамеру и визирную марку местами в подставках, фотографируют местность на левой точке (AL, A, AR). При производстве фототеодолитной съемки местности необходимо соблюдать следующие условия точности:

а) относительная ошибка измерения базиса не должна превышать 1/2000;

б) установка ориентирующего устройства должна обеспечить строгую параллельность оптических осей пары снимков. Величина конвергенции осей в среднем не должна превышать $\pm 5'$;

в) горизонтальность оптических осей обеспечивается приведением уровней на нульпункты, при этом допустимые углы наклона фотопластинки и ее крена не должны быть более $\pm 10'$;

г) углы отклонения осей от нормали к базису должны быть заданы со средней ошибкой порядка $\pm 1{,}5$—$2'$.

Геодезические работы. Для измерения длины базиса на место фотокамеры устанавливают теодолит, а вместо марки — горизонтальную рейку. Рейку по круглому уровню приводят в горизонтальное положение и при помощи визира устанавливают перпендикулярно к линии базиса. Затем измеряют параллактический угол тангенциальным винтом или непосредственно микрометром оптического теодолита.

Привязку станции к пунктам геодезической основы производят обратными или прямыми засечками, методом микротриангуляции или светодальномерной полигонометрии. Кроме координат одной из точек, определяют дирекционный угол базиса и превышение правой точки над левой.

Контрольные точки засекаются с базиса или пунктов опорной сети. В журнале на каждую контрольную точку составляют абрис с указанием точки наведения биссектора теодолита.

Измерение фотоснимков на стереокомпараторе. При измерении на стереокомпараторе фотоснимков наземной стереофотограмметрической съемки осями прибора будут X и Z. Снимки ориентируют по меткам главной вертикали. Методом приближений, последовательно визируя на верхнюю и нижнюю метки и наполовину вращая снимок по $\varkappa$, а также наполовину сдвигая каретку по оси абсцисс, добиваются точного прохождения марки через координатные метки главной вертикали.

После ориентирования каждого фотоснимка и определения мест нулей шкал x_0, z_0, p_0 приступают к измерениям координат точек. Штурвалами X и Y (Z) совмещают марку левого микроскопа с выбранной точкой снимка. Параллактическими винтами P и Q перемещают правый снимок и при стереоскопическом наблюдении совмещают пространственную марку с точкой модели. Снимают отсчеты x', z', p'.

Вычислив координаты точек снимка

$$x = x' - x_0;$$
$$z = z' - z_0;$$
$$p = p' - p_0,$$

по формулам (IV.2.107) или (IV.2.108) определяют фотограмметрические координаты точек местности, отнесенные к левой точке базиса. По известным геодезическим координатам этой точки и дирекционному углу базиса перевычисляют фотограмметрические координаты в геодезические.

Обработка снимков на универсальных приборах. Для составления плана местности по фототеодолитным снимкам применяют стереопланиграф, автограф или особый прибор — стереоавтограф, который представляет собой соединение стереокомпаратора с плоскостной системой рычагов, осуществляющих прямую засечку.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бобир Н. Я. Фотограмметрия. М., «Недра», 1965, 335 с.
2. Дробышев Ф. В. Основы аэрофотосъемки и фотограмметрии. М., «Недра», 1973, 287 с.
3. Ивмайлов П. И. и др. Топография и аэротопография. М., Геодезиздат, 1959, 471 с.
4. Кожевников Н. П., Крашенинников Г. Д., Каликов Н. П. Фотограмметрия. М., Геодезиздат, 1960, 491 с.
5. Лобанов А. Н. Фототопография. М., «Недра», 1968, 267 с.
6. Лобанов А. Н. Аэрофототопография. М., «Недра», 1971, 560 с.
7. Скиридов А. С. Стереофотограмметрия, М., Геодезиздат, 1959, 540 с.

Раздел V

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ИЗЫСКАНИЯХ И СТРОИТЕЛЬСТВЕ ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Г. П. Левчук

А. ИЗЫСКАНИЯ СООРУЖЕНИЙ. КРУПНОМАСШТАБНЫЕ СЪЕМКИ ПЛОЩАДОК

V.1. Стадии проектирования и изысканий

Инженерные сооружения строятся по утвержденным проектам, которые разрабатываются на основе комплексных изысканий — всестороннего обследования и изучения местности. Проектирование сооружений производится, как правило, в две стадии: разработка технического проекта и сметы, составление рабочих чертежей. Для особо сложных сооружений выделяется этап достадийного проектирования: технико-экономическое обоснование проекта (ТЭО). Простые, стандартные сооружения проектируются в одну стадию — создание техно-рабочего проекта. Стадиям проектирования предшествуют соответствующие виды изыскательских работ.

По своему содержанию изыскания разделяются на экономические и технические.

При экономических изысканиях изучают производительные силы района, транспортные связи, энергетические и сырьевые ресурсы, а также перспективные планы развития народного хозяйства и на основании этого делают заключение об экономической эффективности строительства сооружения в намеченном районе.

Целью технических изысканий является определение технической возможности строительства объекта в данном районе и установление его основных показателей. Эти изыскания включают в себя топографо-геодезические, инженерно-геологические, гидрологические, почвенно-грунтовые, поисково-разведочные и другие работы.

Топографо-геодезические работы при изысканиях состоят в построении геодезической основы и крупномасштабной съемки площадки, трассировании линейных сооружений, геодезической привязки геологических выработок, геофизических створов, гидрологических точек.

При инженерно-геологических работах выявляют геологическое строение местности, состав и размещение горных пород и определяют их мощность, механические свойства и несущую способность, а также режим подземных вод, глубину их

залегания, состав, качество. При этом выполняют геологическую съемку, бурение, опытные и лабораторные исследования.

На больших площадках и трассах применяют аэрогеологическую съемку, которая состоит в аэровизуальном изучении местности с самолета или вертолета и в геологическом картировании ее по аэроснимкам масштаба 1 : 10 000—1 : 15 000.

Инженерно-геологическое дешифрирование аэроснимков выполняют в камеральных и полевых условиях. Качество такого дешифрирования повышается с применением цветных и спектрозональных аэроснимков.

Широкое распространение получили геофизические и аэрогеофизические методы разведки, при которых о геологическом строении судят по выявленным определенным свойствам пород и аномалиям: электропроводимости (электроразведка), упругости при отражении взрывной волны (сейсморазведка), изменению ускорения силы тяжести (гравиразведка), магнитной восприимчивости (магниторазведка). Первые два метода чаще применяют в практике инженерных изысканий, последние два — при разведке полезных ископаемых.

Геодезические работы при геологических и геофизических методах разведки заключаются главным образом в разбивке на местности проекта разведочных точек по намеченным на карте створам (профилям) или сеткам и в аналитическом определении исполнительных координат и высот этих точек.

На водотоках и водоемах выполняют комплекс гидрологических наблюдений: за уровнями и уклонами воды в реках и озерах, скоростями и направлением течений, глубинами вод и живыми сечениями, расходами и др. Эти наблюдения тесно связаны с геодезическими и аэрофотограмметрическими измерениями.

V.2. Крупномасштабные изыскательские планы

При изысканиях и проектировании сооружений используют государственные топографические карты разных масштабов. Карты мелких и средних масштабов применяют для технико-экономического обоснования проектов транспортных и гидротехнических сооружений, для выбора вариантов и предварительных проектных проработок и расчетов. При детальном проектировании для разработки технических проектов инженерных сооружений и рабочих чертежей необходима топографическая основа в виде крупномасштабных планов и продольных профилей, которая составляется с учетом требований на проектирование строящегося сооружения.

Масштаб изыскательского плана зависит от стадии проектирования, сложности решаемых на плане проектных задач, застроенности площадки, ее размеров и других факторов. Так как при проектировании происходит последовательное уточнение и детализация разработок, от стадии к стадии укрупняется масштаб съемки и повышается точность изображения рельефа и ситуации.

В практике проектно-изыскательских работ планы составляют в следующих масштабах:

а) план 1 : 10 000 с сечением рельефа через 1—2 м в равнинной и через 5 м в горной местности для выбора направления магистральных трасс и местоположения строительных площадок, составления ситуационных планов и проектов организации строительства (ПОС);

определения площадей и объемов водохранилищ, предварительного проектирования линейных и гидротехнических сооружений;

б) план 1 : 5000 с высотой сечения рельефа через 1 м в равнинной местности и через 2 м в горной для составления опорных планов и генеральных планов городов и промышленных комбинатов, разработки проектов инженерной подготовки территории и первоочередной застройки, детального проектирования линейных и мелиоративных сооружений;

в) план 1 : 2000 с высотой сечения рельефа через 1—0,5 м для разработки технических проектов промышленных предприятий, гидроузлов, транспортных переходов; проектов инженерных сетей, составления генпланов поселков, проектов детальной планировки городов, разработки планов красных линий;

г) план 1 : 1000 с высотой сечения рельефа через 0,5 м для составления рабочих чертежей на незастроенных или малозастроенных строительных площадках, разработки детальных проектов подземных коммуникаций; детальной разведки карьеров строительных материалов;

д) план 1 : 500 с высотой сечения рельефа через 0,5 м (на спланированной территории с малыми уклонами — через 0,25 м) для составления рабочих чертежей городских и промышленных территорий с капитальной застройкой и густой сетью коммуникаций.

Так как для принятия проектных решений и детализации проектов в ряде случаев требуется не столько точность плана, сколько его наглядность и крупный масштаб чертежа, допускают производство съемок в масштабах 1 : 500, 1 : 1000, 1 : 2000 при точности развития обоснования и допусках съемки соответственно для масштабов 1 : 1000, 1 : 2000, 1 : 5000.

При крупномасштабных съемках площадок особое внимание уделяется точности и детальности изображения ситуации и рельефа. По данным полевых исследований точность планов, составленных геодезическими и фотограмметрическими методами, характеризуется следующими данными:

а) средняя квадратическая ошибка в положении четких предметов и контуров местности относительно пунктов геодезического обоснования составляет на плане 0,3—0,4 мм. Примерно такую же точность имеет измеренное на плане расстояние между близкими предметами;

б) средние квадратические ошибки изображения рельефа составляют на планах в масштабе 1 : 500 — 1 : 1000 с высотой сечения через 0,5 м — 0,08 — 0,10 м; в масштабе 1 : 2000 — 1 : 5000 с сечением 1 м — 0,15—0,20 м; в масштабе 1 : 10 000 с сечением 2 м — 0,4—0,5 м.

Для крупномасштабных планов наиболее достоверные результаты по оценке точности изображения рельефа дает формула, предложенная В. Д. Большаковым,

$$m_h = \sqrt{\omega^2 \left(l + \frac{h}{i_{ср}}\right) + m_{пк}^2 + (m_п M)^2 i_{ср}^2}\,, \qquad (V.1)$$

где m_h — средняя квадратическая ошибка в отметке точки, найденной по горизонталям плана; ω — коэффициент, характеризующий случайное влияние ошибок обобщения рельефа (по исследованиям для равнинной местности $\omega \approx 0{,}01$—$0{,}012$, для горной $\omega \approx 0{,}02$);

l — расстояние между пикетными точками на местности в м; h — высота основного сечения рельефа в м; $i_{ср}$ — средний уклон местности; $m_{пк}$ — ошибка в отметке пикетной точки (из геометрического или тригонометрического нивелирования); $m_п$ — суммарная ошибка планового определения точки, отметку которой вычисляют (на плане 0,5—1 мм); M — знаменатель масштаба съемки.

V.3. Обоснование и съемка площадок

Схемы обоснования. Схема развития обоснования съемок зависит от площади снимаемой территории, ее застроенности, масштаба и точности плана [6].

При съемке в наиболее крупных масштабах (1 : 500, 1 : 1000) больших площадок (более 25 км²) строят главную основу в виде сетей триангуляции или светодальномерной полигонометрии. В качестве обоснования сгущения прокладывают ходы городской полигонометрии I и II разрядов. Высотную основу развивают нивелированием II—IV классов. Съемочным обоснованием служат теодолитные и нивелирные ходы.

При съемке в тех же масштабах площадок от 2,5 до 25 км² опорную сеть создают в виде полигонов полигонометрии I—II разряда и нивелирования III—IV классов; съемочное обоснование, как обычно, развивают теодолитными и нивелирными ходами.

Съемка малых площадок (до 2,5 км²) может выполняться на одном съемочном обосновании.

Проектируя на площадке геодезические сети, стремятся иметь по возможности меньше ступеней обоснования, чтобы обеспечить требуемую точность съемочных работ и их экономическую эффективность. На больших площадках и площадках средних размеров, но со сложной ситуацией обычно создают три ступени обоснования. В более простых условиях проектируют две ступени. Лишь на очень больших площадках (100 км² и больше) приходится строить четыре ступени обоснования.

Основным методом развития обоснования на площадках является метод полигонометрии с измерением линий свето- и радиодальномерами, короткобазисными приборами, точными оптическими дальномерами типа Редта и ОТД. Получил распространение также метод бездиагональных четырехугольников И. В. Зубрицкого.

Методы съемки. Геодезическая съемка заводских и городских территорий с капитальной застройкой, как правило, выполняется а н а л и т и ч е с к и м м е т о д о м. При этом фасады зданий и ситуацию проездов снимают со стороны теодолитного хода способами прямоугольных и полярных координат и линейных засечек с использованием оптических дальномеров. Одновременно обмеряют габариты зданий. Рельеф снимают нивелированием проездов по поперечникам. Внутриквартальную ситуацию и рельеф снимают тахеометром.

Особые трудности представляет съемка подземных коммуникаций. Самой простой и в то же время самой точной и достоверной является исполнительная съемка уложенных коммуникаций в незасыпанных траншеях. В плане узловые колодцы и вершины поворотов привязывают к пунктам геодезического обоснования или к осям сооружений, применяя для линейных промеров оптические дальномеры. В высотном отношении трубопровод нивелируют.

При составлении планов подземных сетей заводских территорий, где отсутствует исполнительная документация, для выявления коммуникаций прибегают к шурфованию, т. е. рытью поперечных глубоких траншей на некотором расстоянии одна от другой. Этот метод весьма дорогостоящий, однако он не гарантирует от пропусков и ошибок. Особую трудность представляет съемка бесколодезных поворотов подземных линий.

В последнее время для съемки металлических трубопроводов и кабельных линий используют специальные поисковые приборы, основанные на принципе электромагнитной индукции. Эти приборы состоят из трех основных узлов (рис. V.1): генератора *Г* звуковой частоты (1000—2000 Гц), источника питания *Б*, приемного устройства *П* с поисковым контуром *К* и головным теле-

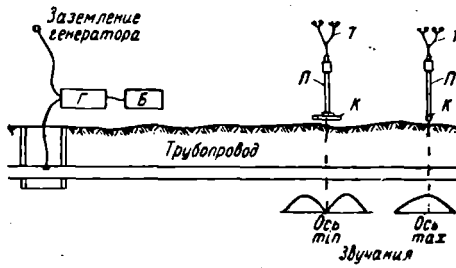


Рис. V.1

фоном *Т*. При подключении работающего генератора к трубопроводу вокруг последнего создается переменное магнитное поле, которое улавливается при помощи приемного устройства передвигающимся вдоль линии наблюдателем (примерно на 1 км). При расположении поискового контура перпендикулярно к направлению искомой линии ее плановое положение определяется по признаку максимального сигнала в головном телефоне. Для контроля и повышения точности поисковый контур располагают параллельно линии, вторично определяя ее плановое положение по минимальному сигналу.

При помощи трубоискателя можно определить также глубину залегания коммуникации, наклонив поисковый контур под углом 45° к горизонту.

Действующие кабели и трубопроводы неглубокого залегания могут быть обнаружены и без подключения к ним генератора (бесконтактным способом).

По опытным данным, в благоприятных условиях (нет сильных помех) средняя квадратическая ошибка определения планового положения трубопроводов и кабелей составляет 10—15 см. Примерно с такой же точностью определяется глубина их заложения, если ее величина не превышает 1—2 м. При большей глубине ошибка возрастает до $^1/_{10}$ ее значения.

На площадках с большим количеством подземных сетей сильно возрастают помехи и точность съемки коммуникаций резко понижается. Здесь и при контактном способе могут быть пропущены отдельные ответвления и даже целые линии. Весьма трудно отличить

коммуникации, идущие рядом. Поэтому в сомнительных местах приходится прибегать к шурфованию.

Для успешного применения трубокабелеискателей на промышленных и городских территориях требуется определенный навык в работе с прибором и проведение больших подготовительных работ: составление схем подземных сетей по имеющимся проектным и разбивочным документам, указаниям специалистов и др.; тщательное обследование в натуре всех смотровых колодцев и выходов сетей; составление плана ходов по отдельным видам коммуникаций с геодезической привязкой линий и колодцев и т. д.

Наиболее прогрессивным методом составления изыскательских планов является крупномасштабная аэрофотосъемка с применением универсальных стереофотограмметрических приборов высокого класса точности.

Для создания планов масштаба 1 : 500—1 : 1000 аэрофотосъемку выполняют в масштабе 1 : 2000 — 1 : 4000, а для планов 1 : 2000—1 : 5000 — в масштабе 1 : 7000 — 1 : 12 000, используя аэрофотокамеры с фокусным расстоянием 100—200 мм.

Аэрофотосъемку тщательно проектируют, располагая оси маршрутов посередине кварталов и параллельно основным линейным контурам. Продольное перекрытие назначают 70—80%, чтобы можно было выбрать стереопары с удачным расположением опознаков и размещением капитальных строений по возможности в середине модели.

Лучшее время года для выполнения аэрофотосъемки — ранняя весна, до появления травяного покрова и листьев на деревьях, или поздняя осень, до выпадения снега. На застроенной территории выбирают такую погоду и время дня, когда тени закрывают наименьшую территорию (слегка облачная погода, в солнечную погоду — полдень).

До производства аэрофотосъемки на местности маркируют геодезические пункты и опознаки, ориентирующие точки, а также точки сооружений, координаты которых необходимо определить. При сложной ситуации, как правило, производят сплошную привязку аэроснимков.

Обработка стереопар выполняется на универсальных приборах с составлением графических планов или ортофотопланов. При наличии в приборе регистрирующего устройства фиксируют фотограмметрические координаты важнейших точек в обычной записи и на перфоленте. На ЭВМ эти координаты преобразуются в геодезическую систему и используются в дальнейшем для проектирования, перенесения проектов в натуру, полевой досъемки неизобразившихся объектов и т. д.

Важнейшей частью работ при крупномасштабной аэрофотосъемке является полевое дешифрирование и досъемка неизобразившихся объектов. На заводских территориях эти работы могут составлять 30—40% от общего объема работ. Используя пункты геодезического обоснования, а также замаркированные точки, аналитические координаты которых определены в процессе фотограмметрической обработки, способами промеров и засечек снимают подземные коммуникации и другие неизобразившиеся объекты; уточняют правильность нанесения оснований (цоколей) зданий с учетом выступов крыш и карнизов; фиксируют материал строений, типы покрытия дорог, наименование проездов и т. д.

Крупномасштабные планы по материалам аэрофотосъемки могут быть составлены и дифференцированными методами. Однако точность таких планов будет ниже, чем составленных универсальными методами.

Иногда для крупномасштабной съемки слабоконтурных территорий, пойм рек, сильно застроенных площадок применяют комбинированный метод: контурную часть плана составляют фотограмметрическим путем, а рисовку рельефа и дешифрирование выполняют на фотоплане в поле (см. IV.2.19).

Крупномасштабная съемка горных районов может быть выполнена методом наземной стереофотограмметрии (см. IV.2.33).

Б. ТРАССИРОВАНИЕ ЛИНЕЙНЫХ СООРУЖЕНИЙ

V.4. Трасса. Трассирование

Трасса. К линейным сооружениям относятся автомобильные и железные дороги, каналы, трубопроводы, линии электропередач, связи и др. Ось проектируемого линейного сооружения, обозначенная на местности или нанесенная на карте, называется трассой. Основными элементами трассы являются план — ее проекция на горизонтальную плоскость и продольный профиль — вертикальный разрез по проектируемой линии сооружения.

В плане трасса состоит из прямых участков разного направления, сопрягающихся между собой горизонтальными кривыми постоянного и переменного радиуса кривизны. В продольном профиле трасса состоит из линий различного уклона, соединяющихся между собой вертикальными круговыми кривыми.

Трасса должна удовлетворять определенным требованиям, которые устанавливаются техническими условиями на ее проектирование. Так, например, для дорожных трасс основными требованиями являются плавность и безопасность движения с расчетными скоростями. В связи с этим на дорожных трассах устанавливаются максимально допустимые (руководящие) уклоны и минимально возможные радиусы кривых. На самотечных каналах и трубопроводах главное выдержать проектные уклоны при допустимых скоростях течения воды. Поэтому вдоль этих трасс прокладывают нивелирные ходы повышенной точности. На трассах высоковольтных линий требуется обеспечение габаритов приближений проводов и для этого производится съемка высотных препятствий и т. д.

Трассирование. Комплекс инженерно-изыскательских работ по отысканию трассы, отвечающей всем требованиям технических условий и дающей наибольший экономический эффект, называется трассированием. Если трасса проектируется по топографическим планам и картам или материалам аэрофотосъемки, то трассирование называют камеральным, если она выбирается непосредственно на местности, — то полевым. Оптимальную трассу находят путем технико-экономического сравнения конкурирующих вариантов.

В равнинных и среднепересеченных районах естественный уклон местности часто меньше допустимого уклона трассирования. Поэтому соблюдение последнего не вызывает особых трудностей. Здесь

трасса ведется «в о л ь н ы м х о д о м» по заданному направлению и ее отклонение от прямой определяется контурными препятствиями — расположением рек, болот, населенных пунктов, ценных сельскохозяйственных угодий, участков с неблагоприятной геологией и т. д.

В горной и резко пересеченной местности положение трассы определяется высотными препятствиями, т. е. рельефом. Так как уклоны местности в этих условиях значительно превосходят допустимые уклоны трассы, то трассирование ведется «н а п р я ж е н н ы м х о д о м», когда каждая линия задается предельным уклоном, величина которого только на закруглениях небольших радиусов несколько смягчается (уменьшается). Для железнодорожных трасс это смягчение руководящего уклона, выраженное в тысячных долях, подсчитывается по формуле

$$\Delta i = \frac{12{,}2\varphi}{K} = \frac{700}{R}, \qquad (V.2)$$

где φ, K и R — соответственно угол поворота в градусах, длина и радиус кривой в м.

Чтобы выдержать заданный уклон, в горных условиях приходится умышленно удлинять («развивать») трассу, отклоняя ее на большие углы от прямой. Основными приемами развития линии являются: извилина, вписывание в боковую долину, петля, спираль, серпантин.

Во всех случаях трассу стремятся расположить на землях, которые имеют наименьшую ценность для народного хозяйства.

V.5. Камеральное трассирование

Трассирование по топографическим картам. Самым распространенным приемом камерального трассирования по топографической карте является «х о д р а с т в о р о м ц и р к у л я», т. е. нахождение линии заданного уклона по заложению между горизонталями на карте. Для карты масштаба $1 : M$ с высотой сечения рельефа h при допустимом уклоне трассирования i величина заложения l между горизонталями равна

$$l = \frac{h}{i} \cdot \frac{1}{M}. \qquad (V.3)$$

Раствором циркуля, равным l, из начальной точки в заданном направлении засекают соседнюю горизонталь. Из полученной точки вновь засекают этим же раствором циркуля точку следующей горизонтали и т. д. При пересечении оврагов к тальвегу не спускаются, а переходят сразу на другую сторону, засекая соседнюю или одноименную горизонталь. Так же поступают и при пересечении рек, стремясь чтобы трасса была примерно перпендикулярна к направлению течения.

В местах, где расстояние между горизонталями больше принятого заложения, т. е. где естественный уклон местности меньше заданного уклона трассирования, точки выбирают свободно в необходимом направлении. Таким образом получают на карте точки, образующие линию допустимых уклонов, или так называемую л и н и ю

нию нулевых работ. Так как линия нулевых работ обычно представляет собой весьма извилистую кривую, для размещения основных элементов плана трассы ее спрямляют, вписывают кривые, разбивают пикетаж. По горизонталям определяют черные отметки пикетов и характерных переломов местности и составляют продольный профиль, по которому проектируют красную линию. В местах, где получаются большие объемы земляных работ, сообразуясь с отметками рельефа на карте, трассу несколько смещают в ту или иную сторону и вновь проектируют этот участок.

Фотограмметрическое трассирование по стереомоделям местности. При измерениях на стереоприборах уклон местности с учетом формулы (V.3) равен

$$i \approx \frac{H\Delta p}{bL} \approx \frac{f_к \Delta p}{bl}, \qquad (V.4)$$

где L и l — расстояния между точками на местности и на плановом аэроснимке.

Для заданного уклона трассирования $i_{тр}$ разность продольных параллаксов Δp равна

$$\Delta p = \frac{bLi_{тр}}{H} \qquad (V.5)$$

или

$$\Delta p = \frac{bli_{тр}}{f_к}. \qquad (V.6)$$

Ориентировав аэроснимки на стереометре по 6—4 высотным точкам, изучают рельеф местности и ситуацию вдоль примерного направления линии и приступают к трассированию.

По формуле (V.5) или (V.6) вычисляют значение Δp для пикетного расстояния $\left(L = 100 \text{ м}; \; l = \frac{100 \text{ м} \, f_к}{H}\right)$. Прибавив Δp к отсчету по параллактическому винту на начальный пикет и передвинув каретку на расстояние l, находят в направлении трассы точку, в которой нить касается поверхности стереомодели. Эта точка и соответствует уклону трассирования.

Прибавляя к отсчету по параллактическому винту для каждого последующего пикета величину Δp и передвигая каретку на расстояние l, по касанию нити модели определяют положение точек до конца стереопары. Найденную линию равных уклонов спрямляют, размечают на ней пикеты, определяют их отметки. Затем переходят к следующей стереопаре.

Недостаток трассирования на стереометре состоит в том, что при переходе к следующим стереопарам часто приходится возвращаться к уже построенной трассе на предыдущих аэроснимках и переделывать ее на некоторых участках, а это требует повторного ориентирования снимков и, следовательно, значительной затраты времени. С этой точки зрения удобнее использовать для трассирования мультиплекс, на котором можно создать модель местности из большого числа стереопар.

Изучая рельеф и контурные препятствия значительной полосы и геологические условия местности, намечают общее направление трассы. Линию заданного уклона строят при помощи измерительного

столика несколько измененной конструкции. Экран столика может наклоняться; на нем кроме основной марки M_0 в центре нанесены еще две M_1 и M_2, расположенные от центральной на расстоянии l. Все три марки лежат на одной прямой, которой можно придать уклон трассирования $i_{тр}$, наклоняя экранчик на величину $\Delta h = li_{тр}$.

Найденное на мультиплексе направление трассы переносят по контурам на фотосхему, по которой трассу разбивают на местности.

В районах с особо сложным рельефом, где трассирование при помощи столика затруднено, составляют крупномасштабный план, по которому и проектируют трассу.

Метод трассирования на мультиплексе имеет свои недостатки: не обеспечивается необходимая точность измерений, затруднен обзор местности в полосе трассирования, так как модель видна только на маленьком экране столика, и др. В целом метод камерального трассирования по стереомоделям является сравнительно трудоемким и не получил широкого применения. Производственные организации предпочитают составлять стереофотограмметрическим методом изыскательские планы и использовать их для камерального трассирования и полевых изысканий.

Трассирование по цифровой модели местности при помощи ЭВМ. В последние годы получает распространение метод трассирования, в котором проектирование трассы выполняется по материалам стереофотограмметрических измерений в сочетании с вычислениями на электронной вычислительной машине (ЭВМ). В этом методе стереомодель местности строится в крупном масштабе на фотограмметрическом приборе высокого класса точности. Прибор дооборудуется координатным регистрирующим устройством и профилоскопом и соединяется с ЭВМ. Аэрофотосъемку производят в масштабе 1 : 6000 — 1 : 4000. Опознаки маркируют. Привязку аэроснимков выполняют при помощи электрооптических дальномеров и нивелирования.

После внешнего ориентирования стереомодели на приборе снимают профилоскопом через каждые 20—50 м поперечные профили намеченной трассы, фиксируя на регистрирующем устройстве пространственные координаты характерных точек модели в обычной записи и на перфоленте. В ЭВМ эти фотограмметрические координаты преобразуются в геодезические.

Переходя из одной стереопары к другой и фиксируя координаты и отметки характерных точек, задают в ЭВМ цифровую модель полосы местности вдоль направления трассы. По особой программе вводят в машину проектные параметры трассы, данные инженерно-геологических изысканий и другие. В результате подсчетов на ЭВМ объемов работ и технико-экономического сравнения вариантов выбирают оптимальную трассу и получают аналитические данные для разбивки на местности ее основных точек от ближайших геодезических пунктов.

Существует способ получения профиля местности при помощи аэрорадионивелирования. Для этого на самолете устанавливают особый прибор — аэропрофилограф, который, используя непрерывные показания радиовысотомера с узкой диаграммой направленности (до 1°) и статоскопа с учетом поправки за наклон изобарической поверхности на высоте съемки, автоматически

вычерчивает относительный профиль местности вдоль направления полета. По геодезическим пунктам привязки профиль может быть несколько уточнен и приведен к абсолютной системе высот. Средние квадратические ошибки в высотах точек такого профиля в равнинной местности составляют около 3 м. При использовании лазерного высотомера точность определения высоты полета повышается и составляет 0,5—1 м и ошибка аэрорадионивелирования уменьшается примерно в 2 раза.

V.6. Полевое трассирование

Приемы полевого трассирования. Направление трассы обычно находят путем камерального трассирования на картах или стереомоделях и переносят его в натуру. Если необходимо найти положение трассы непосредственно на местности, то поступают следующим образом. На вертикальном круге теодолита устанавливают отсчет, соответствующий заданному уклону трассы, и, вращая алидаду горизонтального круга по азимуту и наблюдая в трубу дальние предметы, отыскивают на местности линию, примерно параллельную визирной оси трубы, т. е. имеющую уклон, близкий к заданному. Вдоль этой линии и укладывают трассу.

В местности закрытой и пересеченной основным приемом полевого трассирования является ход по магистрали. Приблизительно в направлении трассы прокладывают теодолитно-нивелирную магистраль, дополнительно определяя с нее близлежащие характерные точки местности. В сложных условиях производят подробную съемку полосы шириной 150—200 м в обе стороны от магистрали.

Используя продольный профиль магистрали и съемку местности, составляют проект трассы. При необходимости трассу смещают в ту или другую сторону от магистрали, где отметки местности ближе подходят к проектным. Положение трассы в натуре находят от закрепленных точек магистрали.

Перенесение проекта трассы в натуру. Проект трассы, разработанный камерально по картам или стереомоделям, переносят в натуру по графическим координатам углов поворота от точек геодезического обоснования или ближайших четких контуров.

Если между соседними углами поворота есть прямая видимость, то дальнейшая разбивка трассы не представляет труда. При отсутствии такой видимости задача усложняется, она может быть решена несколькими способами:

а) если вблизи имеется пункт геодезического обоснования с известными координатами, то трассу задают от направления на этот пункт или при отсутствии непосредственной видимости от стороны хода, связывающего угол поворота с пунктом. При определении дирекционных углов направлений используют графические координаты углов поворота трассы;

б) с вершины угла поворота определяют астрономический или гироскопический азимут направления на хорошо видимый земной предмет. От этого направления задается трасса по ее дирекционному углу;

в) между соседними углами поворота прокладывается вытянутый теодолитный ход, от примычной стороны этого хода задается направление трассы.

Определив направление трассы на местности между углами поворота, устанавливают дополнительно створные точки и производят по трассе угловые и линейные измерения, разбивку пикетажа, нивелирование, съемочные работы.

Измерение углов трассы. При трассировании углы измеряют с ошибкой в среднем около $\pm 0{,}5'$. Обычно измеряют правые по ходу углы β_1, β_2 (рис. V.2) при КЛ и КП, переставляя между полуприемами лимб примерно на 90°. Углы поворота трассы определяют как дополнение правого угла хода до 180°; при повороте линии вправо

$$\varphi_{пр} = 180^\circ - \beta_1, \qquad (V.7)$$

при повороте линии влево

$$\varphi_л = \beta_2 - 180^\circ. \qquad (V.8)$$

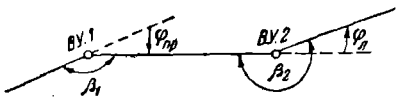


Рис. V.2

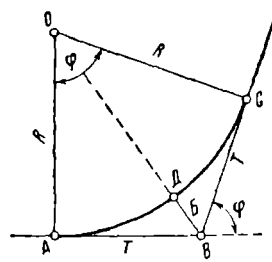


Рис. V.3

На длинных участках прямых в пределах прямой видимости (примерно через 500—800 м) устанавливают створные точки (дополнительные углы).

Линейные измерения. Разбивка пикетажа. Вешение линий между точками хода производят теодолитом с установкой вех через 80—100 м. Расстояния между вершинами углов поворота и створными точками измеряют лентой, оптическими дальномерами со средней относительной ошибкой 1/1000—1/2000 или радиодальномерами. При углах наклона больше 2° в результаты измерений вводят поправку за наклон.

Вслед за измерением углов и сторон хода по трассе разбивают пикетаж. Пикеты устанавливают через каждые 100 м. Кроме целых пикетов отмечают в натуре плюсовые точки: рельефные — характерные перегибы местности (с точностью до метра) и контурные — пересекаемые трассой сооружения, водостоки, границы угодий и т. д. (с точностью до сантиметра).

На косогорах перпендикулярно к трассе в обе стороны от оси разбивают поперечники.

Непосредственно в процессе разбивки пикетажа вводят со знаком плюс поправку за наклон местности с тем, чтобы расстояние между пикетами равнялось 100 м по горизонтальному проложению. Часто применяют ватерпасовку линий.

Разбивка пикетажа через 100 м затрудняет применение дальномеров для данного вида работ. Поэтому рекомендуют так называемый б е с п и к е т н ы й с п о с о б полевого трассирования. На местности разбивают рельефные и контурные плюсовые точки, измеряя между ними расстояние дальномером и подсчитывая их пикетажные значения по суммам расстояний (нарастающим итогом). На планы и продольные профили пикеты наносят камерально, а их черные отметки определяют путем интерполирования между

ближайшими плюсовыми точками. Если целые пикеты на трассе необходимы для строительства линии, то они могут быть разбиты в натуре при восстановлении трассы.

Элементы круговых кривых. Разбивка главных кривых. На углах поворота большинства трасс производят вставки кривых в пересчет по ним пикетажа. В качестве таких кривых обычно применяют дуги окружностей больших радиусов (круговые кривые). На дорожных трассах в связи с большой скоростью движения прямые участки и конечные части круговых кривых дополнительно сопрягаются переходными кривыми переменного радиуса.

Основными элементами кривых являются (рис. V.3): угол поворота φ, определяемый в натуре; радиус кривой R, назначаемый в зависимости от условий местности и категории линий; длина касательных AB, BC (T), называемая тангенсом; длина кривой $АДС(К)$; длина биссектрисы $ВД(Б)$; длина так называемого домера $Д$.

По известным R и φ элементы T, $К$, $Б$ и $Д$ находят по таблицам кривых (Н. В. Ганьшина и Л. С. Хренова, Гипротранстэи, Союздорпроекта и др.) или вычисляют по формулам

$$\left.\begin{aligned} T &= R \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2} \\ К &= R \frac{\pi \varphi^\circ}{180^\circ} \\ Б &= R \left(\sec \frac{\varphi}{2} - 1 \right) \\ D &= 2T - К = R \left(2 \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2} - \frac{\pi \varphi^\circ}{180^\circ} \right) \end{aligned}\right\}. \qquad (V.9)$$

Из формул (V.9) видно, что все элементы кривых пропорциональны радиусу R. На этом основании табличные данные, рассчитанные на определенный радиус, например 1000 м, могут быть приведены к величине любого радиуса R путем умножения на коэффициент $R/1000$.

Точки начала, конца и середины кривой называются **главными точками кривой**. На местности разбивку пикетажа ведут по тангенсу до вершины угла поворота. Пикетное наименование (пк) начала $НК$, конца $КК$ и середины $СК$ кривой находят из выражений

$$\left.\begin{aligned} \text{пк}НК &= \text{пк}ВУ - T \\ \text{пк}КК &= \text{пк}НК + К \\ \text{пк}СК &= \text{пк}НК + \frac{К}{2} \end{aligned}\right\}, \qquad (V.10)$$

где через пк $ВУ$ обозначено пикетажное значение вершины угла поворота.

Контрольными формулами являются:

$$\left.\begin{aligned} \text{пк}КК &= \text{пк}ВУ + T - D \\ \text{пк}СК &= \text{пк}КК - \frac{К}{2} \end{aligned}\right\}. \qquad (V.11)$$

Начало кривой *НК* в натуре находят путем откладывания от ближайшего закрепленного пикета расстояния, вычисленного по пикетажному значению. Эту же точку получим, если отложим от вершины угла в обратном направлении величину тангенса *Т* (рис. V.4).

Для дальнейшей разбивки пикетажа по новому направлению трассы откладывают от вершины угла *ВУ* величину домера *Д*, считая что его конец имеет тот же пикетаж, что и вершина угла. От конца домера отмеряют расстояние, являющееся дополнением пикетажного значения вершины угла до ближайшего числа, кратного длине ленты (+20, +40, +60, +80, +100), и от полученной точки обычным путем продолжают разбивать целые пикеты и плюсовые точки, в том числе и конец кривой *КК* по его пикетажному значению.

Для нахождения на местности середины кривой *СК* угол хода делят пополам и по этому направлению откладывают длину биссектрисы *Б*. Чтобы иметь правильный профиль трассы, пикеты с линии тангенсов выносят на кривую способом прямоугольных координат.

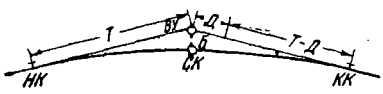


Рис. V.4

Для контроля разбивки пикетажа вычисляют расстояния между смежными вершинами углов поворота. Это расстояние равно разности пикетажных значений последующей и предыдущей вершин угла плюс домер на предыдущей вершине

$$S = \text{пк}_{n+1} - \text{пк}_n + Д_n.$$

Величина *S* в пределах точности измерения должна равняться длине линии, полученной при измерениях первой лентой или дальномером.

Для трасс линий электропередач и связи, канализации и других, где кривые отсутствуют, $Д = 0$ и, следовательно,

$$S = \text{пк}_{n+1} - \text{пк}_n.$$

Ведение пикетажного журнала. Привязка и закрепление трассы. Одновременно с разбивкой трассы ведут пикетажный журнал. Запись в нем делают снизу вверх, чтобы правая и левая стороны страницы соответствовали правой и левой сторонам трассы по ходу пикетажа. Углы поворота показывают в виде стрелок, направленных соответственно вправо или влево. Около углов поворота выписывают элементы кривых и подсчитанные значения начала и конца кривой.

В сложных горных условиях и в населенных пунктах целесообразно вести пикетажный журнал в виде абриса, т. е. не вытягивать трассу в прямую линию, а изображать ее ломаной, как она идет в натуре, и относительно этой линии показать ситуацию.

Привязку трассы к пунктам геодезической основы следует производить через каждые 20—30 км. Если такую привязку осуществить невозможно, то для уменьшения поперечного сдвига трассы необходимо через каждые 30—40 углов поворота определять астрономический азимут стороны со средней квадратической ошибкой порядка $\pm 1'$.

Общая относительная невязка хода не должна превышать 1/1000—1/1500. Допустимая угловая невязка может быть подсчитана по формуле

$$f_\beta = \sqrt{\Delta_\beta^2 n + 2\Delta_\alpha^2}, \qquad (V.12)$$

где Δ_β — предельная ошибка измерения углов хода (обычно $\pm 1'$); n — число углов хода; Δ_α — предельная ошибка измерения астрономического (гироскопического) азимута или передачи на сторону хода дирекционного угла от пунктов геодезической основы.

