

Государственное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
"ПЕТЕРБУРГСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ПУТЕЙ СООБЩЕНИЯ"

ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОДЕЗИЯ

Часть II

Учебное пособие

Под редакцией
доктора техн. наук
В. А. Коугия

Санкт-Петербург 2008

УДК 528.48
И62

Рецензенты:

начальник кафедры высшей геодезии Военного топографического
института Военно-космической академии им. А. Ф. Можайского
В. Л. Романов;

ректор Института геодезии и космонавтики Военно-космической
академии им. А. Ф. Можайского доктор технических наук, профессор
Е. П. Тарелкин

И62 **Инженерная геодезия:** учебное пособие. Часть II / Е. С. Богомо-
лова, М. Я. Брынь, В. А. Коугия, О. Н. Малковский, В. И. Полетаев,
О. П. Сергеев, Е. Г. Толстов; под ред. В. А. Коугия. – СПб.: Петербург-
ский государственный университет путей сообщения, 2008. – 93 с.

ISBN 978-5-7641-0192-7

Приведены сведения о спутниковых навигационных системах и их
использовании в геодезии. Изложена технология теодолитной, тахеомет-
рической и мензульной съемок местности, описаны фототеодолитная и
сканерная съемки. Изложены методы расчетов и измерений при вынесе-
нии проектов на местность. Рассмотрены геодезические работы при
изысканиях и строительстве железных дорог, при текущем содержании
пути, основные методы геодезических работ при строительстве мостов,
зданий, при строительстве и съемке подземных коммуникаций.

Предназначено для студентов, обучающихся по железнодорож-
ным и строительным специальностям.

УДК 528.48

Пособие разработали:

Е. С. Богомолова – разд. 11;
канд. техн. наук *М. Я. Брынь* – разд. 10; 12;
д-р техн. наук *В. А. Коугия* – разд. 13; 14; 15;
канд. техн. наук *О. Н. Малковский* – разд. 18;
канд. техн. наук *В. И. Полетаев* – разд. 16;
канд. техн. наук *О. П. Сергеев* – разд. 17;
канд. техн. наук *Е. Г. Толстов* – разд. 19.

ISBN 978-5-7641-0192-7

© Петербургский государственный
университет путей сообщения, 2008

© Богомолова Е. С., Брынь М. Я., Коугия В. А.,
Малковский О. Н., Полетаев В. И.,
Сергеев О. П., Толстов Е. Г., 2008

10 СПУТНИКОВЫЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ ИЗМЕРЕНИЯ

10.1 Общие сведения о спутниковых навигационных системах

Спутниковые геодезические измерения выполняют с помощью аппаратуры, работающей по сигналам спутников навигационных систем GPS (*Global Positioning System*, США) и ГЛОНАСС (Глобальная навигационная спутниковая система, Россия). В Европейском союзе ведутся работы по созданию еще одной системы – GNSS-2 "GALILEO".

Краткие сведения об этих системах приведены в табл. 10.1.

Таблица 10.1

Основные характеристики спутниковых навигационных систем

Основные характеристики	ГЛОНАСС	GPS	GALILEO
Число ИСЗ (резерв)	24 (3)	24 (3)	27 (3)
Число орбитальных плоскостей	3	6	3
Число ИСЗ в орбитальной плоскости	8	4	9
Орбиты	Близкие к круговой		
Высота орбит, км	19100	20145	23200
Наклонение орбит, град.	64,8	55	56
Система координат	ПЗ-90	WGS-84	–

Спутниковая навигационная система включает подсистему космических аппаратов, подсистему контроля и управления и подсистему аппаратуры потребителей.

Подсистема космических аппаратов состоит из 24 искусственных спутников Земли, обращающихся вокруг Земли по орбитам, близким к круговым, на высоте около 20000 км. У спутников системы GPS период обращения равен половине звездных суток. В любом месте Земли на высоте более 15° над горизонтом одновременно видны от 4 до 8 спутников.

Каждый спутник оснащен измерителем времени – водородным стандартом частоты, генерирующим опорную частоту $f_0 = 10,23$ МГц с суточной нестабильностью $10^{-14} - 10^{-15}$.

Спутник излучает радиосигналы на частотах $L1 = 154 f_0 = 1575,42$ МГц (длина волны 19 см) и $L2 = 120 f_0 = 1227,60$ МГц (длина волны 24 см). Сигнал на частоте $L1$ модулирован дальномерным кодом свободного доступа *C/A* (от англ. *clear acquisition*), точным кодом *P* (от англ. *precise*) и навигационным сообщением. Частота $L2$ модулирована только кодом *P*. Коды представляют собой непрерывно излучаемые, образуемые по определенным алгоритмам синхронизированные псевдослучайные последовательности значений нулей и единиц.

Навигационное сообщение представляет собой файл, включающий следующие данные: коэффициенты полинома для вычисления ошибки часов спутника, элементы орбиты для вычисления пространственных прямоугольных координат спутника, параметры для вычисления ионосферной поправки, приближенные элементы орбит всех спутников и др.

Подсистема контроля и управления состоит из главной контрольной станции, станций слежения, управляющих станций. Подсистема предназначена для управления, информационного обеспечения спутников и контроля правильности их функционирования.

Станции слежения, наблюдая за движением спутников, выполняют траекторные измерения, результаты которых сообщают на главную контрольную станцию.

На *главной контрольной станции* по данным, полученным со станций слежения, вычисляют прогнозируемые параметры орбит спутников и другие элементы, входящие в текст навигационного сообщения.

Управляющие станции загружают подготовленную информацию на спутники.

Подсистема аппаратуры потребителей – это множество средств, выполняющих прием информации со спутников, измерение параметров, связывающих положение аппаратуры пользователя с расположением спутников, и их обработку. В результате обработки получают координаты аппаратуры потребителя и, если требуется, и вектор скорости движения.

Аппаратура, входящая в состав геодезического спутникового приемника (рис. 10.1), имеет общую массу от 4 до 8 кг, рабочий диапазон температур от -20° до $+60^\circ$, продолжительность непрерывной работы аккумулятора 6–8 часов. Измерения в геодезии выполняют комплектом, состоящим из двух и более геодезических спутниковых приемников. При этом с высокой точностью определяют разности координат приемников, то есть их положение относительно друг друга.

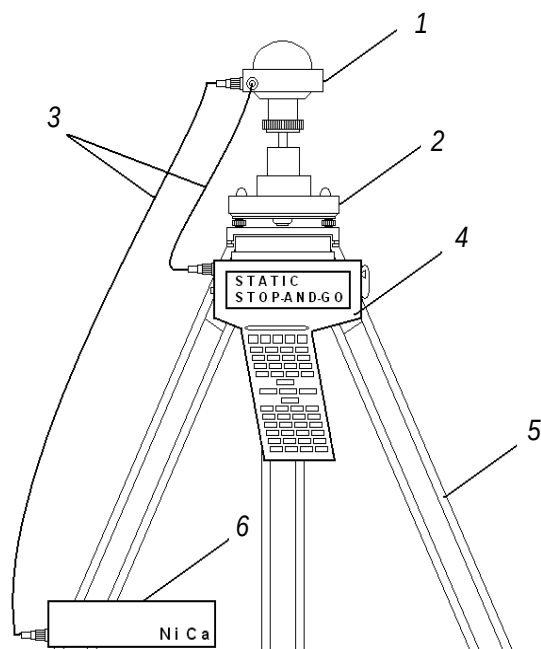


Рис. 10.1 Геодезический спутниковый приемник:
1 – приемное устройство; 2 – подставка; 3 – соединительные кабели;
4 – блок управления; 5 – штатив; 6 – аккумулятор

10.2 Кодовые и фазовые измерения

Кодовые измерения. В приемнике спутниковых сигналов, как и на спутнике, есть датчик частоты и времени, в нем также вырабатываются частоты $L1$ и $L2$ (в одночастотном приемнике – только $L1$). Частота $L1$ модулируется копиями кодов C/A и P , частота $L2$ – только кодом P .

Интервал времени между появлением на приемнике собственного кода и аналогичного кода, пришедшего от спутника, измеряют.

Если бы часы приемника были точно синхронизированы с часами спутника, то формирование кодов на спутнике и в приемнике происходило бы одновременно. В этом случае измеренный интервал времени между появлениями на приемнике собственного кода и кода, пришедшего от спутника, был бы равен времени прохождения сигнала от спутника до приемника, что позволило бы вычислить расстояние до спутника. Однако показания часов спутника и приемника расходятся на некоторую величину, равную $\delta^s - \delta_p$, где δ^s – ошибка часов спутника, δ_p – ошибка часов приемника. Поэтому измеренное расстояние R существенно отличается от верного и носит название – *псевдорасстояние*.

Допустим, что ионо- и тропосферная задержки сигнала учтены путем введения соответствующих поправок. Тогда измеренное псевдорасстояние

$R_p^s(t)$ от пункта p до спутника S в эпоху (момент времени) t может быть представлено уравнением

$$R_p^s(t) = \sqrt{(X^s(t) - X_p)^2 + (Y^s(t) - Y_p)^2 + (Z^s(t) - Z_p)^2} - c(d^s(t) - d_p(t)),$$

где $X^s(t)$, $Y^s(t)$, $Z^s(t)$ – координаты спутника в эпоху t ; X_p , Y_p , Z_p – определяемые координаты приемника; c – скорость света.

Информация о часах спутника передается в составе навигационного сообщения, что дает возможность вычислить ошибку часов спутника на эпоху t и учесть ее.

Таким образом, для псевдорасстояния $R_p^s(t)$ имеем уравнение

$$R_p^s(t) = \sqrt{(X^s(t) - X_p)^2 + (Y^s(t) - Y_p)^2 + (Z^s(t) - Z_p)^2} + c \delta_p(t). \quad (10.1)$$

Неизвестными величинами здесь являются X_p , Y_p , Z_p , $\delta_p(t)$. Для определения четырех неизвестных необходимо иметь не менее четырех уравнений, то есть в одну эпоху необходимо измерить псевдорасстояния не менее, чем до четырех спутников.

Координаты определяются по результатам кодовых измерений с точностью около 3 м.

Для повышения точности пользуются дифференциальным методом. На контрольном пункте с известными координатами устанавливают приемник спутниковых сигналов и, определив его координаты по спутникам, вычисляют расстояния до спутников. Сравнив эти расстояния с вычисленными по известным координатам, определяют поправки и по радио сообщают их потребителям. Поправками исправляют псевдорасстояния, измеряемые потребителями, при этом ошибки определения места относительно контрольного пункта не превышают 1 м.

Кодовые измерения применяются при решении задач навигации. В геодезических работах кодовые измерения играют вспомогательную роль – служат для определения приближенных координат пунктов сети.

Фазовые измерения. Точные геодезические измерения выполняют на несущих частотах $L1$ и $L2$ (в одночастотных приемниках – только на частоте $L1$). При этом измеряют разности фаз между колебаниями, принятыми от спутника, и колебаниями такой же частоты, выработанными в приемнике.

Обозначим:

$\varphi^s(t)$ – фазу частоты f ($f = L1$ или $f = L2$), поступившей на приемник в эпоху t от спутника S ;

$\varphi_p(t)$ – фазу собственной такой же частоты приемника в ту же эпоху.

Для указанных фаз справедливы уравнения:

$$\varphi^s(t) = ft - f \frac{\rho}{c} - f\delta^s,$$

$$\varphi_p(t) = ft - f\delta_p.$$

Здесь ρ – расстояние от спутника до приемника;

c – скорость света;

ρ/c – время, затраченное на путь сигнала от спутника до приемника;

δ^s – ошибка часов спутника;

δ_p – ошибка часов приемника.

Вычитая из первого фазового уравнения второе, получаем фазовое уравнение измеряемой разности фаз $\Phi_p^s(t)$:

$$\Phi_p^s(t) = \varphi^s(t) - \varphi_p(t) = f \frac{\rho}{c} - f\delta^s + f\delta_p.$$

Перепишем его так:

$$\Phi_p^s(t) = f \frac{\rho}{c} - f(\delta^s - \delta_p).$$

Умножим уравнение на длину волны λ и учтем, что $\lambda = cT = c/f$, где T – период колебаний. Получим

$$\rho = \lambda \Phi_p^s(t) + c(\delta^s - \delta_p). \quad (10.2)$$

Представим разность фаз $\Phi_p^s(t)$ виде суммы двух частей:

$$\Phi_p^s(t) = N + \Phi, \quad (10.3)$$

где N – целое число периодов, а Φ – дробь.