При увязке углов между астрономическими азимутами или астрономическим азимутом и дирекционным углом следует учесть поправку за сближение меридианов.

Трасса должна быть надежно закреплена, чтобы ее легко можно было восстановить перед строительством. Пикеты и плюсовые точки закрепляют кольями (точкой и сторожком) и окапывают канавкой. Все опорные пункты трассы, фиксированные точки, вершины углов поворота, места переходов через крупные препятствия и примыкания дополнительно закрепляют деревянными или железобетонными знаками. Эти важные точки привязывают к местным предметам с составлением абриса.

К закрепленному пикетажу трассы привязывают все геологические выработки, точки геофизической разведки и гидрометрических измерений.

Нивелирование трассы. При закреплении трассы постоянные реперы устанавливают через каждые 20—30 км, а также в местах пересечений существующих магистралей, вблизи переходов через крупные реки и горные препятствия, в населенных пунктах, на площадках станций. Дополнительно через 2—3 км устанавливают временные реперы, в качестве которых используют деревянные столбы и устойчивые предметы местности. Реперы должны находиться вне зоны земляных работ будущего строительства.

На больших трассах техническое нивелирование производят двумя инструментами. Первый нивелир является основным. Им нивелируют все пикеты и плюсовые точки, постоянные и временные реперы, точки геологических, геофизических, гидрометрических изысканий. Вторым инструментом нивелируют поперечники и для контроля — реперы и связующие пикеты трассы. Реперы и километровые пикеты обязательно нивелируют как связующие обоими нивелирами.

Одиночное нивелирование разрешается на небольших трассах или вариантах длиной до 50 км, если ход опирается на реперы или нивелирные точки основной трассы. Такое нивелирование выполняют по двусторонним рейкам.

Для нивелирования применяют технические нивелиры, особенно нивелиры с самоустанавливающейся линией визирования. В резко пересеченной местности выгодно применять нивелиры-высотомеры с наклонным лучом зрения (типа НЛ), геодезическое нивелирование.

Расстояние от нивелира до рейки допускают 150—200 м, т. е. связующие точки могут располагаться через 3—4 пикета, остальные пикеты и плюсовые точки нивелируют как промежуточные (при одном взгляде на рейку).

Невязка в ходах между твердыми реперами или в замкнутых полигонах технического нивелирования трассы не должна превышать

$$f_h = 5\sqrt{L} \text{ см}. \qquad (V.13)$$

Расхождения между суммами превышений, полученными из первого и второго нивелирования, не должны превосходить

$$\Delta h = 5\sqrt{2L} \text{ см}, \qquad (V.14)$$

где L — длина хода в км.

Трассу следует привязывать через 40—50 км к пунктам государственной нивелирной сети.

Съемочные работы. Документация. При полевом трассировании производят топографическую съемку отдельных участков и площадок в масштабе 1 : 1000—1 : 2000, в сложных местах — 1 : 500. Съемке подлежат переходы через водотоки, горные ущелья и перевалы; места пересечений существующих магистралей; участки со сложным геологическим строением; площадки под станции и различные службы; водосборные бассейны и др.

В равнинной местности, а также в залесенной съемку производят по поперечникам. В сильно пересеченной, сравнительно открытой местности применяют тахеометрическую или мензульную съемку. На крупных мостовых переходах и в горных районах выгодно применять наземную стереофотограмметрическую съемку.

При съемке узкой полосы вдоль трассы (по 150—200 м по обе стороны от оси) планово-высотной опорой служат точки трассы. На пикетах и плюсовых точках строят поперечники, по которым разбивают пикетаж и производят нивелирование. Если намеченных точек недостаточно для детальной съемки участка, то от основных поперечников в стороне разбивают еще дополнительные поперечники или выполняют тахеометрическую съемку.

При съемке полосы или участка шириной более 500 м необходимо предварительно развить опорную сеть в виде замкнутых теодолитно-нивелирных полигонов, ходов короткобазисной полигонометрии в закрытых и полузакрытых местах и сетей микротриангуляции или геодезических засечек в открытой местности.

План трассы составляют в масштабе 1 : 5000 или 1 : 10 000. Кроме ситуации, снятой вдоль трассы, на план наносят реперы, знаки крепления, пикеты, начало и конец кривых. На закруглениях подписывают элементы кривых, на прямых участках — длины линий и азимуты.

Продольный профиль трассы составляют в масштабе: горизонтальном 1 : 5000 — 1 : 10 000; вертикальном 1 : 500 — 1 : 1000.

Основными документами проекта трассы являются:

1) пояснительная записка с актами приемки и документами согласования трассы;

2) план и продольный профиль трассы;

3) крупномасштабные планы переходов, пересечений, станций и других площадок и участков;

4) поперечные профили, чертежи, технические расчеты по всем видам сооружений трассы;

5) схематические планы отвода земель и месторождений строительных материалов;

6) ведомости искусственных сооружений, пикетных объемов земляных работ, пересекаемых трассой линейных сооружений, сноса сооружений и др.;

7) ведомости закрепления трассы, прямых и кривых, увязки ходов, вычислений координат;

8) каталоги отметок реперов, координат углов поворота и другие документы.

V.7. Технологические схемы изысканий магистральных трасс с применением аэрометодов

Железнодорожные трассы

I. Предварительные изыскания для технико-экономического обоснования проекта:

а) камеральное трассирование возможных вариантов по топографическим картам масштаба 1 : 100 000—1 : 25 000;

б) использование имеющихся аэрофотоматериалов с составлением на сложных участках фотосхем и фотопланов;

в) изучение материалов геологической съемки и разведки;

г) выбор принципиального направления трассы.

II. Подробные изыскания для составления технического проекта.

1. Окончательный выбор оптимального варианта трассы:

а) аэрофотосъемка полосы вариантов в масштабе 1 : 15 000—1 : 20 000;

б) создание плановой и высотной основы вдоль трассы. Привязка аэроснимков;

в) топографическое и инженерно-геологическое дешифрирование;

г) изготовление стереотопографическим методом планов (или ортофотопланов) в масштабе 1 : 10 000 с сечением рельефа через 2—5 м. Составление геологических фотокарт в масштабе залета;

д) камеральное трассирование и проектирование вариантов трассы по топографическим планам масштаба 1 : 10 000 и геологическим фотокартам;

е) технико-экономическое сравнение вариантов и окончательный выбор оптимальной трассы.

2. Полевая укладка трассы:

а) вынесение проекта трассы в натуру. Тахеометрическая съемка полосы с использованием аэроснимков;

б) составление проекта трассы и планов площадок в масштабе 1 : 2000 с сечением рельефа через 1 м;

в) согласование трассы.

III. Предпостроечные изыскания для составления рабочих чертежей.

1. Детальная разбивка трассы для строительства:

а) полевое трассирование с разбивкой пикетажа и нивелированием. Привязка геологических выработок к пикетажу трассы;

б) закрепление основных точек трассы.

2. Составление продольного профиля трассы, поперечных профилей; планов трассы и площадок.

Автодорожные трассы

I. Предпроектные изыскания для технико-экономического обоснования трассы:

1) камеральное трассирование вариантов по топографическим картам масштаба 1 : 100 000 — 1 : 25 000 и имеющимся аэрофотоматериалам;

2) изучение инженерно-геологических карт;

3) выбор направления трассы.

II. Подробные изыскания для составления технического проекта:

1) аэровизуальная разведка. Маркировка точек. Аэрофотосъемка полосы в масштабе 1 : 10 000;

2) плановая и высотная привязка аэроснимков;

3) топографическое и инженерно-геологическое дешифрирование;

4) согласование трассы;

5) пространственная укладка трассы по неориентированным стереомоделям с учетом топографических и геологических условий местности;

6) построение фототриангуляционных сетей на полосу трассирования аналитическим методом на ЭВМ с включением в сеть характерных точек трассы;

7) детальное фотограмметрическое трассирование по ориентированным стереомоделям на стереоприборах высокого класса точности с камеральной разбивкой пикетажа и фотограмметрическим нивелированием. Составление крупномасштабных планов сложных мест;

8) определение на ЭВМ объемов строительных работ по данным продольного и поперечного фотограмметрического нивелирования и технических условий на проектирование трассы;

9) фиксирование трассы на фотосхемах и фотопланах. Составление проекта вынесения трассы в натуру.

III. Предпостроечные изыскания для составлений рабочих чертежей:

1. Вынесение в натуру угловых и створных точек проекта трассы.

2. Полевое трассирование с разбивкой пикетажа и нивелированием.

3. Закрепление трассы.

4. Инженерно-геологические работы. Привязка геологических и геофизических выработок.

5. Согласование трассы.

6. Камеральная обработка материалов.

Линии высоковольтных передач

I. Изыскания для технического проекта:

1. Камеральная проработка вариантов на топографической карте масштаба 1 : 100 000—1 : 25 000 и имеющихся аэрофотоматериалах.

2. Изучение инженерно-геологических карт.

3. Перенесение вариантов трассы на фотосхемы. Стереоскопический просмотр вариантов.

4. Технико-экономическое сравнение вариантов. Выбор принципиального направления трассы.

5. Полевое обследование трассы. Предварительное согласование. Полуинструментальная съемка существующих линий электропередач и связи в зоне влияний.

II. Изыскания для составления рабочих чертежей.

1. Маршрутная аэрофотосъемка в масштабе 1 : 10 000—1 : 12 000 вдоль утвержденного направления линии.

2. Плановая и высотная привязка аэроснимков.

3. Топографическое и инженерно-геологическое дешифрирование.

4. Развитие фототриангуляции. Стереообработка материалов. Фотограмметрическое трассирование.

5. Составление плана и продольного профиля проектируемой трассы.

6. Вынесение проекта трассы в натуру. Инструментальная разбивка створных точек и опор линии. Контрольный промер трассы.

Магистральные трубопроводы

I. Изыскания для технического проекта.

1. Камеральное трассирование вариантов по топографическим картам масштаба 1 : 100 000—1 : 25 000.

2. Аэровизуальное обследование местности. Выбор конкурирующих вариантов.

3. Аэрофотосъемка полосы вариантов в масштабе 1 : 10 000—1 : 12 000. Аэрорадионивелирование.

4. Плановая и высотная привязка аэроснимков.

5. Топографическое и инженерно-геологическое дешифрирование.

6. Предварительное согласование трассы.

7. Уточнение направления трассы трубопровода по фотосхемам и стереомоделям местности (под стереоскопом).

II. Изыскания для составления рабочих чертежей:

1. Развитие пространственной фототриангуляции. Определение элементов ориентирования аэроснимков.

2. Стереообработка аэроснимков. Фотограмметрическое трассирование.

3. Составление плана трассы, продольных и поперечных профилей.

4. Вынесение проекта трассы в натуру. Закрепление трассы.

V.8. Способы детальной разбивки кривых

Детальную разбивку кривых ведут через 20 м, если радиус кривой больше 500 м, и через 10 м, если радиус кривой от 100 до 500 м. При радиусе меньше 100 м рекомендуют разбивать кривую через 5 м.

Существует много способов детальной разбивки кривых. Наиболее распространенными из них являются: способ координат, углов, продолженных хорд, вписанного многоугольника, секущих.

Способ координат. В этом способе положение точек B, C, D... (рис. V.5) на кривой через равные промежутки K определяется прямоугольными координатами x_1; y_1; x_2, y_2; x_3, y_3 . . ., при этом за ось абсцисс принимают линию тангенса AM, а за начало координат — начало или конец кривой.

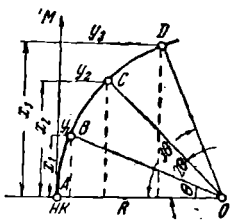


Рис. V.5

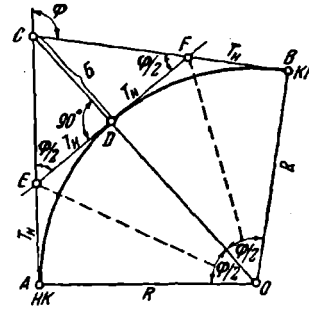


Рис. V.6

Из рис. V.5 следует, что

$$\left.\begin{aligned} x_1 &= R\sin\theta; \quad y_1 = 2R\sin^2\frac{\theta}{2} \\ x_2 &= R\sin 2\theta; \quad y_2 = 2R\sin^2 2\frac{\theta}{2} \\ x_3 &= R\sin 3\theta; \quad y_3 = 2R\sin^2 3\frac{\theta}{2} \end{aligned}\right\}, \qquad (V.15)$$

где угол $\theta = K/R \cdot 180/\pi$.

Разбивку кривой ведут от начала и конца кривой к середине. Координаты, вычисляемые по формулам (V.15), берут по радиусу из таблиц, где часто абсциссы x даются как разность $K - x$ («кривая без абсциссы»). В этом случае по тангенсу откладывают длину кривой (K, $2K$, $3K$ . . .) и отмеряют назад соответствующее значение $K - x$. В найденных точках (концах абсцисс) восставляют перпендикуляры и откладывают по ним ординаты y_1, y_2, y_3 . . ., получая точки кривых.

Таким же способом выносят пикеты с линии тангенса на кривую. Длина кривой K определяется как разность пикетажных значений выносимого пикета и начала (или конца) кривой. По таблицам для заданного радиуса по длине кривой определяют $K - x$ и y, по которым и выносят пикет на кривую.

При большом угле поворота, когда ординаты достигают значительных величин, рекомендуется общий угол поворота φ разделить на две части (рис. V.6), как бы заменив одну кривую AB двумя сопрягающими кривыми AD и DB одного радиуса. Каждую часть кривой разбивают отдельно от линии тангенсов AE и DE, BF и DF. Дополнительные точки E и F находятся на линиях AC и BC на расстоянии от точек HK и KK, равном длине нового тангенса $T_н$

$\left(T_н = R\ \mathrm{tg}\frac{\varphi}{4}\right)$. Таким же образом можно разделить кривую и на большее число сопряженных частей.

В способе координат каждая точка кривой определяется независимыми промерами и при переходе от одной точки к другой ошибки не накапливаются. В этом основное достоинство способа.

Способ углов. В этом способе использовано то положение, что углы с вершиной в какой-либо точке круговой кривой, образованные касательной и секущей и заключающие одинаковые дуги, равны половине соответствующего центрального угла (рис. V.7)

$$\sin\frac{\theta}{2} = \frac{l}{2R}, \qquad (V.16)$$

где l — длина хорды.

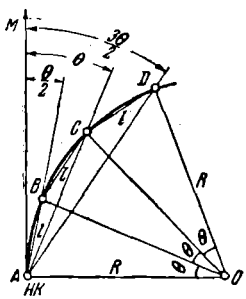


Рис. V.7

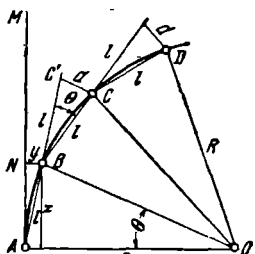


Рис. V.8

Величину угла θ/2 выбирают из таблиц по значению l и R.

В начале кривой A устанавливают теодолит и от линии тангенса задают угол θ/2, откладывая вдоль полученного направления длину хорды $AB = l$. Найденную точку кривой закрепляют. От того же направления AM теодолитом отмеряют второй угол 2 θ/2. От точки B откладывают следующую длину хорды l так, чтобы ее конец лежал в коллимационной плоскости теодолита, фиксируя на местности точку C кривой и т. д.

Так как в способе углов положение последующей точки определяется относительно предыдущей, то с возрастанием длины кривой точность ее детальной разбивки быстро падает. В этом главный недостаток способа.

Способ продолженных хорд. Разбивку кривой этим способом ведут без теодолита. По радиусу R и принятой длине хорды l (10 или 20 м) находят отрезки d и y, называемые в таблицах промежуточным и крайним перемещениями,

$$\left.\begin{aligned} y &= \frac{l^2}{2R} \\ d &= 2y = \frac{l^2}{R} \end{aligned}\right\}. \qquad (V.17)$$

Положение первой точки кривой B (рис. V.8) может быть определено при помощи прямоугольных координат x и y или с отрезка тангенса $AN = l$ линейной засечкой радиусами — векторами $AB = l$ и $NB = y$. Закрепив точку B, на продолжении створа AB откладывают длину хорды l и отрезками $C'C = d$ и $BC = l$ засекают на кривой точку C и т. д. Недостаток способа тот же, что и предыдущего.

Способ вписанного многоугольника. Точки на кривой через равные промежутки определяются путем последовательного отло-

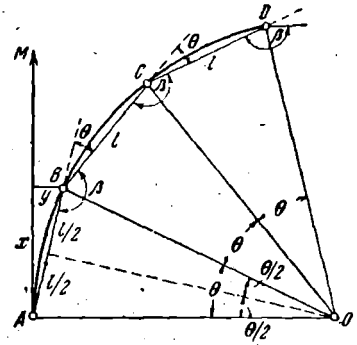


Рис. V.9

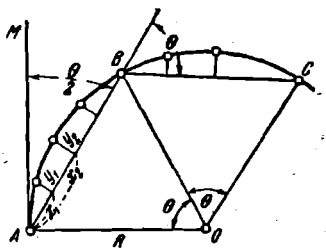


Рис. V.10

жения длины хорды l и угла между соседними хордами β (рис. V.9). При этом длина хорды

$$l = 2R \sin \frac{\theta}{2}, \qquad (V.18)$$

где угол θ находят по формуле (V.16).

Угол между хордами

$$\beta = 180^\circ - \theta. \qquad (V.19)$$

Точку B кривой определяют по способу прямоугольных координат (или углов). В ней устанавливают теодолит и строят угол $ABC = \beta$. Вдоль направления BC откладывают хорду l, определяя на кривой точку C, в которую переносят теодолит. Вновь откладывают угол β и хорду l, находя точку D, и т. д.

Способ секущей. В этом способе точки кривой разбивают от хорды (секущей) по прямоугольным координатам (рис. V.10). Длину секущей выбирают большой (100 м и более), но с учетом, чтобы в стесненных условиях максимальная длина ординаты не превышала 2—3 м.

Первая секущая задается из начальной точки кривой под углом $\theta/2$ к тангенсу. Этот угол вычисляют по формуле (V.16) или находят по таблицам для данного R и принятого l. В этих же таблицах находят величины K — x и y для детальной разбивки участка кривой AB от хорды.

Теодолит переносят в точку B и от направления AB откладывают угол θ, задавая вторую секущую BC, от которой разбивают новый участок кривой.

Наряду со способом координат способ секущей является наиболее точным и применяется в стесненных условиях (в туннелях, на дамбах и т. д.).

V.9. Переходные кривые

Уравнение переходной кривой. Чтобы уравновесить действие центробежной силы, возникающей на кривых, на железнодорожных линиях наружный рельс делают выше внутреннего, а на автомобильных дорогах устраивают в и р а ж, т. е. односкатный поперечный профиль с наклоном к центру кривой.

Для постепенного нарастания центробежного ускорения прямые участки сопрягают с круговыми кривыми при помощи п е р е х о д н ы х к р и в ы х, радиус кривизны которых меняется от бесконечности до радиуса круговой кривой. В пределах переходных кривых осуществляется на железных дорогах «отведение возвышения» наружного рельса до отметки внутреннего, а на автодорогах — «отгон виража», т. е. переход от односкатного поперечного профиля к двускатному.

Уравнение переходной кривой, выведенное из условия, чтобы в каждой ее текущей точке величина виража или возвышения наружного рельса уравновесила действие возникающей центробежной силы, имеет вид

$$\rho = \frac{C}{s}, \tag{V.20}$$

где ρ — радиус кривизны; s — длина переходной кривой от ее начала до текущей точки; C — постоянная величина, называемая п а р а м е т р о м переходной кривой. Иногда параметр C обозначают через A^2. В начале переходной кривой $s = 0$ и $\rho = \infty$; для конечной точки переходной кривой $s = L$ и $\rho = R$.
Следовательно,

$$C = LR,$$

где L — полная длина переходной кривой.

Уравнению переходной кривой наиболее полно удовлетворяет р а д и о и д а л ь н а я с п и р а л ь (к л о т о и д а), уравнение которой в полярных координатах имеет вид

$$s^2 = 2C\psi, \tag{V.21}$$

где ψ — угол между осью абсцисс и касательной к кривой в текущей точке (рис. V.11).

Уравнение радиоидальной спирали в прямоугольных координатах

$$\left.\begin{aligned} x &= s\left(1 - \frac{s^4}{40C^2} + \frac{s^8}{3456C^4} - \dots\right) \\ y &= \frac{s^3}{6C}\left(1 - \frac{s^4}{56C^2} + \frac{s^8}{7040C^4} - \dots\right) \end{aligned}\right\}. \tag{V.22}$$

При небольших длинах переходных кривых иногда применяют для ее разбивки кубическую параболу, у которой радиусы кривизны обратно пропорциональны абсциссам точек, т. е.

$$\rho = \frac{C}{x}. \qquad (V.23)$$

Уравнение кубической параболы в прямоугольных координатах имеет вид

$$y = \frac{x^3}{6C} \qquad (V.24)$$

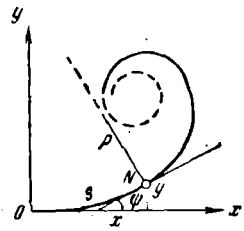


Рис. V.11

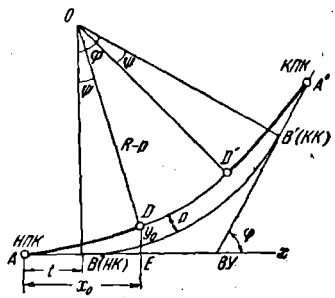


Рис. V.12

и соответствует первому члену уравнения радиоидальной спирали (при замене s через x). Таблицы переходных кривых рассчитаны по радиоидальной спирали. В качестве аргументов в них приняты или параметр C *, или непосредственно длины переходных кривых L, кратные 20 м (от 200 до 20 м), и значение радиусов круговых кривых (от 4000 до 200 м) **.

Расчет элементов переходных кривых. При вставке переходных кривых AD и $A'D'$ (рис. V.12) круговая кривая K с каждого из концов укорачивается на половину длины переходной кривой L и угол поворота φ уменьшается на величину 2ψ. Кроме того, оставшаяся часть круговой кривой смещается к центру O, уменьшая радиус R на величину p, называемую сдвижкой круговой кривой. Поэтому устройство переходных кривых возможно только при условии, если

$$K \geqslant L$$

или, что все равно,

$$\varphi \geqslant 2\psi.$$

---

* Федоров Н. В. Полевые таблицы для разбивки круговых и переходных кривых. М., Трансжелдориздат, 1945.

** Гипротранс ТЭИ. Таблицы для разбивки железнодорожных кривых. М., Трансжелдориздат, 1962.

Митин Н. А. Таблицы для разбивки кривых на автомобильных дорогах. М., «Недра», 1971.

Величину сдвижки p находят по формуле

$$p=\frac{L^2}{24R}\left(1-\frac{L^2}{112R^2}\right). \qquad (V.25)$$

Расстояние t между началом переходной кривой и началом круговой кривой, называемое дополнением к тангенсу, равно примерно половине переходной кривой, точнее

$$t=\frac{L}{2}\left(1-\frac{L^2}{120R^2}\right). \qquad (V.26)$$

Начало первой (*НПК*) и конец второй переходной кривой (*КПК*) находят на местности отложением соответственно от начала

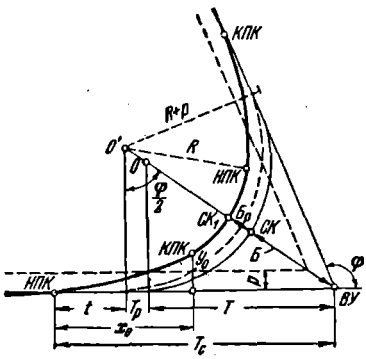


Рис. V.13

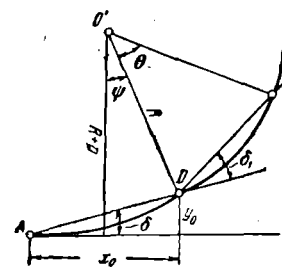


Рис. V.14

(*НКК*) и конца (*ККК*) круговой кривой расстояния t или от ближайших пикетов по их пикетажному значению

$$\text{пк}НПК=\text{пк}НКК-t,$$

$$\text{пк}КПК=\text{пк}ККК+t.$$

Переходные кривые со смещенным центром. Чтобы при вставке переходных кривых не уменьшался радиус круговой кривой на величину p, необходимо сдвинуть центр круговой кривой O (рис. V.13) вдоль биссектрисы угла поворота на величину

$$Б_p=p\sec\frac{\varphi}{2}. \qquad (V.27)$$

В этом случае тангенс круговой кривой получит приращение

$$T_p=p\,\text{tg}\frac{\varphi}{2} \qquad (V.28)$$

и общий тангенс кривой от вершины угла до начала переходной кривой будет равен

$$T_o=T+T_p+t_1 \qquad (V.29)$$

а биссектриса сдвинутой кривой

$$Б_д = Б + Б_р. \qquad (V.30)$$

Получаем поправку и домер

$$Д_д = 2T_д - K_c,$$

где K_c — общая длина круговой и переходной кривых, равна $K + L$.
Отсюда

$$Д_д = Д + 2T_р - 2\left(\frac{l}{2} - t\right). \qquad (V.31)$$

Пикетаж на сдвинутых кривых рассчитывают по формулам (V.10) и (V.11.) заменяя соответственно величины T, K, $Д$ новыми значениями T_c, K_c, $Д_c$.

Детальная разбивка переходных кривых. Детальную разбивку переходных кривых производят способом координат от линии тангенса таким же способом, как и круговые кривые (см. раздел V.8). В таблицах кривых даны координаты для совместной разбивки переходных и следующих за ними круговых кривых. Разбивку начинают от начала переходной кривой и ведут ее к середине. В таблицах координаты конца переходной кривой подчеркнуты или набраны жирным шрифтом. В стесненных условиях детальную разбивку кривых ведут способом секущих, определяя положение точек переходной и круговой кривой координатами от хорд. Направление хорды, стягивающей конечные точки переходной кривой, определяют по координатам ее конца x_0 и y_0 (рис. V.14)

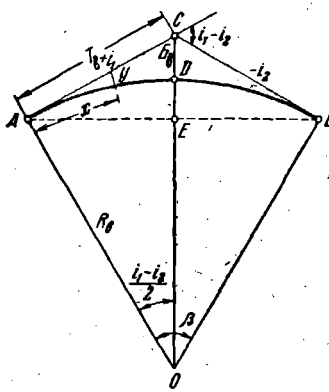


Рис. V.15

$$\delta = \operatorname{arctg}\frac{y_0}{x_0}. \qquad (V.32)$$

Угол между этой хордой и первой секущей круговой кривой находят из выражения

$$\delta_1 = \frac{\theta}{2} + \psi - \delta, \qquad (V.33)$$

где θ — центральный угол круговой кривой, стягиваемый хордой; ψ — центральный угол, соответствующий переходной кривой,

$$\psi = \frac{L}{2R}\rho^\circ = \frac{90^\circ L}{\pi R}, \qquad (V.34)$$

где ρ° — радиан в градусах.

Координаты точек K — x и y, длины хорд кривых, а также углы δ, ψ и θ даны в таблицах.

Вертикальные кривые. При проектировании трассы переломы продольного профиля сопрягаются вертикальными круговыми кривыми. Радиусы вертикальных кривых в основном назначают большие (для железных дорог 5000—10 000 м).

Длина вертикальной кривой $K_в$ (рис. V.15)

$$K_в = R_в \beta, \tag{V.35}$$

где

$$\beta = \operatorname{arc\,tg}(i_1 - i_2).$$

Вследствие небольшой величины допускаемых уклонов (тангенсов) можно принять, что

$$\beta \approx i_1 - i_2$$

и

$$K_в \approx R_в (i_1 - i_2).$$

Тангенс вертикальной кривой

$$T_в = R_в \operatorname{tg}\frac{\beta}{2} \approx R_в \frac{i_1 - i_2}{2}, \tag{V.36}$$

биссектриса

$$Б_в = \sqrt{T_в^2 + R_в^2} - R_в \approx \frac{T_в^2}{2R_в}, \tag{V.37}$$

Положение любой точки профиля на вертикальной кривой определяется прямоугольными координатами x и y. Абсциссу x отсчитывают по пикетажу от начала вертикальной кривой (через 10—20 м), ординату y определяют по формуле

$$y = \frac{x^2}{2R_в} \tag{V.38}$$

или берут из таблиц и вводят как поправку в проектные отметки продольного профиля, при этом в случае вогнутой вертикальной кривой прибавляют к отметкам, в случае выпуклой — вычитают.

Элементы вертикальных кривых приведены в особых таблицах, составленных Союздорпроектом, и в таблицах для разбивки кривых.

в. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ВОДНЫХ ИЗЫСКАНИЯХ

V.10. Определение уровней водотоков

Для определения уровней водотоков организуются постоянные и временные водомерные посты. На основании наблюдений на водомерных постах устанавливают закономерность колебаний уровня воды в зависимости от времени и составляют годовые графики таких колебаний.

Водомерные посты бывают трех видов: реечные, свайные и лимниграфические. Около каждого водомерного поста в незатопляемом месте устанавливают грунтовой репер и находят его абсолютную отметку двойным нивелированием IV класса от ближайшего пункта государственной нивелирной сети. От этого репера надежно определяют отметку нуля водомерной рейки или начального штриха лимниграфа, а на свайных постах — отметки головок всех свай.

Водомерную рейку укрепляют на забитой в дно реки свае с таким расчетом, чтобы ее нуль располагался на 0,3—0,5 м ниже самого низкого уровня воды в данном месте. Уровень воды отсчитывают по рейке с точностью до сантиметра.

Свайный водомерный пост состоит из ряда свай, забитых на различной высоте дна и берега по створу, перпендикулярному к направлению течения реки. Расстояние между сваями устанавливают с таким расчетом, чтобы превышения между их верхними точками (головками) были порядка 0,5—1 м. Сваи нумеруют и нивелируют. Для замера уровня воды на ближайшую к берегу затопляемую сваю ставят небольшую переносную рейку. Отсчет по ней прибавляют к высоте сваи и получают отметку уровня воды на момент измерения.

Лимниграфа — это автоматические водомерные посты, позволяющие вести непрерывную запись на ленте изменений уровня воды в масштабе 1 : 1, а при больших изменениях уровня — в масштабе 1 : 5 или 1 : 10.

Уровень воды на постоянных водомерных постах обычно выражают в условной системе высот. За начало системы принимают так называемый нуль графика водомерного поста, абсолютная отметка которого известна по данным привязки к реперу.

Большой интерес представляет определение *высшего исторического уровня* (ВИУ), необходимого для проектирования гидротехнических сооружений, мостовых переходов, дюкеров и т. д. Отметка уровня высоких вод может быть найдена по следам на местности, по опросам старожилов и наиболее надежно — по результатам многолетних наблюдений на водомерных постах.

V.11. Определение скорости потока и направления течения

Скорость воды в реке в разных ее частях различна. Вследствие шероховатости русла скорость уменьшается по мере приближения ко дну потока. Максимальная скорость находится вблизи водной поверхности в наиболее глубокой части реки. Линии, соединяющие точки потока с равными скоростями, называются *изотахами*.

Скорость потока рейки может быть определена: по формуле Шези, при помощи гидрометрической вертушки, поплавками.

Формула Шези. Эмпирическая формула Шези для вычисления средней скорости $v_{ср}$ потока имеет вид

$$v_{ср} = C\sqrt{Ri}, \tag{V.39}$$

где R — гидравлический радиус; i — уклон поверхности водотока; C — скоростной коэффициент, вычисляемый по Базену

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \tag{V.40}$$

или по Павловскому

$$C = \frac{1}{n} R^{y}. \tag{V.41}$$

Коэффициенты шероховатости γ и n зависят от характера берегов, дна русла и поймы реки и приведены в справочниках по гидравлике.

Показатель степени y в формуле Павловского примерно равен

$$y \approx 1{,}5\sqrt{n} \quad \text{при } R < 1 \text{ м}$$

и

$$y \approx 1{,}3\sqrt{n} \quad \text{при } R > 1 \text{ м}.$$

Гидравлический радиус

$$R = \frac{\omega}{P},$$

где ω — площадь поперечного («живого») сечения потока, ограниченная водной поверхностью и подводным («смоченным») периметром P.

Для больших рек гидравлический радиус равен средней глубине потока.

Гидрометрическая вертушка. Наиболее точно скорость потока определяют при помощи гидрометрической вертушки. Путем специального тарирования устанавливают зависимость между скоростью течения v и количеством оборотов n лопасти вертушки в единицу времени. Эта зависимость выражается уравнением вертушки, которое при большом числе оборотов (например, $n \geqslant 2{,}25$) обычно имеет прямолинейный вид

$$v = a + bn. \tag{V.42}$$

При малом числе оборотов уравнение имеет вид некоторой кривой, например

$$v = an + \sqrt{bn^2 + v_0}. \tag{V.43}$$

Для измерения скорости потока вертушку на штанге опускают с лодки на определенную глубину. Вращение лопасти вертушки по проводам передается на сигнальное устройство и через каждые 20 оборотов вспыхивает лампочка или звенит звонок. По этим сигналам замечают время по секундомеру, откуда

$$n = \frac{N}{T},$$

где N — общее количество оборотов вертушки; T — промежуток времени от начала первого сигнала до последнего в секундах.

В каждой точке время T берут равным в среднем 100—120 сек.

Наиболее полно распределение скоростей по глубине H потока (по скоростной вертикали) выявляется при измерении скорости в пяти точках: у поверхности; на глубине $0{,}2H$; $0{,}6H$; $0{,}8H$ и у дна. В этом случае среднюю скорость по вертикали подсчитывают по формуле

$$v_{ср} = \frac{v_0 + 3v_{0,2H} + 3v_{0,6H} + 2v_{0,8H} + v_{1,0H}}{10}. \tag{V.44}$$

При измерениях скорости в трех точках — $0{,}2H$; $0{,}6H$ и $0{,}8H$

$$v_{ср}=\frac{v_{0,2H}+2v_{0,6H}+v_{0,8H}}{4}. \qquad (V.45)$$

При измерениях скорости в двух точках — $0{,}2H$ и $0{,}8H$

$$v_{ср}=\frac{v_{0,2H}+v_{0,8H}}{2}. \qquad (V.46)$$

При измерении скорости в одной точке — $0{,}6H$

$$v_{ср}=v_{0,6H}. \qquad (V.47)$$

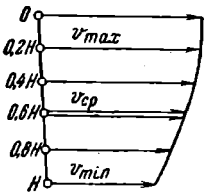


Рис. V.16

Средняя скорость на данной вертикали может быть также определена графомеханическим путем. По измеренным вертушкой скоростям строят эпюры распределения скоростей — годографы (рис. V.16). Измерив планиметром площадь годографа и разделив ее на глубину H, получают среднюю скорость на данной вертикали.

Расстояние между соседними скоростными вертикалями, расположенными в поперечном сечении потока (гидростворе), составляет 20 ÷ 50 м и зависит в основном от ширины реки.

Плановое положение скоростных вертикалей определяют при помощи прямой засечки (теодолитом или мензулой) с некоторого базиса, измеренного на берегу (см. раздел V.12), радиогеодезической системы или дальномерных измерений по створу.

Измерение скорости и направления течения поплавками. Для измерения скорости поплавками под прямым углом к течению разбивают три параллельных створа (верхний, главный и нижний) и закрепляют их на берегах вехами. Расстояние между створами назначают из расчета, чтобы путь от верхнего до нижнего створов поплавок проходил в самом быстром участке реки примерно за 30—40 сек.

В безветренную погоду с катера или лодки на 5—10 м выше верхнего створа пускают по очереди на разных участках по ширине реки поплавки группами в 3—5 штук с некоторым разрывом во времени и фиксируют по секундомеру время прохождения поплавка через все три створа. Кроме того, при пересечении поплавком главного створа засечкой с берега определяют его плановое положение.

Поверхностная скорость потока

$$v=\frac{L}{t}, \qquad (V.48)$$

где L — расстояние между верхним и нижним створами; t — время прохождения поплавком этого расстояния.

Для каждой группы поплавков выводят среднюю скорость и приписывают ее точке главного створа. Средняя величина из всех скоростей главного створа характеризует поверхностную скорость

реки. Для перехода к средней скорости всего потока умножают поверхностную скорость на некоторый коэффициент K (примерно $K = 0{,}85$). Точность определения скорости при помощи вертушки порядка 5%, а поплавками 10—15% ее величины.

Поверхностная скорость может быть также определена при помощи аэрофотосъемки. В этом случае производят маршрутную аэрофотосъемку участка с такой высоты, чтобы на снимках изображались оба берега реки, и составляют фотоплан в масштабе 1 : 5000 или 1 : 10 000. С катера спускают на всю ширину реки поплавки (щиты). Примерно с той же высоты их периодически (через 1—2 мин) фотографируют с самолета с одновременной фиксацией на аэроснимках показаний секундомера.

С аэроснимков положение поплавков переносят на фотоплан (по контурам или по способу Болотова). Определив по фотоплану расстояние между двумя положениями одного и того же поплавка, а по аэроснимкам — время между двумя моментами фотографирования, находят по формуле (V.48) поверхностную скорость на данном участке для каждого поплавка и затем среднюю для всей реки.

Соединив линиями положения одноименных поплавков, получают траекторию их движения, т. е. направление течения.

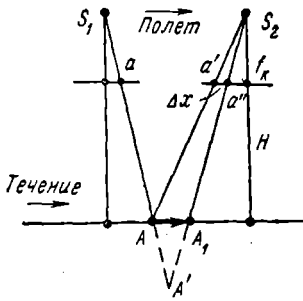


Рис. V.17

Скорость потока можно определить и стереофотограмметрическим методом. Для этого, пустив на всю ширину реки поплавки, производят маршрутную аэрофотосъемку участка с продольным перекрытием 60%. На аэроснимках фиксируют время.

Под влиянием течения воды за интервал времени между соседними экспозициями поплавки сместятся на некоторую величину Δx (рис. V.17). Эти смещения, называемые «псевдопараллаксами», аналогичны разности продольных параллаксов Δp, возникающих под влиянием рельефа местности. Поэтому при стереоскопическом рассматривании пары аэроснимков видимая поверхность воды с поплавками будет казаться вогнутой при совпадении направления аэрофотосъемки с направлением течения и выпуклой, если эти направления противоположны.

Измерив на каждой стереопаре разность расстояний до поплавков от некоторой линии, расположенной перпендикулярно направлению течения и проходящей через контурные точки на обоих берегах реки, определяют величину смещения l поплавков на местности под влиянием течения реки

$$l = \frac{H \Delta p}{f_к} \qquad \text{(V.49)}$$

и значение скорости течения

$$v = \frac{l}{t} = \frac{H}{f_к} \cdot \frac{\Delta p}{t}, \qquad \text{(V.50)}$$

где $\Delta p = x' - x$ — измеренная разность расстояний; H — высота фотографирования; t — интервал времени между экспозициями; $f_к$ — фокусное расстояние аэрокамеры.

Точность фотограмметрического определения скорости составляет около 10%.

V.12. Промеры глубин

Промеры глубин выполняют по поперечникам, разбиваемым перпендикулярно к течению реки или при большой скорости (более 1,5 м/сек) под острым углом к течению (косые галсы). Поперечники располагают через 50—100 м, их концы привязывают к точкам планового обоснования.

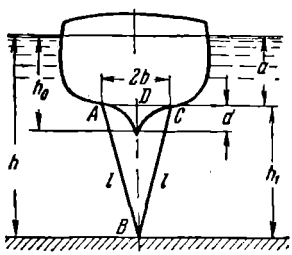


Рис. V.18

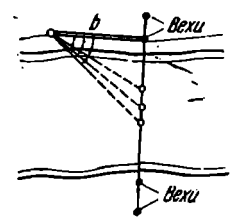


Рис. V.19

В состав промерных работ входят: измерение глубины реки, определение планового положения промерной вертикали, наблюдения за отметками уровня воды в момент промера.

Глубину реки до 3—5 м измеряют из лодки или катера при помощи рейки или наметки, свыше 5 м — при помощи ручного лота или эхолота. Точность промера глубин этими приборами в среднем около 5—10 см.

Эхолот основан на принципе ультразвуковой локации. Он определяет глубину потока h путем измерения времени прохождения ультразвукового импульса от излучателя A (рис. V.18) до дна реки B и обратно к приемнику C. Зная скорость распространения ультразвуковой волны в воде ($v \approx 1500$ м/сек) и время t прохождения звука до дна и обратно с учетом глубины осадки катера, имеем

$$h = h_1 + a = \sqrt{\frac{v^2 t^2}{4} - b^2} + h_0 - d, \qquad (V.51)$$

где b — половина базы эхолота; h_0 — осадка катера; a — расстояние от плоскости излучателя и приемника до поверхности воды; d — расстояние от днища катера до линии AC.

В речном эхолоте применяется магнитострикционный эффект, возникающий в пакетах из никелевых пластинок, использованных в качестве излучателя и приемника ультразвуковых волн. Эти волны, отразившись от дна реки, передаются на контактное устройство, которое автоматически фиксирует (про-

жигает) на движущейся графитовой ленте профиль дна — б а т и г р а м м у.

П л а н о в о е п о л о ж е н и е промерных вертикалей определяют прямыми засечками с пунктов обоснования или с некоторого базиса, измеренного на берегу или острове и привязанного к обоснованию (рис. V.19). Катер при измерениях движется в створе поперечника по выставленным на берегу вехам или по компасу. При быстром течении, когда трудно выдержать заданный створ, засечки производят одновременно двумя-тремя инструментами. Расстояние между промерными вертикалями назначают через 10—25 м с расчетом, чтобы правильно изобразить поперечный профиль русла реки. В момент засечки планового положения вертикали на батиграмме нажатием кнопки фиксируется особая вертикальная линия.

На малых реках глубины можно измерять по натянутому через реку тросу, размеченному через 5—10 м.

Эффективным является метод, сочетающий промер эхолотом с а э р о ф о т о с ъ е м к о й русла. В этом методе плановая привязка поперечников и косых галсов производится по фотосхемам или фотопланам к контурным точкам, четко изобразившимся на аэроснимках. Для засечки промерных вертикалей на фотогалсах инструмент устанавливают на берегу в любой из контурных точек и ориентируют на другую.

На больших водохранилищах плановая привязка промеров эхолотом может быть выполнена радиогеодезической системой типа «гидродист».

В Гипроречтрансе для этой цели разработан особый прибор — радиомензула *. В этом приборе использована полярная система координат. Полярный угол направления на точку промера строится на мензуле по линейке кипрегеля, при этом для удобства визирования на движущийся катер кипрегель вращается при помощи винта около закрепленного стержня (по этой точке центрируется мензула). Расстояние от кипрегеля до антенны на катере (до эхолота) измеряется радиодальномерной ультракоротковолновой системой фазового типа. В соответствии с измеренным расстоянием на линейке кипрегеля автоматически передвигается в принятом масштабе съемки карандашное устройство, по которому фиксируют наблюдаемую точку. В приборе имеется возможность менять масштаб изображения (1 : 1000, 1 : 2000, 1 : 5000).

Одновременно с промером глубин ведут наблюдения на временных водомерных постах за колебаниями уровня воды. Зная отметку уровня воды на момент промера и вычитая из нее глубину соответствующей вертикали, получают отметку дна, которую выписывают около проекции этой вертикали на плане. По отметкам дна рисуют горизонтали.

Для целей судоходства измеренные глубины реки по наблюдениям водомерных постов приводят к одной дате (см. раздел V.14), выписывают на план и проводят линии равных глубин — и з о б а т ы. По отметкам дна или глубинам на плане реки показывают линию наибольших глубин.

Измеряя глубины, необходимо иметь в виду, что водная поверхность реки может иметь некоторый п о п е р е ч н ы й

* Авторы конструкции С. М. Веретин, И. Е. Шмерлинг, А. Я. Левин.

уклон. Вследствие вращения Земли уровень воды у правого берега реки выше, чем у левого, на величину

$$\Delta h_в = \frac{2v\omega \sin \varphi \cdot s}{g}, \qquad (V.52)$$

где v — средняя скорость потока в м/сек; ω — угловая скорость вращения Земли ($7{,}29 \cdot 10^{-5}$ 1/сек); φ — широта места; g — ускорение силы тяжести (9,8 м/сек^2); s — ширина реки.

При $v = 1{,}5$ м/сек; $\varphi = 55°$; $s = 1000$ м величина $\Delta h_в = 18$ мм.

На поворотах реки дополнительно возникает центробежная сила, под влиянием которой точки водной поверхности, расположенные с внешней стороны от центра поворота, возвышаются на величину

$$\Delta h_ц = \frac{v^2}{gR} s, \qquad (V.53)$$

где R — радиус поворота.

При $v = 1{,}5$ м/сек; $R = 5000$ м; $s = 1000$ м величина $\Delta h_ц = 46$ мм.

Резкое искажение поперечного профиля водной поверхности вызывается сильным боковым ветром, а также быстрым изменением уровня воды в период паводка и больших ливней.

V.13. Определение расходов

Расходом водотока называют количество воды, протекающее через живое сечение потока в единицу времени. Расход равен

$$Q = \omega v, \qquad (V.54)$$

где ω — площадь живого сечения; v — средняя скорость потока.

Расход может быть определен аналитическим, графоаналитическим и графомеханическим способами.

В аналитическом способе средние скорости v_1, v_2, v_3, ... определяют по формулам (V.44)—(V.47). Зная расстояния между скоростными вертикалями b_1, b_2, b_3, ... и глубину h_1, h_2, h_3, ..., находят расход по формуле

$$Q = \frac{h_1}{2} \cdot \frac{v_1}{2} b_1 + \frac{h_1 + h_2}{2} \cdot \frac{v_1 + v_2}{2} b_2 + \ldots +$$

$$+ \frac{h_{l-1} + h_l}{2} \cdot \frac{v_{l-1} + v_l}{2} b_l + \frac{h_n}{2} \cdot \frac{v_n}{2} b_n. \qquad (V.55)$$

Иногда для крайних элементов принимают скорость $^2/_3 v_1$ (вместо $^1/_2 v_1$) и $^2/_3 v_n$ (вместо $^1/_2 v_n$).

Величина $\frac{h_{l-1} + h_l}{2} \cdot \frac{v_{l-1} + v_l}{2} b_l$ называется частичным расходом и обозначается q_r, следовательно, общий расход

$$Q = \sum_{l=1}^{l=n} q_{rl}. \qquad (V.56)$$

В графоаналитическом способе средняя скорость определяется также по формулам (V.44)—(V.47). Для каждой скоростной и промерной вертикали поперечника находят так называемый элементарный расход $q_э$ как произведение средней скорости на глубину

$$q_{эi} = h_i v_i. \qquad (V.57)$$

Отложив в определенном масштабе элементарные расходы по ординатам вверх (рис. V.20) и соединив верхние точки плавной кривой, получают кривую элементарных расходов. Планиметром

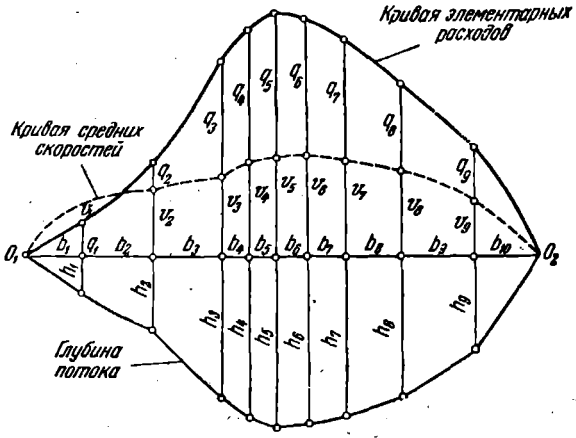


Рис. V.20

вычисляют площадь, ограниченную этой кривой и осью O_1O_2. С учетом цены деления планиметра эта площадь и будет составлять расход водотока в м³/сек.

В графомеханическом способе средние скорости по вертикали определяют при помощи измерения планиметром площади эпюры скоростей. Расход находят, как в графоаналитическом способе, построением кривой элементарных расходов и измерением ее площади планиметром.

Расход можно определить аэрометодом, фотографируя с самолета особые поплавки — интеграторы. В этом методе с самолета сбрасывают и фотографируют особые сосуды, выпускающие со дна реки индикаторную жидкость (масло). Установив из опыта вертикальную скорость ($v_в$) подъема индикатора и измерив на аэроснимках расстояние l от вертикали сосуда до выхода на поверхность воды индикатора, определяют элементарный расход [10]

$$q_э = v_в l.$$

Для больших рек с достаточной точностью

$$q_э = 0{,}135 l. \qquad (V.58)$$

Сосуды представляют собой небольшие металлические цилиндры, наполненные смесью машинного масла и керосина. На определенном поперечном створе, зафиксированном контурными точками на берегах, сосуды поочередно сбрасываются с самолета в воду (например, через 1 сек) и одновременно производится вспомогательная аэрофотосъемка с минимально возможным интервалом (через 2—3 сек) с целью фиксации по аэроснимкам всплесков от попаданий сосудов в воду. Затем самолет разворачивают вдоль реки (рис. V.21) и производят основную аэросъемку выходов индикаторной жидкости на поверхность. Масштаб залета зависит от ширины реки (желательно, чтобы на аэроснимках изобразились оба берега) и для рек шириной 500—1000 м составляет 1 : 5000—1 : 10 000.

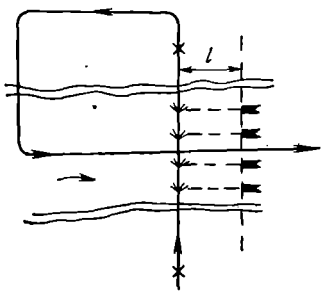


Рис. V.21

Линия всплесков с вспомогательных аэроснимков по контурам переносится на основные, по которым измеряют длины отрезков l. По формуле (V.58) вычисляют элементарные расходы. По площади кривой этих расходов вычисляют общий расход реки.

V.14. Составление продольного профиля реки

Масштаб продольного профиля в зависимости от его назначения, длины реки, уклонов бывает различный. Обычно горизонтальный масштаб берут 1 : 25 000—1 : 100 000, вертикальный 1 : 100.

Уровни воды фиксируют примерно через 1—3 км на характерных точках реки: перекатах и порогах, плесах, в местах резкого поворота, на суженных островами участках, в верхних и нижних бьефах плотин, у мостов.

Если продольный профиль составляют на небольшой участок реки, например на район мостового перехода, то уровень воды может быть зафиксирован одновременной забивкой кольев во всех характерных точках по сигналу или часам. Колья забивают вровень с водной поверхностью и затем нивелируют их. Расстояния между точками берут с топографической карты или измеряют на местности.

Характерные точки реки, в которых забивают колья для определения уровня воды, называют точками одновременной или мгновенной связки (ТОС, ТМС).

При составлении продольного профиля большой реки по одному из коренных берегов (иногда по обоим) прокладывают нивелирный ход II класса. Для рек длиной 200—300 км можно ограничиться нивелированием III класса. Постоянные железобетонные реперы устанавливают в незатопляемых местах через 5—7 км, по возможности ближе к характерным точкам реки. Временные реперы закладывают через 2—3 км.

Реку разделяют на участки длиной порядка 30—50 км, нивелирование которых поручают отдельным исполнителям. Длина участка зависит главным образом от интенсивности изменения уровня воды. На границах участков устраивают временные водомерные посты.

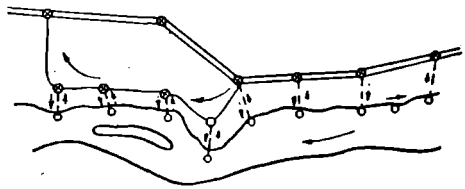


Рис. V.22

При устойчивом уровне (когда он изменяется в день не больше чем на 1 см) колья можно забить вровень с поверхностью воды в течение одного дня на всем участке или значительной его части, используя катер или моторную лодку. Однако при этом следует иметь в виду, что нивелирование установленных кольев должно быть закончено в течение 2—3 дней, чтобы была уверенность, что высота кольев за это время не изменилась.

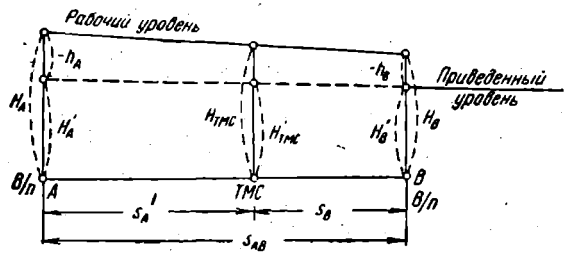


Рис. V.23

Колья устанавливают не далее 1 м от уреза воды или в отведенных траншеях в тихую, безветренную погоду. Для контроля в каждой характерной точке забивают два-три кола, один от другого на расстоянии 1—3 м.

Установленные урезные колья нивелированием IV класса связывают с реперами основного нивелирного хода (рис. V.22). При широкой пойме, когда основной ход отходит от русла реки на значительное расстояние, прокладывают вблизи реки дополнительный ход, опирающийся на реперы II или III класса, и уже от пунктов этого хода передают отметки двойными висячими ходами на урезные колья. Длина дополнительных и висячих ходов и их точность рассчитаны из условия, чтобы предельная ошибка во взаимной высоте двух смежных точек мгновенной связки не превышала ± 1 см.

В журналах продольного профиля реки указывают время установки урезных кольев и время их нивелирования. На водомер-

ных постах ведут наблюдения за уровнем воды в реке. Используя результаты этих наблюдений, простым интерполированием приводят отметки водной поверхности к одному мгновенному («срезочному») уровню как внутри участков, так и между отдельными участками на всем протяжении реки.

При расположении уровней, показанных на рис. V.23, приведенная отметка $H_{\text{ТМС}}$ некоторой точки находится по формуле

$$H'_{\text{ТМС}} = H_{\text{ТМС}} + (-h_{\text{в}}) + \frac{(-h_A)-(-h_B)}{s_{AB}} s_B, \qquad \text{(V.59)}$$

где h_A и h_B — разности отметок уровней на водомерных постах A и B на дату приведения уровней к одному моменту и дату нивелирования урезных кольев; $H_{\text{ТМС}}$ — рабочая отметка точки.

V.15. Топографо-геодезические работы на водохранилищах

При возведении на реке плотины ГЭС бытовой уровень воды поднимается до отметки нормального подпорного уровня (НПУ), образуя в верхнем бьефе водохранилище. Длина водохранилища

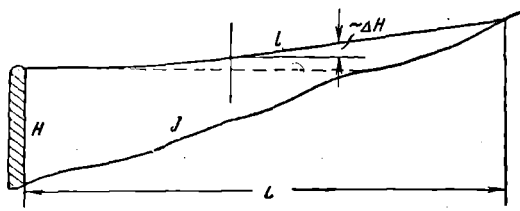


Рис. V.24

от плотины до хвостовой части, где выклинивается подпор, может быть подсчитана по приближенной формуле

$$L = K\frac{H}{J}, \qquad \text{(V.60)}$$

где H — высота напора; J — средний продольный уклон потока; K — коэффициент, принимаемый для плотины с затворами равным 1,5—2,2.

Вода в водохранилищах устанавливается по кривой подпора (рис. V.24). В первом приближении разность отметок ΔH двух смежных поперечных сечений водохранилища может быть определена по формуле

$$\Delta H = \frac{lQ^2}{\omega^3 C^2 R}, \qquad \text{(V.61)}$$

где l — расстояние между поперечниками; Q — расход; остальные обозначения указаны в разделе V.11.

При проектировании водохранилища используют топографические карты масштабов 1 : 25 000—1 : 10 000. Отдельные участки водохранилища для проектирования инженерной защиты, переселения населенных пунктов и предприятий, выбора портов и др. снимают в крупных масштабах (1 : 1000—1 : 2000).

Площадь водохранилища в пределах контура затопления определяют по топографической карте при помощи планиметра.

Общий объем воды в водохранилище находят по приближенным формулам путем суммирования объемов между соседними горизонталями, начиная с горизонтали с самой низкой отметкой в чаше водохранилища и кончая горизонталью затопления,

$$W = \sum \frac{P_i + P_{i+1}}{2} h \qquad (V.62)$$

или

$$W = \sum \frac{P_i + P_{i+1} + \sqrt{P_i P_{i+1}}}{3} h, \qquad (V.63)$$

где P_i, P_{i+1} — определяемые планиметром площади, ограниченные соседними горизонталями; h — высота сечения рельефа.

При этом в пойменных частях учитывают выпуклые и вогнутые формы рельефа, которые соответственно вычитают или прибавляют к общему объему. Для уточнения величины объемов следует учитывать форму склонов долины, речные террасы и др.

Объем водохранилища по топографическим картам подсчитывают с точностью порядка 3—5%.

Для вынесения контура водохранилища в натуру кривую подпора, по которой устанавливается водная поверхность водохранилища, разбивают на отдельные участки, в пределах которых эту поверхность принимают за горизонтальную (например, 100,00; 100,50; 101,00; 101,50 и т. д.). Отметки этих горизонтальных участков и устанавливают в натуре. Работу выполняют техническим нивелированием. Нивелирный ход начинают от ближайших к контуру водохранилища реперов нивелирной основы и прокладывают его в район расположения горизонтали затопления, вычисляя в поле отметки связующих точек.

Когда отметка связующей точки окажется близкой к проектной (в пределах ±1 м), определяют горизонт инструмента H_i. Вычитая затем из горизонта инструмента проектную отметку $H_{пр}$, находят отсчет по рейке b, при котором ее пятка будет находиться на искомой горизонтали затопления (см. раздел V.16).

Рейку передвигают по склону до получения по средней нити требуемого отсчета b (в пределах 3—5 см). С этой же станции намечают через 30—50 м вправо и влево еще ряд точек, фиксируя их кольями. Затем нивелируют следующую связующую точку, близкую по высоте к проектной отметке, и, опираясь на нее, находят точки горизонтали затопления этого участка и т. д. Через 3—5 км ходы технического нивелирования по отбивке горизонтали затопления привязывают к реперам высотной основы.

Через 300—350 м отбиваемую линию спрямляют (рис. V.25), допуская стрелы прогиба до 10 м, а в горных районах и до 30 м. Углы поворота спрямленных линий закрепляют столбами.

По закрепленным точкам прокладывают теодолитный или тахеометрический ход и определяют аналитические координаты основных точек контура водохранилища.

В горных районах отбивка горизонтали затопления может быть выполнена тахеометрическим способом. В залесенных, труднодоступных районах для этой цели можно применить барометрическое нивелирование.

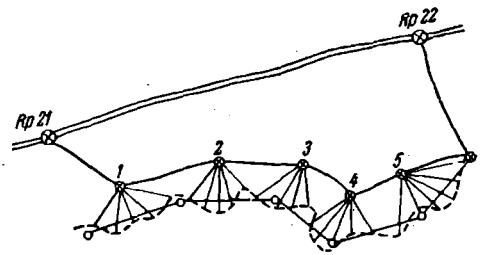


Рис. V.25

При наличии крупномасштабных фотопланов с горизонталями, на которых по проектным отметкам нанесена граница затопления водохранилища, последняя может быть вынесена в натуру с достаточной точностью промерами от четких контуров и предметов.

В чаше водохранилища до его затопления трассируют судовые ходы и устанавливают створные знаки и другие элементы судовой обстановки.

Г. РАЗБИВКА ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

V.16. Общие принципы разбивки сооружений

Порядок разбивочных работ. Разбивкой сооружения, или перенесением проекта в натуру, называют геодезические работы, выполняемые на местности для определения планового и высотного положения характерных точек строящегося сооружения согласно его проекту. Геометрической основой проекта для перенесения его в натуру являются разбивочные оси, относительно которых в рабочих чертежах даются размеры всех деталей сооружения. Главные, или исходные, оси привязывают к пунктам геодезической основы.

Отметки точек сооружения даются в проектах от условий плоскости — уровня чистого пола первого этажа и обозначаются: вверх со знаком плюс, вниз со знаком минус. Для каждого сооружения уровень чистого пола соответствует определенной абсолютной отметке, заданной в проекте. Для вынесения в натуру отметки от уровня чистого пола перевычисляют в абсолютную систему высот.

Разбивку сооружений производят на основании рабочих чертежей проекта (генерального плана, планов и профилей сооружений, проектов планировки и др.), при этом выполняют особый аналитический расчет проекта и его геодезическую подготовку.

Общий порядок разбивки сооружений следующий. От пунктов геодезической основы, согласно данным привязки, находят на

местности положение главных (исходных) разбивочных осей и закрепляют их знаками. Этот этап называют разбивкой основных осей и оформляют соответствующим актом.

Затем переходят ко второму этапу — детальной разбивке сооружения. От закрепленных точек главных осей разбивают продольные и поперечные оси отдельных строительных блоков и частей сооружения с одновременной установкой точек и плоскостей на уровень проектных отметок. Детальная разбивка, определяющая взаимное расположение элементов сооружения, производится значительно точнее, чем разбивка главных осей, задающая лишь общее положение и ориентировку сооружения в целом.

По завершении строительства фундамента и монтажа строительных конструкций приступают к третьему этапу: разбивке и закреплению монтажных осей и установке в проектное положение технологического оборудования. Этот этап геодезических работ требует наиболее высокой точности измерений.

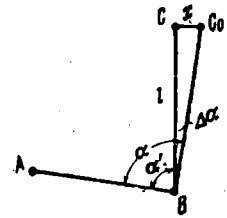


Рис. V.26

Точность детальной разбивки зависит от типа и назначения сооружения, материала его изготовления, технологических особенностей производства и регламентируется Строительными Нормами и Правилами (СНиП) и техническими требованиями проектов сооружений. В общем случае точность возведения инженерного сооружения зависит от точности геодезических измерений, точности технологических расчетов проекта и погрешностей строительно-монтажных работ.

Учитывая возможность получения высокой точности геодезических измерений, которая достигается сравнительно небольшими затратами средств, обычно принимают, что ошибки разбивочных работ должны оказывать пренебрегаемое влияние на общую ошибку, т. е. считают, что

$$m_г = \frac{\delta}{6}, \qquad (V.64)$$

где δ — предельное допустимое отклонение от проекта по техническим условиям; $m_г$ — средняя квадратическая ошибка геодезических разбивочных работ. Предельная ошибка геодезических работ

$$\Delta_г = \frac{\delta}{2}.$$

Наиболее частыми элементами разбивочных работ являются: построение прямых углов, отложение проектных расстояний, вынесение в натуру проектных отметок.

Построение проектного угла. Для построения в натуре проектного угла от некоторого твердого направления BA (рис. V.26) к отсчету по лимбу при визировании по этому направлению прибавляют величину проектного угла. Алидаду устанавливают на полученный отсчет и в створе визирной оси теодолита на соответствующем расстоянии фиксируют на местности точку. Такое же построение выполняют при другом круге, получая на местности вторую точку.

Из двух точек берут среднюю (точка C), принимая построенный угол ABC за проектный.

При необходимости повышения точности угол ABC измеряют несколькими приемами, определяя его более точную величину α'. Взяв разность между проектным значением α и измеренным α', находят поправку $\Delta\alpha$, которую вводят путем отложения линейного отрезка x, вычисленного по формуле

$$x = l\frac{\Delta\alpha''}{\rho''}, \qquad (V.65)$$

где l — расстояние BC; ρ'' — радиан в секундах.

Отложение проектных расстояний. Откладывая в натуре проектные расстояния, необходимо помнить, что поправки за наклон местности, температуру и уравнение мерного прибора будут иметь знаки, обратные тем, которые вводятся при измерении линий.

Проектные расстояния задают по горизонтальному проложению. Откладывая длины по наклонной местности, мы укорачиваем их и, следовательно, поправку за наклон необходимо вводить со знаком плюс.

Если при температуре измерений длина мерного прибора больше его номинальной длины, то при отложении проектного расстояния поправку вводят со знаком минус, а при укороченном приборе — со знаком плюс.

Чтобы получить в натуре уточненную величину проектного расстояния, раз отложенный и закрепленный отрезок измеряют компарированными шкаловыми лентами, стальными рулетками или инварными проволоками. С учетом всех поправок измерений находят длину закрепленного отрезка. Сравнив ее с проектной величиной, определяют поправку (редукцию), которую вводят от конечной закрепленной точки.

При детальных разбивках ряда сооружений для повышения точности линейных измерений и исключения влияния наклона местности проектные расстояния откладывают по горизонтально установленным обноскам (см. раздел V.19).

Установка в натуре проектных отметок. От двух ближайших реперов определяют горизонт инструмента

$$H_I = H_{\text{Rp}} + a, \qquad (V.66)$$

где H_{Rp} — отметка репера; a — отсчет по рейке, установленной на этом репере.

Если разность между полученными значениями горизонта не превышает допустимой величины (для технического нивелирования 3—4 мм), из них образуют среднее. От горизонта инструмента вычитают проектную отметку $H_{\text{пр}}$ (рис. V.27).

$$b = H_I - H_{\text{пр}} \qquad (V.67)$$

и получают отсчет b, который должен быть на рейке, чтобы ее пятка оказалась на уровне проектной отметки. Поднимая рейку вверх или опуская вниз, добиваются, чтобы средняя нить нивелира показывала этот отсчет, и фиксируют высоту пятки, как проектную отметку.

Иногда в натуре отмечают горизонт инструмента (на стенах, опалубках фундаментов и др.). Отмеряя вверх или вниз от этих меток соответствующие превышения, можно задать ту или иную проектную отметку.

Вынесение в натуру линии и плоскости заданного уклона. Нивелир устанавливают так, чтобы два подъемных винта были примерно параллельны линии AB (рис. V.28). Определив горизонт нивелира, устанавливают в натуре проектные отметки точек A и B. Наклоняя нивелир двумя подъемными винтами, добиваются, чтобы

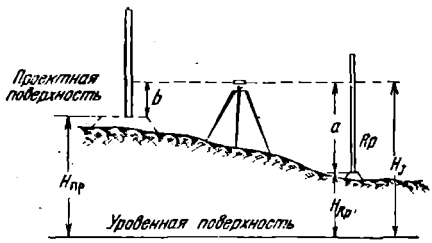


Рис. V.27

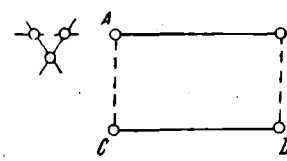


Рис. V.28

отсчеты по рейкам, установленным на проектных отметках в точках A и B, были одинаковы, т. е. чтобы линия визирования нивелира стала параллельной проектной линии. Если теперь установить рейку в любой точке створа AB и, поднимая или опуская ее, добиться, чтобы отсчет по ней был равен отсчету на конечных точках A и B, то пятка этой рейки будет фиксировать линию заданного уклона.

Аналогично выносят в натуру п л о с к о с т ь. Установив в точках A, B, C и D проектные отметки и действуя тремя подъемными винтами, добиваются равенства отсчетов по рейке на всех четырех точках, т. е. параллельности линии визирования проектной плоскости. Пятка рейки, установленной в любой точке фигуры $ABCD$ на этот же отсчет, будет фиксировать в натуре задаваемую проектную плоскость. Линию и плоскость проектного уклона удобно задавать в натуре лазерными визирами.

V.17. Опорные разбивочные сети

Для разбивки инженерных сооружений строят специальные опорные сети. В ряде случаев для этих целей используют геодезические сети, созданные в период изысканий для съемочных работ.

Триангуляция. Триангуляционные сети создают для строительства гидроузлов, больших мостовых переходов, тоннелей, городов, промышленных комбинатов. Длины сторон таких сетей должны быть порядка 3 км, средняя квадратическая ошибка определения взаимного расположения соседних пунктов 1 — 2 см. В триангуляции наблюдают плоские визирные цели, обращая основное внимание на точное центрирование инструментов и визирных целей.

Угловые наблюдения выполняют по программе того или другого класса государственной триангуляции в зависимости от требуемой

точности. В горных районах учитывают влияние уклонений отвесных линий, особенно в тоннельной триангуляции.

Так как для разбивочных работ очень важно правильно выдержать масштаб сети и иметь неискаженное расстояние между пунктами на поверхности земли, то в триангуляции измеряют не менее двух базисных сторон и в эти стороны не вводят поправок за переход к поверхности эллипсоида Красовского. В районах с большой разностью высот целесообразно вводить поправки за приведение базиса к среднему уровню площадки. Осевой меридиан выбирают с таким расчетом, чтобы поправками за редуцирование линий на плоскость в проекции Гаусса можно было пренебречь.

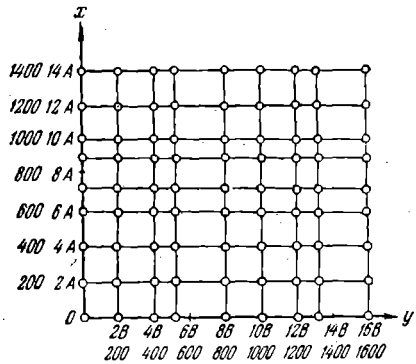


Рис. V.29

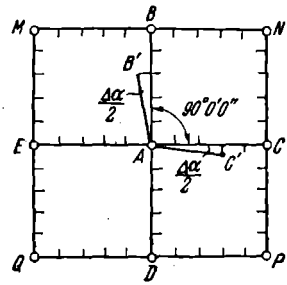


Рис. V.30

На строительстве сооружений, требующих особо высокой точности геодезических работ, развивают микротриангуляцию в виде системы прямоугольников, центральных или радиально-кольцевых сетей. Стороны таких сетей измеряют инварными приборами (иногда с плоскими стеклянными шкалами, для отсчитывания по которым применяются микроскопы). Углы определяют по измеренным сторонам, при этом для повышения точности измерения в кольцевых системах с вытянутыми треугольниками дополнительно измеряют высоты.

Разбивочную триангуляцию вычисляют как локальную сеть в условной системе координат. За одну из координатных осей обычно принимают главную ось сооружения.

Уравнивание сетей выполняют одним из строгих способов.

Строительная сетка. Для разбивки проектов промышленных и городских сооружений геодезическую опору развивают в виде строительной сетки — частной системы прямоугольных координат, направление осей которой параллельно осям сооружений и красным линиям. Строительную сетку строят в виде квадратов или прямоугольников (рис. V.29), вершины которых закрепляют железобетонными грунтовыми знаками. Длины сторон сетки для промышленных объектов составляют 100—200 м, для городских и аэродромных площадок — 400 м.

Строительная сетка служит также геодезической основой для исполнительных съемок построенных сооружений (обычно в масш-

табе 1 : 500) и по своей точности должна удовлетворять требованиям как разбивки главных осей сооружений (в среднем порядка $^1/_{8000}$—$^1/_{10\,000}$), так и исполнительных съемок (ошибка в положении пункта в среднем 0,1 мм в масштабе съемки).

Проект строительной сетки составляют по генеральному плану сооружения и ее основные направления выносят в натуру по графическим данным от геодезических пунктов или осей имеющихся в натуре капитальных сооружений.

Существуют два способа детальной разбивки строительной сетки — осевой способ и способ редуцирования.

При осевом способе вынесенные в натуру направления AB' и AC' (рис. V.30) задают перпендикулярными (способом, изложенным в разделе V.16). По уточненным направлениям шкаловым мерными приборами откладывают длины сторон сетки с учетом всех поправок измерений. В точках B, C, D и E оптическим теодолитом строят прямые углы и продолжают откладывание стороны сетки по периметру, создавая четыре замкнутых полигона. В вершинах M, N, P и Q получается некоторая угловая и линейная невязка, которую по возможности устраняют перемещением в натуре намеченных точек сетки.

Сетку закрепляют железобетонными знаками и по ним прокладывают ходы полигонометрии того или иного вида. Полигоны уравновешивают и получают координаты пунктов сетки по периметру. Таким же способом строят заполняющие пункты сетки внутри полигонов.

Если площадка небольшая (длиной до 1 км) и для разбивки применяют точные приборы, то полученные координаты пунктов сетки будут незначительно отличаться от проектных (не более 2—3 см) и этими отличиями можно пренебречь. На большой площадке разности координат доходят до 5—10 см и более и их необходимо учитывать при разбивке сооружений. Это усложняет разбивочные работы и является главным недостатком осевого способа.

В способе редуцирования на всей площадке от вынесенных основных направлений разбивают сетку с точностью 1/1000—1/2000 и закрепляют временными знаками. Развивая триангуляцию и полигонометрию, определяют точные координаты приближенно разбитых пунктов сетки. Сравнивая эти координаты с проектными, находят величины поправок, по которым смещают (редуцируют) каждый пункт сетки. После редуцирования сетку закрепляют постоянными железобетонными знаками.

Между пунктами триангуляции по периметру сетки прокладывают по возможности вытянутые полигонометрические ходы 1-го порядка, опираясь на которые развивают заполняющую сеть пунктов внутри площадки. Наиболее целесообразно создавать заполняющие сети способом бездиагональных четырехугольников, микротриангуляции, короткобазисной или точной дальномерной полигонометрии.

По разностям координат приближенно разбитых точек сетки и их проектным значениям путем решения обратной задачи вычисляют элементы редукции: азимут направления и длину. Откладывая эти элементы от временных знаков, находят исправленное положение пунктов сетки (рис. V.31), которые закрепляют постоянными знаками, одновременно служащими и грунтовыми реперами.

Для контроля точности построения сетки выборочно измеряют несколько сторон и на пунктах в шахматном порядке проверяют прямые углы. При тщательной работе средняя величина отклонений в длинах сторон не превышает 10 мм и в прямых углах 20″.

По периметру строительной сетки прокладывают замкнутый нивелирный ход III класса. Если длина этого хода превышает 8—10 км, то перемычками его разбивают на ряд полигонов. Между реперами III класса развивают нивелирование IV класса, определяя отметки всех пунктов сетки.

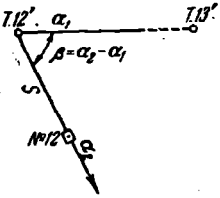


Рис. V.31

Координаты пунктов строительной сетки перевычисляют из условной системы в государственную по формулам

$$\left.\begin{aligned} x &= a + x'v\cos\Theta - y'v\sin\Theta \\ y &= b + x'v\sin\Theta + y'v\cos\Theta \end{aligned}\right\}, \qquad (V.68)$$

где x, y — прямоугольные координаты пунктов сетки в государственной системе; x', y' — условные координаты пунктов сетки; a, b — координаты условного начала в государственной системе; v — коэффициент изменения масштаба сети, обусловленный редуцированием ее в государственной системе на плоскость проекции Гаусса и приведением к поверхности эллипсоида Красовского; Θ — разность дирекционных углов соответствующих направлений в государственной и условной системах координат.

Зная координаты двух пунктов в государственной системе: x_1, y_1 и x_2, y_2 и в условной системе: x'_1, y'_1 и x'_2, y'_2, определяют неизвестные величины в формулах (V.68) из выражений

$$\left.\begin{aligned} v\sin\Theta &= \frac{(y_1-y_2)(x'_1-x'_2)-(x_1-x_2)(y'_1-y'_2)}{(x'_1-x'_2)^2+(y'_1-y'_2)^2} \\ v\cos\Theta &= \frac{(y_1-y_2)(y'_1-y'_2)+(x_1-x_2)(x'_1-x'_2)}{(x'_1-x'_2)^2+(y'_1-y'_2)^2} \end{aligned}\right\},$$

$$\left.\begin{aligned} a &= x_1 - x'_1 v\cos\Theta + y'_1 v\sin\Theta \\ b &= y_1 - x'_1 v\sin\Theta - y'_1 v\cos\Theta \end{aligned}\right\}. \qquad (V.69)$$

Обратный переход от государственных координат к условным может быть выполнен по формулам

$$\left.\begin{aligned} x' &= \frac{y-b}{v}\sin\Theta + \frac{x-a}{v}\cos\Theta \\ y' &= \frac{y-b}{v}\cos\Theta - \frac{x-a}{v}\sin\Theta \end{aligned}\right\}. \qquad (V.70)$$

В процессе строительства сооружения значительная часть пунктов сетки уничтожается. Геодезическую основу восстанавливают проложением полигонометрических ходов по обочинам построенных дорог и проездов и закрепляют стенными и грунтовыми знаками.

Полигонометрия. Полигонометрия широко применяется для развития строительных сеток, а также является непосредственной разбивочной основой при строительстве тоннелей (подходная и подземная полигонометрия), городских сооружений (городская полигонометрия) и др.

Полигонометрические ходы используют для контроля вынесенных в натуру главных осей гидротехнических сооружений, красных линий застройки и др. Главные оси гидроузлов и углы красных линий разбивают на местности по аналитическим данным проекта от ближайших пунктов геодезического обоснования и закрепляют постоянными знаками. По этим знакам прокладывают полигонометрию и определяют фактические координаты закрепленных точек. Сходимость полученных координат с проектными подтверждает правильность выполненной разбивки и служит основанием для производства детальных разбивочных работ.

V.18. Способы разбивки сооружений

В зависимости от типа сооружений, условий измерений и требований к точности разбивка может быть произведена различными способами: прямой угловой засечкой или замкнутого треугольника, полярных или прямоугольных координат, линейной или створной засечкой.

Прямая угловая засечка. Прямую угловую засечку применяют главным образом для разбивки мостовых переходов и гидротехнических сооружений. В этом способе положение проектной точки M (рис. V.32) на местности находят одновременным отложением на пунктах A и B углов β_1 и β_2 оптическими теодолитами при двух кругах. Сторона AB служит базисом засечки. Ее или специально измеряют, или берут сторону триангуляции (полигонометрии). Разбивочные углы β_1 и β_2 вычисляют как разность дирекционных углов сторон. Последние находят из решения обратной задачи по проектным координатам точки M и известным координатам пунктов A и B.

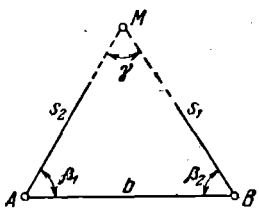


Рис. V.32

На точность разбивки сооружения способом прямой засечки оказывают влияние: ошибка собственно прямой засечки $m_з$, ошибки исходных данных $m_и$ (в данном случае ошибка в длине базиса и его ориентировании), ошибки центрирования теодолитов и редукции визирных целей $m_{ц.р}$), ошибка фиксации разбиваемой точки на местности $m_ф$

$$m^2 = m_з^2 + m_и^2 + m_{ц.р}^2 + m_ф^2. \qquad (V.71)$$

Средняя квадратическая ошибка прямой засечки равна

$$m_з = \frac{m''_\beta b}{\rho''} \sqrt{\frac{\sin^2\beta_1 + \sin^2\beta_2}{\sin^4\gamma}} \qquad (V.72)$$

или

$$m_3 = \frac{m''_\beta}{\rho'' \sin \gamma} \sqrt{s_1^2 + s_2^2}, \qquad (V.73)$$

где m_β — средняя квадратическая ошибка отложения углов β_1 и β_2.