Подставляя выражение (10.3) в (10.2), напишем:

$$\rho = \lambda(N + \Phi) + c(\delta^s - \delta_p). \quad (10.4)$$

Расстояние между спутником и приемником непрерывно изменяется, отчего изменяется и сдвиг по фазе $N + \Phi$.

В приемнике спутниковых сигналов предусмотрено измерение непрерывно изменяющейся разности фаз Φ и подсчет числа переходов ее через нуль, изменяющих целое число волн в расстоянии. Это число прибавляется к измеряемой величине Φ , отчего суммарный сдвиг по фазе оказы-

вается неправильной дробью, а неизвестное число N остается постоянным для всех расстояний от пункта p до спутника s . Определение целого числа N называется *разрешением* его неоднозначности.

Учитывая изложенное, напишем уравнение измеренного сдвига по фазе сигнала, принятого от спутника s на пункте p в эпоху t :

$$\Phi_p^s(t) = \frac{1}{\lambda} \int_p^t f^s dt - t \frac{f_p^s}{\lambda} + N_p^s \left[\frac{f^s}{\lambda} - \frac{f_p^s}{\lambda} \right], \quad (10.5)$$

где $\rho_p^s(t) = \sqrt{(X^s(t) - X_p)^2 + (Y^s(t) - Y_p)^2 + (Z^s(t) - Z_p)^2}$;

$f^s = c/\lambda$ – частота излучения.

Для n_s спутников, n_t эпох и одной точки p число измерений, а значит, и число уравнений (10.5) будет равно $n_s n_t$. Неизвестными в такой системе уравнений являются три координаты приемника (X_p, Y_p, Z_p), а также n_s чисел неоднозначности и n_t смещений часов приемника.

Разности фаз измеряют с высокой точностью, соответствующей долям миллиметра. Однако вычислить решение системы уравнений (10.5), составленных по результатам фазовых измерений, координаты приемника с указанной точностью не удастся из-за ошибок орбиты, влияния ионосферы и других причин.

Точность фазовых измерений реализуют, применяя *метод относительного определения положения пунктов*. Результаты одновременных наблюдений одного и того же спутника в двух пунктах содержат значительные, но общие, близкие по величине погрешности. Поэтому разности результатов измерений от них практически свободны и позволяют с высокой точностью определять разности координат X, Y, Z двух пунктов, то есть трехмерный вектор $\Delta X, \Delta Y, \Delta Z$, их соединяющий. Следовательно, зная координаты X, Y, Z одного пункта, можем, определив разности координат $\Delta X, \Delta Y, \Delta Z$ до другого, вычислить и его координаты.

Фазовые измерения в геодезических работах являются основными, обеспечивая возможность построения геодезических сетей высокой точности.

10.3 Режимы и методы спутниковых геодезических измерений

Спутниковая геодезическая аппаратура обеспечивает возможность работы в различных режимах.

В режиме "*Статика*" одновременные измерения на двух или нескольких пунктах выполняются неподвижными приемниками. Один из

приемников принимают за базовый. Положение остальных приемников определяется относительно базового. Измерения в режиме "Статика" выполняют, как правило, на больших расстояниях между пунктами (свыше 15 км). Время наблюдений зависит от расстояния между пунктами, числа спутников, состояния ионо- и тропосферы, требуемой точности и составляет обычно не менее 1 ч.

Режим "Быстрая статика" позволяет сократить продолжительность измерений, благодаря возможности применения на линиях до 15 км активных алгоритмов разрешения неоднозначности. Продолжительность наблюдения в этом режиме составляет 5–20 мин.

Режим "Реокупация" используется, когда нет одновременной видимости на необходимое число спутников. Тогда измерения выполняют за несколько сеансов, накапливая нужный объем данных. На этапе компьютерной обработки все данные объединяют для выработки одного решения.

Режим "Кинематика" служит для определения координат передвижной станции в ходе ее перемещения. При работе в этом режиме необходимо, чтобы приемники на базовой и передвижной станциях поддерживали непрерывный контакт со спутниками в течение всего времени измерений. До начала движения выполняют инициализацию – разрешение неоднозначности фазовых измерений.

Режим "Стой–иди" – такая разновидность кинематического режима, когда передвижную станцию перемещают с точки на точку, делая на каждой точке остановку и выполняя для повышения точности несколько эпох измерений в течение 5–30 с.

Значения средних квадратических погрешностей определения положения, мм, принято характеризовать формулой

$$m = a + bD,$$

где D – расстояние между базовым и подвижным приемниками, км.

Значения параметров a и b приведены в табл. 10.2.

Таблица 10.2

Параметры, характеризующие точность определения положения

Режим измерений	Аппаратура			
	двухчастотная		одночастотная	
	a , мм	b , мм/км	a , мм	b , мм/км
Статика	5	1	10	2
Быстрая статика	5...10	1	10	2
Реокупация	10...20	1	10...20	2
Кинематика	10...20	1	20...30	2
Стой–иди	5...10	1	10...20	2

Возможные схемы построения геодезической сети с помощью спутниковых измерений показаны на рис. 10.2. Каждая линия на схеме указывает, что на концах линии установлены спутниковые приемники, с помощью которых выполняют синхронные измерения, определяющие приращения координат ΔX , ΔY , ΔZ по данной линии.

Геодезическая сеть может быть построена с применением лучевого и сетевого методов.

При *лучевом методе* координаты определяемого пункта получают (рис. 10.2, а), измерив вектор, соединяющий его с опорным пунктом. Для контроля координаты определяют дважды, то есть по результатам измерений, связывающих определяемый пункт с двумя опорными пунктами (рис. 10.2, б).

При *сетевом методе* (рис. 10.2, в) определяемые пункты связывают измерениями не только с опорными пунктами, но и между собой.

Возможны сети, где одну часть пунктов сети определяют сетевым, а другую – лучевым методом.

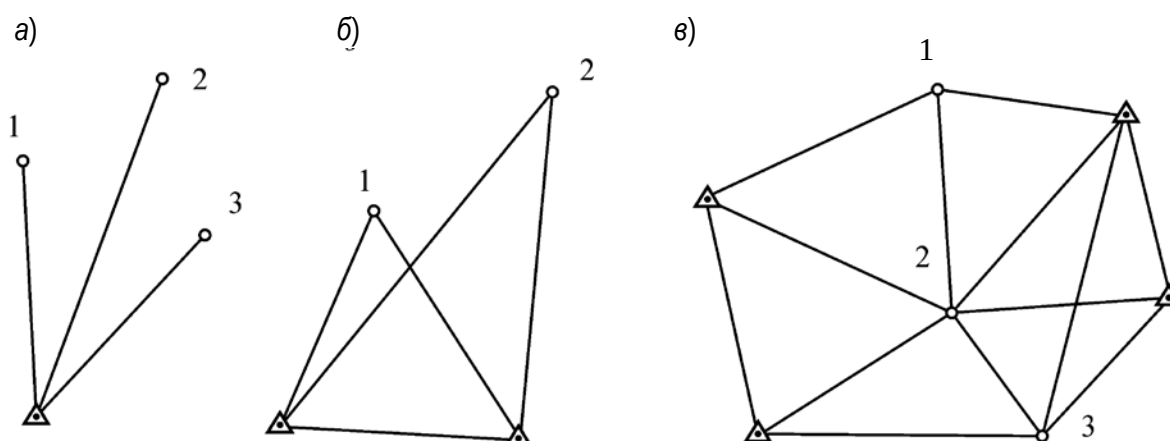


Рис. 10.2 Схемы построения спутниковых геодезических сетей:

а, б – лучевой метод; в – сетевой метод; обозначения:

△ – опорный пункт; ○ – определяемый пункт

Спутниковые технологии координатных определений имеют существенные преимущества перед традиционными. Им свойственны высокая точность, независимость от погоды и времени суток, оперативность, возможность определения координат при отсутствии взаимной видимости между пунктами. В то же время в закрытой и полужакрытой местности (лес, городские кварталы) применять их довольно трудно. В таких случаях спутниковые методы сочетают с традиционными. При этом возможны такие варианты:

- развитие сети традиционными методами от пунктов, определенных спутниковыми приемниками;

- развитие сети спутниковыми методами от пунктов, определенных традиционными методами;
- ступенчатое развитие сетей, при котором спутниковые и традиционные измерения чередуются.

Для определения координат пунктов с помощью спутниковой аппаратуры выполняют следующие работы:

- *подготовительные*, которые включают составление проекта сети, рекогносцировку и уточнение проекта, закладку центров на определяемых пунктах;
- *измерения*, которые включают развертывание аппаратуры, соединение кабелями ее частей, центрирование и ориентирование антенны, определение высоты антенны, установку карты памяти, ввод названия пункта и высоты антенны, выбор нужного режима измерений, после чего измерения и регистрация результатов выполняются автоматически;
- *обработку результатов измерений* с использованием программных пакетов, прилагаемых к спутниковой аппаратуре.

10.4 Погрешности спутниковых измерений

Влияние атмосферы. К числу основных источников погрешностей спутниковых измерений относится неточное знание скорости радиосигнала на пути от спутника к приемнику. Наибольшее влияние на эту скорость оказывает состояние ионосферы – верхних слоев атмосферы, где газ содержит большое число свободных электронов и положительных ионов. Ионизация происходит в основном за счет энергии Солнца. Ионосфера окружает Землю в виде ионизированных слоев, расположенных на высотах от 60–90 до 500–1000 км.

В ионизированной среде показатель преломления для радиодиапазонов, используемых в системах GPS и ГЛОНАСС, зависит от частоты. При этом скорость распространения колебаний одной частоты (фазовая скорость) отличается от скорости распространения результирующей энергии колебаний нескольких близких частот (групповая скорость). Поэтому результаты фазовых и кодовых измерений искажаются различно.

Погрешности псевдорасстояний, вызванные влиянием ионосферы, характеризуются формулами:

$$\delta_{ion(\phi)} = -\operatorname{cosec} v \frac{40,3}{f^2} N_{\Sigma}; \quad \delta_{ion(k)} = \operatorname{cosec} v \frac{40,3}{f^2} N_{\Sigma},$$

где $\delta_{ion(\phi)}$ – погрешность результата фазовых измерений;

$\delta_{ion(k)}$ – погрешность результата кодовых измерений;

N_{Σ} – количество электронов в вертикальном столбе ионосферы сечением 1 м^2 ;

ν – угол наклона траектории сигнала.

Видим, что ошибки, вызванные ионосферной рефракцией, в фазовых и кодовых измерениях равны по величине, но противоположны по знаку. Измеренные кодовые псевдорасстояния оказываются длиннее, а фазовые – короче геометрических дальностей.

Величина ионосферных ошибок измеренных псевдорасстояний зависит от многих причин (солнечной активности, времени суток, места, направления трассы сигнала) и может иметь значения от 0,15 м до 50 м.

Ионосферные ошибки кодовых измерений уменьшают комбинированием результатов измерений на двух частотах, а в одночастотных приемниках – введением поправок.

Ионосферные ошибки фазовых измерений ослабляют, применяя метод относительных определений, изложенный в конце п. 10.2. Результаты одновременных фазовых измерений в двух пунктах сигнала одного и того же спутника содержат практически одинаковые погрешности, вызванные влиянием ионосферы. Поэтому разность результатов таких измерений от них практически свободна.

На распространение сигнала влияет также *тропосферная рефракция*, под которой понимают задержку радиосигналов в нейтральных слоях атмосферы – стратосфере и тропосфере, где показатель преломления радиоволн с частотами до 15 ГГц от частоты радиосигнала не зависит и потому одинаков для обеих несущих частот $L1$, $L2$ и кодовых сигналов. Погрешности кодовых и фазовых измерений, вызванные тропосферной рефракцией, характеризуются формулой

$$\delta_{trop} = 10^{-6} \int_{H_p}^{H_T} \frac{N_T(h)}{\sqrt{1 - \cos^2 \nu_0 \left(\frac{R_3}{R_3 + h} \right)^2}} dh,$$

где H_p – высота приемника;

H_T – высота нейтральной атмосферы;

$N_T(h)$ – высотный профиль приведенного показателя преломления N_T (индекса рефракции).