Влияние ошибки в длине базиса m_b и его ориентировании m_α на точность разбивки точки M может быть найдено из выражения

$$m_и = \frac{b \sin \beta_1}{\sin \gamma} \sqrt{\left(\frac{m_b}{b}\right)^2 + \left(\frac{m''_\alpha}{\rho''}\right)^2} =$$

$$= \sqrt{\left(s_1 \frac{m_b}{b}\right)^2 + \left(s_1 \frac{m''_\alpha}{\rho''}\right)^2}. \qquad (V.74)$$

Ошибка **центрирования** e инструментов на пунктах A и B вызывает смещение разбиваемой точки на величину

$$m_ц = \frac{e}{\sin^2 \gamma} \sqrt{\frac{\sin^2 \beta_1 + \sin^2 \beta_2}{2}}. \qquad (V.75)$$

По аналогичной формуле может быть подсчитано влияние редукции e_1 визирных целей на пунктах A и B. Если принять $e = e_1$, то совместное влияние этих двух источников ошибок выражается формулой

$$m_{ц,\,р} = \frac{e}{\sin^2 \gamma} \sqrt{\sin^2 \beta_1 + \sin^2 \beta_2} \qquad (V.76)$$

или

$$m_{ц,\,р} = \frac{e}{b \sin \gamma} \sqrt{s_1^2 + s_2^2}. \qquad (V.77)$$

Ошибка **фиксирования** разбиваемой точки зависит от способа проектирования визирной цели, установленной на некоторой высоте над поверхностью земли или сооружения, на знак крепления и способа обозначения полученной точки на головке этого знака. Применяя марки с оптическими центрирами и производя тщательное кернение, можно зафиксировать точку на металлической головке с ошибкой не более 1—2 мм. При употреблении нитяных отвесов эта ошибка увеличивается до 3—5 мм.

Способ замкнутого треугольника. Определив положение точки из прямой засечки, устанавливают над ней теодолит и измеряют третий угол γ (см. рис. V.32). Распределив невязку в треугольнике AMB поровну или в соответствии с весами измерения углов, определяют координаты точки разбивки M. Сравнивая их с проектными значениями, находят поправки, по которым разбиваемую точку смещают в натуре.

Для оценки точности определения положения точки M треугольника может быть рекомендована формула, предложенная Ф. Н. Красовским,

$$m = \sqrt{\frac{s_1^2 + s_2^2 + b^2}{3 \sin^2 \gamma} \left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2 + \left(\frac{m_b}{b} s_2\right)^2 + \left(\frac{m_\alpha}{\rho} s_2\right)^2}, \qquad (V.78)$$

где обозначения те же, что и в формулах (V.73), (V.74).

Способ полярных координат. В этом способе определяемую точку M (рис. V.33) находят относительно опорного пункта A путем построения полярного угла β и отложения проектного расстояния s. Точность разбивки точки способом полярных координат определяют по формуле

$$m^2 = m_u^2 + m_s^2 + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} s^2 + m_\Phi^2, \qquad (V.79)$$

где m_u — средняя квадратическая ошибка определения положения опорного пункта; m_s — ошибка отложения расстояния s; m_β — ошибка построения угла β; m_Φ — ошибка фиксирования точки в натуре.

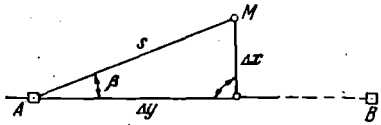


Рис. V.33

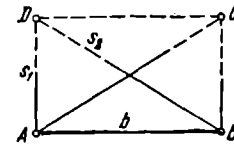


Рис. V.34

Если определяемая точка находится на значительном расстоянии от пункта геодезической основы, то приходится многократно откладывать запроектированные углы и расстояния, создавая в натуре проектный полигон. Ошибка в положении конечной точки такого полигона может быть подсчитана по формуле сдвига полигонометрического хода с неуравненными углами.

Способ прямоугольных координат. Этот способ применяется при наличии на площадке строительной сетки, в системе координат которой задано положение всех главных точек и осей. Вычислив от ближайшего пункта приращения координат Δx и Δy (см. рис. V.33), от центра знака откладывают большее приращение по соответствующей стороне сетки. В найденной точке (точно в створе пунктов сетки) устанавливают теодолит и строят от стороны сетки при двух кругах прямой угол. По перпендикуляру откладывают меньшее значение приращения и закрепляют полученную точку M. Средняя квадратическая ошибка в положении разбиваемой точки способом прямоугольных координат равна

$$m^2 = m_u^2 + m_{\Delta x}^2 + m_{\Delta y}^2 + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \Delta x^2 + m_\Phi^2, \qquad (V.80)$$

где $m_{\Delta x}$, $m_{\Delta y}$ — ошибки отложения приращений координат; m_β — ошибка построения прямого угла (если по перпендикуляру откладывается ордината, то в формуле вместо Δx берут Δy); остальные обозначения те же, что и в формуле (V.79).

Для соседних пунктов строительной сетки ошибка исходных данных в среднем около ± 2 см.

Линейная засечка. Точки сооружения C и D (рис. V.34) определяются пересечением проектных расстояний s_1 и s_2, отложенных с концов закрепленной на местности линии AB. Для контроля разбивки измеряют сторону CD, которая должна быть равна b.

Точность разбивки точки этим способом может быть определена по формуле

$$m^2 = m_u^2 + m_s^2 \frac{s_1 s_2}{\sqrt{2p(p-s_1)(p-s_2)(p-b)}} + m_\phi^2 \qquad (V.81)$$

или

$$m^2 = m_u^2 + 2m_s^2 \frac{1}{\sin^2 \gamma} + m_\phi^2, \qquad (V.82)$$

где m_u — влияние ошибки в длине базиса b и его ориентировании, вычисляемой по формуле (V.74); m_s — ошибка в отложении отрезков s_1 и s_2;

$$p = \frac{s_1 + s_2 + b}{2}.$$

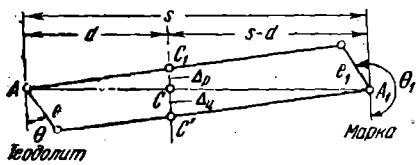


Рис. V.35

При пересечении линий под прямым углом ($\gamma = 90°$)

$$m = \sqrt{m_u^2 + 2m_s^2 + m_\phi^2}. \qquad (V.83)$$

Створная засечка. Положение точки на местности определяется пересечением двух створов (осей), закрепленных на противоположных сторонах сооружения. Створы обычно задаются теодолитами.

Створную засечку преимущественно применяют на разбивке промышленных сооружений, где, как правило, оси пересекаются под прямым углом.

Точность створной засечки зависит от точности построения первого $m_{\text{ств I}}$ и второго $m_{\text{ств II}}$ створов, а также от точности фиксирования найденной точки на местности m_ϕ

$$m = \sqrt{m_{\text{ств I}}^2 + m_{\text{ств II}}^2 + m_\phi^2}. \qquad (V.84)$$

Основными ошибками при построении створов являются: ошибки исходных данных $m_и$, ошибки центрирования теодолита $m_ц$ и редукции визирных целей $m_р$, ошибка визирования $m_в$, ошибка за изменение фокусировки зрительной трубы $m_{фок}$,

$$m_{\text{ств}}^2 = m_и^2 + m_ц^2 + m_р^2 + m_в^2 + m_{фок}^2. \qquad (V.85)$$

Ошибками исходных данных здесь являются поперечные ошибки в положении знаков, закрепляющих створ. Они зависят от принятой точности разбивки осей на обноске (для ответственных сооружений 1 : 10 000—1 : 25 000). Соседние оси откладывают с ошибкой порядка 1—2 мм.

Влияние на точность построения створа ошибок центрировки и редукции показано на рис. V.35 и выражается формулами

$$\Delta_{\text{ц}} = e \cos \Theta \frac{s-d}{s} \qquad \text{(V.86)}$$

и

$$\Delta_{\text{р}} = e_1 \cos \Theta_1 \frac{d}{s}. \qquad \text{(V.87)}$$

Из формул (V.88) и (V.89) следует, что наибольшая величина ошибок $\Delta_{\text{ц}}$ и $\Delta_{\text{р}}$ будет при угловых элементах Θ и Θ_1, равных 0 или 180°. Отсюда вывод, что центрирование инструмента и визирных целей должно выполняться с особой тщательностью в направлениях, перпендикулярных к задаваемому створу. Влияние линейной ошибки центрирования e будет увеличиваться по мере приближения к теодолиту. Наоборот, влияние ошибки редукции e_1 будет возрастать с удалением от теодолита и приближением к визирной цели.

Если принять, что $e \approx e_1$, то средняя квадратическая ошибка построения створа, вызванная совместным влиянием центрировки и редукции, будет равна

$$m_{\text{ц, р}} = \frac{e}{\sqrt{2}} \sqrt{\left(\frac{s-d}{s}\right)^2 + \left(\frac{d}{s}\right)^2}. \qquad \text{(V.88)}$$

Для теодолитов и визирных марок с оптическими центрирами величина e в среднем равна около 0,5 мм. Для нитяного остроконечного отвеса она составляет в закрытых помещениях 2—3 мм, на открытых площадках 3—5 мм.

При построениях створа визировать приходится дважды: на марку, стоящую в конце створа, и на цель, устанавливаемую в створ. Если наблюдения производятся при хорошей видимости, на четкие цели, то средняя квадратическая ошибка построения створа за счет совместного влияния двух ошибок визирования может быть найдена по формуле

$$m_{\text{в}} = \frac{20'' \sqrt{2}}{\rho''} \cdot \frac{d}{v}, \qquad \text{(V.89)}$$

где d — расстояние от инструмента до устанавливаемой в створ точки; v — увеличение зрительной трубы.

При створных засечках приходится визировать на точки, расположенные на весьма различных расстояниях, и, как правило, менять фокусировку зрительной трубы. Передвижение фокусирующей линзы вызывает некоторое смещение визирной оси теодолита относительно ее начального положения, что приводит к ошибке в построении створа. Исследования показывают, что изменение фокусировки хорошо отъюстированных оптических теодолитов смещает визирную ось в среднем на 1—2″. В старых теодолитах эта ошибка может доходить до 6—8″. Поэтому для выполнения точных разбивочных работ необходимо произвести всестороннее исследование теодолитов.

Для уменьшения ошибки за перемену фокусировки створ следует задавать при двух положениях круга теодолита.

В качестве визирных целей для фиксирования осей на строительстве часто применяют карандаш, гвозди, шпильки, которые устанавливают на знаке крепления, обноске или опалубке. Если в теодолит видно основание такой цели, то створная точка фиксируется с достаточной точностью. Если же основание цели не видно, то следует особое внимание обратить на вертикальность ее установки, так как за счет наклона цели ошибка фиксирования может достигать большой величины.

Значительное влияние на точность разбивки сооружений всеми способами и особенно створной засечкой оказывают внешние условия (боковая рефракция). Следует стремиться, чтобы линия визирования проходила не ближе 1 м от стен и боковых граней сооружения. Створы необходимо проверять в пасмурные дни или в ночное время.

При строительстве особо точных установок определяют на пути визирного луча величины термических градиентов и вычисляют поправки за рефракцию, которые и вводят в створные измерения. Приближенные значения этих поправок могут быть найдены по формуле, предложенной Д. Ш. Михелевым

$$\sigma_{мм} = \frac{0{,}05 P_{ср}\, d\,(s-d)}{(273{,}2+t^{0}_{ср})^2}\,\nabla t_{ср}, \qquad (V.90)$$

где $P_{ср}$ — среднее на створе давление воздуха в мм рт. ст.; $t^{\circ}_{ср}$ — средняя для створа температура воздуха по Цельсию; s — общая длина створа в м; d — расстояние от инструмента до точки створа, для которой определяется поправка, в м; $\nabla t_{ср}$ — средний на створе градиент температуры воздуха в направлении, перпендикулярном створу (в градусах на 1 м).

V.19. Детальные разбивочные работы

Точность детальной разбивки. При детальной разбивке определяют на местности контуры сооружения, плановое и высотное положение всех его частей и характерных поперечников. Детальная разбивка сооружения производится от главных осей в соответствии со стадиями строительно-монтажных работ: для производства земляных работ, строительства фундаментов и коммуникаций, монтажа строительных конструкций и оборудования.

Точность детальной разбивки приводится в СНиП. Ошибки в плановом положении даются относительно разбивочных осей, по высоте — относительно ближайших рабочих реперов. При этом очень важно выдержать заданное в проекте взаимное расположение осей и элементов сооружения.

Примерная величина средних квадратических ошибок разбивки следующая:

а) земляные сооружения:
разбивка осей и бровок . . . . . ±2—3 см
установка в натуре проектных отметок . . . . . ±1 см
б) бетонные и железобетонные сооружения:
разбивка осей и контуров фундаментов . . . . . ±3—5 мм
разбивка осей закладных частей, центров опор подкрановых пролетов, осей колонн . . . . . ±2—3 мм

передача проектных отметок на отдельные горизонты фундаментов . . . . . ±3—4 мм

передача проектных отметок на опорные плоскости строительных конструкций и оборудования ±1—2 мм

в) монтаж строительных конструкций и оборудования:

плановая и высотная выверка строительных конструкций . . . . . ±2—3 мм

плановая и высотная выверка типового оборудования . . . . . ±1—2 мм

плановая и высотная выверка прецизионных агрегатов, специальных направляющих путей, уникального оборудования. . . . . ±0,5—0,05 мм

Разбивка земляных сооружений (дорожного полотна, плотин, каналов, траншей). Для производства земляных работ на местности обозначают характерные точки поперечного профиля сооружения:

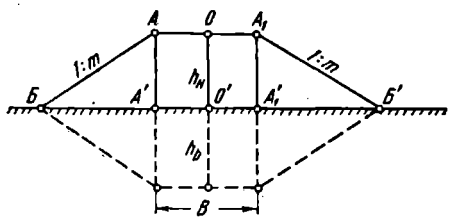


Рис. V.36

ось, бровку, подошву насыпи и т. д. На прямолинейных участках поперечники разбивают через 20—40 м перпендикулярно к продольной оси сооружения. На закруглениях они располагаются по направлению к центру кривой, т. е. по направлению биссектрисы угла между соседними равными хордами.

Если поперечный уклон местности не превышает 2—3°, то расстояние от оси сооружения до проекции бровок A, A_1 (рис. V.36) равно $B/2$, а до подошвы насыпи $Б$, $Б'$ (или бровки выемки) составит

$$O'Б = O'Б' = \frac{B}{2} + mh, \qquad \text{(V.91)}$$

где B — проектная ширина сооружения; h — высота насыпи или глубина выемки; $1 : m$ — крутизна (уклон) откоса, т. е. отношение h к заложению откоса $A'Б$.

При разбивке насыпи или выемки на к о с о г о р е вследствие значительного поперечного наклона расстояния на местности от оси O до точек $Б$ и $Б_1$ (рис. V.37) будут различными. Эти наклонные расстояния равны

$$O'Б = \left(\frac{B}{2} + mh\right) \frac{\sin \beta}{\sin (\beta + \nu)} \qquad \text{(V.92)}$$

и

$$O'Б_1 = \left(\frac{B}{2} + mh\right)\frac{\sin\beta}{\sin(\beta - \nu)} \qquad \text{(V.93)}$$

или

$$O'Б = \left(\frac{B}{2} + mh\right)\frac{\sqrt{n^2+1}}{n+m} \approx \left(\frac{B}{2} + mh\right)\frac{n}{n+m} \qquad \text{(V.94)}$$

и

$$O'Б_1 = \left(\frac{B}{2} + mh\right)\frac{\sqrt{n^2+1}}{n+m} \approx \left(\frac{B}{2} + mh\right)\frac{n}{n-m}, \qquad \text{(V.95)}$$

где β — угол откоса ($tg\,\beta = 1 : m$); ν — угол поперечного наклона местности ($tg\,\nu = 1 : n$).

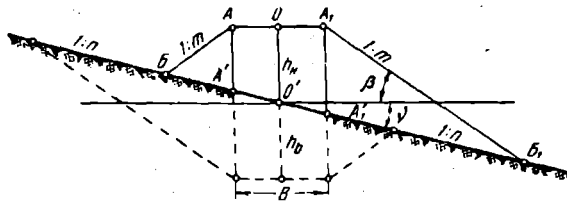


Рис. V.37

Крутизна откоса дается в проектах сооружения; угол поперечного наклона местности определяется по поперечным профилям трассы, снятым в натуре.

Отложив от осевой точки O' по наклонной местности (без ватерпасовки) отрезки $O'A' = O'A'_1 = B/2\cos\nu$ и расстояния $O'Б_1$ и $O'Б$, вычисленные по формулам (V.94) или (V.95), находят характерные точки для разбивки насыпи или выемки на косогоре.

Поперечники на косогорах могут быть также разбиты методом приближений при помощи рейки, накладного уровня и откосного лекала.

На земляном полотне автомобильных дорог устраивают особое углубление — *земляное корыто*, в котором возводят проезжую часть. В корыто укладывают песчаную подушку (15—20 см) и на ней разбивают по поперечникам через 10 м ось дороги и кромки проезжей части. Одновременно устанавливают по нивелиру знаки на проектные отметки верха покрытия. По этим точкам строят опалубку для бетонирования дороги или лекала для каменного мощения. При механизированной укладке бетона производится планово-высотная установка особых рельсов, по которым движется бетоноукладывающая машина.

На железнодорожном полотне устраивают треугольную или трапецеидальную *сливную призму* высотой 15 или 20 см. На нее насыпают балласт (толщиной 25—35 см), на который укладывают шпалы и рельсы. Для окончательной рихтовки верхнего строения производят (через 10 м) плановую разбивку теодолитом оси рельсового пути и установку нивелиром знаков на уровень проектных отметок головок рельсов (с точностью до миллиметра).

На станциях дополнительно разбивают центры стрелочных переводов и углы поворота путей.

Траншеи трубопроводов детально разбивают от закрепленных пикетных точек. На пикетах и колодцах вырытой траншеи строят небольшие обноски (рис. V.38) и способом визирок дают отметки для окончательной зачистки дна траншеи и придания ему проектного уклона. Для этого вдоль трассы прокладывают нивелирный ход, из которого определяют отметки верхней грани *3* каждой обноски. Из этих отметок вычитают соответствующие проектные отметки дна траншеи. Отняв полученные разности из принятой длины ходовой визирки *2* (3—3,5 м), находят длины (высоты) опорных визирок *1*; с учетом этих величин последние прибивают к обноскам. Очевидно, что линия, соединяющая верхние планки этих визирок, будет параллельной проектной плоскости дна траншеи. Поэтому, если встать около одной из опорных визирок и, визируя на глаз поверх нее на соседнюю визирку, установить на линии визирования верхнюю планку ходовой визирки *2*, то пятка последней будет показывать проектную отметку дна траншеи. Перемещая ходовую визирку через 3—5 м, получают по дну траншеи проектные отметки с ошибкой порядка 2—3 см.

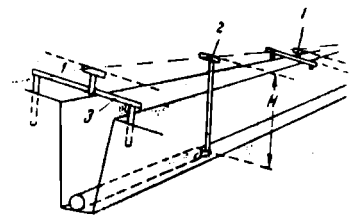


Рис. V.38

При строительстве самотечных трубопроводов больших диаметров, которые имеют небольшие уклоны (0,003—0,0005) и укладываются на бетонную подушку, проектные отметки лотка задают через 5—10 м при помощи геометрического нивелирования с точностью до миллиметра. В этом случае для вынесения в натуру проектных отметок применяют «способ маяков». В верхний срез колышка забивают шуруп. Ввинчивая или вывинчивая последний по указанию нивелировщика, добиваются, чтобы отсчет по рейке, установленной пяткой на головку шурупа, был с точностью до миллиметра равен отсчету, вычисленному по проектной отметке. Для точного задания проектного уклона можно применить также способ наклонного луча нивелира или лазерного визира.

Вертикальная планировка. При вертикальной планировке решается задача переустройства естественного рельефа строительной площадки для получения поверхности, отвечающей технологическим и транспортным требованиям производства и обеспечивающей сток ливневых вод. В проекте по вершинам сетки квадратов 40 × 40 или 20 × 20 м, а также по осям проездов, лоткам, отмосткам строений дают черные отметки земли, проектные (красные) отметки спланированной поверхности и рабочие отметки как разности между ними. В состав проекта вертикальной планировки входит картограмма земляных работ, в которой указаны объемы работ по каждому квадрату, нанесены границы выемок и насыпей по линии нулевых работ и обозначены стрелками направления перемещения земляных масс из выемок в насыпи. Основным способом разбивки при вертикальной планировке является способ квадратов. Проектную поверхность при этом способе выносят в натуру

по отдельным отметкам, устанавливаемым в вершинах закрепленной сетки квадратов 40 × 40 или 20 × 20 м.

На первом этапе работ, когда земляные массы вчерне перемещают землеройными машинами из выемок в насыпи, в вершинах квадратов на сторожках подписывают рабочие отметки (насыпи со знаком «плюс», выемки — со знаком «минус»); вехами оконтуривают границы выемок и насыпей, показывая направление наибольших объемов земляных работ; в характерных точках насыпей устанавливают визирки, верхние планки которых соответствуют проектным отметкам.

Закончив первый этап, когда до проектных отметок осталось 10—30 см, бульдозерами подчищают выемки, выравнивают насыпи и приступают к разбивке для второго этапа — планировочных работ. В вершинах квадратов, осях лотков и проездов по нивелиру устанавливают в натуре проектные отметки, отмечая их кольями. В насыпях рабочие отметки необходимо увеличить на величину усадки (для супеси и тощего суглинка при тракторной и автомобильной перевозке грунта запас на усадку принимают около 1,5% высоты насыпи).

После завершения планировочных работ и укатки грунта проводят нивелировку спланированной поверхности и составляют исполнительный чертеж вертикальной планировки в масштабе 1 : 1000 или 1 : 2000.

Разбивка фундаментов сооружений. От пунктов разбивочной основы согласно данным аналитической привязки определяют на местности положение главных осей и закрепляют основные точки контура сооружения. Используя эти точки, вокруг сооружения строят деревянную или металлическую обноску — сплошную или створную. Обноску строят на некотором расстоянии от внешних осей сооружения, чтобы она не попадала в котлован под фундамент.

Стороны обноски располагают параллельно продольным и поперечным осям сооружения, а ее верхнюю грань устанавливают горизонтально и прямолинейно, чтобы при линейных измерениях по ней не вводить поправок за наклон и не учитывать ошибок за вешение.

Главные оси при помощи теодолита выносят на соответствующие стороны обноски и по ней компарированной рулеткой или инварной лентой при натяжении динамометром производят разбивку продольных и поперечных осей фундамента согласно рабочему чертежу.

Закончив разбивку осей, выполняют контрольные измерения расстояний между зафиксированными соседними осями и сравнивают их с проектными данными. Разность не должна превышать ±1—2 мм.

Окончательное положение каждой оси фиксируют на деревянной обноске небольшим гвоздем, на металлической — керном, маркируют ее и подписывают номер. Особо важные оси дополнительно закрепляют рядом с обноской грунтовыми знаками.

Для отдельно стоящих фундаментов внутри сооружения строят свои небольшие обноски, на которые переносят основные оси, и от них производят детальную разбивку фундамента.

Для возведения монолитного фундамента в котловане строят опалубку, в которую устанавливают арматуру, закладные части и заполняют ее бетонной смесью. Внутреннюю часть опалубки

строят с таким расчетом, чтобы возводимый фундамент по размерам, очертанию, плановому и высотному положению с установленной точностью соответствовал проекту.

Разбивку опалубки производят от закрепленных на обноске осей способом створной засечки (см. раздел V.18). При этом оси часто задаются тонкими проволоками; их пересечения проектируют нитяным отвесом, фиксируя углы опалубки.

При устройстве опалубки обращают внимание на правильную установку в плане и по высоте различных закладных частей и особенно анкерных устройств (болтов), служащих для закрепления металлоконструкций и оборудования. Анкерные устройства устанавливают в проектное положение промерами от продольных и поперечных осей фундамента, вынесенных и закрепленных на опалубке. По высоте анкерные болты устанавливают при помощи нивелира, а их вертикальность выверяют отвесом. Горизонтальность опорных плит задается накладным уровнем.

Для повышения точности установки и облегчения работы на каждую типовую группу анкерных болтов изготовляют особый шаблон, называемый монтажным кондуктором. Это рамное приспособление, на котором в строгом соответствии с проектом нанесены оси и просверлены отверстия в местах крепления болтов. Совместив оси кондуктора с соответствующими разбивочными осями и установив верхнюю его плоскость на проектную отметку, закрепляют в центре имеющихся отверстий анкерные болты с одновременной выверкой их вертикальности.

Для установки железобетонных строительных конструкций в фундаменте устраивают специальные углубления — стаканы, в которые в последующем заделывают основания колонн. Стенки стаканов располагают параллельно соответствующим осям фундамента. Проектную отметку дна стакана задают нивелиром.

Так как установка анкерных устройств и размещение железобетонных стаканов весьма ответственный этап, еще до бетонирования фундамента производят их планово-высотную выверку. Предельное отклонение анкерных устройств и железобетонных стаканов от проектного положения в плане и по высоте не должно превышать 5 мм. Отклонения анкерных болтов от вертикальной линии и опорных плоскостей от горизонтального положения не должны превосходить 1/1000—1/1500.

После завершения бетонирования основные оси и рабочие реперы выносят непосредственно на фундамент и закрепляют их металлическими знаками. Опираясь на эту основу, производят исполнительную съемку фундамента и всех его закладных частей, вводов, галерей, шахт, потерн и т. д.

Разбивка многоэтажных зданий. При возведении многоэтажных зданий на каждый этаж передаются система разбивочных осей и отметка монтажного горизонта.

Основные оси здания разбивают на местности от пунктов полигонометрической сети или знаков красной линии застройки с относительной средней квадратической ошибкой порядка 1/6000—1/8000 и закрепляют их вне зоны строительных работ железобетонными знаками, создающими параллельные разбивочные оси. Проектные расстояния между соседними осями откладывают компарированной рулеткой с ошибкой в среднем ±1—2 мм. Высотную основу создают нивелированием IV класса.

При возведении нулевого цикла оси выносят теодолитом со знаков крепления на обноску и с последней переданы створными засечками в котлован, фиксируя их на маячных фундаментных блоках. Между переданными осями путем линейных промеров намечают места монтажа всех блоков фундамента и стеновых панелей подполья. На проектную отметку блоки устанавливают при помощи нивелира.

В простых случаях разбивочные оси проектируют с первого этажа (опорной плиты) на последующие этажи при помощи оптического теодолита и фиксируют на перекрытиях. Для контроля измеряют расстояние между зафиксированными осями. Оно не должно отличаться от проектного более чем на ±3—5 мм. От этих осей производят поэтажную плановую установку каркаса здания. Вертикальность конструкций проверяют отвесами или особыми рейками с уровнями. Стенные блоки и панели монтируют при помощи шаблонов и кондукторов. В высотном отношении строительные элементы устанавливают в проектное положение, опираясь на маяки, заданные на перекрытии по нивелиру.

В сложных высотных зданиях развивают особые поэтажные плановые сети в виде микротриангуляции, которые имеют на всех этажах единую систему координат. Передача координат с этажа на этаж осуществляется с помощью зенит-приборов строгим вертикальным проектированием пунктов, закрепляющих на опорной плите основные оси (см. V.23). Для контроля и повышения точности стороны поэтажной основы измеряют и уравнивают. От пунктов этой основы разбивают все строительные конструкции и монтируют элементы здания.

Проектные отметки передают вверх при помощи вертикально подвешенной инварной ленты или рулетки и двух нивелиров, установленных на соответствующих этажах. Для соблюдения проектных размеров здания по высоте применяют принцип относительной стабильности высотной основы, развитой на опорной плите (фундаменте), т. е. считают отметки исходных реперов неизменяемыми, несмотря на осадки фундамента, и от этих реперов передают отметки на все этажи и горизонты здания. Высотная установка конструкций на каждом этаже выполняется от рабочих реперов, заложенных в перекрытии.

С особой тщательностью устанавливают в проектное положение элементы лифтовых шахт и выверяют вертикальность лифтовых направляющих.

По окончании монтажа каждого этажа составляют исполнительную схему с указанием величины и направления смещения от проекта осей блоков и панелей.

Разбивка башенных сооружений. При строительстве высоких башен, домен, дымовых труб основное внимание обращают на соблюдение вертикальности оси сооружения и отсутствие эксцентричности в положении отдельных поясов и колец. В таких сооружениях закрепляют фундаментальным знаком внутренний центр O (рис. V.39) и двумя наружными постоянными знаками каждую из радиальных осей, при этом ближний знак устанавливают вблизи фундамента, а дальний — на расстоянии не менее высоты сооружения.

Между знаками точными мерными приборами измеряют расстояния. После возведения фундамента башни на исходном гори-

зонте от знаков крепления восстанавливают центр O и выносят ближайшие знаки на цоколь фундамента.

Для разбивок и наблюдений за устойчивостью весьма высоких железобетонных башен создают точную геодезическую опору в виде кольцевой системы трилатерации или триангуляции.

Вертикальность оси сооружения проверяют по закрепленному центральному знаку O при помощи тяжелого отвеса, опускаемого со средней точки опалубки каждого пояса. На башнях с лифтовым устройством, требующих высокой точности монтажа, для этой цели применяют оптические приборы вертикального проектирования. Прибор устанавливают над центральным пунктом или точкой, закрепленной на перекрытии, и задают вверх оптическую вертикаль, след которой фиксируется на опалубке пояса.

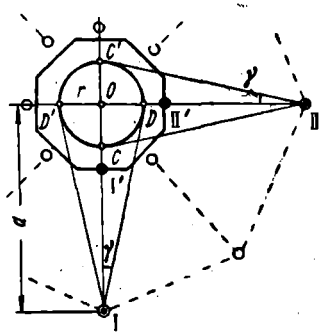


Рис. V.39

Так как высокие башни под воздействием ветра имеют значительные колебания, то точная установка на перекрытиях уровенных зенит-приборов сопряжена с большими трудностями и предпочтительнее применять приборы с самоустанавливающейся вертикальной линией визирования.

При разбивке отдельных ярусов башни может быть также использован способ равных углов. Оптический теодолит устанавливают на дальней станции I, приводят его на ось вращения строго в отвесное положение и направляют зрительную трубу на ближнюю осевую точку I′, замечая отсчет по лимбу горизонтального круга. Затем направляют трубу вверх на разбиваемый ярус и закрепляют ее в этом положении. По радиусу пояса r и расстоянию до центра сооружения d вычисляют горизонтальный угол γ

$$\operatorname{tg}\gamma=\frac{r}{d}. \qquad \text{(V.96)}$$

Прибавив угол γ к отсчету по лимбу и отняв его, задают в правую и левую стороны от оси точки D и D', фиксируя их на опалубке яруса. Построения выполняют при двух положениях круга. Аналогично со второй станции II намечают на опалубке точки C и C'. В зависимости от точности отложения угла γ и измерения расстояния d ошибка определения радиуса r может быть подсчитана по формуле

$$m_r^2=\left(\frac{m_d}{d}\right)^2 r^2+\left(\frac{m_\gamma}{\rho\cos^2\gamma}\right)^2 d^2. \qquad \text{(V.97)}$$

Наоборот, задавшись требуемой точностью построения радиуса пояса, по этой формуле легко подсчитать необходимую точность измерения расстояния d и угла γ. При исполнительной съемке

построенной башни на станциях I и II при двух положениях круга измеряют направления на нижнюю осевую точку и правую и левую образующие нижнего, верхнего и промежуточных поясов. По этим данным определяют общий крен башни и точность возведения отдельных ее ярусов. Для этих работ применяют точные теодолиты и при угловых измерениях весьма тщательно приводят основную ось инструмента в отвесное положение.

Геодезические работы при строительстве туннелей. Для строительства туннеля развивают т р и а н г у л я ц и ю в виде ряда четырехугольников или треугольников (рис. V.40). Трасса туннеля

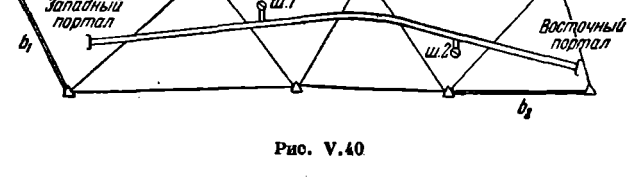


Рис. V.40

должна обеспечиваться пунктами триангуляции не реже чем через 3 км. Не рекомендуется располагать пункты в удалении от трассы толее 2 км и в полосе возможной деформации (на расстоянии полуборной — двойной глубины залегания туннеля по каждую сторону от него). Точность туннельной триангуляции зависит от требования к точности сбойки осей встречных выработок и от общей длины туннеля. Согласно Инструкции по геодезическим и маркшейдерским работам при строительстве транспортных туннелей (ВСН 160-69) для обеспечения предельной ошибки сбойки туннеля (допуск) 100 мм при создании триангуляции руководствуются требованиями, приведенными в табл. V.1.

Таблица V.1

Общая длина туннеля, в км L	Разряд триангуляции	Длина сторон триангуляции в км	Ср. кв. ошибка измеренного угла (по невязкам)	Допустимая невязка треугольника	Средняя относит. ошибка выходной стороны	Относит. ошибка наиболее слабой стороны сети	Средняя ошибка дирекционного угла наиболее слабой стороны
Более 8	1	4—10	0,7″	3″	1 : 400 000	1 : 200 000	1,5″
5—8	2	2—7	1,0	4	1 : 300 000	1 : 150 000	2,0
2—5	3	1,5—5	1,5	6	1 : 200 000	1 : 120 000	3,0
1—2	4	1—3	2,0	8	1 : 150 000	1 : 70 000	4,0

Примечание. В таблице длина L учитывает случай сооружения туннеля из двух крайних его точек. При наличии промежуточных стволов или штолен необходимо определить величину $L_{экв} = \sqrt{Ll}$, где L — общая длина туннеля; l — среднее расстояние между точками открытия фронта туннельных работ.

Взамен триангуляции могут прокладываться вдоль трассы ходы или полигоны туннельной полигонометрии с измерением сторон свето- или радиодальномерами. В такой полигонометрии угловые измерения выполняют с точностью соответствующего разряда триангуляции, а стороны определяют в прямолинейных туннелях со средней относительной ошибкой от 1 : 150 000 (1 разряд) до 1 : 50 000 (4 разряд), а в криволинейных туннелях — в 2 раза точнее.

В длинных горных туннелях необходимо учитывать влияние на точность триангуляции уклонений отвесных линий. Поправка в направление

$$\delta_y = \frac{\eta \cos A - \xi \sin A}{\operatorname{tg} z}, \qquad (V.98)$$

где η и ξ — составляющие уклонения отвеса в плоскости меридиана и первого вертикала; A и z — азимут и зенитное расстояние направления.

При углах наклона направлений более 3° вводят поправки за наклон оси инструмента, вычисляемые по формуле

$$\delta_н = \frac{\tau'' n}{\operatorname{tg} z}, \qquad (V.99)$$

где τ — цена деления уровня (накладного или при алидаде); n — число делений уровня, характеризующее наклон инструмента; z — зенитное расстояние измеренного направления.

Туннельная триангуляция сгущается основной полигонометрией с предельной относительной невязкой 1 : 30 000—1 : 35 000 и средней квадратической ошибкой измерения угла 3″. Длины ходов проектируют в пределах 3—4 км со средней длиной сторон около 250 м.

В сложных условиях для передачи координат и направления на точку вблизи портала или шахты от пунктов основной полигонометрии приходится прокладывать небольшие ходы (до 300 м) подходной полигонометрии с минимально допустимой длиной сторон 30 м и средней квадратической ошибкой измерения угла 4″.

При вычислении туннельной триангуляции и основной полигонометрии сеть редуцируют на средний уровень подземных сооружений.

Поправка в длины линий вычисляется по формуле

$$\Delta_н = -\frac{D(H_m - H_0)}{R}, \qquad (V.100)$$

где D — длина линии; R — средний радиус кривизны земного эллипсоида; H_m — средняя отметка линии; H_0 — отметка принятой поверхности относимости.

Осевой меридиан проекции Гаусса выбирают с таким расчетом, чтобы во всех работах по сгущению геодезической основы можно было обходиться без введения в линии редукционных поправок.

Высотное обоснование развивают на дневной поверхности в виде ходов и полигонов нивелирования II и III классов. Нивелирование II класса прокладывают при длине туннеля

свыше 2 км, в горах — 1 км с опорой на пункты государственного нивелирования I и II классов. Нивелирование III класса служит для сгущения сетей II класса и как самостоятельная основа при длине туннеля до 2 км, в горах — до 1 км. Длины ходов нивелирования, опирающихся на пункты высшего класса, не должны превышать 2 км, а между узловыми точками — 1 км.

Для сооружения туннеля дирекционный угол трассы и координаты передают через порталы и вертикальные шахты (стволы) в забой и по мере продвижения работ — при помощи подземной полигонометрии. Отметки туннеля передают нивелированием.

В прямолинейном туннеле величина несбойки главным образом зависит от влияния поперечных ошибок измерений, и величина ее средней квадратической ошибки δ может быть приближенно рассчитана по формуле

$$\delta^2 = m_1^2 + m_2^2 + m_3^2 + m_4^2 + m_5^2, \qquad (V.101)$$

где m_1 — средняя квадратическая ошибка взаимного положения пунктов геодезической основы (триангуляции и полигонометрии), от которых производится непосредственная передача дирекционного угла в порталы или шахты туннеля; m_2 и m_3 — ошибки ориентирования подземной основы через первую и вторую шахты; m_4 и m_5 — поперечные ошибки подземной полигонометрии.

Из опыта установлено примерно одинаковое влияние всех этих источников ошибок. Следовательно, величина каждого источника не должна в среднем превышать

$$m = \frac{\delta}{\sqrt{5}} = 0{,}45\delta. \qquad (V.102)$$

Если туннель проектируется с двумя порталами, без шахт, то ошибки m_2 и m_3 отсутствуют и

$$m_{\text{п}} = \frac{\delta}{\sqrt{3}} = 0{,}58\delta. \qquad (V.103)$$

Для криволинейных туннелей на величину несбойки, кроме поперечного сдвига, будет влиять на продольный сдвиг. Принимая их влияние примерно равным, получим

$$m' = \frac{\delta}{\sqrt{2}\cdot\sqrt{5}} = 0{,}32\delta \qquad (V.104)$$

и

$$m'_{\text{п}} = \frac{\delta}{\sqrt{2}\cdot\sqrt{3}} = 0{,}41\delta. \qquad (V.105)$$

В цепи триангуляции (или в ходе заменяющей ее полигонометрии) средняя квадратическая ошибка взаимного определения конечных пунктов не должна превышать величины, вычисленной по формулам, приведенным в табл. V.2.

Таблица V.2

Условия построения геодезической основы	Формулы подсчета ошибок
1. Туннели сооружаются через порталы или штольни	
а) без последующего сгущения основы ходами основной полигонометрии	$m = 0{,}6\delta\sqrt{\frac{L}{l}}$,
б) при последующем сгущении . .	$m = 0{,}4\delta\sqrt{\frac{L}{l}}$,
2. Туннели сооружаются через стволы:	
а) без последующего сгущения основы ходами основной полигонометрии	$m = 0{,}45\delta\sqrt{\frac{L}{l}}$,
б) при последующем сгущении . .	$m = 0{,}3\delta\sqrt{\frac{L}{l}}$.

В формулах δ — величина допустимого отклонения рабочей оси туннеля от окончательной трассы, определяемой после сбойки встречных туннелей; L — длина туннеля; l — среднее расстояние между стволами, порталами, штольнями.

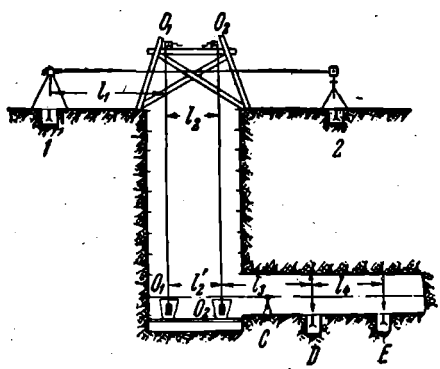


Рис. V.41

Ориентирование подземной геодезической основы через ствол (вертикальную шахту) производится способом створа двух отвесов для обеспечения проходки туннеля до 50 м от ствола и способом соединительного треугольника для дальнейшего продвижения забоя. При способе створа двух отвесов на поверхности земли, вблизи шахты, выбирают две точки *1* и *2* (рис. V.41), например знаки

крепления оси штольни, которые включены в подходную полигонометрию. Дирекционный угол оси *1—2* известен.