Для расчета тропосферных ошибок пользуются различными аппроксимациями высотного профиля показателя преломления, к числу которых относится, в частности, экспоненциальная модель:

$$N_T(h) = \begin{cases} N_p \exp(-\beta h) & \text{при } h \leq H_t - H_p \\ N_t \exp[-\beta_1(h + H_p - H_t)] & \text{при } h \geq H_t - H_p, \end{cases}$$

где N_p – значение индекса преломления на высоте приемника H_p ;

N_t – значение индекса преломления на высоте H_t – на границе тропо- и стратосферы.

$$\text{При этом } H_t = 9000 \text{ м; } N_t = 105; \text{ в } = \frac{\ln(N_p/N_t)}{H_t - H_p};$$

$$v_1 = 0,1424 \cdot 10^{-3} \text{ м}^{-1}.$$

Значение индекса преломления у земной поверхности зависит от метеорологических факторов и может быть вычислено по формуле

$$N_p = 77,6 \frac{P}{T} + 3,73 \cdot 10^5 \frac{e}{T^2},$$

где P – атмосферное давление, мбар;

T – температура, К;

e – парциальное давление водяного пара, мбар.

Многопутность. В ряде случаев спутниковым приемником, кроме полезного прямого сигнала, могут быть приняты сигналы, отраженные земной поверхностью или близлежащими объектами (например, зданиями), а также сигналы, обогнувшие вследствие дифракции мелкие предметы. Многопутность приводит к искажению дальностей (рис. 10.3).

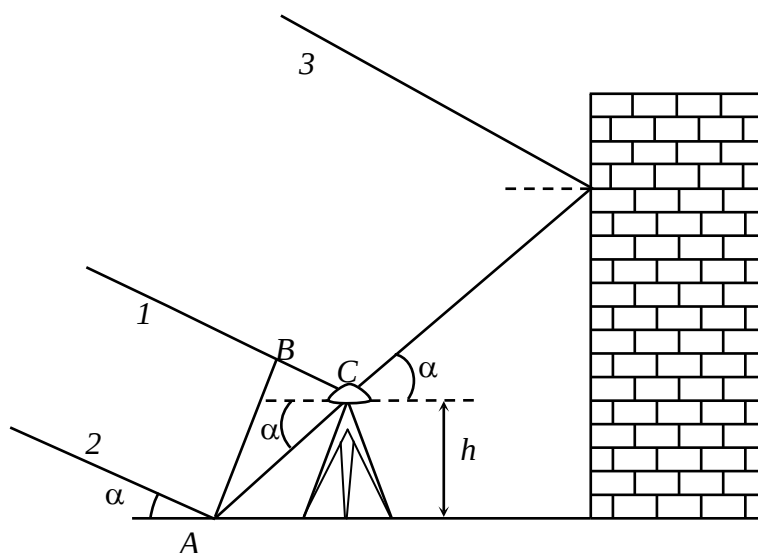


Рис. 10.3 Многопутность сигнала:
1 – прямой луч; 2 – луч, отраженный от земли;
3 – луч, отраженный от стены

Определим разность хода ΔR между отраженным от земной поверхности 2 и прямым 1 лучами. В точках A и B расстояние до ИСЗ одинаковы. Тогда

$$\Delta R = AC - BC = AC (1 - \cos 2\alpha) = 2 AC \sin^2 \alpha = 2 h \sin \alpha, \quad (10.3)$$

где h – высота установки антенны (обычно 1–2,5 м);

α – угол наклона радиолуча.

Анализ формулы (10.3) показывает, что установка антенны возможно ближе к земле позволяет уменьшить влияние сигналов, отраженных от земной поверхности. В предельном случае при $h = 0$ будем иметь $\Delta R = 0$.

Меры по исключению влияния многопутности:

установка антенны в местах, где отсутствуют отражающие поверхности;

использование антенн, на которых установлены экраны, отсекающие отраженные от земной поверхности лучи.

11 НАЗЕМНЫЕ СЪЕМКИ МЕСТНОСТИ

11.1 Общие сведения о съемке местности

Топографической съемкой называется комплекс работ по созданию плана местности. План может быть составлен в графическом виде или с применением современных технологий – в цифровом виде как цифровая модель местности (ЦММ).

Различают съемки:

- *наземные*, когда работы по сбору информации о местности выполняют на земной поверхности;
- *аэрокосмические*, когда сбор информации выполняется с помощью приборов, находящихся на летательных аппаратах (самолетах, вертолетах, искусственных спутниках Земли и др.).

В зависимости от применяемых приборов среди наземных видов съемки различают: теодолитную, мензульную, тахеометрическую, стереофотограмметрическую (фототеодолитную) и сканерную. При этом фототеодолитные и сканерные съемки используют аппаратуру и методы, аналогичные применяемым в аэрокосмических съемках, поэтому они будут рассмотрены отдельно (см. разд. 13).

В ряде случаев выполняется съемка только контуров местных предметов (без отображения рельефа). Такую съемку называют *горизонтальной*, или *контурной*. Съемку только рельефа называют *вертикальной*.

При картографировании больших территорий основными являются аэрофототопографическая и космическая съемки. При выполнении работ под строительство различных объектов обычно применяют наземные виды съемки: тахеометрическую и теодолитную и реже – мензульную. Вид съемки выбирают с учетом экономических затрат на ее выполнение, площади снимаемого участка, наличия геодезических приборов, подготовленности исполнителей и др.

Наземная съемка местности включает создание съемочной сети, съемку подробностей, обработку результатов измерений с составлением плана местности.

Съемочная сеть – это совокупность закрепляемых на местности точек, положение которых в плане и по высоте определяют в принятой для съемки системе координат и высот.

Плановую съемочную сеть чаще всего создают в виде системы замкнутых и разомкнутых теодолитных ходов. В таких ходах длиной до 1,2 км относительные невязки не должны превышать 1:2000, а угловые невязки – $1'\sqrt{n}$, где n – число углов в ходе. Съемочная сеть должна опираться не менее чем на два исходных пункта высшего класса.

Высоты пунктов съемочной сети определяют, как правило, методом геометрического нивелирования. Сеть должна быть привязана не менее чем к двум реперам высшего класса. При этом невязки ходов (в миллиметрах) не должны превышать $50\sqrt{L}$, где L – длина хода, км.

При съемке с сечением рельефа через 2 и 5 м, а также при съемке всхолмленной местности с сечением рельефа через 1 м высотное съемочное обоснование можно создавать методом тригонометрического нивелирования. В этом случае высотные невязки в ходах не должны превышать допуска $0,0004 \cdot P / \sqrt{n}$, где P – длина хода и n – число линий в ходе.