На одной из точек центрируют теодолит и наводят трубу его на вторую точку.

В шахте подвешивают два отвеса O_1 и O_2 и путем поперечного перемещения вводят их в коллимационную плоскость теодолита (сначала дальний O_2, затем ближний O_1). Нитью отвеса является стальная проволока диаметром 0,5—1,0 мм с весом груза 30—80 кг (для шахты глубиной 20—80 м).

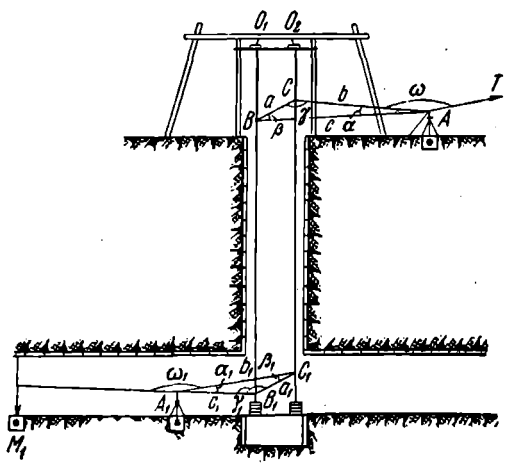


Рис. V.42

В подходной к туннелю штольне устанавливают второй теодолит *C* и, передвигая его на штативе, точно вводят его коллимационную плоскость в створ подвешенных отвесов. Очевидно, что в пределах точности измерений линия визирования теодолита *C* будет иметь тот же дирекционный угол, что и закрепленная на поверхности ось *1—2*. В штольне на линии визирования теодолита подвешивают дополнительные отвесы и закрепляют знаки *D* и *E*. На эти знаки при двух кругах теодолита *C* передают дирекционное направление O_1—O_2 и фиксируют среднюю точку.

Для передачи в штольню координат измеряют на поверхности расстояния l_1 и l_2; для контроля в штольне проверяют расстояние l_2'. Оно не должно отличаться от l_2 больше чем на 2 мм.

Основным источником ошибок при ориентировании этим способом является колебание нитей отвесов, что снижает точность способа, особенно в глубоких шахтах.

При способе соединительного треугольника, как и при способе створа, в шахту опускают два отвеса O_1 и O_2 (рис. V.42). В приствольной точке *A*, включенной в подходную

полигонометрию, устанавливают теодолит и измеряют примычный угол ω и угол α между направлениями на отвесы. Дополнительно рулеткой измеряют расстояния b и c от инструмента до отвесов и расстояние a между ними. Таким образом, на поверхности получают так называемый соединительный треугольник ABC, в котором измерены три стороны a, b, c и угол α. Из решения этого треугольника находят углы β и γ.

Зная дирекционный угол направления AT, примычный угол ω и углы соединительного треугольника, можно вычислить дирекционный угол стороны BC, т. е. створа отвесов O_1O_2.

В штольне в точке A_1 устанавливают теодолит и измеряют углы α_1 и ω_1, а также стороны a_1, b_1 и c_1. Принимая дирекционный угол створа отвесов, определенный на поверхности, за исходный, по примычному углу ω_1 и углам подземного соединительного треугольника вычисляют дирекционный угол линии подземной полигонометрии A_1M_1.

Для повышения точности ориентирование выполняют в три приема, сдвигая во втором, а затем и в третьем приеме положение отвесов при помощи особых пластинок на 15 мм. Средняя квадратическая ошибка передачи дирекционного угла этим способом составляет около $\pm 8''$ (среднее из трех приемов). Для достижения этой точности соединительный треугольник должен быть сильно вытянут, т. е. при расстоянии между отвесами 4—5 м угол α должен быть меньше 2—3°, а отношение сторон b/a желательно меньше 1,5.

Ориентирование подземной основы может быть произведено точным гиротеодолитом (см. раздел). Поправку прибора находят на ближайшей к шахте стороне основной полигонометрии, дирекционный угол которой определен непосредственно с пункта триангуляции.

Ориентирование по способу соединительного треугольника или гироскопическим методом производят в первый раз, когда забой находится от ствола на расстоянии 50—60 м; во второй раз, когда проходка по основной трассе достигает 100—150 м, и в третий раз — при длине проходки в 500 м. Расхождение значений дирекционного угла подземной линии, полученных из нескольких ориентирований, не должно превышать $20''$. При несоблюдении этого допуска выполняют дополнительное контрольное ориентирование.

Передачу отметок в подземные выработки через шахту осуществляют при помощи вертикально подвешенного мерного прибора (ленты, проволоки со шкалами) и двух нивелиров, установленных соответственно на поверхности и в штольне (см. раздел III.7.17). Подземную полигонометрию прокладывают двух видов: рабочую со сторонами 25—50 м и основную со сторонами 50—100 м, при этом каждую вторую точку рабочего обоснования включают в ход основной полигонометрии. На проходках больше 1 км дополнительно прокладывают главные ходы со сторонами 150—200 м и более, используя пункты основной полигонометрии.

После каждого ориентирования все измерения в подземной полигонометрии повторяют вновь. При допустимых расхождениях берут средние значения дирекционного угла и координат пунктов.

Д. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ МОНТАЖЕ КОНСТРУКЦИЙ И ОБОРУДОВАНИЯ

V.20. Подготовительные работы

Подготовительные работы при монтаже конструкций и оборудования состоят в контроле за установкой закладных частей, в доведении опорных плоскостей до проектного уровня, в выборе и закреплении монтажных осей, создании сети рабочих реперов.

Монтажные (технологические) оси располагают параллельно строительным разбивочным осям, совмещая их с технологически важными линиями или плоскостями оборудования, при этом учитывают не только удобство установки оборудования в проектное положение, но и возможность использования этих осей для выверки агрегатов в процессе эксплуатации.

В зависимости от необходимой точности установки и выверки оборудования монтажные оси закрепляют фундаментальными знаками с глубиной закладки до коренных пород или облегченными металлическими знаками с установкой их в теле фундамента.

В сложных знаках координатные центры имеют особые приспособления в виде конической или цилиндрической втулки, шарикового устройства и др. для точного автоматического («принудительного») центрирования устанавливаемых на них теодолитов и визирных марок. В простых знаках осевая точка фиксируется керном или перекрестием и центрирование инструментов производится оптическими отвесами.

Закрепив монтажные оси, производят проверку их планового положения и взаимной перпендикулярности. Расстояние между продольными и поперечными осями измеряют инварными лентами или другими точными приборами, приводя результаты к средней эксплуатационной температуре. Угловые наблюдения выполняют точными оптическими теодолитами.

Данные, полученные при линейных и угловых измерениях, сравнивают с проектными значениями, и если отклонения превышают допуски, то несколько исправляют положение осей, смещая точки на знаках крепления.

Для высотной установки строительных конструкций и технологического оборудования необходима густая сеть рабочих реперов. Реперы устанавливают в фундаментах, на колоннах, перекрытиях. Отметки рабочих реперов периодически проверяют нивелированием между фундаментальными знаками.

V.21. Плановая установка и выверка оборудования

Струнный способ. В струнном способе между закрепленными точками осей натягивают струну диаметром 0,3—0,8 мм. Струну принимают за монтажную ось и относительно нее при помощи легкого нитяного отвеса устанавливают осевые точки оборудования.

Основные источники ошибок этого способа — колебание струны под влиянием главным образом передвижения нити отвеса и проектирование струны на точки оборудования посредством отвеса. При тщательной работе в закрытых помещениях этим способом можно обеспечить среднюю точность монтажа порядка ±2 мм.

Следует иметь в виду, что при длинных створах струна дает значительный провес (при длине 200 м стрелка провеса составляет около 40 см и увеличивается пропорционально квадрату увеличения расстояния). Поэтому конечные точки подвеса струны приходится высоко поднимать над центрами знаков.

Струнно-оптический способ. В струнно-оптическом способе подвешенную струну проектируют на выверяемую

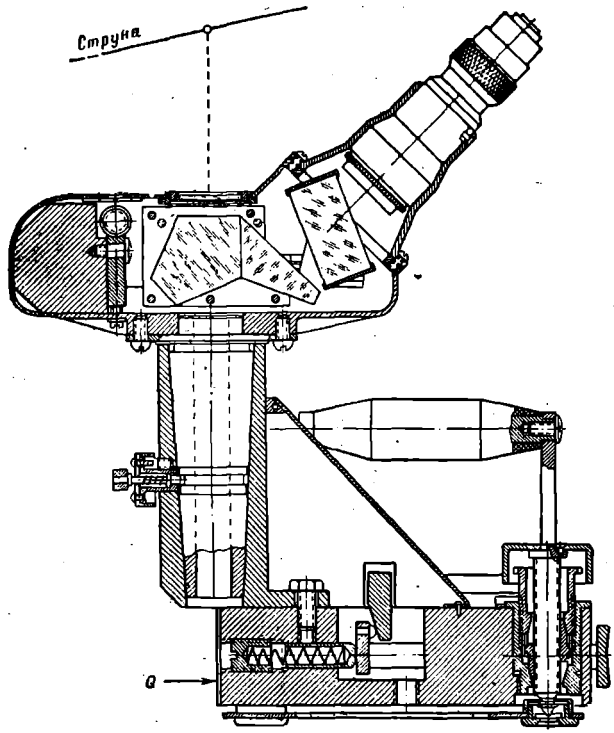


Рис. V.43

линию оборудования при помощи особого оптического прибора (рис. V.43), состоящего из ломаной зрительной трубы с увеличением 15—20×, оптического микрометра, уровней с ценой деления около 10″ и подставки. Прибор изготовляют и юстируют так, чтобы вертикальная часть линии визирования совпадала с осью вращения и лежала в плоскости контактирования подставки, которой ее вплотную устанавливают к монтируемым в створе струны осям оборудования.

При работе в закрытых помещениях, когда колебаниями струны можно пренебречь, струнно-оптический способ может обеспечить точность монтажа порядка 0,1—0,2 мм. Основные источники ошибок

и расчетные формулы те же, что и для зенит-прибора (см. раздел V.23).

Оптический способ. В оптическом способе прямого визирования на одном из опорных пунктов створа устанавливают теодолит, на другом — визирную марку. Монтажная ось задается линией визирования теодолита, наведенного на марку. В створе этой оси устанавливают подвижную марку и соответствующие линии оборудования.

Применяя особые подставки для теодолита и визирных марок, а также конструкции центров, можно свести ошибки центрирования и редукции к пренебрегаемо малой величине. Тогда точность способа при благоприятных внешних условиях будет в основном



Рис. V.44

определяться ошибками визирования и вычисляться по формуле створных наблюдений (см. раздел V.18)

$$m = \frac{20''\sqrt{2}}{v} \cdot \frac{d}{\rho''}. \qquad (V.106)$$

При точных работах для уменьшения влияния ошибок визирования применяют видоизмененный способ прямого визирования, называемый способом створных точек, или последовательных створов. При этом способе общее расстояние между опорными точками делят на n примерно равных частей (рис. V.44). Инструмент J наводят на неподвижную опорную марку M и в створе линии визирования устанавливают при помощи передвижной марки детали оборудования в первом промежутке, равном s/n. В точке M_1 передвижную марку тщательно нивелируют и устанавливают в створе JM. Затем ее снимают с подставки, а на ее место ставят теодолит, перенесенный с центра знака J. Теодолит наводят на неподвижную марку M и в створе M_1M от точки M_1 до M_2 продолжают установку оборудования. Далее теодолит переносят в точку M_2 и т. д. Таким образом, последовательно ставя теодолит вместо устанавливаемой в створе передвижной марки и ориентируя его по конечной неподвижной марке, монтируют оборудование на всех участках.

В способе створных точек влияние ошибки визирования на положение некоторой точки M_i может быть определено по формуле

$$m_i = \frac{20''\sqrt{2}}{v\rho''} \cdot \frac{s}{n}(n-i) \times$$

$$\times \sqrt{\frac{1}{(n-1)^2} + \frac{1}{(n-2)^2} + \frac{1}{(n-3)^2} + \ldots + \frac{1}{(n-i)^2}}. \qquad (V.107)$$

Коллиматорный способ. В коллиматорном способе основными приборами являются зрительная труба с окуляр-

ным микрометром, установленная на опорной точке, и собственно коллиматор, передвигаемый по выверяемой линии. Коллиматор дает параллельный пучок лучей и его освещаемая штриховая сетка изображается в фокальной плоскости зрительной трубы. Всякое боковое отклонение оси коллиматора от линии визирования вызывает смещение изображения его сетки относительно сетки нитей трубы, которое измеряется окулярным микрометром.

Если ориентировать линию визирования зрительной трубы по створу монтажной оси и, оставляя ее неподвижной, передвигать на особой подставке коллиматор вдоль выверяемой направляющей, то, измеряя окулярным микрометром угловое отклонение Θ (рис. V.45) сетки коллиматора от визирной оси, можно с высокой

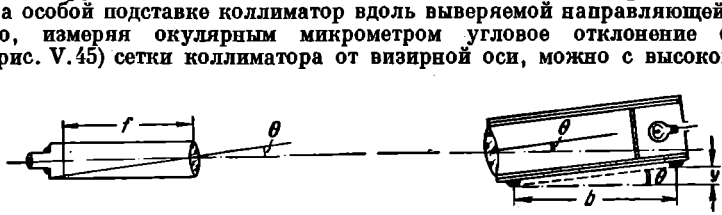


Рис. V.45

точностью определить величину поперечного смещения y точек контактирования от монтажной оси по формуле

$$y = \frac{b\Theta''}{\rho''}, \qquad (V.108)$$

где b — база прибора, т. е. расстояние между точками контактирования подставки коллиматора, на которое от точки к точке его передвигают вдоль выверяемой линии.

Коллиматором можно выверять установленные плоскости и по высоте. Для этого необходимо повернуть окулярный микрометр зрительной трубы на 90°, чтобы можно было измерять смещения сетки коллиматора по высоте, и приделать точки контактирования к нижней плоскости подставки.

Точность способа в основном зависит от ошибки измерения угла окулярным микрометром, которая может быть принята в среднем $\pm 0{,}5''$. При такой угловой ошибке и величине базы прибора в 2000 м ошибка определения смещения составит $\pm 0{,}005$ мм.

Суммарная величина отклонения в текущей точке относительно монтажной оси равна

$$Y_n = \sum_{i=1}^{i=n} y_i = \frac{b}{\rho''} \sum_{i=1}^{i=n} \Theta_i. \qquad (V.109)$$

При равноточных измерениях углов Θ_i погрешность в определяемых величинах одинарного коллиматорного хода может быть подсчитана по формуле

$$m_{Y_n} = \frac{b}{\rho''} m''_{\Theta} \sqrt{n}, \qquad (V.110)$$

где n — число станций в ходе; m_{Θ} — ошибка измерения угла Θ.

Если вместо коллиматора передвигать по выверяемой линии зеркало на подставке, а зрительную трубу снабдить специальным окуляром с подсветкой сетки нитей, то получим автоколлимационную систему. В этой системе изображение сетки нитей после отражения от зеркала возвращается обратно в фокальную плоскость окуляра, при этом если нормаль к зеркалу параллельна оптической оси зрительной трубы (т. е. плоскость зеркала перпендикулярна этой оси), то это изображение сетки будет совпадать с собственно сеткой нитей. При отклонении зеркала от нормали на угол β изображение сетки нитей смещается на величину 2β. Величина этого смещения измеряется оптическим микрометром.

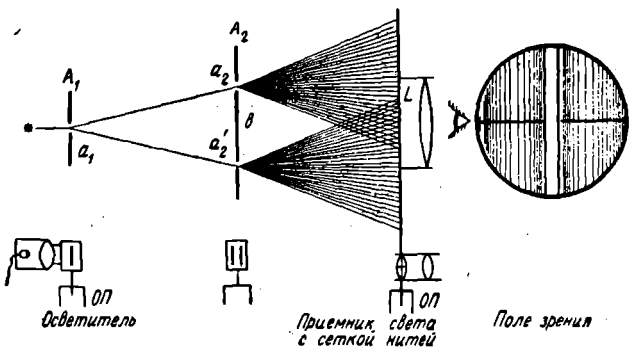


Рис. V.46

Наоборот, если движением зрительной трубы совместить изображение сетки с самой сеткой, то это значит установить визирную ось перпендикулярно плоскости зеркала (параллельно нормали к нему). Совмещение сеток соответствует наведению (визированию) зрительной трубы на зеркало.

Дифракционный способ. В основе способа лежит известный интерференционный опыт Юнга с дифракцией от двух щелей. Пучок света после прохождения узкой щели в марке A_1 (рис. V.46) попадает на двухщелевую марку A_2. Вследствие действия дифракции пучки лучей, идущие от щелей a_2 и a_2', загибаются в область геометрической тени и перекрываются между собой. Так как оба пучка являются когерентными, в результате их взаимодействия в плоскости L возникает интерференционная картина, которая рассматривается наблюдателем.

При монохроматическом пучке света наблюдатель видит одноцветную картину, состоящую из параллельных полос, разделенных узкими темными промежутками. Центральная полоса является самой яркой. Пространственная (референтная) прямая задается центром одиночной щели и осью симметрии двойной щели, и на этой прямой находится центр интерференционной картины. Поэтому для введения точки в створ достаточно совместить середину центральной полосы с биссектором сетки окуляра.

При лазерном источнике света ошибка установки точек в створ дифракционным способом составляет около 10μ при длине створа до 100 м.

V.22. Высотная установка оборудования

Геометрическое нивелирование. Самым распространенным способом высотной установки оборудования является метод геометрического нивелирования. В зависимости от требуемой точности применяют техническое нивелирование, обеспечивающее передачу отметок на станции с ошибкой в среднем 1—2 мм, или высокоточное нивелирование с ошибкой до 0,1—0,2 мм.

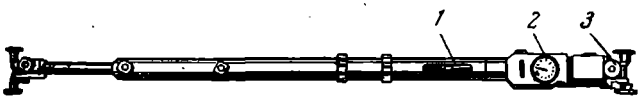


Рис. V.47

Микронивелирование. При монтаже точных направляющих путей применяют микронивелирование. Микронивелир (рис. V.47) — это накладной уровень с большой базой (1 м и более). Цена деления ампулы *1* продольного уровня 5″. Подставка прибора опирается на две полусферические головки, одна из которых жесткая, а другая подвижная, связанная с индикатором часового типа *2*. Уровень приводят на нульпункт при помощи подъемного винта *3*, опирающегося на выверяемую поверхность, и отсчитывают по индикатору. Переставив прибор в тех же точках на 180° и приведя уровень на середину, берут второй отсчет по индикатору. Превышение на станции будет равно полуразности этих отсчетов.

$$h=\frac{\text{П}-\text{З}}{2}. \qquad \text{(V.111)}$$

При микронивелировании превышения передают от одной точки поверхности к другой, расположенной от первой на расстоянии, равном базе прибора, при этом заднюю опору ставят на ту точку, в которой до этого находилась передняя опора. Хотя точки постановки опор предварительно размечают, точная установка прибора все же затруднительна. Поэтому кроме ошибки приведения уровня на нульпункт и ошибок часового индикатора на точность метода оказывает значительное влияние чистота обработки выверяемой поверхности.

По опытным данным, средняя квадратическая ошибка определения превышения на станции микронивелиром около ±0,008—0,010 мм.

Гидростатическое нивелирование. Гидростатическое нивелирование основано на принципе сообщающихся сосудов. При уравновешенном состоянии жидкости будет иметь место равенство

$$h_1+\frac{P_1}{\rho_1 g}=h_2+\frac{P_2}{\rho_2 g}, \qquad \text{(V.112)}$$

где h_1 и h_2 — относительные высоты уровня жидкости в первом и втором сосудах; P_1 и P_2 — давление в сосудах; ρ_1 и ρ_2 — плотность жидкости; g — ускорение силы тяжести.

Из уравнения (V.112) следует, что для равенства высот h_1 и h_2, необходимо, чтобы в сосудах строго сохранялись одинаковое давление ($P_1 = P_2$) и одинаковая плотность жидкости ($\rho_1 = \rho_2$). Последнее в основном зависит от одинаковых температурных условий в сосудах ($t_1 = t_2$).

Гидростатический прибор состоит из двух герметически закрытых сосудов, соединенных между собой жидкостным (водяным) и воздушным шлангами. Воздушный шланг введен для выравнивания атмосферного давления внутри сосудов. Уровень жидкости в сосуде определяют при помощи микрометренного винта с игольчатым штоком. Отсчет по барабану микрометра берут в момент касания острия штока мениска жидкости (при ввинчивании винта).

На каждой станции превышение определяют при двух положениях сосудов (прямом и обратном) по формуле

$$h = \frac{(П_1 - З_1) + (П_2 - З_2)}{2}, \qquad (V.113)$$

где $П_1$, $З_1$ и $П_2$, $З_2$ — соответственно отсчеты по переднему и заднему сосудам при прямом и обратном положениях прибора.

При этом стремятся располагать жидкостный шланг примерно на уровне выверяемой плоскости.

Точность метода зависит главным образом от постоянства температурного режима. В закрытых помещениях при благоприятных условиях гидростатический прибор может обеспечить определение превышений с ошибками порядка 0,01—0,05 мм.

V.23. Способы установки и выверки конструкций по вертикали

Применение нитяного отвеса. Наиболее простая установка в вертикальное положение строительных конструкций производится по нитяному отвесу. Чтобы уменьшить влияние основного источника ошибок этого способа — колебания нити под влиянием воздушных потоков, используют тяжелые отвесы. Точность вертикальной установки при помощи отвеса составляет в среднем около 1/1000 от высоты. Этот способ применяют для предварительного монтажа конструкций.

Проектирование теодолитом. Наиболее часто установку и выверку осей конструкций по вертикали выполняют при помощи теодолита. Инструмент устанавливают на некотором расстоянии от конструкции (не менее ее высоты) и тщательно нивелируют. Визирную ось наводят на нижнюю осевую метку и, поднимая трубу, отмечают точку на верху конструкции. Аналогичное проектирование производят при другом круге, и фиксируют среднюю из двух точек. Расстояние этой точки от оси конструкции показывает, насколько необходимо наклонить последнюю в плоскости, перпендикулярной коллимационной, чтобы ее ось заняла отвесное положение.

При выверке вертикальности конструкций, наоборот, проектируют при двух положениях круга верхнюю осевую точку вниз,

на основание. Отклонение точки от проектного положения оси характеризует линейную величину наклона конструкции (рис. V.48). Если в выверяемой конструкции верхняя и нижняя осевые точки не лежат на одной отвесной линии, то теодолит необходимо устанавливать в створе выверяемой оси. Влияние наклона оси вращения инструмента является наиболее существенным источником ошибок, не устраняемым проектированием при двух кругах. Для производственных условий можно принять, что отклонение пузырька уровня от нульпункта при выверках не будет превышать в среднем половины деления, т. е. что наклон оси вращения инструмента и, следовательно, проектируемой линии конструкции составит не более $0{,}5\tau$, где τ — цена деления уровня.

Линейная величина наклона при высоте конструкции h равна

$$m_{\text{н}} = \frac{0{,}5\tau'' h}{\rho''}. \qquad \text{(V.114)}$$

Ошибка визирования при проектировании вертикали, как и в створных построениях, в линейной мере равна

$$m_{\text{в}} = \frac{20''\sqrt{2}}{v} \cdot \frac{S}{\rho''}, \qquad \text{(V.115)}$$

где S — наклонная дальность от инструмента до верхней точки конструкции; v — увеличение теодолита.

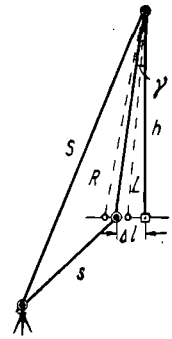


Рис. V.48

Способ оптической вертикали. При строительстве высотных зданий и высоких сооружений для передачи плановых координат с одного монтажного горизонта на другой и для выверки конструкций по вертикали применяют оптические приборы вертикального проектирования — зенит-приборы (рис. V.49).

Основными частями зенит-прибора являются: ломаная зрительная труба *1* с направленной вверх линией визирования, два взаимно перпендикулярных уровня *2* с ценой деления $\tau = 5''$, подставка *3* с оптическим центриром *4*. Увеличение трубы 30—40×.

В МИИГАиК разработаны и изготовлены зенитные центрировочные приборы, в которых в качестве зрительной трубы использованы нивелирные трубы с компенсаторами (НСМ-2). Поворот самоустанавливающейся в горизонтальное положение линии визирования в вертикальное направление осуществляется при помощи пентапризмы. Для центрирования над опорной точкой прибор имеет микрометренные перемещения вдоль поперечной и продольной осей, которые фиксируются индикаторами.

В зенит-приборе PZL фирмы «Цейсс» автоматическая стабилизация вертикальной линии визирования осуществляется также при помощи компенсатора. Увеличение зрительной трубы 31,5×. Центрирование прибора производится при помощи оптического отвеса, вмонтированного в трегер.

Для построения зенит-прибором оптической вертикали в намеченных направлениях оставляют в перекрытиях небольшие сквозные отверстия. Прибор центрируют над исходной опорной

точкой, приведя линию визирования в отвесное положение. На монтажном горизонте выводят на оптическую вертикаль особые консольные марки с целиками. Иногда вместо марок укрепляют прозрачные палетки с сеткой прямоугольных координат, по которым отсчитывают положения центра сетки нитей. Для повышения точности вертикаль выносят при 4 положениях прибора (через 90°).

От вынесенных по вертикали опорных точек развивают на монтажном горизонте

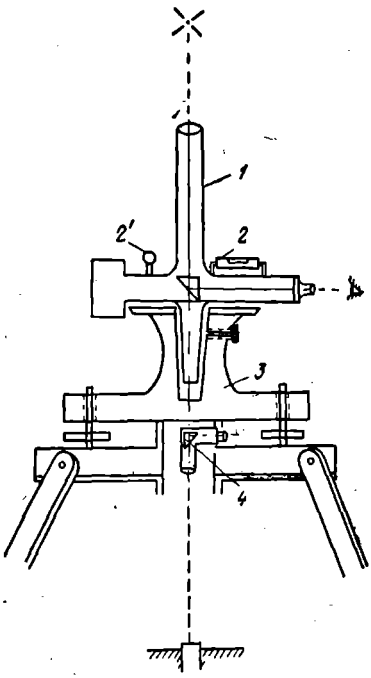


Рис. V.49

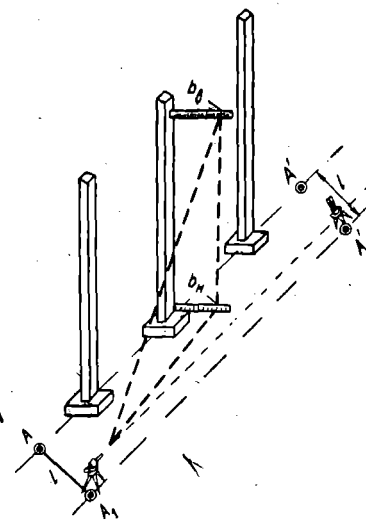


Рис. V.50

сети плановой основы и производят вертикальную установку и выверку строительных конструкций.

Основными ошибками способа оптической вертикали являются:

1. Ошибка приведения линии визирования в отвесное положение. Для уровенных зенит-приборов

$$m_н = \frac{0{,}2\tau'' h}{\rho''}, \qquad (V.116)$$

для приборов с компенсатором

$$m_н = \frac{0{,}5'' h}{\rho''}. \qquad (V.116')$$

2. Ошибка визирования при хорошей освещенности

$$m_в = \frac{20''}{v} \cdot \frac{h}{\rho''}. \qquad (V.117)$$

3. Ошибка центрирования для оптического отвеса

$$m_{ц} = 0{,}5 \text{ мм}.$$

По опытным данным, при высоте h до 100 м средняя квадратическая ошибка построения вертикали составляет около 1 мм.

Способ бокового нивелирования. Для определения наклона строительных конструкций на выверяемом участке на расстоянии l от оси ряда (около 1 м) разбивают параллельную ось, закрепляя ее в начале и в конце знаками (рис. V.50). На эти знаки устанавливают и тщательно центрируют теодолит и визирную марку.

Теодолит ориентируют по марке и, поднимая или опуская зрительную трубу, берут отсчеты по переносной рейке, последовательно устанавливаемой в нижней и верхней частях каждой колонны перпендикулярно к ее боковой поверхности (при КП и КЛ).

Разность отсчетов по рейке в верху и в низу колонны характеризует ее поперечный наклон в линейной мере

$$\Delta l_l = b_{н_l} - b_{в_l}, \qquad (V.118)$$

а колебание разностей

$$\Delta a_l = l - b_{в_l} \qquad (V.119)$$

показывает точность плановой установки конструкций.

В этом способе выверку продольного наклона колонн вдоль ряда выполняют линейными промерами между осевыми метками в основании и верхней плоскости конструкций, при этом вертикальность начальной и конечной колонн дополнительно выверяют теодолитом.

При определении наклона конструкции по формуле (V.118) основное влияние оказывают ошибка нивелирования инструмента $m_н$ при взгляде на верхнюю рейку и ошибка отсчета $m_о$ по рейке в обоих положениях

$$m^2_{\Delta l} = m^2_н + 2m^2_о. \qquad (V.120)$$

Ошибка $m_н$ может быть подсчитана по формуле (V.114), а ошибка $m_о$ — по формуле, рекомендованной Л. А. Башлавиным,

$$m_{о\,(мм)} = 0{,}03t + 0{,}2\,\frac{s\,(м)}{v}, \qquad (V.121)$$

где s — расстояние от теодолита до рейки в м; t — цена деления рейки в мм; v — увеличение зрительной трубы.

V.24. Автоматизированные приборы для разбивки и выверки сооружений

Прибор ПУЛ. Прибор с заданным направлением оптического луча применяется для автоматизации работы землеройных машин и агрегатов, монтирующих детали по проектному уклону. В направляющей станции прибора («прожекторе») создается инфракрасный

световой поток, который модулируется с разными частотами и проектируется объективом в пространство как энергетическая равносигнальная зона. При помощи уровня с микрометренным винтом и визира равносигнальная зона устанавливается на проектный уклон и в направлении, проходящем через фотоприемную станцию в исходной точке. Эта станция связана с рабочим органом машины.

При движении машины по оптическому лучу, в зависимости от положения фотоприемника относительно равносигнальной зоны, в него будет попадать поток то первой, то второй частоты. В результате сравнения частот и их усиления вырабатывается управляющий сигнал, который выводит фотоприемник в равносигнальную зону, поддерживая рабочий орган машины на проектном уклоне.

При расстояниях до 500 м прибор ПУЛ-3 обеспечивает среднюю квадратическую величину отклонения отметок порядка 3—5 см.

Лазерные приборы. В лазерных приборах в качестве проектной оси для разбивки и выверки сооружений используют ось пучка оптического квантового генератора (ОКГ). В простых конструкциях таких приборов — лазерных визирах трубка ОКГ соединяется с теодолитом или нивелиром, и установленный пучок излучения служит для непосредственного отсчета наблюдателем по рейке или в качестве светоуказателя при производстве работ (на экране агрегата).

В сложных приборах типа лазерных створофиксаторов при помощи электронной следящей системы с высокой точностью дистанционно устанавливают на ось пучка лазера особые зонные пластины (призмы Френеля), связанные с технологическими элементами конструкции.

Существуют высокоточные автоматические лазерные приборы, состоящие из передающей системы, задающей проектное (референтное) направление в виде коллимированного пучка лазера, и приемной системы, передвигающейся вдоль выверяемой линии и автоматически фиксирующей отклонения точек этой линии относительно оси лазерного пучка (в плане и по высоте). Основной частью приемной системы является углоизмерительное фотоэлектрическое устройство. В этом устройстве лазерное излучение разделяется на две части, энергия которых сравнивается между собой. При угловом повороте устройства относительно оси лазерного пучка возникает разность энергии, которая компенсируется поворотом плоскопараллельной пластинки. Измеряемый при этом угол поворота преобразуется в электрические сигналы и подается в интегратор. Одновременно датчик пути вводит туда пройденное расстояние. Результаты интегрирования (поперечные или высотные отклонения) передаются в регистрирующее устройство.

V.25. Исполнительные съемки. Составление генеральных планов

Исполнительные съемки. Исполнительные съемки ведут для установления точности перенесения проекта сооружения в натуру и выявления всех отступлений, допущенных в процессе строительства, а также для определения фактических координат и отметок построенных объектов и других аналитических данных, необходи-

мых для составления исполнительных генеральных планов. Исполнительные съемки выполняют по мере окончания отдельных этапов строительных работ.

Геодезической основой исполнительных съемок являются:

а) в пределах отдельных зданий, цехов, установок — закрепленные оси фундаментов и сеть рабочих реперов;

б) в пределах строительной площадки — пункты разбивочной основы, дополненные полигонометрическими и нивелирными ходами;

в) за пределами строительной площадки — пункты геодезического обоснования, созданного в процессе изысканий для съемочных и трассировочных работ, а также специально проложенные теодолитно-нивелирные ходы.

Исполнительную съемку обычно ведут с пунктов геодезического обоснования аналитическими способами: полярным способом, промерами по перпендикулярам и створам, линейными и угловыми засечками. Отметки точек определяют геометрическим нивелированием от ближайших реперов.

Геодезическая основа и способы съемок по своей точности должны обеспечить на промышленных и городских площадках составление исполнительного плана в масштабе 1 : 500, на площадках гидроузлов, аэродромов, мостовых переходов — в масштабе 1 : 2000.

При исполнительных съемках особое внимание обращают на с к р ы т ы е с о о р у ж е н и я — котлованы, фундаменты, подземные трубопроводы, кабельные линии, которые должны быть засняты до засыпки их землей.

В подземных коммуникациях определяют координаты углов поворота, центров узловых колодцев, мест пересечений с другими коммуникациями. Нивелированием находят отметки дна и бровок котлованов и траншей, лотков и крышек колодцев, верха труб. В воздушных трубопроводах и линиях электропередач проверяют расстояния между опорами, отметки траверсов, габариты приближений.

В фундаментах определяют положение всех закладных частей и их отметки, а также проверяют размеры строительных блоков, проемов, шахт и т. д., отметки основания, верха, опорных площадок фундамента. В зданиях координируют углы и производят обмеры по периметру на уровне цоколя, производят поэтажные исполнительные съемки и фиксируют отклонение от проектного положения строительных элементов. На дорожных линиях проверяют элементы кривых, привязывают вершины углов поворота, точки пересечений и примыканий, центры стрелочных переводов железных дорог.

Исполнительная съемка вертикальной планировки состоит в нивелировании спланированной поверхности по квадратам или по поперечникам, а также в определении отметок отмосток зданий, мест переломов профиля дорог, тротуаров, проездов, точек по дну открытых лотков, водоотводных канав, кюветов, у решеток дождеприемных колодцев и др.

Исполнительная съемка надземных коммуникаций промплощадки с успехом может быть произведена методом наземной стереофотограмметрии. Базисы располагают параллельно продольной оси коммуникации на расстоянии до 50 м. По фотоснимкам измеряют высоты опор, диаметры, габариты приближений, пролеты с ошибкой порядка 3—5 см.

*

Составление исполнительных генпланов. По материалам исполнительных съемок составляют исполнительные генеральные планы: в процессе строительства — текущий, или оперативный, по его завершении — окончательный.

Текущий генеральный план ведут с начальной стадии работ, он отражает весь ход строительства постоянных, вспомогательных и временных сооружений. План составляют в масштабе 1 : 1000 или 1 : 2000 в зависимости от размеров площадки и сложности сооружений. На основании текущего плана периодически составляют дежурный план строительства в масштабе 1 : 2000—1 : 5000, на котором по отдельным объектам условными знаками показывают выполненные стадии работ.

На больших стройках для этой же цели производят периодическую крупномасштабную аэрофотосъемку и составляют в масштабе 1 : 2000—1 : 5000 фотосхемы, дающие наиболее полное и наглядное представление о ходе строительных работ.

Окончательный исполнительный генеральный план является основным техническим документом построенного сооружения, по которому решают все инженерные задачи по его эксплуатации, реконструкции и расширению. Для небольших сооружений такой план составляют в масштабе 1 : 500. Для крупных объектов составляют общий (сводный) генплан в масштабе 1 : 1000—1 : 2000 (иногда 1 : 5000) и детальные планы отдельных установок и агрегатов в масштабе 1 : 200—1 : 500, а также специализированные планы коммуникаций в масштабе 1 : 1000 с их полной числовой характеристикой.

Все здания и сооружения наносят на генплан по исполнительным координатам. Детальную конфигурацию построек и расположение колодцев в коммуникациях и опор в воздушных линиях дают по результатам натурных промеров.

После тщательной корректуры и проверки генеральный план вычерчивают цветными условными знаками.

Е. НАБЛЮДЕНИЯ ЗА ДЕФОРМАЦИЯМИ СООРУЖЕНИЙ

V.26. Измерения осадок фундаментов

Виды деформаций. Построенное по проекту инженерное сооружение с течением времени претерпевает некоторое изменение. Под постоянным давлением сооружения грунты в основании фундамента сжимаются и происходит осадка фундамента. Неравномерная осадка приводит к перекосам и прогибам оснований, наклонам (кренам) верхней части сооружений. При значительной величине неравномерной осадки в фундаменте и стенах зданий появляются трещины.

В гидротехнических и мостовых сооружениях, подпорных стенках и др. под влиянием односторонней нагрузки происходит плановое смещение основания. В сооружениях, построенных на склонах, наблюдаются оползневые явления.

Осадки и деформации от собственного веса сооружения по мере уплотнения грунтов в основании прекращаются. При этом, как правило, на песчаных грунтах осадки характеризуются большими скоростями в начальный период с последующим быстрым затуха-

нием в течение нескольких лет. Наоборот, на глинистых грунтах осадки происходят с незначительными скоростями и медленно затухают в течение многих лет. При неблагоприятных геологических условиях (карсты, оползни) осадки и деформации с течением времени могут возрастать, и необходимо принимать особые профилактические меры.

Наблюдения за подъемом дна котлована. Наблюдения за осадками сооружений, возводимых в глубоких котлованах, начинают с определения подъема дна после освобождения его от природного давления. Для этого до вскрытия котлована закладывают в скважины, пробуренные на 0,5—0,8 м ниже проектной отметки дна, особые глубинные марки. Отметки на головки этих марок передают нивелированием от ближайших реперов, опуская в скважину металлический шток определенной длины или рулетку. После выемки грунта из котлована по данным плановой привязки находят положение глубинных марок и передают на них отметки. Разность отметок до вскрытия котлована и после выемки грунта дает величину подъема дна котлована, которая должна учитываться при наблюдениях за осадками.

Применение геометрического нивелирования. Основным методом измерения осадок является периодическое точное нивелирование установленных на сооружении знаков, называемых осадочными марками.

Высотной опорой, относительно которой определяют отметки осадочных марок, является сеть фундаментальных реперов, устанавливаемых в устойчивых местах. В зависимости от характера грунтов и требуемой точности наблюдений за осадками применяют или обычные типы реперов, заложенные ниже глубины промерзания, или специальные глубинные знаки, забуриваемые до коренных пород.

Средняя квадратическая ошибка измерения осадки бетонных сооружений относительно исходных реперов обычно принимается 1—2 мм.

Осадочные марки размещают на сооружении с таким расчетом, чтобы иметь полную картину деформации основания и правильно изобразить кривые осадок. Марки устанавливают вдоль продольных и поперечных осей сооружения для выявления прогибов и перекосов, а также в местах, где ожидаются наибольшие осадки: на стыках строительных блоков, по сторонам усадочных и температурных швов, вокруг зон с большими динамическими нагрузками, на участках с неблагоприятными геологическими условиями и т. д. При этом стремятся создать систему нивелирных ходов с равными расстояниями от инструмента до соседних марок и с включением в эту систему фундаментальных реперов. Нивелирные станции закрепляют постоянными знаками.

Кроме осадочных марок в основание сооружения закладывают ряд скважин для наблюдений за уровнем грунтовых вод и температурой.

Измерение осадок бетонных сооружений производят точным нивелиром с оптическим микрометром Н1 или Н2 и инварными штриховыми рейками. Если все осадочные марки можно установить примерно на уровне горизонта инструмента, то в качестве реек можно применять небольшие штриховые марочки, постоянно установленные в теле сооружения или переносного вида.

Первый цикл наблюдений начинают после возведения основания сооружения, проводя его особенно тщательно, при двух горизонтах инструмента. Из результатов этого нивелирования определяют начальные отметки всех осадочных марок. Последующие циклы повторяют по мере возрастания нагрузки на основание. В период эксплуатации сооружения частота измерений зависит от скорости осадок: один цикл в квартал, полгода, год — до полного прекращения осадок.

Нивелирование производят каждый раз по одной и той же схеме ходов, расстояние от инструмента до марок допускают до 25 м. Ошибка определения превышения на станции в среднем составляет $\pm 0{,}1$—$0{,}2$ мм, а предельные невязки ходов не превышают величины, вычисленной по формуле

$$f_h = 0{,}5\sqrt{n}\ \text{(мм)}, \qquad \text{(V.122)}$$

где n — число станций.

При измерении осадок труднодоступных точек плотин и других сооружений может быть применен способ точного тригонометрического нивелирования.

После уравнивания нивелирных ходов вычисляют отметки осадочных марок и составляют ведомости, в которых указывают для каждой марки: величину осадки S между двумя последними циклами $i-1$ и i

$$S_{i-1,\,i} = H_i - H_{i-1}, \qquad \text{(V.123)}$$

суммарную осадку с начала наблюдений

$$S_i = H_i - H_1, \qquad \text{(V.124)}$$

скорость осадки каждой марки и среднюю всего сооружения

$$v_N = \frac{S_N}{t}; \qquad v_{ср} = \frac{\sum v}{r}, \qquad \text{(V.125)}$$

где H_i — высота осадочной марки в цикле i; t — время наблюдений в месяцах или годах; S_N — суммарная осадка марки за это же время; r — число наблюдаемых марок.

Для наглядного представления о ходе осадок составляют совмещенные графики осадок марок, профили осадок по продольным и поперечным осям, план кривых равных суммарных осадок, а также графики колебаний температуры и уровня грунтовых вод.

Применение гидростатических приборов. Наблюдения за осадками фундаментов можно производить способом гидростатического нивелирования, при этом возможны два пути: первый — обычный — определение отметок осадочных марок переносным гидростатическим прибором, который обеспечивает при благоприятных условиях точности измерения осадок в среднем около 0,05 мм; второй — более рациональный — установление стационарной гидростатической системы с электроконтактным или фотоэлектрическим способом фиксации острия измерительного винта и мениска жидкости. При постоянной температуре этот способ обеспечивает высокую точность измерений и дает возможность автоматизировать измерения.

V.27. Определение горизонтальных смещений сооружений

Створный способ. Горизонтальные смещения сооружений определяют створным и тригонометрическим способами. Опорные наблюдательные пункты располагают вне сооружения, по возможности в устойчивых местах. Для контроля эти пункты привязывают к незыблемой основе. В каждом цикле наблюдений проверяют устойчивость наблюдательных пунктов. Если при этом выявится, что их положение изменилось на величину, превосходящую предельную ошибку их определения, то в измеренные смещения вводят соответствующие поправки.

Створный способ применяют на прямолинейных плотинах, мостовых переходах, подпорных стенках и других сооружениях, где имеется возможность установить наблюдаемые точки в один створ и расположить их примерно на одном уровне. На рис. V.51 показана схема расположения пунктов в створном способе наблюдений, где *1*, *2*, *3*, *4*, *5*, *6* — наблюдаемые точки сооружения; *I*, *II* — наблюдательные пункты; *A*, *B* — опорные геодезические пункты.

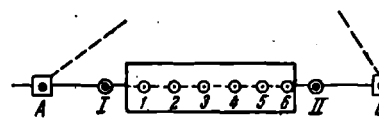


Рис. V.51

Створные наблюдения могут быть выполнены или способом измерения малых (параллактических) углов, или способом подвижной марки. В первом способе, установив оптический теодолит или алиниометр с окулярным микрометром в наблюдательном пункте *I*, а неподвижную визирную цель — в пункте *II*, измеряют несколькими приемами угловое отклонение от створа *I—II* каждой из наблюдаемых точек *1*, *2*, *3*, . . . По найденным угловым отклонениям γ_i и расстояниям до наблюдаемых точек s_i определяют величину линейного смещения от створа («нестворности»)

$$\Delta_i = \frac{s_i \gamma_i''}{\rho''}. \qquad (V.126)$$

Так как величина смещения Δ_i обычно небольшая, даже при измерении расстояния s_i нитяным дальномером влиянием ошибки этого измерения на точность определения смещений можно пренебречь и, следовательно,

$$m_\Delta = \frac{s m_\gamma''}{\rho''}, \qquad (V.127)$$

где m_Δ — средняя квадратическая ошибка определения нестворности; m_γ — ошибка измерения параллактического угла.

Величина горизонтального смещения точки сооружения между начальным и i-ым циклом наблюдений

$$Q_{i-1} = \frac{s(\gamma_i'' - \gamma_1'')}{\rho''}, \qquad (V.126')$$

точность такого определения смещения

$$m_Q = \frac{sm''_\gamma \sqrt{2}}{\rho''}. \qquad (V.127')$$

В способе подвижной марки измеряют непосредственно величину Δ. Для этого подвижная марка снабжена микрометренным винтом. Отсчет по шкале винта, когда ось симметрии визирной цели проходит через центр знака, называется местом нуля марки и определяется при помощи теодолита вращением марки вокруг основной оси на 180°.

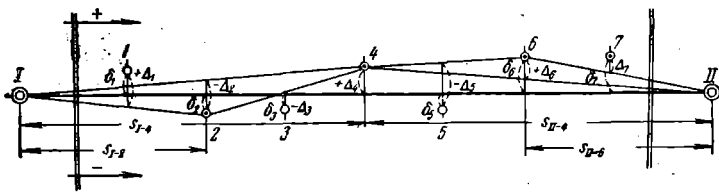


Рис. V.52

При наблюдениях подвижную марку устанавливают на створном знаке и по сигналу наблюдателя ее визирную цель микрометренным винтом передвигают до полного совмещения вертикальной оси этой цели с коллимационной плоскостью теодолита, ориентированного по створу *I—II*. Взяв при этом отсчет по шкале микрометренного винта и отняв от него место нуля, находят величину смещения наблюдаемой точки от створа. Такие определения в каждой точке повторяют 3—5 раз и из них образуют среднее.

Примерная точность этого способа может быть подсчитана по формуле

$$m_\Delta = \frac{s}{\rho''} \sqrt{m_{\text{ор}}^2 + m_{\text{н}}^2}, \qquad (V.128)$$

где $m_{\text{ор}}$ — угловая ошибка ориентирования створа, т. е. ошибка визирования на неподвижную марку; $m_{\text{н}}$ — угловая ошибка введения подвижной марки с микрометром в створ; s — расстояние от инструмента до наблюдаемой точки.

Для уменьшения влияния ошибки визирования при длинных створах как в способе подвижной марки, так и в способе измерения параллактических углов применяют особые схемы и программы наблюдений: частей створа и последовательных створов.

В программе ч а с т е й с т в о р а («полуствора» и «четвертьствора») створ разбивают на четыре примерно равные части (рис. V.52). Вначале определяют положение средней точки *4* относительно створа *I—II*. Затем относительно створов *I—4* и *4—II* находят смещение точек *2* и *6* и уже в каждой четвертой части измеряют отклонения всех остальных точек от створов *1—2*; *2—4*; *4—6*; *6—II*. Определение производят в прямом и обратном направлениях, придерживаясь установленного правила знаков.

Приведение измеренных отклонений от частных створов к общему створу *I—II* выполняют по формулам, которые легко выводятся из чертежа расположения точек:

$$\left.\begin{aligned}
\delta_1 &= \Delta_1 + \Delta_2 \frac{s_{I-1}}{s_{I-2}} + \Delta_4 \frac{s_{I-1}}{s_{I-4}} \\
\delta_2 &= \Delta_2 + \Delta_4 \frac{s_{I-2}}{s_{I-4}} \\
\delta_3 &= \Delta_3 + \Delta_2 \frac{s_{3-4}}{s_{2-4}} + \Delta_4 \frac{s_{I-3}}{s_{I-4}} \\
\delta_4 &= \Delta_4 \\
\delta_5 &= \Delta_5 + \Delta_4 \frac{s_{II-5}}{s_{II-4}} + \Delta_6 \frac{s_{4-5}}{s_{4-6}}
\end{aligned}\right\}. \qquad (V.129)$$

Средние квадратические ошибки определения смещения относительно общего створа будут равны (для измерений в одном направлении):

$$\left.\begin{aligned}
m_{\delta_1}^2 &= m_{\Delta_1}^2 + m_{\Delta_2}^2 \left(\frac{s_{I-1}}{s_{I-2}}\right)^2 + m_{\Delta_4}^2 \left(\frac{s_{I-1}}{s_{I-2}}\right)^2 \\
m_{\delta_2}^2 &= m_{\Delta_2}^2 + m_{\Delta_4}^2 \left(\frac{s_{I-2}}{s_{I-4}}\right)^2 \\
m_{\delta_3}^2 &= m_{\Delta_3}^2 + m_{\Delta_2}^2 \left(\frac{s_{3-4}}{s_{2-4}}\right)^2 + m_{\Delta_4}^2 \left(\frac{s_{I-3}}{s_{I-4}}\right)^2 \\
m_{\delta_4}^2 &= m_{\Delta_4}^2
\end{aligned}\right\}. \qquad (V.130)$$

С наибольшей ошибкой в программе частей створа определяется смещение средней точки *4*. Под влиянием этой ошибки в значительной мере понижается точность определения смещений точек, близко расположенных к средней точке (во второй и третьей четвертях).

При измерениях в обратном направлении общий вид формул для определения смещений сохраняется тот же. Точность среднего результата из прямого и обратного измерений повышается примерно на $\sqrt{2}$.

В программе последовательных створов смещение относительно общего створа *I—II* измеряют только для точки *1* (рис. V.53). Затем инструмент переносят в эту точку, устанавливая его вместо марки, и относительно створа *I—II* измеряют смещение точки *2*. Инструмент переносят в точку *2* и относительно створа *2—II* измеряют смещение точки *3* и т. д. Дойдя до конечной точки, производят измерения в обратном направлении, т. е. относительно створа *II—I* наблюдают смещение точки *7*; перейдя с инструментом в эту точку, от створа *7—I* находят смещение точки *6* и т. д. Таким образом, в этой программе инструмент последовательно устанавливают на все наблюдаемые точки створа, ориентируют по конечному наблюдательному пункту и относительно последовательно изменяемого створа измеряют смещения ближайших по ходу наблюдаемых точек.

Приведение смещений к общему створу *I—II* выполняют по формулам:

а) для прямого хода

$$\left.\begin{aligned}
&\delta_1 = \Delta_1\\
&\delta_2 = \Delta_1\frac{s_{2-II}}{s_{1-II}} + \Delta_2\\
&\delta_3 = \Delta_1\frac{s_{3-II}}{s_{1-II}} + \Delta_2\frac{s_{3-II}}{s_{2-II}} + \Delta_3\\
&\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\\
&\delta_7 = \Delta_1\frac{s_{7-II}}{s_{1-II}} + \Delta_2\frac{s_{7-II}}{s_{2-II}} + \Delta_3\frac{s_{7-II}}{s_{3-II}} + \Delta_4\frac{s_{7-II}}{s_{4-II}} +\\
&\qquad + \Delta_5\frac{s_{7-II}}{s_{5-II}} + \Delta_6\frac{s_{7-II}}{s_{6-II}} + \Delta_7
\end{aligned}\right\}, \quad (V.131)$$

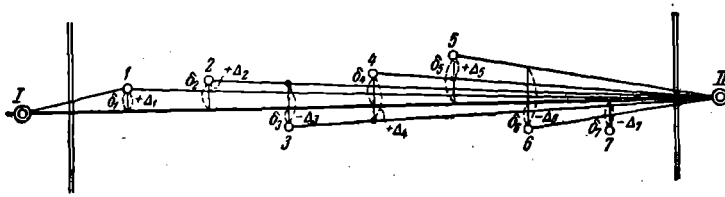


Рис. V.53

б) для обратного хода

$$\left.\begin{aligned}
&\delta_7 = \Delta_7\\
&\delta_6 = \Delta_7\frac{s_{6-I}}{s_{7-I}} + \Delta_6\\
&\delta_5 = \Delta_7\frac{s_{5-I}}{s_{7-I}} + \Delta_6\frac{s_{5-I}}{s_{6-I}} + \Delta_5\\
&\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\\
&\delta_1 = \Delta_7\frac{s_{1-I}}{s_{7-I}} + \Delta_6\frac{s_{1-I}}{s_{6-I}} + \Delta_5\frac{s_{1-I}}{s_{5-I}} + \Delta_4\frac{s_{1-I}}{s_{4-I}} +\\
&\qquad + \Delta_3\frac{s_{1-I}}{s_{3-I}} + \Delta_2\frac{s_{1-I}}{s_{2-I}} + \Delta_1
\end{aligned}\right\}. \quad (V.132)$$

Приняв точность измерения смещений от последовательных створов одинаковой, получим выражения средних квадратических ошибок, например, для точки *1*.

Для прямого хода

$$m^2_{\delta_1} = m^2_{\Delta};$$

для обратного хода

$$m^2_{\delta_1} = m^2_{\Delta}\left[\left(\frac{s_{1-1}}{s_{7-1}}\right)^2 + \left(\frac{s_{1-1}}{s_{6-1}}\right)^2 + \left(\frac{s_{1-1}}{s_{5-1}}\right)^2 + \left(\frac{s_{1-1}}{s_{4-1}}\right)^2 + \right.$$
$$\left. + \left(\frac{s_{1-1}}{s_{3-1}}\right)^2 + \left(\frac{s_{1-1}}{s_{2-1}}\right)^2 + 1\right]; \qquad \text{(V.133)}$$

для среднего результата из прямого и обратного ходов

$$m_{\delta_1\,\text{ср}} = \frac{m_{\delta_1\,(\text{пр})}\, m_{\delta_1\,(\text{об})}}{\sqrt{m^2_{\delta_1\,(\text{пр})} + m^2_{\delta_1\,(\text{об})}}}. \qquad \text{(V.134)}$$

Программа последовательных створов обеспечивает более высокую точность определения смещений и более равномерное распределение весов измерений в средних результатах.

Тригонометрический способ. Тригонометрический способ в виде триангуляции и различного рода засечек применяют для определения смещений арочных плотин и других сооружений, особенно в горных районах. Наблюдаемые точки сооружения могут быть расположены на разной высоте, их или включают в триангуляционную сеть, если на них можно встать с инструментом, или определяют прямыми засечками. Так как наблюдательные пункты обычно располагаются недалеко от сооружения и сами могут быть подвержены смещениям, в сеть дополнительно включают ряд надежных пунктов, установленных вне деформационной зоны. Иногда для контроля всей сети в каждом пункте еще измеряют три-четыре направления на твердые удаленные пункты. В каждом цикле наблюдений производят уравнивание всей сети и вычисляют координаты наблюдаемых точек. По разностям координат между циклами определяют плановое смещение сооружения.

Для измерений деформаций больших сооружений иногда применяют комбинированный створно-тригонометрический способ, т. е. наблюдения за взаимным смещением точек на сооружении производят створным способом, а устойчивость самих наблюдательных пунктов проверяют включением их в триангуляционную сеть.

В потернах смещения могут быть измерены струнно-оптическим способом, при этом подвешенная струна опирается на особые поплавки.

Наблюдения за смещениями основания плотины выполняют при помощи так называемых обратных гидростатических отвесов, построенных в вертикальных шахтах. Нить (инварная проволока) обратного отвеса укрепляется в основании плотины. Верх нити приделывают к системе шаров или торов, плавающих в жидкости и натягивающих нить в отвесном направлении. При смещении основания плотины перемещается и якорь нити и соответственно верхняя осевая точка плавающей системы. Величину этого верхнего перемещения измеряют при помощи микроскопа относительно не зависимых от отвеса осей координатного столика. Для определения абсолютной величины смещения необходимо знать перемещение координатного столика, которое может быть найдено из тригонометрических наблюдений.

Смещение плотины может быть также определено проложением полигонометрического хода с высокоточным измерением его сторон и углов.

V.28. Наблюдения за кренами, трещинами, оползнями

Способ координат. Для определения крена (наклона) вокруг сооружения на расстоянии от него не меньше двух-трех его высот прокладывают замкнутый полигонометрический ход и вычисляют координаты трех-четырех постоянно закрепленных точек. Из этих точек периодически прямой засечкой определяют координаты хорошо заметной точки на вершине сооружения. По разности этих координат между циклами наблюдений находят величину крена в течение определенного времени и его направление. Точность способа может быть подсчитана по формулам прямой многократной засечки.

Способ вертикального проектирования. В двух взаимно перпендикулярных осях сооружения закладывают постоянные точки *A* и *B* (рис. V.54). На эти точки периодически устанавливают теодолит, тщательно его нивелируют и при двух кругах проектируют заметную верхнюю точку на некоторую плоскость внизу сооружения (цоколь, специально вмонтированную рейку). Зафиксированный в течение времени на цоколе ряд точек представляет собой центральную проекцию траектории верхней наблюдаемой точки на плоскость, перпендикулярную к коллимационной плоскости зрительной трубы.

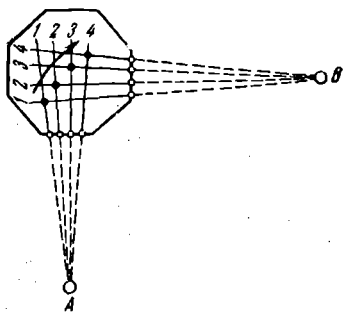


Рис. V.54

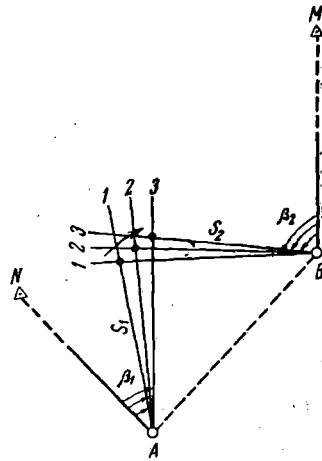


Рис. V.55

Для определения полной величины крена сооружения необходимо, во-первых, произвести одновременные наблюдения с точек *A* и *B* и, во-вторых, графически или аналитически перейти от составляющих крена в центральной проекции к действительной (ортогональной) величине крена. Искажение крена в центральной проекции тем больше, чем ближе опорные точки *A* и *B* к основанию сооружения и чем дальше от вертикали верхней наблюдаемой точки находится нижняя плоскость фиксации. Точность способа зависит главным образом от точности приведения основной оси инструмента в отвесное положение.

Способ углов. Для высотных сооружений пирамидальной формы (типа МГУ) целесообразнее наблюдать за кренами путем периоди-

ческого измерения точным теодолитом в опорных точках A и B (рис. V.55) углов между неизменными направлениями AN и BM и направлениями на наблюдаемую верхнюю точку сооружения. По величине изменения этих углов с течением времени и горизонтальному проложению до наблюдаемой точки (которое легко определить прямой засечкой из точек A и B) находят по формулам (V.135) составляющие Δs_1 и Δs_2 и полную линейную величину крена Δs

$$\left.\begin{aligned} \Delta s_1 &= \frac{s_1 \Delta\beta_1''}{\rho''} \\ \Delta s_2 &= \frac{s_2 \Delta\beta_2''}{\rho''} \\ \Delta s &= \sqrt{\Delta s_1^2 + \Delta s_2^2} \end{aligned}\right\}. \qquad \text{(V.135)}$$

Отношение величины крена Δs к высоте сооружения H дает креп в угловой мере

$$\gamma_{кр} = \frac{\Delta s}{H}\rho. \qquad \text{(V.136)}$$

Точность определения крена этим способом в основном зависит от точности измерения углов β_1 и β_2

$$m_{\Delta s_1} = S_1 \frac{m_\beta'' \sqrt{2}}{\rho''}, \qquad \text{(V.137)}$$

где m_β — средняя квадратическая ошибка измерения угла.

Применение кренометров. Крен жестких сооружений можно определить при помощи кренометров, представляющих собой систему точных уровней. В исходный период наблюдений прибор устанавливают на опорной площадке на верху сооружения, уровни приводят на нульпункт и берут начальные отсчеты по микрометренным винтам. В последующие циклы наблюдений эти действия повторяют, определяя по разности отсчетов по микрометренным винтам угловые наклоны сооружения в заданных направлениях. Зная высоту сооружения, можно вычислить и линейную величину крена.

Наблюдения за трещинами. Появляющиеся в фундаменте и стенах трещины периодически снимают в крупном масштабе. Чтобы установить, расширяется трещина или нет, в одном или нескольких местах ее устанавливают «маяки», т. е. делают на трещине гипсовые заплаты или закрепляют полоски тонкого стекла. Если гипс или стекло лопаются, значит трещина продолжает расти и требуются систематические наблюдения за ней для принятия своевременных профилактических мер.

Для наблюдений за расширением трещин предложен ряд измерительных приборов. Самые простые и удобные из них состоят из шкалы, конец которой укреплен на одной стороне трещины, и нониуса с индексом, закрепленного на второй стороне. Результаты наблюдений за трещинами заносят в особый журнал.

Наблюдения за оползнями. При движении оползневого участка в одном направлении примерно перпендикулярно к этому направлению располагают ряд наблюдательных створов (рис. V.56).

Опорные пункты этих створов закрепляют в устойчивых местах. С этих пунктов створным способом измеряют поперечные смещения наблюдаемых точек на оползне (*1*, *2*, *3* ... .). Если кроме поперечного смещения точки оползня передвигаются еще и в продольном направлении по створу, то эти передвижения могут быть определены линейными измерениями отрезков между точками створа (l_1, l_2, l_3 . . .).

Наблюдения за оползнем можно также осуществлять путем периодических определений координат точек оползня способами

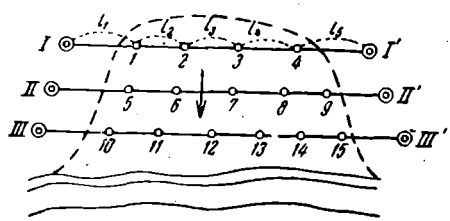


Рис. V.56

прямой и обратной засечек, параллактической или дальномерной полигонометрии. По разностям полученных координат между циклами наблюдений судят о величине, направлении и скорости смещения точек оползня.

Для определения перемещения точек оползня по высоте проводят периодическое нивелирование. При необходимости выполняют дополнительные наблюдения с пунктов геодезической основы за устойчивостью наблюдательных знаков, расположенных вблизи оползневого района.

V.29. Фотограмметрические методы измерения деформаций

В методе наземной стереофотограмметрии наблюдаемое сооружение фотографируют в начальный период и затем периодически, через установленные промежутки времени, причем местоположение и ориентирование фототеодолита при всех съемках остаются строго неизменными.

Для измерения деформаций только в вертикальной плоскости (осадки, прогибы, боковые смещения, трещины) периодическую фототеодолитную съемку производят с одной лишь точки. Полученные фотоснимки измеряют на стереокомпараторе, причем в левую кассету закладывают всегда начальный фотоснимок, а в правую — снимок текущего цикла наблюдений, определяя таким образом суммарное смещение точек с начала наблюдения.

По измеренным на фотоснимках смещениям Δx и Δz вычисляют составляющие деформаций точек сооружения

$$\left.\begin{aligned} \Delta X &= \frac{Y}{f_к}\Delta x \\ \Delta Z &= \frac{Y}{f_к}\Delta z \end{aligned}\right\}, \qquad \text{(V.138)}$$

где ΔX — горизонтальная составляющая деформации в плоскости, перпендикулярной к оптической оси камеры фототеодолита (боковой сдвиг); ΔZ — вертикальная составляющая деформации (осадка сооружения); Y — отстояние фототеодолита от наблюдаемого сооружения; $f_к$ — фокусное расстояние камеры.

Если необходимо исследовать **пространственные** деформации (крен, кручение, оползни), то объект фотографируют с двух точек стояния (базиса), в результате чего получают пару перекрывающихся снимков. На стереокомпараторе измеряют координаты наблюдаемых точек x и z и горизонтальный параллакс p, по которым вычисляют пространственные координаты точек (см. IV.2.35).

Для определения составляющих величин суммарной деформации образуют разности координат текущего и начального циклов наблюдений

$$\left.\begin{aligned}\Delta Y_i &= Y_i - Y_0 = Bf_к\left(\frac{1}{p_i} - \frac{1}{p_0}\right)\\ \Delta X_i &= X_i - X_0 = B\left(\frac{x_i}{p_i} - \frac{x_0}{p_0}\right)\\ \Delta Z_i &= Z_i - Z_0 = B\left(\frac{z_i}{p_i} - \frac{z_0}{p_0}\right)\end{aligned}\right\}. \qquad (V.139)$$

Длину базиса B для этих работ выбирают равной $^1/_5$—$^1/_{10}$ величины отстояния Y. Точность определения смещений этим методом может быть подсчитана по формулам

$$\left.\begin{aligned}m_{\Delta y} &= \frac{Y}{f_к}\sqrt{2\left(\frac{Y}{B}\right)^2 m_p^2}\\ m_{\Delta x} &= \frac{Y}{f_к}\sqrt{2m_x^2 + 2\left(\frac{Y}{B}\right)^2\left(\frac{x}{f_к}\right)^2 m_p^2}\\ m_{\Delta z} &= \frac{Y}{f_к}\sqrt{2m_z^2 + 2\left(\frac{Y}{B}\right)^2\left(\frac{z}{f_к}\right)^2 m_p^2}\end{aligned}\right\}. \qquad (V.140)$$

Для исследования **мгновенной** деформации сооружения под действием динамической нагрузки фотографирование производят одновременно с двух точек базиса синхронно работающими фототеодолитами.

Для точного измерения деформаций близко расположенных предметов (2—10 м) созданы **особые стереокамеры**, т. е. спаренные, строго синхронизированные камеры с базисом от 0,2 до 1,2 м и переменным фокусным расстоянием. Стереокамера может передвигаться на штанге по высоте и занимать удобное для фотосъемки положение: горизонтальное, наклонное на 30 или 60°, вертикальное.

Средние квадратические ошибки определения деформаций сооружений стереофотограмметрическим методом при тщательной работе и высокой точности инструментов составляют 1/10 000—1/20 000 от величины отстояния.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Афанасьев В. А., Усов В. С. Оптические приборы и методы контроля прямолинейности в инженерной геодезии. М., «Недра», 1973, 152 с.

2. Большаков В. Д. и др. Высокоточные геодезические измерения для строительства и монтажа Большого Серпуховского ускорителя. М., «Недра», 1968, 304 с.

3. Брайт П. И. Геодезические методы измерений деформаций оснований и сооружений. М., «Недра», 1965, 298 с.

4. Видуев Н. Г., Ракитов Д. И. Приложение геодезии в инженерно-строительном деле. М., «Недра», 1964, 399 с.

5. Глотов Г. Ф. Курс инженерной геодезии. М., «Недра», 1972, 169 с.

6. Инструкции по топографо-геодезическим работам для городского, поселкового и промышленного строительства. СН—212—62, М., Госстройиздат, 1962, 100 с.

7. Лебедев Н. Н. Курс инженерной геодезии. М., «Недра», 1974, 360 с.

8. Левчук Г. П. Курс инженерной геодезии. М., «Недра», 1970, 411 с.

9. Лютц А. Ф. Разбивка крупных сооружений. М., «Недра», 1969, 240 с.

10. Малявский Б. К. Методы определения гидрологических характеристик рек с самолета. М., «Транспорт», 1965, 118 с.

11. Сердюков В. М. Фотограмметрия в инженерно-строительном деле. М., «Недра», 1970, 134 с.

12. Сундаков Я. А. Геодезические работы при возведении крупных промышленных сооружений и высотных зданий. М., «Недра», 1972, 360 с.

Раздел VI

ЭКОНОМИКА, ПЛАНИРОВАНИЕ И ОРГАНИЗАЦИЯ ПРОИЗВОДСТВА

К. В. Бажанов

VI.1. Основы новой системы планирования и экономического стимулирования в топографо-геодезическом производстве ГУГК

Общегосударственные топографо-геодезические работы планируются и выполняются с целью удовлетворения потребностей народного хозяйства страны, науки и обороны. Наиболее полно удовлетворить растущие потребности в топографо-геодезической продукции возможно лишь при наилучшем использовании тех ресурсов, которые выделяются государством для производства работ. Поэтому производственно-хозяйственная деятельность аэрогеодезических предприятий ГУГК, как и предприятий других отраслей, направляется на успешное выполнение всех показателей плана с наименьшими затратами материальных, трудовых, денежных ресурсов и осуществляется на принципах хозяйственного расчета.

На настоящем этапе хозрасчет предприятий ГУГК имеет ту особенность, что за счет средств, полученных от реализации продукции, возмещаются лишь собственные издержки производства и осуществляется материальное стимулирование. Расширение же производства ведется в основном за счет специальных ассигнований из государственного бюджета.

ГУГК проводит последовательно экономическую работу, направленную на укрепление хозрасчета. Важнейшим этапом этой работы является перевод с 1 января 1973 года предприятий на новую систему планирования и экономического стимулирования. По этой системе планирование и экономическое стимулирование осуществляется в следующем порядке.

ГУГК устанавливает каждому предприятию ряд основных показателей для планирования. В их число входят объем работ в денежном выражении — в сметной стоимости и размер планируемой прибыли. При разработке техпромфинплана предприятие устанавливает полевым экспедициям и цехам камерального производства объемы госбюджетных работ в сметной стоимости в строгом соответствии с установленным показателем. В процессе производственной деятельности предприятие подсчитывает балансовую прибыль как разность между сметной стоимостью и фактической себестоимостью работ. Эта прибыль является источником для образования трех фондов экономического стимулирования: фонда материального поощрения, фонда социально-культурных мероприятий

и жилищного строительства и фонда развития производства. Все три фонда образуются прямым отчислением от балансовой прибыли по установленным нормативам и имеют целенаправленное назначение.

Фонд материального поощрения расходуется в течение года на премирование работников предприятия за выполнение показателей, установленных положением о премировании. Из этого же фонда ежегодно выплачивается вознаграждение работникам за общие результаты годовой деятельности предприятия.

Фонд социально-культурных мероприятий и жилищного строительства используется на строительство и капитальный ремонт жилых домов, столовых, дошкольных учреждений, клубов и других сооружений культурно-бытового назначения, на приобретение для них оборудования, инвентаря и др.

Фонд развития производства используется на капитальное строительство для расширения производственных и бытовых помещений, на замену и обновление основных производственных фондов, на приобретение транспорта, на капитальные вложения по внедрению новой техники и технологии, на механизацию и автоматизацию производства и на другие мероприятия, обеспечивающие повышение эффективности производства.

Средства фондов экономического стимулирования, не использованные в текущем году, переходят в фонды следующего года. Эти средства расходуются по сметам, утвержденным руководством предприятия и согласованным с комитетами профсоюза.

Нормативы отчислений в фонды устанавливаются стабильными на ряд лет. Чем бóльшую прибыль будет планировать и получать каждое предприятие, тем бóльшие суммы будут поступать в фонды экономического стимулирования. Предприятие экономически заинтересовывается в принятии напряженных планов тем, что от суммы полученной фактически сверхплановой прибыли нормативы отчислений в фонды экономического стимулирования уменьшаются на 50%. Стимулируется и принятие встречных планов.

Нормативы отчислений в фонды экономического стимулирования устанавливаются с таким расчетом, чтобы фонд материального поощрения составлял 9% от общего фонда заработной платы, фонд социально-культурных мероприятий и жилищного строительства — 2,8% от общего фонда заработной платы, а фонд развития производства — 0,75% от средней годовой стоимости основных производственных фондов.

В соответствии с общими принципами предприятия разрабатывают положение о внутрихозяйственном расчете для подразделений — экспедиций, цехов, партий, отделов и бригад.

VI.2. Структура затрат на производство топографо-геодезических работ

Стоимость производства топографо-геодезических работ состоит из затрат на собственно производство работ и затрат на организационно-ликвидационные работы.

В свою очередь затраты на собственно производство работ и затраты на организационно-ликвидационные работы состоят из основных расходов и накладных расходов. Основные расходы могут быть рассчитаны на единицу продукции по каждому процессу

и состоят из отдельных статей. Инструкцией о порядке составления смет на производство общегосударственных топографо-геодезических работ установлено следующее содержание статей основных расходов.

В статью 1 — «Основная заработная плата производственного персонала» входит основная заработная плата производственных инженерно-технических работников и рабочих; надбавки за районный коэффициент в размере от 15 до 100%; надбавки за высокогорность в размере 10% при производстве работ на высотах от 1500 до 1700 м, 15% — от 1701 до 2000 м, 30% — от 2001 до 3000 м и 40% — свыше 3000 м; надбавки за работу в безводных районах в размере от 10 до 40%; надбавки при производстве работ в районах Крайнего Севера и приравненных к ним районах, согласно действующим условиям оплаты труда в этих районах, и премии, рассчитанные в соответствии с действующими положениями.

В статью 2 — «Дополнительная заработная плата производственного персонала» включаются предусмотренные действующим законодательством о труде выплаты производственному персоналу за нерабочее время (очередные и учебные отпуска, выходные пособия, оплата за время, затраченное на выполнение государственных обязанностей, и т. п.); затраты на дополнительную заработную плату рассчитывают в следующих размерах от основной производственной заработной платы: для ИТР на полевых работах — 8,7%, для ИТР на камеральных работах — 6,4%, для рабочих — 4,2%. При производстве работ на объектах, расположенных в районах Крайнего Севера и местностях, приравненных к ним, размер дополнительной заработной платы установлен соответственно — 13,3; 10,0 и 8,5%.

В статью 3 — «Начисления на заработную плату производственного персонала» включаются отчисления на социальное страхование от основной и дополнительной заработной платы производственного персонала в размере 4,8%.

В статью 4 — «Полевое довольствие производственного персонала» включаются затраты по выплате полевого довольствия производственному персоналу в размере 40—50% от заработной платы в зависимости от района производства работ.

В статью 5 — «Материалы» входят затраты на материалы, используемые непосредственно при производстве работ (цемент, гвозди, лесоматериалы, трубы, черные и цветные металлы, химикаты, фотобумага, фотопленка, журналы, бланки, чертежно-канцелярские материалы и др.), рассчитанные по действующим нормам расхода материалов и установленным ценам.

В статью 6 — «Транспорт производственный» включаются затраты на содержание собственного транспорта полевых бригад и начальников партий, а также стоимость аренды наемного транспорта.

В статью 7 — «Амортизация производственных инструментов, приборов и оборудования» входят амортизационные отчисления в установленных размерах от стоимости основных фондов, используемых непосредственно на топографо-геодезических работах.

В статью 8 — «Износ малоценных инструментов и предметов снаряжения» включаются расходы по износу малоценных инструментов и предметов снаряжения, не числящихся в основных фондах. Сумма расходов определяется на основании перечня инструментов

и предметов снаряжения, установленного для каждой бригады, и норм износа.

В статью 9 — «Прочие основные расходы» входят: оплата квартирных, суточных, подъемных и стоимости проезда при командировках и перемещениях производственного персонала, возмещение ущерба колхозам, совхозам и другим организациям и частным лицам, причиненного в связи с производством топографо-геодезических работ.

Накладные расходы не могут быть рассчитаны на единицу продукции. При составлении смет на производство топографо-геодезических работ их начисляют на суммы основных расходов в установленных для каждого предприятия размерах. В планах предприятий их определяют непосредственным расчетом с учетом предстоящих фактических затрат и их уровня в прошлые годы.

К накладным расходам относятся затраты на содержание управленческого и административно-хозяйственного персонала предприятий, экспедиций и цехов; на содержание и ремонт зданий и транспортных средств; расходы по охране труда и технике безопасности, по повышению квалификации производственного персонала, руководству практикой студентов, организованному набору рабочих, рационализации и изобретательству, содержанию охраны, почтово-канцелярские и другие расходы.

VI.3. Трудовые ресурсы предприятий

Трудовые ресурсы предприятий определяются численностью его работников. Все работники объединяются в две группы: промышленно-производственный и непромышленный персонал.

К промышленно-производственному персоналу относятся работники, занятые непосредственно в сфере производства, включая начальников партий, бригадиров, входящих в состав полевых бригад проводников (при работе в малонаселенных районах) и альпинистов (при работе в высокогорных районах). В зависимости от выполняемых функций промышленно-производственный персонал подразделяется на инженерно-технических работников, рабочих, служащих, учеников, младший обслуживающий персонал (МОП) и работников пожарно-сторожевой охраны (ПСО).

Персонал непромышленных хозяйств не связан с основной деятельностью, но входит в штат предприятия. Это работники жилищно-коммунального хозяйства, врачебно-санитарных учреждений детских садов, клубов и т. п.

Инженерно-технические работники различаются по их квалификации: старший инженер, инженер, старший топограф, старший техник, топограф, техник, младший техник. Рабочие и исполняемые ими работы в соответствии с тарифной системой разделяются на шесть тарифных разрядов.

Труд работников, как правило, нормируется. Нормы труда (нормы времени и выработки) устанавливаются с учетом полного и рационального использования оборудования, условий производства работ и передового производственного опыта. Под технической нормой времени понимают рассчитанное для определенных организационно-технических условий максимально допустимое рабочее время на выполнение заданного объема работ. Норму вре-

мени выражают в днях или часах на единицу объема работ. Норма выработки — это количество продукции, которое должно быть изготовлено в единицу времени (час, день, месяц). Норма выработки исчисляется делением продолжительности рабочего времени на норму времени и является величиной, обратной ей.

На большинство процессов полевых и камеральных работ устанавливаются единые нормы времени и выработки, обязательные для всех организаций, ведущих топографо-геодезические работы. Таковыми в настоящее время являются «Единые нормы выработки (времени) на геодезические и топографические работы», части I и II, «Недра», 1966 (ЕНВ—66). На процессы, не вошедшие в ЕНВ, применяются временные нормативы, разрабатываемые предприятиями. Кроме того, на основании ЕНВ разрабатываются укрупненные нормы и нормативы, используемые в проектировании и плановых расчетах.

Выполнение норм выработки полевыми бригадами и отдельными исполнителями, выраженное в процентах, является важным показателем эффективности труда и подсчитывается ежемесячно. Для расчета процента выполнения норм выработки нужно число дней, требуемое на выполненный объем работ по нормам (норму времени на выполненный объем работ) разделить на фактически затраченное число рабочих дней и выразить в процентах.

На основе норм труда, тарифной системы, форм и систем заработной платы организуется оплата труда. В предприятиях применяется сдельная и повременная формы оплаты труда.