Для съемки небольших участков местности съемочная сеть может быть построена в местной системе координат и высот без привязки к пунктам высшего класса.

Часть пунктов съемочной сети (2–3 пункта на съемочный планшет) закрепляют на местности *знаками долговременной сохранности* – бетонными пилонами, заложенными в землю на глубину до 80 см. Остальные пункты закрепляют *временными* знаками – металлическими трубами, деревянными столбами, кольями.

Опираясь на пункты съемочной сети, выполняют съемку подробностей – контуров и рельефа местности. При съемке подробностей определяют положение съемочных пикетов – точек, расположенных в характерных местах контуров или рельефа. Нанеся пикеты на план, рисуют контуры местных предметов и горизонтالي.

11.2 Теодолитная съемка

Теодолитной съемкой называют горизонтальную съемку, выполняемую с помощью теодолита и мерных приборов (лент, рулеток) или дальномера.

Теодолитную съемку выполняют для составления крупномасштабных контурных планов внутриквартальной застройки городов, населенных пунктов в сельской местности, внутризаводских территорий, железнодорожных станций, подъездных путей промышленных предприятий.

Съемочной основой теодолитной съемки служат, как правило, теодолитные ходы (замкнутые и разомкнутые). При необходимости сгущение съемочной сети может быть выполнено путем определения координат дополнительных точек засечками – полярной, линейной, угловой, опирающимися на пункты проложенных ранее теодолитных ходов.

Съемку ситуации выполняют путем измерений, связывающих положение характерных контурных точек объектов с пунктами съемочной основы. Наиболее распространены следующие способы съемки.

Способ прямоугольных координат обычно применяют при съемке объектов с четкими контурами. Так, при съемке здания (см. рис. 11.2, а) из каждой характерной точки его контура на сторону теодолитного хода опускают перпендикуляр и измеряют расстояние по стороне хода до основания перпендикуляра (координата x) и длину перпендикуляра (координата y). Расстояния измеряют рулеткой или лентой. Для контроля выполняют обмер здания.

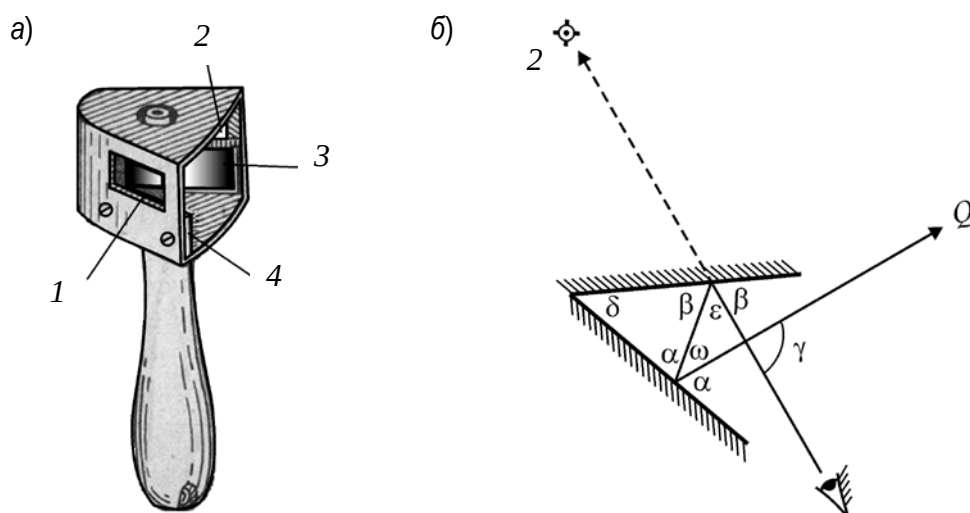


Рис. 11.1 Двухзеркальный экер:
а – вид прибора: 1, 2 – окна; 3, 4 – зеркала; б – ход лучей:
2 – пункт съемочной сети; Q – направление перпендикуляра

При построении перпендикуляров длиной более 8 м пользуются *экером*. Экер (рис. 11.1, а) имеет два зеркала 3 и 4, расположенных под углом $\delta = 45^\circ$. Луч, падающий на одно из зеркал, после двойного отражения выходит под прямым углом γ к исходному направлению. Действительно (см. рис. 11.1 б):

$$\gamma = 180^\circ - (\omega + \varepsilon) = 180^\circ - [(180^\circ - 2\alpha) + (180^\circ - 2\beta)] = 180^\circ - 360^\circ + 2 \cdot (\alpha + \beta) = 180^\circ - 2 \cdot [180^\circ - (\alpha + \beta)] = 180^\circ - 2\delta.$$

Следовательно, при $\delta = 45^\circ$ имеем $\gamma = 90^\circ$.

Экер позволяет находить на стороне теодолитного хода 1–2 (см. рис. 11.2, а) точку, в которой линия хода и направление на съемочный пикет (угол здания) взаимно перпендикулярны. В этой точке в окне экера 2 (см. рис. 11.1, а) видна веха, установленная на пункте теодолитного хода, а под ней в зеркале – изображение угла здания.