Сдельная форма основана на оплате труда в прямой зависимости от его результатов, выраженных в произведенной продукции и выполненных операциях. За каждую единицу продукции устанавливается определенный размер оплаты — сдельная расценка. В зависимости от конкретных условий применяют следующие системы оплаты труда:

— прямая индивидуальная, при которой оплата труда за единицу продукции производится по сдельной расценке независимо от перевыполнения норм выработки;
— сдельно-премиальная, при которой прямая сдельная оплата труда сочетается с премированием за выполнение установленных показателей;
— бригадная (коллективная) сдельная, при которой нормы и расценки устанавливаются на бригадную работу, заработная плата начисляется в целом по результатам работы бригады и затем распределяется между отдельными работниками;
— сдельно-прогрессивная, которая применяется в отдельных случаях для стимулирования увеличения объема продукции, ликвидации «узких мест»; по этой системе при перевыполнении норм выработки оплата производится по повышенным расценкам.

Повременная оплата применяется на тех процессах, где техническое нормирование не представляется возможным или целесообразным в связи с частым изменением содержания и последовательности работ. При повременной форме заработной платы труд работника оплачивается в зависимости от отработанного времени. Различают две системы повременной оплаты труда:

— простая повременная, при которой труд работника оплачивается за определенное время работы, исходя из месячного оклада;
— повременно-премиальная, при которой к сумме оплаты за

проработанное время дополнительно выплачивается премия за установленные количественные и качественные показатели в работе. Вся сумма денежных средств предприятия, выделенная государством для оплаты труда работников, составляет фонд заработной платы. Общий плановый фонд заработной платы для каждого предприятия устанавливает ГУГК. В фонд заработной платы не включаются премии, выплачиваемые из фонда материального поощрения, а также полевое довольствие и начисления на заработную плату. Отношение общего фонда заработной платы к среднесписочной численности называют средней заработной платой.

Степень эффективности труда характеризуется уровнем производительности труда. Этот показатель является важным показателем деятельности предприятия. Уровень производительности труда определяется выработкой на одного работающего, которая вычисляется делением объема продукции на среднесписочную численность. Продукция может быть выражена в натуральных, стоимостных и трудовых показателях. Наиболее распространенным методом измерения производительности труда является стоимостный, при котором выработка на одного работающего определяется делением объема работ в сметной стоимости на среднесписочную численность. Для расчета показателя производительности труда нужно взять отношение фактической выработки на одного работающего к выработке на одного работающего по плану и выразить в процентах.

В планах предприятий предусматривается опережающий рост производительности труда по сравнению с ростом средней заработной платы. Только при этом условии обеспечивается неуклонное снижение себестоимости продукции и рост накоплений.

VI.4. Материальные ресурсы предприятий

Материальные ресурсы предприятий называют производственными фондами. Их разделяют на основные фонды и оборотные фонды.

Основные фонды переносят свою стоимость на себестоимость продукции по частям, обслуживают многие производственные циклы и в процессе производства не изменяют свою натуральную форму. К основным фондам относят предметы дороже 50 р. и сроком службы более одного года.

Основные фонды разделяют на производственные — средства труда, непосредственно участвующие в процессе производства, и непроизводственные — здания, сооружения культурно-бытового назначения и жилые дома. Все основные фонды разделяют на группы. Соотношения различных групп основных фондов, исчисленные в процентах от их общей стоимости, характеризуют структуру основных фондов.

Структура основных производственных фондов в целом по ГУГК (в % к общей стоимости, по состоянию на 1/I 1970 г.) следующая:

1. Здания и сооружения — 26,9
2. Оборудование — 10,1
3. Точные приборы и инструменты — 35,7
4. Транспортные средства — 20,2
5. Прочие основные фонды — 7,1

В структуре основных фондов предприятий 50—65% их стоимости составляют точные приборы и инструменты и транспортные средства. Эти группы являются активной частью основных фондов, определяющей производственную мощность предприятий и их подразделений. Имеющиеся у предприятия основные фонды характеризуют фондовооруженность труда, которая исчисляется количеством основных производственных фондов, приходящихся на одного работающего.

Основные фонды выделяются каждому предприятию при его организации в так называемом «Уставном фонде», а затем пополняются за счет централизованных и собственных средств на капитальные вложения. Предприятия имеют право для этой цели использовать долгосрочный банковский кредит. Предприятия несут материальную ответственность за используемые основные фонды и вносят ежегодно в государственный бюджет плату из прибыли в размере до 6% от среднегодовой стоимости основных фондов. Плата не взимается с той части основных фондов, которые используются в научных целях или предназначены для работы в особых районах, а также за вновь вводимые в действие производственные помещения и установки и уникальные приборы и инструменты.

Основные фонды учитывают в натуральном (количественном) и стоимостном выражениях. В практике бухгалтерского учета используют несколько видов стоимостных оценок. Главной из них является оценка по первоначальной (балансовой) стоимости, которая выражает всю сумму денежных затрат на создание основных фондов (стоимость строительства или затраты на приобретение и установку). Первоначальная стоимость может быть изменена лишь в результате общегосударственной переоценки основных фондов.

Постепенный физический и моральный износ основных фондов называют амортизацией. В экономическом смысле амортизация — это денежное выражение той части стоимости основных фондов, которая в процессе производства переносится на вновь созданную продукцию и предназначена для их возобновления на новой технической основе. Перенос стоимости потребленных в процессе производства основных фондов на себестоимость продукции осуществляется при помощи амортизационных отчислений. Плановая сумма амортизационных отчислений определяется путем умножения среднегодовой стоимости основных фондов на норму амортизации. Нормы амортизации устанавливаются государством и показывают, какую часть (в %) первоначальной стоимости основных фондов следует включать ежегодно в себестоимость продукции. Общая норма включает в себя норму амортизации на капитальный ремонт и модернизацию основных фондов и на их полное восстановление (реновацию). Изменение одной нормы за счет другой не разрешается. Для отдельных групп основных фондов установлены следующие нормы амортизации (в %):

1. Здания и сооружения, всего	—3,1
в т. ч. на капитальный ремонт и модернизацию	—1,7
на полное восстановление	—1,4
2. Оборудование, точные приборы и инструменты, всего	—14,5
в т. ч. на капитальный ремонт и модернизацию	—2,0
на полное восстановление	—12,5

Транспортные средства, всего	—13,4
в т. ч. на капитальный ремонт и модернизацию	—0,5
на полное восстановление	—12,9

Сумма амортизационных отчислений, предназначенных на капитальный ремонт и модернизацию, остается в распоряжении предприятия. Из суммы амортизационных отчислений, предназначенных для полного восстановления основных фондов, 10% направляются в фонд развития производства предприятия, а остальная часть передается в государственный бюджет.

Эффективность использования основных фондов оценивают рядом показателей. Обобщающим из них является фондоотдача. Для исчисления фондоотдачи в стоимостном выражении нужно объем работ в сметной стоимости разделить на первоначальную стоимость основных фондов. Показателем обратным фондоотдаче является фондоемкость, исчисляемая как отношение стоимости основных фондов к стоимости произведенной продукции.

При определении эффективности использования оборудования камерального производства используют показатель выпуска продукции в натуральных показателях на один прибор, а также следующие:

— коэффициент сменности — отношение общего количества приборо-смен к числу приборо-смен, отработанных в наибольшей смене;

— коэффициент интенсивности загрузки оборудования — отношение фактического времени полезной работы оборудования ко времени его работы, предусмотренному планом.

Основные фонды в целом, их состояние и технология использования определяют технический уровень производства. Его повышение достигается за счет мероприятий по внедрению новой техники и передовой технологии. Проведение этих мероприятий требует капитальных затрат. Поэтому важно определять экономическую эффективность от внедрения новой техники и прогрессивной технологии, которую на стадии проектирования мероприятия оценивают сроком окупаемости и размером годового экономического эффекта.

Срок окупаемости, т. е. время в годах, в течение которых окупятся расходы на внедрение (T), определяют по формуле

$$T = \frac{K_2 - K_1}{C_1 - C_2},$$

где K_1 и K_2 — капитальные затраты по базовому (исходному для сравнения) и внедряемому вариантам, приведенные к одинаковому объему производства в р.; C_1 и C_2 — себестоимость годового объема продукции по тем же вариантам, р.

Полученный срок окупаемости (T) сравнивают с нормативным ($T_н$), который принимают равным 7 годам ($T_н = 7$). Если рассчитанный срок окупаемости окажется ниже нормативного, внедрение экономически выгодно. Размер годового экономического эффекта ($Э$) определяют по формуле

$$Э = (C_1 - C_2) - E_н (K_2 - K_1),$$

где $E_н$ — нормативный коэффициент экономической эффективности, величина, обратная нормативному сроку окупаемости ($E_н = 0{,}14$),

Оборотные фонды предприятий целиком потребляются в одном производственном цикле, полностью переносят свою стоимость на себестоимость продукции и в процессе производства изменяют свою натуральную форму. Кроме оборотных фондов предприятия имеют фонды обращения — средства в виде готовой продукции, денежные средства, находящиеся в кассе, на счетах в банке, в пути, в расчетах. Совокупность денежных средств, авансированных в оборотные производственные фонды и фонды обращения, образует оборотные средства предприятий. Оборотные средства в зависимости от источников формирования подразделяют на собственные (закрепленные в уставном фонде) и заемные (полученные в виде краткосрочного банковского кредита), а по особенностям планирования и принципам организации — на нормируемые и ненормируемые. К нормируемым оборотным средствам относят оборотные фонды и готовую продукцию, к ненормируемым — средства в расчетах и денежные средства предприятия.

Оборотные средства разделяют на группы, соотношение которых образует структуру оборотных средств. Структура оборотных средств в целом по ГУГК (в % к общей стоимости, по состоянию на 1/I 1970 г.) следующая:

1. Материалы, топливо и запасные части . . . . . —37,4
2. Малоценные и быстроизнашивающиеся предметы, спецодежда, спецобувь и постельные принадлежности —60,5
3. Промышленные и продовольственные товары . . . . —1,7
4. Расходы будущих периодов и подотчетные суммы . . —0,4

Подавляющая часть (около 98%) оборотных средств сосредоточена в первых двух группах оборотных фондов — производственных запасах. Производственные запасы должны быть минимальными, но обеспечивающими бесперебойный процесс производства. Различают следующие виды производственных запасов:

— текущий, размер которого определяется периодичностью поставок данного вида фондов, или на основе статистических расчетов;

— страховой, или гарантийный, который создается для предотвращения остановки производства в случае перебоя в снабжении, в размере, как правило, до 50% текущего запаса.

Кроме того, по отдельным видам оборотных фондов (например, топливу) создаются сезонные запасы.

Оборотные средства в процессе производства совершают кругооборот: затраченные на приобретение оборотных фондов оборотные средства вновь поступают в распоряжение предприятия после реализаации продукции. Этот процесс называют оборачиваемостью оборотных средств. Сокращение периода оборота оборотных средств — важная экономическая задача. Для оценки оборачиваемости оборотных средств используют показатели: число оборотов (коэффициент оборачиваемости) и время оборота (оборачиваемость в днях). Для расчета числа оборотов нужно объем работ в сметной стоимости разделить на среднюю сумму оборотных средств. Для определения времени оборота нужно число дней в отчетном периоде (его принимают равным за год 360, а квартал 90 дней) разделить на число оборотов.

За используемые нормируемые оборотные средства предприятия из прибыли вносят плату в государственный бюджет в размере до 6% от их суммы. Для приращения собственных оборотных средств используется часть прибыли.

Эффективность использования оборотных средств характеризуют также фондоотдачей — количеством продукции или размером прибыли, полученным на один рубль оборотных средств. Основными путями улучшения использования оборотных средств предприятий являются: прямая экономия материалов, бережное отношение к малоценному инвентарю, сокращение производственного цикла, ликвидация простоев и брака, а также сокращение запасов и упорядочение складского хозяйства.

Обобщающим показателем эффективности использования выделенных в распоряжение предприятия производственных фондов является рентабельность, которую вычисляют как отношение полученной прибыли к общей стоимости имеющихся основных фондов и нормируемых оборотных средств.

VI.5. Планирование производства

Планирование производства — одна из важнейших функций управления. Различают технико-экономическое и оперативно-производственное планирование. Задача технико-экономического планирования заключается в разработке перспективных и текущих планов. Перспективные планы разрабатываются на 5—15 лет и охватывают все стороны развития производства, включая технический прогресс топографо-геодезической службы в целом и социальное развитие коллективов предприятий. Особая роль принадлежит пятилетним планам развития топографо-геодезического производства, которые являются составными частями общегосударственных пятилетних планов. На основе пятилетних планов ежегодно разрабатываются текущие технико-промышленно-финансовые планы (техпромфинпланы) предприятий. Основная задача оперативно-производственного планирования заключается в том, чтобы распределить задание техпромфинплана по экспедициям, цехам и партиям в расчете на квартал и месяц.

В топографо-геодезическом производстве применяют проектно-сметный метод планирования. Его сущность состоит в том, что на каждый объект (участок определенной площади или трассу определенной протяженности) разрабатывают технический проект на производство работ. Проектирование осуществляют в два этапа. Вначале составляют технический проект, в котором определяют наиболее экономичную общую технологию, подсчитывают по укрупненным процессам объемы работ и определяют их стоимость по расценкам на топографо-геодезические работы.

Затем составляют технологический (рабочий) проект, в котором подробно разрабатывают технологию и организацию работ, подсчитывают объемы работ по всем процессам, ожидаемые затраты труда, материальных ресурсов, времени на их выполнение и подробно рассчитывают себестоимость работ. Расчет (калькуляцию) себестоимости работ производят с учетом ожидаемого выполнения норм выработки и предстоящих затрат на производство работ. Производство работ на объекте проектируют в минимальные сроки

в общем случае не свыше трех лет. Данные технического проектирования необходимы для планирования производства.

Техпромфинплан предприятия разрабатывают на основе перспективных планов, показателей для планирования, устанавливаемых ежегодно ГУГК, и материалов технического проектирования. ГУГК устанавливает каждому предприятию следующие основные показатели для планирования:

1. Объемы топографо-геодезических работ в сметной стоимости, выполняемых за счет средств госбюджета (госбюджетные работы) и за счет средств заказчиков (договорные работы).

2. Объемы топографо-геодезических работ в сметной стоимости по объектам, работы на которых завершаются в планируемом году.

3. Объемы основных видов работ в натуральных показателях (триангуляция и полигонометрия 1, 2, 3 и 4 классов, нивелирование I, II и III классов, топографическая съемка, обновление топографических карт, подготовка топопланов и карт к изданию).

4. Общая прибыль от госбюджетных и договорных работ; платежи в бюджет и ассигнования из бюджета.

5. Фонд заработной платы.

6. Объем капитальных вложений с выделением строительно-монтажных работ и ввода в действие основных фондов.

7. Задание по внедрению в производство новой техники и технологии.

Остальные показатели плана — объемы работ по отдельным процессам и объектам, численность персонала, производительность труда и др. определяют сами предприятия.

При разработке техпромфинплана предусматривают наиболее полное использование ресурсов предприятия для выполнения установленных показателей по объемам топографо-геодезических работ с наименьшими затратами трудовых, материальных ресурсов и денежных средств. Данные об объемах работ по отдельным объектам и процессам, а также потребным ресурсам на планируемый год в целом и с разбивкой по кварталам группируют в ряд специальных таблиц — плановых форм, которые составляют разделы плана. После утверждения начальником предприятия техпромфинплан становится основным документом, регламентирующим всю производственно-техническую и финансовую деятельность предприятия.

Производственный план экспедиции состоит также из ряда разделов. Основными из них являются план по производству, план по труду и фонду заработной платы и квартальные календарные планы. В плане по производству приводятся объемы работ и нормы выработки по всем процессам на всех объектах, плановые расходы на планируемые объемы работ по всем статьям основных расходов, размер планируемых в специальной смете накладных расходов, себестоимость и сметная стоимость работ. К плану прилагается перечень объектов, работы на которых подлежат завершению.

В плане по труду и фонду заработной платы указывается численность работников по отдельным категориям, фонд заработной платы, выработка на одного работающего по плану и средняя заработная плата. Календарный план составляется на квартал. В нем указываются объемы работ в натуральных показателях и сметной стоимости, которые планируются к выполнению на каждый месяц квартала.

Производственный план цеха имеет те же основные разделы, что и план экспедиции. Цеховые накладные расходы на содержание управленческого персонала определяют по утвержденным для цеха штатам, а расходы на содержание производственных помещений, отопление, освещение, электроэнергию и другие нужды выделяют из общих расходов предприятия.

Полевой партии, входящей в состав экспедиции, как правило, выдается плановое задание, которое является частью производственного плана экспедиции. Начальнику партии устанавливают лимит накладных расходов, в пределах которого он производит затраты на аренду помещений, их содержание и другие хозяйственные нужды.

Начальники партий и бригадиры камеральных цехов выдают исполнителям наряды на производство работ, в которых указываются перечень и объемы работ, нормы выработки, составы бригад, лимиты расхода материалов, количество времени на организационно-ликвидационные работы и другие данные.

Кроме собственно плановых документов экспедициям, цехам, партиям, бригадам и исполнителям выдаются технические предписания, в которых излагаются особенности организационно-технического исполнения работ, меры по охране труда и технике безопасности, порядок контроля работ и приемки продукции, отчетности, связи и другие сведения, необходимые для успешного выполнения плановых заданий.

Совершенствование уровня планово-экономической работы осуществляется в настоящее время путем использования в планировании экономико-математических методов и электронно-вычислительной техники (см. VI.7).

VI.6. Организация производства

Организация производства представляет собой совокупность методов, обеспечивающих наиболее целесообразное соединение и использование во времени и пространстве средств труда, предметов труда и самого труда с целью выполнения установленных для предприятия плановых заданий.

Организационная работа на предприятии ведется по всем направлениям, основными из которых являются: организация управления, общая организация производства, организация труда, организация материально-технического снабжения, организация контроля и приемки работ.

В основе управления промышленным предприятием лежат линейный и функциональный принципы. Поэтому организационная структура управления предприятиями ГУГК, примерная схема которой приведена на рис. VI.1, строится по линейно-функциональной системе. Линейные руководители — начальник предприятия, начальники экспедиций, цехов, партий и бригад — осуществляют непосредственное руководство производством по принципу единоначалия, наделены необходимыми правами и несут ответственность за результаты деятельности подчиненных им подразделений. Функциональные отделы ведут подготовительную работу, разрабатывают рекомендации, на основании которых линейный аппарат принимает необходимые решения, и несут ответственность за качество выполняемой ими работы.

С развитием производства совершенствуется и организационная структура управления. Для повышения качества управленческой работы в целом за последнее время все шире привлекают методы научного управления производством (см. VI.7).

Общая организация производства направлена на обеспечение пропорциональности, непрерывности и равномерности работы. Пропорциональность достигается обеспечением соответствия мощностей полевого и камерального производства. Непрерывность и равномерность производства — важные условия сокращения

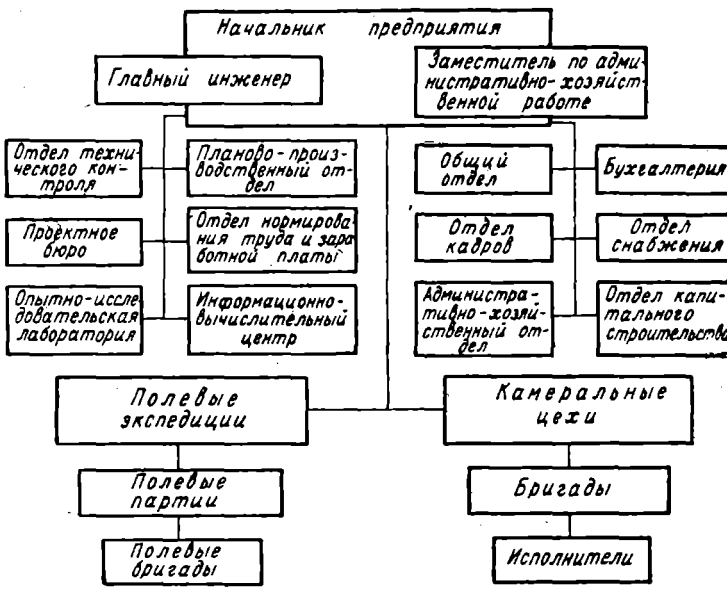


Рис. VI.1

длительности производственного цикла, которое достигается путем сокращения перерывов в технологическом процессе по данному виду работ, предотвращения простоев, устранения непроизводительных потерь времени, особенно в течение полевого сезона. Равномерность работы обеспечивается путем создания так называемых производственных заделов. Под образованием задела понимают планируемое увеличение объема работ по предыдущему процессу по сравнению с последующим. Объемы заделов планируют на минимально необходимом уровне.

Равномерная работа всех подразделений предприятия обеспечивает ритмичный выпуск конечной продукции — оригиналов карт и планов. Ритмичность выпуска продукции самым существенным образом зависит от ритмичности работы полевых подразделений, от планомерности, тщательности разработки и действенности организационных мероприятий в период подготовки экспедиций

к полевым работам. Значительный эффект достигается при использовании для этих целей сетевых графиков.

Организация труда имеет целью планомерное и наиболее рациональное использование рабочего времени работников для обеспечения высокой производительности при одновременном улучшении условий труда. В настоящее время организационная работа в этой области базируется на внедрении методов научной организации труда и проводится по следующим основным направлениям:

— углубление разделения и улучшение кооперирования труда путем создания комплексных экспедиций, партий и бригад, укрупнения партий и бригад и совмещения профессий;

— улучшение организации обслуживания рабочих мест путем обеспечения бригад типовыми комплектами современного полевого оборудования, снаряжения, спецодежды и спецобуви, путем разработки новых образцов лагерного инвентаря, приспособлений к инструментам и рациональных вычислительных форм и таблиц;

— совершенствование трудовых процессов путем изучения и распространения методов работы передовиков производства, разработки новых приемов труда, а также применения серийно выпускаемых средств механизации трудовых процессов;

— повышение квалификации кадров путем проведения качественного инструктажа, технической учебы, производственно-технических конференций по обмену опытом;

— совершенствование нормирования путем внедрения технически обоснованных норм выработки и составов бригад, дифференцированных норм в зависимости от конкретных условий работ;

— создание наиболее благоприятных в санитарно-гигиеническом, психо-физиологическом, эстетическом отношениях условий труда и безопасности работ путем разработки оптимальных режимов труда и отдыха, тщательного подбора составов бригад, обучения их методам безопасного ведения работ и оказания первой помощи, путем повышения культуры и эстетики труда, введения рационального освещения, снижения уровня шума, улучшения общих санитарно-гигиенических условий в производственных помещениях.

Научная организация труда — проблема комплексная. Основными критериями оценки уровня научной организации труда следует считать производительность труда, качество работ, состояние санитарно-гигиенических и психологических условий, а также уровень культуры и эстетики труда.

Исключительно важной частью организационной работы, направленной на повышение уровня научной организации труда и производства, является широкое развертывание социалистического соревнования, своевременность и гласность при подведении его результатов.

Организация материально-технического снабжения направлена на бесперебойное обеспечение рабочих мест всем необходимым для производства работ. Средства труда — инструменты, приборы, механические средства транспорта в предприятия поступают в централизованном порядке по распределению ГУГК и затем закрепляются за экспедициями и цехами. Фондируемые материалы (лес, металл, цемент, химикаты, трос, бумага) предприятия получают через государственные органы снабжения по фондам, выделяемым ГУГК. Предприятия передают часть фондов экспедициям для получения материалов на месте работ. Остальные (нефондируемые)

материалы и оборудование предприятия приобретают через оптовую или розничную торговлю.

Материально-техническое снабжение экспедиций организуется через центральный склад предприятия, базы и оптовые магазины территориальных управлений снабжения и через розничную торговлю. Цехи камерального производства получают материалы и оборудование с центрального склада предприятия. Полевые бригады снабжаются через склад экспедиции, а при работе в труднодоступных районах — склад партии.

Все товарно-материальные ценности отпускаются со складов по предварительным заявкам на основании специальных документов — накладных. Руководители полевых бригад несут материальную ответственность за сохранность полученных ими товарно-материальных ценностей в установленном порядке.

Организация контроля качества и приемки работ направлена на повышение качества работ, предупреждение брака, определение готовности продукции для ее выпуска или последующей обработки и оценки качества исполненных работ.

На полевых работах непосредственный контроль качества работы исполнителя и приемку работ производит начальник партии. Он обязан проверять работу каждого исполнителя не реже 1—2 раз в месяц. Начальник экспедиции, главный инженер, инспектор отдела технического контроля и редактор обязаны произвести контроль работы каждого исполнителя не менее одного раза в течение полевого сезона. Качество работы исполнителей контролируют также работники предприятий и ГУГК. Контрольные проверки полевых работ производят путем просмотра материалов, инструментальной проверки в поле и наблюдения за работой исполнителя. В результате контроля составляется двухсторонний акт, в котором указывают данные результатов проверки, замечания и указания по дальнейшему производству работ. Приемка исполненной полевой продукции от исполнителя производится начальником партии, от начальника партии — начальником экспедиции или главным инженером, от начальника экспедиции — инспектором отдела технического контроля.

На камеральных работах непосредственный контроль качества и приемку работы от исполнителя осуществляет бригадир. Регулярно контролируют качество работ исполнителя и принимают продукцию от бригадира начальник цеха или сменный инженер и инспектор отдела технического контроля.

За работы, не отвечающие техническим требованиям, инженерно-технические работники несут материальную, административную или уголовную ответственность. За приемку недоброкачественной или некомплектной продукции должностные лица несут административную или уголовную ответственность.

VI. 7. Основы научного управления производством

Управление в современном широком смысле этого слова определяют как целенаправленное воздействие на коллективы людей для координации их деятельности в процессе производства. К функциям управления относят планирование, организацию, координирование и контроль. Основными методами управления являются

экономические, организационно-распорядительные и социально-психологические.

Экономические методы представляют собой систему экономических мер, определяющих хозяйственную деятельность предприятия. Они основаны на использовании совпадения интересов всего общества, отдельного коллектива и каждого работника и создают условия, при которых предприятию выгодно работать хорошо.

Организационно-распорядительные методы являются дополнением к экономическим. Путем организационных воздействий формируется оптимальная производственная структура, определяются формы связей между подразделениями, порядок разделения и кооперирования труда, четко разграничиваются права и обязанности звеньев управления. Распорядительные воздействия в форме

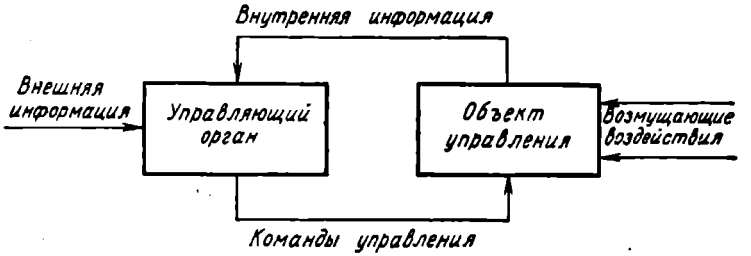


Рис. VI.2

приказов и распоряжений развивают и конкретизируют организационные формы управления.

Социально-психологические методы управления направлены на создание социальных условий и психологической атмосферы, способствующих повышению эффективности труда. К ним относятся: разработка и осуществление планов социального развития коллективов, повышение квалификации, улучшение условий труда, ликвидация профзаболеваний и производственного травматизма, а также изучение взаимоотношений в коллективах и воздействие на их улучшение, тщательный подбор работников для совместной работы, улучшение стиля руководства. Социально-психологическим методам управления придается за последнее время особое значение.

Принцип управления (рис. VI.2) заключается в целенаправленном воздействии управляющего органа на объект управления командами, которые разрабатываются на основе сбора, анализа и переработки внешней (директивные указания) и внутренней (данные о ходе производства) информации, в условиях внешних воздействий на ход производства (метеорологические и другие случайные факторы). От оперативности и объективности обработки информации и выработки команды управления непосредственно зависит качество управленческой работы. Совершенствование управления достигается путем разработки и применения математических методов, электронно-вычислительной техники, которые являются базой для автоматизированных систем управления.

Экономико-математические методы (ЭММ) являются разделом научной дисциплины «Исследование операций», которую опреде-

ляют как прикладное направление кибернетики — науки об оптимальном целенаправленном управлении сложными динамическими системами. Основная задача исследования операций — предварительное количественное обоснование оптимальных решений. Само принятие решения не является предметом исследования операций, а принадлежит человеку. Поэтому ЭММ не могут заменить управленческую деятельность людей, а помогают ее осуществлять на научном уровне. Управление в целом считают как сочетание науки и искусства управления.

Основу ЭММ в топографо-геодезическом производстве на настоящем этапе составляют математическое программирование и сетевое планирование и управление (СПУ). Разрабатываются пути применения других научных направлений — теории массового обслуживания, теории игр и др.

Задача математического программирования в общем виде состоит в отыскании таких значений n искомых переменных x_j ($j = 1, 2, 3, \ldots, n$), которые удовлетворяли бы m наложенным на их величины ограничений

$$f_i(x_1, x_2, \ldots, x_j, x_n) \gtrless 0; \ (i = 1, 2, 3, \ldots, m); \ x_j \geqslant 0 \quad \text{(VI.1)}$$

и обращали бы в максимум или минимум функцию этих переменных

$$F(x_1, x_2, \ldots, x_j, \ldots, x_n). \quad \text{(VI.2)}$$

функцию (VI.2) называют целевой функцией, т. е. математическим выражением критерия оптимальности задачи. Функции (VI.1) называют условиями ограничений. В целом функции VI.1 и VI.2 составляют математическую модель задачи, т. е. упрощенную формализацию экономического смысла задачи. Если функции VI.1 и VI.2 линейны, то модель представляет задачу линейного программирования, если функции либо VI.1, либо VI.2 нелинейны, возникает задача нелинейного программирования. Если же искомые переменные рассматривают изменяющимися во времени, применяют методы динамического программирования. Условия ограничений в одной модели могут выражаться как равенствами, так и неравенствами. Функция цели в модели должна быть единственной (либо максимум, либо минимум).

Наибольшее распространение в практике находят задачи и методы линейного программирования. К настоящему времени разработаны конкретные модели, которые целесообразно использовать при разработке планов, при расчете оптимальной загрузки приборов стереофотограмметрических цехов, оптимальном распределении транспортных средств по экспедициям, выборе оптимальных комплексов работ, составлении оптимальных планов развозки материалов на полевые базы, при проектировании геодезических сетей, выборе оптимальных трасс линейных сооружений и проектных поверхностей. Разработана модель нелинейного программирования по расчету оптимальных высот геодезических знаков и др. Решение таких задач осуществляют на ЭВМ по стандартным и специально разработанным программам.

Методы сетевого планирования и управления (СПУ) используют при решении задач рационального планирования комплекса работ. Сущность метода состоит в том, что весь комплекс расчленяют на отдельные операции, которые в СПУ называют термином «работа». Работы взаимосвязаны между собой, могут выполняться

параллельно или последовательно. Факт начала или окончания одной или нескольких параллельно выполняемых работ называют термином «событие». Если изобразить работы стрелками, а события кружками (с соответствующим номером), то комплекс работ можно изобразить графически на так называемом сетевом графике, простейший пример которого приведен на рис. VI.3. Если задать расчетную продолжительность каждой работе (на рис. VI.3 она указана условно цифрой над стрелкой), то можно рассчитать время выполнения всего комплекса работ — так называемый «критический путь». Его длина будет определяться самой большой суммой продолжительностей работ, соединяющих начало комплекса работ (событие 0), с его завершением (событие 6) (см. рис. VI.3) (критический путь выделен жирными стрелками). Очевидно, что успех завершения всего комплекса работ зависит от своевременного выполнения работ, лежащих на критическом пути. Эти работы являются особо ответственными, а остальные имеют некоторые резервы времени для их выполнения. Более того, очевидно, что продолжительность комплекса работ можно сократить, если уменьшить продолжительность работ, лежащих на критическом пути, за счет некоторого удлинения остальных работ. Таким образом, путем внутреннего перераспределения ресурсов можно ускорить завершение всего комплекса работ.

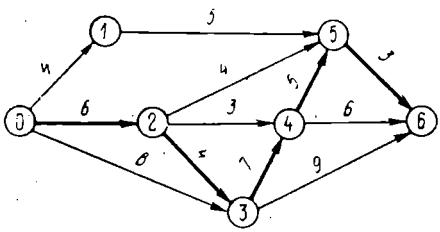


Рис. VI.3

Сетевые графики с успехом применяют для планирования и организации работы в экспедиции в период подготовки к полевому сезону. Попытки применить эти методы для организации полевых и камеральных работ пока очевидного успеха не имели.

Электронно-вычислительным машинам принадлежит особая роль в управлении. Они являются мощным самостоятельным техническим средством управления. ЭВМ позволяют быстро и надежно перерабатывать большие потоки информации, автоматизировать процесс обычных планово-экономических расчетов и решать принципиально новые задачи. В настоящее время предприятия оснащены ЭВМ различных типов и оснащение ими идет быстрыми темпами. Неотложной задачей является разработка путей их полного использования. На базе ЭММ и ЭВМ разрабатываются автоматизированные системы управления (АСУ).

В настоящее время в ГУГК разрабатывается отраслевая автоматизированная система управления (ОАСУ ГУГК). Предприятия ведут разработки автоматизированных систем управления предприятием (АСУП) и автоматизированных систем обработки информации (АСОИ).

ОАСУ ГУГК предполагается создать как систему информационно-советующего типа, предназначенную для совершенствования планирования, оперативного управления, учета, материально-технического снабжения, использования кадров и научно-технической информации.

АСУПы разрабатываются с целью решения задач управления производственно-хозяйственной деятельностью предприятий.

АСОИ создаются с целью автоматизации процесса сбора, обработки и хранения первичной технико-экономической, технологической информации и механизации учета.

Технической базой систем будут являться ЭВМ, средства кодирования, передачи и декодирования информации, средства малой вычислительной техники, бухгалтерские машины и другое оборудование. Функционирование систем будут обеспечивать специально создаваемые структурные подразделения — информационно вычислительные центры (ИВЦ).

VI.8. Планирование производства в изыскательских организациях *

Государственная изыскательская организация выполняет работы для капитального строительства в соответствии с утвержденными планами. Ее деятельность строится на сочетании централизованного руководства с хозяйственной самостоятельностью и инициативой организации.

Изыскательская организация, так же как и предприятия ГУГК, осуществляет свою деятельность на основе хозяйственного расчета, обеспечивает достижение в интересах народного хозяйства наибольших результатов при наименьших затратах трудовых, материальных и финансовых ресурсов, максимально использует внутрихозяйственные резервы, строго соблюдает режим экономии, внедряет новейшие достижения науки, техники и передового опыта, снижает себестоимость изыскательских работ и повышает их рентабельность.

Изыскательская организация, исходя из контрольных цифр, разрабатывает при широком участии работников проекты перспективного и годового планов по всем видам своей деятельности в соответствии с установленными показателями. Составляет и представляет на утверждение вышестоящему органу тематический план изыскательских работ, подлежащих выполнению в планируемом году. Вышестоящий орган с участием изыскательской организации рассматривает и утверждает перспективные и годовые плановые задания по установленным показателям. Все плановые задания доводятся до изыскательской организации только вышестоящим органом.

В соответствии с установленными показателями плана и заключенными договорами (наряд-заказами) изыскательская организация разрабатывает развернутый годовой, квартальные и месячные планы производственно-хозяйственной деятельности, которые утверждаются руководителем изыскательской организации. В этих планах приводятся количественные и качественные показатели для производственных подразделений организации, обеспечивающие выполнение установленных плановых заданий с наибольшей экономической эффективностью.

Устанавливаемые изыскательской организацией плановые задания должны быть взаимно увязаны и предусматривать эффективное использование производственных основных фондов и

* Раздел VI.8 написан Е. В. Громовым.

оборотных средств. Вышестоящий орган обеспечивает изыскательскую организацию соответствующими материально-техническими и финансовыми ресурсами, с выделением фонда заработной платы, необходимыми для выполнения плановых заданий. Изменение плановых заданий может производиться вышестоящим органом лишь в исключительных случаях, с предварительным согласованием этих вопросов с руководством изыскательской организации в установленном порядке и в определенные сроки. Одновременно с изменением планового задания вносятся изменения во все взаимосвязанные плановые показатели, а также расчеты изыскательской организации с бюджетом.

Изыскательская организация по разрешению вышестоящего органа может принимать от государственных предприятий, кооперативных организаций и колхозов заказы на выполнение изыскательских работ сверх установленного ей плана и обязательств по договорам (без ущерба для их выполнения) при условии передачи изыскательской организации государственными предприятиями соответствующего фонда заработной платы, а в случае получения заказов от кооперативных организаций и колхозов — при условии передачи изыскательской организации Советом Министров союзной республики соответствующего фонда заработной платы, без изменения взаимоотношений с бюджетом.

Исходя из плановых заданий и в соответствии с нормами расхода и запасов товарно-материальных ценностей изыскательская организация определяет нормативы собственных оборотных средств по элементам затрат в пределах общего норматива, установленного вышестоящим органом. Нормативы должны способствовать наиболее рациональному и эффективному использованию материальных и финансовых ресурсов и ускорению оборачиваемости оборотных средств.

Изыскательская организация разрабатывает в пределах, установленных действующим законодательством, сметы и расчеты окупаемости затрат на проведение мероприятий по разработке и внедрению новой техники, новых материалов, по механизации и автоматизации изыскательских работ, модернизации оборудования, улучшению технологии изыскательских работ. Эти расчеты утверждаются руководителем. Изыскательская организация имеет право списывать с балансового учета морально устаревшее изношенное и непригодное для дальнейшего использования оборудование, транспортные средства, инвентарь и инструмент, когда восстановление его невозможно или экономически нецелесообразно, и оно не может быть реализовано.

Исходя из необходимости всемерной экономии средств, изыскательская организация, разрабатывает смету затрат на производство изысканий с учетом объемов работ и размера прибыли, а для содержания аппарата управления составляет смету расходов в рамках установленных предельных ассигнований. Сметы затрат и расходов утверждаются вышестоящим органом. Изыскательская организация имеет право выделять на отдельный (самостоятельный) баланс свои подразделения (отделения, экспедиции и т. п.). Ответственность по обязательствам, связанным с деятельностью этих подразделений, несет изыскательская организация.

Структура изыскательской организации устанавливается с учетом условий работ, принятой технологии производства изысканий

и, как правило, включает управление, центральное производство и отделения.

Управление организации включает руководство, планово-финансовые и материально-технические органы. В центральное производство входят производственные отделы и обеспечивающие производство службы. Отделения изыскательской организации находятся на самостоятельном балансе, их структура аналогична структуре изыскательской организации.

В зависимости от технологии выполнения изыскательских работ производственные подразделения создаются в виде комплексных или специализированных отделов. Комплексные производственные отделы выполняют, как правило, топографо-геодезические и инженерно-геологические работы на небольших по объему изысканий площадях. Для выполнения значительных объемов изысканий создаются специализированные по видам работ производственные отделы: топографо-геодезические, инженерно-гидрогеологические, линейных изысканий и др.

В зависимости от условий работ комплексные отделы могут обслуживать определенные территории или определенные виды строительства. Поэтому в изыскательских организациях создаются комплексные территориальные изыскательские отделы и комплексные отделы, обслуживающие гражданское, сельскохозяйственное или промышленное строительство. Для выполнения работ в производственных отделах создаются камеральные группы и полевые экспедиции, партии и отряды.

Изыскательскую организацию возглавляет директор или управляющий. Директор организует всю работу и несет полную ответственность за состояние и деятельность организации. Главный инженер несет ответственность за правильное осуществление технического руководства, обеспечивает внедрение в производство прогрессивных методов и средств, научной организации труда и одновременно является заместителем директора.

Для осуществления оперативного управления и руководства изыскательскими работами директор организации назначает руководителей структурных подразделений (отделов, групп, экспедиций и т. д.), которые выполняют свою работу в соответствии с действующими в изыскательской организации положениями.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Брыкин П. А. Экономика, организация и планирование геодезических и топографических работ. М., «Недра», 1972, 264 с.

2. Брыкин П. А., Кимельман С. А. Математическое программирование в планировании геодезических и топографических работ. М., «Недра», 1972, 232 с.