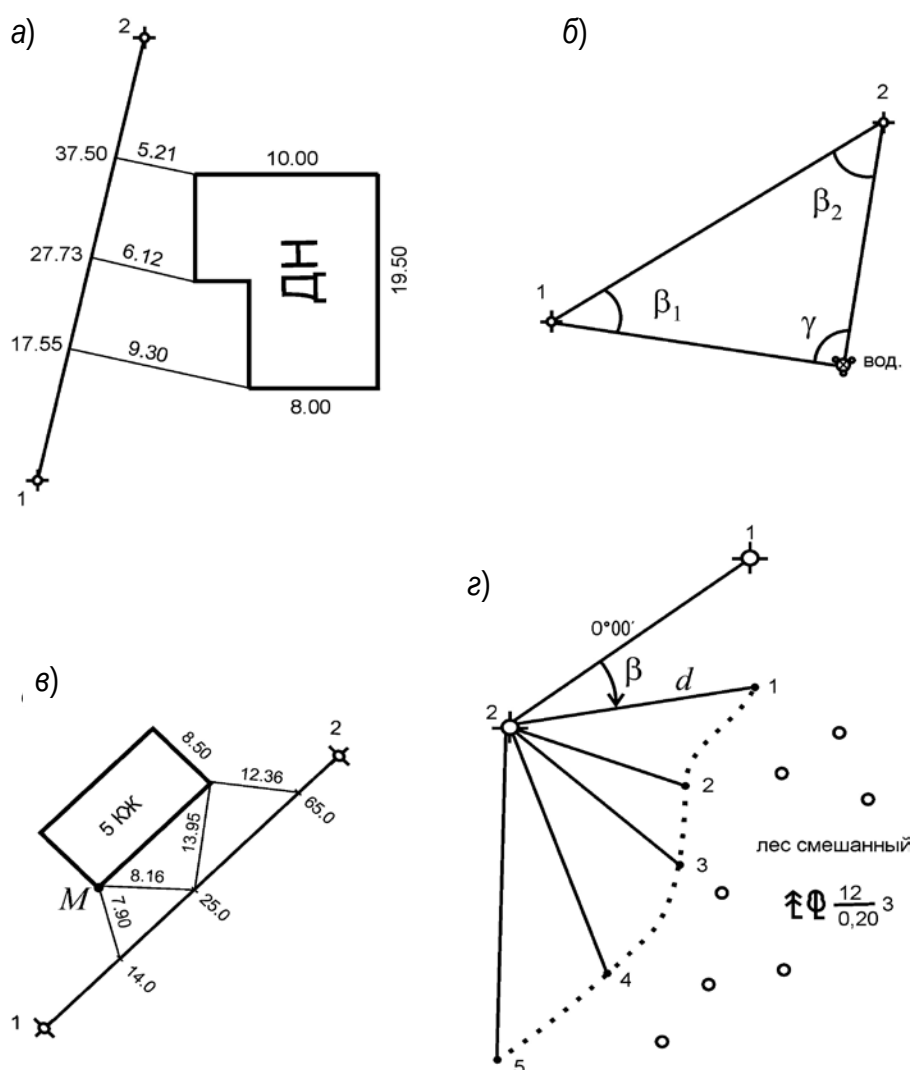


Рис. 11.2 Способы съемки ситуации:
а – прямоугольных координат; б – угловой засечки;
в – линейной засечки; г – полярных координат

Способ угловой засечки применяют при съемке удаленных или недоступных объектов. Так, для определения положения центра водонапорной башни (рис. 11.2, б) на пунктах съёмочной сети 1 и 2 теодолитом измеряют горизонтальные углы β_1 и β_2 . Наилучший угол γ для засечки – 90° . Практически угол γ должен быть в пределах от 30° до 150° .

Способ линейной засечки (рис. 11.2, в). Положение точки M определяют, измеряя расстояния до точек, положение которых известно. Способ удобен, когда расстояния не превышают длины применяемого мерного прибора.

Способ полярных координат (рис. 11.2, г). Для определения положения точки 1 измеряют горизонтальный угол β и расстояние d .

Результаты выполненных в ходе съемки измерений записывают в полевой журнал. Одновременно составляют *абрис* – схематический чертеж, на котором в произвольном масштабе показывают расположение пунктов съёмочной сети и снимаемых объектов, характеристики снимаемых объектов и результаты измерений.

Составление плана выполняют в следующем порядке.

Вычисляют координаты пунктов съёмочной основы (вершин теодолитных ходов и точек, полученных засечками).

Разбивают на планшете сетку прямоугольных координат и оцифровывают ее.

Наносят на план пункты съёмочной сети.

Наносят на план съёмочные пикеты и вычерчивают контуры.

Оформляют план в соответствии с руководством "Условные знаки".

11.3 Тахеометрическая съемка

Тахеометрической называют топографическую съемку местности, выполняемую с помощью тахеометров. Съемке подлежат и ситуация, и рельеф.

Тахеометром называют прибор, сочетающий теодолит – для измерения углов и дальномер – для измерения расстояний. Простейшим тахеометром является любой теодолит, снабженный нитяным дальномером.

Тахеометрическую съемку применяют при съемке в крупных масштабах небольших участков местности, особенно незастроенных или малозастроенных. Ее применяют также при съемке трасс существующих и проектируемых линейных сооружений (автомобильных и железных дорог, ЛЭП, трубопроводов и т. п.).

Съёмочной основой тахеометрической съемки чаще всего служат *теодолитно-высотные ходы* – теодолитные ходы, в которых измеряют

ещё и вертикальные углы, что позволяет методом тригонометрического нивелирования вычислить высоты пунктов хода.

Другой вид съёмочной основы – *теодолитно-нивелирные ходы* – теодолитные ходы, в которых высоты пунктов определяют геометрическим нивелированием, ходы которого прокладывают по сторонам теодолитных ходов.

Применяют также *тахеометрические ходы*, в которых длины линий измеряют нитяным дальномером, а превышения – методом тригонометрического нивелирования.

Съёмку ситуации и рельефа выполняют тахеометром, в основном способом полярных координат.

Для выполнения съёмки тахеометр устанавливают на точке съёмочной сети (на рис. 11.3, точка A), центрируют и горизонтируют. Измеряют высоту прибора k над центром пункта.

Ориентируют горизонтальный круг, то есть устанавливают его в такое положение, чтобы при трубе, направленной по стороне хода AB , отсчет по горизонтальному кругу был равен $0^\circ 00'$.

Определяют место нуля M_0 вертикального круга.

Реечник устанавливает рейку на пикете 1 (рис. 11.3). Наблюдатель наводит трубу прибора на рейку, читает по рейке высоту точки наведения l и берет отсчеты: по нитяному дальномеру (расстояние s_1), по горизонтальному кругу (угол β_1), по вертикальному кругу (отсчет Л (лево) или П (право)).