3. Гурьянов С. Х., Костин Л. А. Труд и заработная плата на предприятии. М., «Экономика», 1973, 448 с.

4. Омаров А. М. Экономика и планирование промышленного предприятия. М., «Экономика», 1969, 430 с.

5. Основы экономики и управления. Под ред. И. И. Сигова. М., «Экономика», 1972, 447 с.

ПРЕДМЕТНЫЙ УКАЗАТЕЛЬ

Автоколлимационный способ измерений 988
Автоматизированные приборы 993
Алгоритм Гаусса 76
Алгоритмические языки 175
Аномалия силы тяжести 276
Аппроксимация функций 119
Асимметрия 25
Астрономические определения азимута 330, 349
— — времени 321
— — долготы 328
— — приближенными способами 345
— — широты 323
Астрономо-геодезическое нивелирование 293
— уклонение отвеса 298
Аэропрофилограф 928
Аэроснимок 847
Аэрофотоаппараты 840
Аэрофотосъемка 846, 924

Базисные измерения 601
Барометрическое нивелирование 753
Биноминальное распределение вероятностей 17
Биссектриса кривой 931
Боковое нивелирование 993

Вероятность события 9
Вертикальная планировка 973
Вертикальные кривые 945
Вес измерений 60
— функций 61
Водные изыскания 945
Возмущенное движение ИСЗ 206
Выверка конструкций и оборудования 984
Вынесение в натуру элементов проекта 959
Выравнивание статистических рядов 36
Высотная установка конструкций 989
Высотомеры — автоматы 763

Геодезическая задача прямая 368, 372
— — обратная 369, 371

Геодезические искусственные спутники 253
— радиодальномеры 494
— сигналы 422
Геоид 263
Геометрическая сеть 834
Геометрическое нивелирование 719
— уравнивание 740
Гидростатическое нивелирование 731, 989
Гироскопические приборы 663
Гиростабилизирующие устройства 686
Гиротеодолиты 675
Гистограмма 34, 45
Главные оси сооружений 958
— точки кривых 931
Горизонтальные смещения сооружений
— — — створный способ 999
— — — тригонометрический способ 1003
Государственная геодезическая сеть 387
— — — постройка знаков 421
— — — предварительная оценка точности 395
— — — проектирование 417
— — — рекогносцировка 418
— — — угловые измерения 426
— — — уравнительные вычисления 528
Гравиметрическая съемка 291
Гравиметрическое уклонение отвеса 295
Гравиметры 303
Гравитационное поле Земли 259
Градиенты силы тяжести 264

Дальномерно-базисная полигонометрия 642
Дальномеры оптические 642, 790
Двойное геометрическое нивелирование 730
Детальная разбивка кривых 937
— — сооружений 970
Деформация сооружений 996
Дешифрирование 871
Динамические высоты 692
Дисперсия 23
Дисторсия 853
Дифракционный способ измерений 988
Дифференциальные формулы 382
Дифференциальный дальномер 795
Дифференциальный метод стереосъемки 884
Длиномер 803
Доверительные интервалы 57
Домер кривой 931

Задача Ганзена 657
— Потенота 833
Законы Кеплера 200
Законы распределения вероятностей 17
Засечка обратная 655
— прямая 654

Земной эллипсоид 357
Зенит — приборы 991
Зональные гармоники 247

Изыскания 919
Изыскательские планы 920
Интеграл вероятности 28
Искусственные спутники Земли
— — — возмущенное движение 206
— — — методы наблюдений 230
— — — невозмущенное движение 200
— — — определение орбит 218
— — — — условий видимости 226
Исполнительные съемки 994
— генеральные планы 996
Исследования нивелиров 714
— реек 716
— теодолитов 433
Источники ошибок 437, 605, 620, 734
Исходные геодезические даты 528

Квазигеоид 275
Кипрегель 827
Клавишные вычислительные машины 141
Клотоида 941
Коллиматорный способ измерений 986
Коллимационная ошибка 437
Комбинированый метод съемки 856
Компаратор МИИГАиК 603
Компарирование проволок 602
— реек 716
Компенсаторы нивелирные 701
Конформная проекция Гаусса 373
Координаты геодезические 365
— плоские прямоугольные 373
Коррелатный способ уравнивания 73, 94, 552
Коррекционные устройства 885
Корреляция 32
Короткобазисная полигонометрия 651
Космическая геодезия 187
— — геометрические задачи 236
— — динамические задачи 246
— — системы координат 190
Космическая триангуляция 237
Коэффициент корреляции 33, 46
Кренометры 1005
Крены сооружений 1004
Кривая ошибок Гаусса 40
Кривая подпора 956
Кривые вертикальные 945
— круговые 931
— переходные 941
Критерий Пирсона (χ^2) — 37
Критерий Фишера 47

Крупномасштабные съемки 924
Кубическая парабола 942

Лазерные наблюдения ИСЗ 234
Лазерные приборы 994
Линейная засечка 967

Масштабы аэроснимка 851
— карт 774
Математическое ожидание 20
Материальные ресурсы предприятия 1016
Матричные формулы уравнивания 87, 100
Мензула 825
Мензульная съемка 837
Метод итераций 123
Метод наименьших квадратов 72
Микробаронивелир 756
Микронивелирование 989
Микротрилатерация 962
Моменты 22
Монтаж фотопланов 867
Мультиплекс 895

Наблюдения за деформациями 996
— — горизонтальными смещениями 999
— — кренами 1004
— — оползнями 1005
— — осадками 997
Наземная стереофотограмметрия 910
Наклон аэроснимка 854
Научное управление производством 1025
Невозмущенное движение ИСЗ 200
Неравноточные измерения 60
Нивелирование автоматическое 762
— барометрическое 753
— геометрическое 694
— поверхности 822
— тригонометрическое 747
Нивелиры 696
Нормальная сила тяжести 269
Нормальные высоты 274, 692
— меры 602
— уравнения 74
Нормальный закон распределения 26

Обратная засечка многократная 658
— — однократная 655
Обратный гидростатический отвес 1003
Оползни 1005
Оптическая вертикаль 991
Оптические дальномеры 642, 790
Оптический отвес 623
Организация производства 1022
Ориентирование подземной основы 981

Ортометрические высоты 265, 692
Осадки сооружений 996
Относительная частота событий 9
Оценка точности по разности двойных измерений 58, 65
— — функций 51
Ошибки измерений абсолютные 42
— — вероятные 41
— — относительные 42
— — систематические 38
— — случайные 38
— — средние 41
— — средние квадратические 41

Параллактическая полигонометрия 647
Параметрический способ уравнивания 73, 81, 568
Перевод времени 311
Перевычисление координат 964
Пикетаж 930
Планиметр 778
Планирование производства 1020, 1029
Планы 920
Плотность распределения 19
Поверки высокоточных теодолитов 428
— кипрегеля 828
— мензулы 826
— нивелиров 709
— технических теодолитов 786
Полевое трассирование 929
Полигонометрия
— источники ошибок 605
— классификация сетей 588
— линейные измерения 600
— оценка точности 624
— привязочные работы 652
— расчетные формулы 591
— угловые измерения 617
— уравнивание 627
Поперечный параллакс 874
— уклон реки 951
Потенциал силы тяжести 261
Прецессия гироскопа 665
Прибор ПУЛ 993
Привязка аэроснимков 868
— трассы 932
Программирование для ЭВМ 162
Программы створных измерений 1000
Продольный параллакс 873
— профиль реки 954
Проекция Гаусса 373
— Ламберта 380
— Руссиля 381
Промеры глубин 950
Прямая засечка многократная 660
— — однократная 654

Равномерный закон распределения 20
Радиовысотомер 842
Радиогеодезические измерения 516
Радиогеодезические системы 507
Радиодальномеры 494
Радиондальная спираль 941
Радиомензула 951
Разбивка инженерных сооружений 965
— кривых 931, 944
— пикетажа 930
— фундаментов 974
Распределение нормальное 26
— равномерное 20
— Стьюдента 50
Расход водотока 952
Редукционные поправки 531
Редукция 621
Редуцирование строительной сетки 963
— фототриангуляции 858
Реперы 705
Ресурсы предприятия 1014
Референц — эллипсоид 271
Рефракция боковая 443
— вертикальная 737
— спутниковая 229

Сбойка туннеля 980
Светодальномеры 478
Системы высот 691
Случайные события 7
Снесение координат 652
Спутники геодезические 253
Спутниковая астрономия 220
Стандарт 23
Статистические ряды 34
— связи 32
Статоскоп 843
Створная засечка 968
Створные измерения 999
Стереограф 904
Стереокамеры 1007
Стереокомпаратор 876
Стереометр 884
Стереопроектор 899
Стереоскопические измерения 873
Стереоскопы 876
Строительная сетка 962
Струнно-оптический способ измерений 985
Сфероидическая геодезия 356
Съемка подземных коммуникаций 922

Тангенс кривой 931
Тахеометрическая съемка 820
Тахеометры 813

Теодолитная съемка 807
Теодолиты высокоточные 426
— средней точности 617
— технические 786
Теорема Бернулли 14
— Лапласа 27
— Ляпунова 26
Теоремы теории вероятностей 10
Теория вероятности 7
— Молоденского 268
— ошибок измерений 38
— фигуры Земли 259
Технология изысканий трасс 935
Топографические карты 773
Топопривязчик 671
Трансформирование аэроснимков 860
Трасса 925
Трассирование камеральное 926
— полевое 929
— фотограмметрическое 927
Триангуляция
— классификация сетей 389
— оценка точности 395
— предварительные вычисления 470
— угловые измерения 457
— уравнительные вычисления 528
Тригонометрическое нивелирование 747
Трилатерация
— оценка точности 408
— уравнивание 583

Уклонение отвесной линии 273, 383
Уравнение переходной кривой 941
— регрессии 33, 50
Уравнительные вычисления 72, 528
Условные уравнения 96, 534

Фототеодолиты 912
Фототеодолитная съемка 914
Фототриангуляция аналитическая на ЭВМ 908
— плановая 857
— пространственная 906
Фототрансформаторы 860
Фототрансформирование 860
Функция нормального распределения 17

Центр распределения 20
Центрирование инструментов 621
Центры геодезические 423
Цифровая модель местности 928
Цифровые вычислительные машины 126

Частота относительная 9

Экономическое стимулирование 1011
Эксцесс 25
Электронные вычислительные машины 149
— поисковые приборы 923
— тахеометры 494
Элементарный расход 953
Элементы взаимного ориентирования 877
— внешнего ориентирования 839
— внутреннего ориентирования 841
— приведения 469
Эллипсоид Красовского 357
Эхолот 950

ОГЛАВЛЕНИЕ

Книга 1

Стр.

РАЗДЕЛ I

МАТЕМАТИЧЕСКАЯ ОБРАБОТКА РЕЗУЛЬТАТОВ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ ИЗМЕРЕНИЙ

I.1. Теория ошибок измерений (*В. Д. Большаков*) 7

А. Элементы теории вероятностей и математической статистики 7

I.1.1. Общие понятия 7

I.1.2. Схема случаев. Непосредственный подсчет вероятностей 8

I.1.3. Относительная частота и вероятность 9

I.1.4. Теоремы теории вероятностей 10

I.1.5. Многократные повторные испытания. Вероятнейшее число появлений события 14

I.1.6. Понятие о случайной величине и законе распределения вероятностей 16

I.1.7. Числовые характеристики законов распределения 20

I.1.8. Нормальный закон распределения. Интеграл вероятностей 26

I.1.9. Среднее и вероятное отклонение. Их связь со стандартом при нормальном законе распределения 31

I.1.10. Понятие о статистических связях. Коэффициент корреляции. Уравнение регрессии 32

I.1.11. Общие понятия математической статистики . . 34

I.1.12. Числовые характеристики статистического распределения 35

I.1.13. Определение законов распределения на основе опытных данных (выравнивание статистических рядов) 36

Б. Теория ошибок измерений 38

I.1.14. Общие понятия 38

I.1.15. Кривая ошибок (кривая Гаусса) и ее свойства 40

I.1.16. Критерии, применяемые при оценке точности измерений 41
I.1.17. Исследование ряда ошибок на нормальное распределение 43
I.1.18. Определение коэффициента корреляции и уравнения регрессии на основе опытных данных 46
I.1.19. Оценка точности функций величин, полученных в результате коррелированных и некоррелированных измерений 51
I.1.20. Обработка ряда равноточных измерений одной величины 54
I.1.21. Понятие о доверительных интервалах 57
I.1.22. Оценка точности по разностям двойных равноточных измерений 58
I.1.23. Неравноточные измерения. Веса измерений . . 60
I.1.24. Вес функции коррелированных и некоррелированных аргументов 61
I.1.25. Обработка ряда неравноточных измерений одной величины 62
I.1.26. Оценка точности по разностям двойных неравноточных измерений 65
Приложения 67
I.2. Метод наименьших квадратов (*В. Д. Большаков*) 72
А. Параметрический способ уравнивания 72
I.2.1. Общие понятия о методе наименьших квадратов 72
I.2.2. Уравнения поправок и нормальные уравнения 73
I.2.3. Решение системы нормальных уравнений по схеме Гаусса 75
I.2.4. Контроль составления и решения нормальных уравнений 76
I.2.5. Пример уравнивания равноточных измерений параметрическим способом 81
I.2.6. Оценка точности уравненных неизвестных 83
I.2.7. Оценка точности функций уравненных неизвестных 85
I.2.8. Матричные формулы уравнивания параметрическим способом 87
I.2.9. Пример уравнивания нивелирной сети параметрическим способом 88
I.2.10. Способ узлов проф. В. В. Попова составления нормальных уравнений 92
I.2.11. О построении доверительных интервалов . . . 92

Стр.
Б. Коррелатный способ уравнивания 94
I.2.12. Постановка задачи. Условные и нормальные уравнения коррелат 94
I.2.13. Контроль составления и решения системы нормальных уравнений коррелат 95
I.2.14. Некоторые виды условных уравнений 96
I.2.15. Оценка точности функций при коррелатном уравнивании 99
I.2.16. Матричные формулы уравнивания коррелатным способом 100
I.2.17. Определение допустимости невязок условных уравнений 102
I.2.18. Пример уравнивания нивелирной сети коррелатным способом 103
I.2.19. Способ полигонов В. В. Попова для составления нормальных уравнений коррелат 106
I.2.20. Способ Крюгера — Урмаева 107
В. Дополнительные вопросы теории математической обработки геодезических измерений 114
I.2.21. Уравнивание параметрическим способом с условиями (избыточными неизвестными) 114
I.2.22. Способ условий с дополнительными неизвестными 116
I.2.23. Уравнивание при большом числе неизвестных 117
I.2.24. Понятие об уравнивании зависимых измерений 118
I.2.25. Применение метода наименьших квадратов при аппроксимации функций 119
I.2.26. Решение нормальных уравнений методом приближений 122
Список литературы 124
I.3. Вычислительная техника в геодезии (*Е. Г. Ларченко*) 125
А. Краткая характеристика основных вычислительных средств и эффективность их применения 125
I.3.1. Общие сведения о применении средств вычислительной техники 125
I.3.2. Классификация цифровых вычислительных машин и краткие сведения об их возможностях 126
I.3.3. Организационные формы использования вычислительных машин 128
Б. Приближенные числа и правила действий с ними при обработке информации на вычислительных машинах 129

Стр.
I.3.4. Об источниках происхождения приближенных чисел 129
I.3.5. Связь погрешностей приближенных чисел с верными значащими цифрами 130
I.3.6. Точность суммы и разности округленных чисел 132
I.3.7. Точность произведения, частного, степени и корня 132
I.3.8. Точность функции общего вида 134
В. Рациональные приемы и методы применения простейших вычислительных средств 136
I.3.9. Выбор средств и приемов вычислений 136
I.3.10. Рациональные приемы вычислений на арифмометре 137
I.3.11. Выбор и использование таблиц при вычислениях 139
Г. Клавишные вычислительные машины (КВМ) и их применение 141
I.3.12. Основные принципы устройства и развития КВМ 141
I.3.13. Электронная клавишная вычислительная машина «Искра-12М» 142
I.3.14. Электронная клавишная вычислительная машина «Искра-1122» 145
I.3.15. Электронные клавишные вычислительные машины «Электроника-70» и «Электроника-70М» 145
I.3.16. Основные характеристики некоторых электронных клавишных вычислительных машин 147
Д. Электронные вычислительные машины (ЭВМ) . . 149
I.3.17. Структурная схема и принципы работы ЭВМ . . 149
I.3.18. Системы счисления, применяемые в ЭВМ . . . 152
I.3.19. Операции с числами в ЭВМ 156
I.3.20. Характеристика наиболее распространенных отечественных ЭВМ 158
Е. Программирование для ЭВМ 162
I.3.21. Этапы решения задач на ЭВМ 162
I.3.22. Общие сведения о программировании в кодах ЭВМ 164
I.3.23. Блок-схемное представление алгоритма решения задачи. Циклические программы 165
I.3.24. Перенос программы и исходных данных на перфокарты и перфоленты и ввод их в машину 171
I.3.25. Вывод результатов вычислений 172
I.3.26. Математическое обеспечение ЭВМ 172

Стр.
I.3.27. Общие сведения об алгоритмических языках . . 175
I.3.28. Алгоритмический язык АЛГОЛ 177
I.3.29. Алгоритмический язык ФОРТРАН 181
Список литературы 184

РАЗДЕЛ II

ТЕОРЕТИЧЕСКАЯ ГЕОДЕЗИЯ И ГЕОДЕЗИЧЕСКАЯ АСТРОНОМИЯ

II.1. Космическая геодезия (*И. И. Краснорылов, М. С. Урмаев*) 187
А. Общие сведения 187
II.1.1. Роль космической геодезии в системе геодезических работ 187
II.1.2. Общие принципы использования ИСЗ в геодезических целях 188
II.1.3. Системы координат 190
II.1.4. Преобразования систем координат 194
II.1.5. Системы измерения времени 198
Б. Сведения из теории движения ИСЗ 200
II.1.6. Невозмущенное движение ИСЗ 200
II.1.7. Возмущенное движение ИСЗ 206
II.1.8. Методы интегрирования дифференциальных уравнений возмущенного движения ИСЗ 208
II.1.9. Возмущения от гравитационного поля Земли . . 210
II.1.10. Влияние притяжения Луны и Солнца 214
II.1.11. Возмущения в движении ИСЗ вследствие тормозящего действия атмосферы 214
II.1.12. Влияние светового давления 215
II.1.13. Учет возмущений от аномального гравитационного поля Земли при интегрировании уравнений движения ИСЗ 215
II.1.14. Вычисление эфемериды ИСЗ 216
II.1.15. Определение орбит ИСЗ 218
В. Спутниковая сферическая астрономия и определение условий видимости 220
II.1.16. Движение спутника относительно вращающейся Земли 220
II.1.17. Элементы спутниковой сферической астрономии 221
II.1.18. Определение условий видимости 226
II.1.19. Влияние аберрации и рефракции 229
Г. Наблюдения ИСЗ 230
II.1.20. Методы наблюдений ИСЗ 230

Стр.

II.1.21. Камеры для фотографических наблюдений ИСЗ 230
II.1.22. Порядок вычисления топоцентрических координат ИСЗ по результатам фотографических наблюдений 231
II.1.23. Радиоэлектронные методы наблюдений ИСЗ . . 234
II.1.24. Лазерные наблюдения ИСЗ 234
II.1.25. Предварительная обработка радиоэлектронных и лазерных наблюдений 235
Д. Геометрические задачи космической геодезии . . 236
II.1.26. Космические геодезические сети 236
II.1.27. Особенности построения космической триангуляции 237
II.1.28. Основные элементы космической триангуляции 238
II.1.29. Виды условий, возникающих в сетях космической триангуляции 240
II.1.30. Уравнивание космической триангуляции . . . 241
II.1.31. Установление масштаба в космической триангуляции 244
II.1.32. Орбитальный метод построения космических сетей 244
Е. Динамические задачи космической геодезии . . . 246
II.1.33. Общие соображения 246
II.1.34. Определение зональных гармоник 247
II.1.35. Определение тессеральных и секториальных гармоник 250
II.1.36. Формулы вычисления гравитационного потенциала для разных моделей Земли 252
Ж. Геодезические искусственные спутники Земли (ГИСЗ) 253
II.1.37. Требования к ГИСЗ и параметрам их орбит 253
II.1.38. Формулы для вычисления яркости пассивных спутников 256
З. Фундаментальные геодезические постоянные . . . 257
Список литературы 258
II.2. Теория фигуры Земли и гравиметрия (*Б. П. Шимбирев*) 259
А. Гравитационное поле Земли 259
II.2.1. Сила тяжести 259
II.2.2. Потенциал силы тяжести 261
II.2.3. Силовые линии, уровенные поверхности . . . 262
II.2.4. Вертикальный градиент силы тяжести 265
II.2.5. Разность потенциалов. Ортометрическая высота 265

Стр.
II.2.6. Проблема определения внешнего гравитационного поля и фигуры Земли 267
Б. Нормальное гравитационное поле Земли 269
II.2.7. Нормальный потенциал Земли, нормальная сила тяжести 269
II.2.8. Соотношения между параметрами уровенного эллипсоида 269
II.2.9. Нормальная формула силы тяжести 271
II.2.10. Вертикальный градиент нормальной силы тяжести и кривизна силовой линии нормального поля 271
В. Величины, характеризующие отличие действительного поля Земли от нормального 272
II.2.11. Возмущающий потенциал 272
II.2.12. Уклонения отвеса 273
II.2.13. Нормальная высота. Аномалия высоты 274
II.2.14. Квазигеоид 275
II.2.15. Аномалии силы тяжести 276
II.2.16. Косвенная интерполяция аномалий 279
II.2.17. Строение Земли. Сопоставление данных наблюдений с гидростатической теорией 281
Г. Определение фигуры Земли 286
II.2.18. Постановка задачи 286
II.2.19. Определение возмущающего потенциала Земли 287
II.2.20. Формулы для вычисления высот квазигеоида и составляющих уклонений отвеса 288
II.2.21. Определение точных геодезических координат относительно общего земного эллипсоида 291
Д. Определение геодезических координат относительно референц-эллипсоида 291
II.2.22. Необходимость местной гравиметрической съемки 291
II.2.23. Вычисление разностей нормальных высот . . 292
II.2.24. Вычисление превышений квазигеоида 293
II.2.25. Вычисление гравиметрических уклонений отвеса и высот квазигеоида 295
II.2.26. Интерполирование астрономо-геодезических уклонений отвеса 298
Е. Методы измерений силы тяжести 300
II.2.27. Классификация методов 300
II.2.28. Абсолютные определения силы тяжести . . . 300
II.2.29. Относительные определения силы тяжести . . 303
Список литературы 308

Стр.

II.3. Геодезическая астрономия (*А. П. Колупаев, А. Н. Кузнецов*) 309
А. Общие сведения 309
II.3.1. Некоторые обозначения, принятые в геодезической астрономии 309
II.3.2. Формула для интерполирования с часовыми изменениями и со вторыми разностями 310
II.3.3. Перевод времени 311
II.3.4. Явления суточного вращения небесной сферы 311
II.3.5. Соотношения между элементами параллактического треугольника 313
II.3.6. Роль астрономических определений в геодезических работах, их точность 317
Б. Астрономические инструменты и приборы 318
II.3.7. Выбор способа и инструментов для наблюдения по определению астрономических широт, долгот и азимутов 318
II.3.8. Фотоэлектрическая регистрация моментов прохождения звезд 319
II.3.9. Хронографы 320
II.3.10. Импульсная приставка для приема секундных сигналов 320
В. Определение широт, долгот и азимутов на пунктах государственной геодезической сети 321
II.3.11. Определение времени по способу Цингера с применением контактного микрометра 321
II.3.12. Определение широты по способу Талькотта 323
II.3.13. Определение долготы 328
II.3.14. Определение азимута по часовому углу Полярной 330
II.3.15. Определение геодезического азимута непосредственно из наблюдений звезд в меридиане 333
II.3.16. Определение геодезического азимута из многократных наблюдений ярких звезд вблизи меридиана 338
II.3.17. Приведение астрономических широт, долгот и азимутов к центру тригонометрического знака 343
Г. Приближенные астрономические определения . . 345
II.3.18. Определение широты по зенитному расстоянию Полярной 345
II.3.19. Определение широты по зенитному расстоянию Солнца 346

Стр.
II.3.20. Определение времени по зенитному расстоянию Солнца 348
II.3.21. Определение азимута по зенитному расстоянию Солнца 349
II.3.22. Определение азимута по часовому углу Полярной 351
II.3.23. Определение азимута по способу Красовского 352
II.3.24. Определение долготы 354
Список литературы 354
II.4. Сфероидическая геодезия (*Г. В. Багратуни*) 356
II.4.1. Определения 356
II.4.2. Земной эллипсоид 357
II.4.3. Кривые на поверхности земного эллипсоида . . 362
II.4.4. Решение малых сфероидических треугольников 363
II.4.5. Вычисление геодезических координат пунктов государственной опорной сети 365
II.4.6. Решение геодезических задач на большие расстояния 368
II.4.7. Решение геодезических задач в пространстве . . 370
II.4.8. Плоские прямоугольные координаты в конформной проекции Гаусса — Крюгера 373
II.4.9. Понятие о других конформных проекциях . . 380
II.4.10. Дифференциальные формулы 382
II.4.11. Уклонение отвесной линии 383
Список литературы 384

РАЗДЕЛ III

ОСНОВНЫЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ

III.1. Общие положения о триангуляции и трилатерации (*З. С. Хаимов*) 387
А. Государственная геодезическая сеть СССР 387
III.1.1. Общие сведения. Классификация сетей 387
Б. Предвычисление и оценка точности построения геодезических сетей 395
III.1.2. Предвычисление и оценка точности триангуляции 395
III.1.3. Предвычисление и оценка точности трилатерации 408
В. Проектирование и рекогносцировка государственных геодезических сетей 417
Г. Постройка геодезических знаков 421
Список литературы 424

Стр.

III.2. Высокоточные угловые измерения и предварительные вычисления в триангуляции (*Н. В. Яковлев*) 426
III.2.1. Высокоточные угломерные инструменты . . . 426
III.2.2. Источники ошибок при высокоточных угловых измерениях 437
III.2.3. Методы высокоточных угловых измерений . . 457
III.2.4. Определение элементов приведения 469
III.2.5. Предварительные вычисления в триангуляции 470
Список литературы 477

III.3. Светодальномерные и радиодальномерные измерения. Радиогеодезические системы и радиогеодезические измерения (*А. В. Кондрашков*) 478
А. Светодальномеры 478
III.3.1. Общие сведения 478
III.3.2. Светодальномер «Кварц» 479
III.3.3. Светодальномеры СТ-65 и ТД-2 485
III.3.4. Светодальномеры КДГ-3 и МСД-1 490
III.3.5. Светодальномерные насадки ДНК-02 и ДН10 493
III.3.6. Электронные тахеометры Reg Elta 14 и геодиметр 700 494
Б. Геодезические радиодальномеры 494
III.3.7. Геодезический радиодальномер РДГВ 497
III.3.8. Геодезический радиодальномер «Луч» 499
III.3.9. Радиодальномер Электротейп 501
III.3.10. Радиодальномер Дистомат D150 502
III.3.11. Измерение расстояний радиодальномером РДГВ 502
В. Вычисление расстояний, измеренных свето- или радиодальномерами. Поправки в результаты измерений 504
Г. Радиогеодезические системы 507
II.3.12. Общие сведения 507
III.3.13. Радиогеодезическая система «Поиск» 512
III.3.14. Самолетный радиодальномер (РДС) 514
Д. Радиогеодезические измерения 516
III.3.15. Основные сведения об обработке результатов радиогеодезических измерений 516
III.3.16. Предвычисление точности радиогеодезических определений 524
III.3.17. Измерение больших расстояний методом пересечения створа линии 525
Список литературы 527

Стр.

III.4. Уравнивание триангуляции, трилатерации и комбинированной сети (*П. А. Гайдаев*) 528
А. Введение 528
III.4.1. Общие положения 528
III.4.2. Исходные данные, требования к ним 528
III.4.3. Измеряемые величины. Системы координат 529
III.4.4. Точности измерений и вычислений 530
III.4.5. Редукционные поправки 531
III.4.6. О способах уравнивания 533
Б. Виды условий (условных уравнений), возникающих в триангуляции [1, 3, 4, 6] 534
III.4.7 Обозначения (на плоскости) 535
III.4.8 Угловые условия 535
III.4.9. Синусные условия 539
III.4.10. Условные уравнения для направлений 546
III.4.11. Классификация условий и подсчет числа независимых условий различного вида. Выбор условий, их взаимозаменяемость 547
В. Уравнивание триангуляции коррелатным способом [1, 3, 5, 6, 9] 552
III.4.12. Общие замечания 552
III.4.13. О способах, основанных на методе Крюгера 553
III.4.14. Упрощенный способ 554
III.4.15. Полный пример уравнительных и окончательных вычислений 560
Г. Уравнивание геодезических сетей параметрическим способом 568
III.4.16. Общие основы. Уравнения поправок 568
III.4.17. Уравнивание ориентированных направлений 574
III.4.18. Уравнивание ориентированных направлений на ЭВМ 577
III.4.19. Применение параметрического способа для уравнивания различных геодезических построений . . . 581
Д. Уравнивание типовых фигур трилатерации коррелатным способом 583
III.4.20. Общие сведения. Способ сравнения углов 583
Список литературы 586

Стр.

III.5. Государственная и городская полигонометрия (*В. Г. Селиханович*) 588

А. Расчетные формулы 588

III.5.1. Классификация полигонометрии 588

III.5.2. Принятые обозначения 590

III.5.3. Основные расчетные формулы 591

Б. Линейные измерения подвесными мерными приборами 600

III.5.4. Мерные приборы, ленты, проволоки 600

III.5.5. Приборы для натяжения, базисные штативы, оптический отвес и другие 601

III.5.6. Нормальные меры и компарирование проволок 602

III.5.7. Источники ошибок подвесных мерных приборов, их влияние на результаты измерений 605

III.5.8. Производство полевых измерений 610

III.5.9. Обработка линейных измерений, вычисление длины стороны 613

III.5.10. Оценка точности линейных измерений в сетях государственного значения 617

В. Угловые измерения 617

III.5.11. Оптический теодолит средней точности . . . 617

III.5.12. Источники ошибок угловых измерений . . . 620

III.5.13. Марки и их поверки 622

III.5.14. Оптический отвес и его поверки 623

III.5.15. Угловые измерения способом круговых приемов 624

III.5.16. Оценки точности угловых измерений 624

Г. Уравнительные вычисления 627

III.5.17. Уравнивание полигонометрического хода любой формы по способу наименьших квадратов . . 627

III.5.18. Уравнивание вытянутого хода с применением таблиц проф. А. С. Чеботарева 631

III.5.19. Уравнивание азимутального хода 633

III.5.20. Уравнивание полигонометрических сетей . . 634

III.5.21. Раздельное уравнивание полигонометрических сетей 636

III.5.22. Дальномерно-базисная полигонометрия . . 642

III.5.23. Параллактическая полигонометрия 647

III.5.24. Короткобазисная параллактическая полигонометрия по методу проф. А. С. Филоненко 651

Стр.
III.5.25. Привязочные работы 652
Список литературы 661
III.6. Гироскопические приборы (*В. Ю. Торочков*) 663
III.6.1. Назначение и измерительные возможности гироскопических приборов 663
III.6.2. Гироскоп и гироскопические приборы 664
III.6.3. Топопривязчик 671
III.6.4. Гиротеодолиты 675
III.6.5. Гиростабилизирующие устройства для аэрофотоаппаратов и гравиметров 686
Список литературы 689
III.7. Нивелирование (*М. Е. Пискунов*) 690
III.7.1. Классификация нивелирных сетей СССР . . . 690
III.7.2. Система счета высот в нивелирной сети 691
А. Геометрическое нивелирование 694
III.7.3. Способы нивелирования 694
III.7.4. Нивелиры и их основные части 696
III.7.5. Нивелирные знаки 705
III.7.6. Поверки и исследования уровенных нивелиров 709
III.7.7. Поверки и исследования нивелиров с компенсаторами 714
III.7.8. Поверки оптических высотомеров 715
III.7.9. Исследование и компарирование нивелирных реек 716
III.7.10. Методика нивелирования 719
III.7.11. Высокоточное нивелирование специального назначения 728
III.7.12. Особые случаи нивелирования 730
III.7.13. Главнейшие источники ошибок измерений в геометрическом нивелировании 734
III.7.14. Оценка точности результатов геометрического нивелирования 738
III.7.15. Уравнивание результатов измерений в нивелирных сетях 740
Б. Тригонометрическое нивелирование 747
III.7.16. Формулы тригонометрического нивелирования 747
В. Барометрическое нивелирование (*В. Г. Селиханович*) 753
III.7.17. Барометрические формулы 753
III.7.18. Инструменты для барометрического нивелирования 755
III.7.19. Точность барометрического нивелирования 761
Г. Автоматическое нивелирование (*В. И. Шиллингер*) 762
Список литературы 769

РАЗДЕЛ IV
ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ И ФОТОТОПОГРАФИЧЕСКИЕ СЪЕМКИ

Стр.

IV.1. Топографические методы съемки (*Н. И. Модринский*) 773
IV.1 1. Топографические карты и планы 773
IV.1.2. Задачи, решаемые по топографической карте 776
IV.1.3. Теодолитные работы 785
IV.1.4. Тахеометрия 809
IV.1.5. Нивелирование поверхности 822
IV.1.6. Мензульная съемка 825
Список литературы 837

IV.2. Аэрофототопографические методы съемки (*Г. П. Левчук*) 839

А. Аэросъемочная аппаратура. Требования к аэрофотосъемке 839
IV.2.1. Виды фотосъемки 839
IV.2.2. Аэрофотоаппараты (АФА) 840
IV.2.3. Радиовысотомер 842
IV.2.4. Статоскоп 843
IV.2.5. Съемка линии горизонта 844
IV.2.6. Солнечный перископ 846
IV.2.7. Технические требования к аэрофотосъемке . . 846
Б. Анализ аэроснимка 847
IV.2.8. Элементы центральной проекции 847
IV.2.9. Связь координат точек аэроснимка и местности 850
IV.2.10. Масштабы аэроснимков 851
IV.2.11. Смещение точек на аэроснимках 853
IV.2.12. Искажение направлений на аэроснимках . . . 855

В. Комбинированный метод аэротопографической съемки 856
IV.2.13. Схема комбинированного метода 856
IV.2.14. Плановая фототриангуляция 857
IV.2.15. Трансформирование аэроснимков 860
IV.2.16. Составление фотосхем и фотопланов 867
IV.2.17. Привязка аэроснимков 868
IIV.2.18. Топографическое дешифрирование 871
IV.2.19. Съемка рельефа на фотопланах 872

Г. Стереоскопический метод измерений. Элементы ориентирования снимков 873
IV.2.20. Стереоскопические измерения 873
IV.2.21. Стереоскопы 876

Стр.
IV.2.22. Стереокомпараторы 876
IV.2.23. Определение элементов взаимного ориентирования и углов наклона аэроснимков 877
Д. Дифференцированный метод стереотопографической съемки 884
IV.2.24. Схема дифференцированного метода 884
IV.2.25. Стереометры 884
IV.2.26. Обработка аэроснимков на топографическом стереометре 890
IV.2.27. Составление топографического плана 893
Е. Универсальный метод стереотопографической съемки 894
IV.2.28. Сущность метода 894
IV.2.29. Мультиплекс 895
IV.2.30. Универсальные приборы для обработки аэроснимков с преобразованными связками проектирующих лучей 898
Ж. Понятие о способах пространственной фототриангуляции 906
IV.2.31. Пространственная фототриангуляция на универсальных приборах 906
IV.2.32. Понятие о способах аналитической фототриангуляции с применением ЭВМ 908
3. Наземная стереофотограмметрическая съемка . . 910
IV.2.33. Сущность наземной стереофотограмметрической съемки 910
IV.2.34. Фототеодолиты 912
IV.2.35. Полевые и камеральные работы при фототеодолитной съемке 914
Список литературы 916

РАЗДЕЛ V

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ИЗЫСКАНИЯХ И СТРОИТЕЛЬСТВЕ ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

(*Г. П. Левчук*)

А. Изыскания сооружений. Крупномасштабные съемки площадок 919
V.1. Стадии проектирования и изысканий 919
V.2. Крупномасштабные изыскательские планы . . . 920
V.3. Обоснование и съемка площадок 922

Стр.

Б. Трассирование линейных сооружений 925
V.4. Трасса. Трассирование 925
V.5. Камеральное трассирование 926
V.6. Полевое трассирование 929
V.7. Технологические схемы изысканий магистральных трасс с применением аэрометодов 935
V.8. Способы детальной разбивки кривых 937
V.9. Переходные кривые 941
В. Геодезические работы при водных изысканиях . . 945
V.10. Определение уровней водотоков 945
V.11. Определение скорости потока и направления течения 946
V.12. Промеры глубин 950
V.13. Определение расходов 952
V.14. Составление продольного профиля реки 954
V.15. Топографо-геодезические работы на водохранилищах 956
Г. Разбивка инженерных сооружений 958
V.16. Общие принципы разбивки сооружений 958
V.17. Опорные разбивочные сети 961
V.18. Способы разбивки сооружений 965
V.19. Детальные разбивочные работы 970
Д. Геодезические работы при монтаже конструкций и оборудования 984
V.20. Подготовительные работы 984
V.21. Плановая установка и выверка оборудования 984
V.22. Высотная установка оборудования 989
V.23. Способы установки и выверки конструкций по вертикали 990
V.24. Автоматизированные приборы для разбивки и выверки сооружений 993
V.25. Исполнительные съемки. Составление генеральных планов 994
Е. Наблюдения за деформациями сооружений 996
V.26. Измерения осадок фундаментов 996
V.27. Определение горизонтальных смещений сооружений 999
V.28. Наблюдения за кренами, трещинами, оползнями 1004
V.29. Фотограмметрические методы измерения деформаций 1006
Список литературы 1008

РАЗДЕЛ VI

ЭКОНОМИКА, ПЛАНИРОВАНИЕ И ОРГАНИЗАЦИЯ ПРОИЗВОДСТВА

(*К. В. Бажанов*)

Стр.

VI.1. Основы новой системы планирования и экономического стимулирования в топографо-геодезическом производстве ГУГК 1011
VI.2. Структура затрат на производство топографо-геодезических работ 1012
VI.3. Трудовые ресурсы предприятий 1014
VI.4. Материальные ресурсы предприятий 1016
VI.5. Планирование производства 1020
VI.6. Организация производства 1022
VI.7. Основы научного управления производством . . 1025
VI.8. Планирование производства в изыскательских организациях 1029
Список литературы 1031
Предметный указатель 1032

СПРАВОЧНИК ГЕОДЕЗИСТА
(в двух книгах)

Книга 2

Редакторы: *В. Д. Большаков, Г. П. Левчук*
Редакторы издательства: *Л. М. Комарькова, Н. Т. Куприна*
Переплет художника *С. Н. Голубева*
Технический редактор *А. Е. Матвеева*
Корректоры *М. П. Курылева* и *В. П. Крымова*

Сдано в набор 7/VI 1974 г. Подписано в печать 28/II 1975 г. Т-01496. Формат 84×108¹/₃₂. Бумага № 2. Книга 2, печ. л. 16,625. Усл. п. л. 27,93. Книга 2, уч.-изд. л. 36,76. Тираж 57 000 экз. Заказ № 203/4565—15. Цена 2 р. 07 к.

Издательство «Недра», 103633, Москва, К-12, Третьяковский проезд, 1/19
Ленинградская типография № 6 Союзполиграфпрома при Государственном комитете Совета Министров СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли
196006, г. Ленинград, Московский пр., 91.


СПРАВОЧНИК
ГЕОДЕЗИСТА