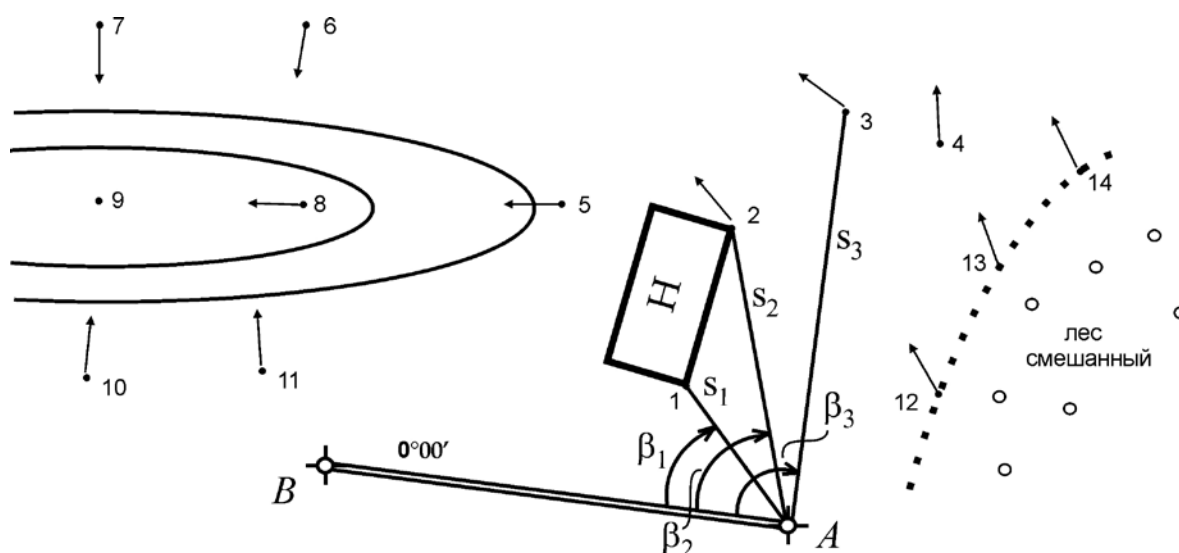


Рис. 11.3 Абрис тахеометрической съёмки

Помощник наблюдателя записывает результаты измерений в полевой журнал и составляет схематический чертеж снимаемого участка местности – *абрис* (см. рис. 11.3).

Реечник переносит рейку на следующие пикеты (2, 3, ...), а наблюдатель вновь выполняет наведения и отсчеты.

Обработка результатов измерений, полученных теодолитом типа Т-30, выполняется по формулам:

- вычисление углов наклона $v = \Pi - M0$ (или $v = M0 - \Pi$);
 - вычисление горизонтальных расстояний $d = s \cdot \cos^2 v$,
 - вычисление превышений $h = \frac{1}{2} s \cdot \sin(2v) + k - l$
- или
- вычисление высоты съёмочных пикетов $H_{\Pi} = H_{\text{ст}} + h$,

где $H_{\text{ст}}$ – высота точки стояния прибора.

Составление плана местности включает:

- вычисление координат x, y и высот H точек хода;
- разбивку на планшете сетки прямоугольных координат;
- нанесение на план точек хода по координатам x, y ;
- нанесение точек и рисовку контуров, используя записи в журнале и абрис;
- рисовку горизонталей с заданной высотой сечения рельефа с использованием вычисленных высот точек и абриса;
- оформление плана в соответствии с указаниями руководства "Условные знаки".

Современные технологии

Использование электронных тахеометров (см. ч. I, разд. 8), регистрирующих результаты измерений на магнитные носители, и программных продуктов при обработке результатов измерений позволяет автоматизировать процесс составления плана.

При съёмке местности электронный тахеометр устанавливают на точке съёмочной основы, вводят в память координаты и высоту точки стояния, высоту прибора и отражателя, температуру воздуха и атмосферное давление. Наведя трубу на соседнюю точку хода, устанавливают отсчет по горизонтальному кругу, равный $0^\circ 00'$.

Реечник ставит вежу с отражателем поочередно на съёмочных пикетах. Тахеометром измеряют горизонтальный и вертикальный углы и расстояние до отражателя. Горизонтальный угол и вычисленные по результатам измерений горизонтальное расстояние d , превышение h и высота пикета H_{Π} высвечиваются на табло и регистрируются в памяти прибора. Предусмотрена возможность высвечивания и регистрации и иных данных.

Собранную информацию экспортируют в память компьютера и обрабатывают, используя такие пакеты программ, как "CREDO", "Топаз" и др. При этом получают электронную версию топографического плана. При необходимости ее можно распечатать на плоттере и получить план на бумаге.

Особенности крупномасштабной съемки железнодорожных станций и узлов

Съемка железнодорожных станций и узлов выполняется в соответствии с ведомственными строительными нормами¹ в масштабе 1:500 или 1:1000. Станции IV–V классов снимают работники дистанции пути, станции II–III классов – геодезическая группа отделения дороги, станции I класса и внеклассные – специализированные организации.

Планы станций можно составлять в государственной системе координат, но чаще применяют местную (станционную) систему, в которой за начало координат принимают точку пересечения оси пассажирского здания (ось x) с базисным ходом, проложенным вдоль главного пути (ось y). Система высот – обычно Балтийская.

Съемочной основой при съемке станций служат точки одного или нескольких *базисных* теодолитных ходов и опирающихся на них *съемочных* теодолитных ходов. Базисные ходы прокладывают вдоль главного пути или парка путей, съемочные – в местах, удобных для геодезических измерений и съемки путевого развития и пристанционной территории.

Базисные ходы привязывают в плане к пунктам геодезической сети ближайшего города (поселка), по высоте – не менее чем к двум реперам государственной нивелирной сети.

Точки ходов закрепляют как постоянными знаками, так и временными (дюбелями, деревянными колышками). Постоянными знаками должно быть закреплено не менее трех точек базисных ходов на каждый парк и не менее двух точек на 1 км главного пути.

Измерение углов и расстояний в ходах выполняют электронными тахеометрами или теодолитами Т2 или Т5 и светодальномерами, применяя трехштативную систему. Углы и длины линий измеряют двумя приемами. Невязки в ходах не должны превышать допусков, приведенных в табл. 11.1.

Высоты точек ходов определяют, прокладывая ходы технического или тригонометрического нивелирования.

¹ ВСН–208–89 и СНиП 1.02.07–87.

Допустимые невязки в ходах

Допустимые невязки	Угловые	Линейные	Высотные
Базисные и съёмочные ходы на железнодорожных станциях	$0,3'\sqrt{n}$	1:4000	30мм $\sqrt{L}$,км
Съёмочные ходы на станциях вне путевого развития, базисные ходы на разъездах	$1'\sqrt{n}$	1:2000	50мм $\sqrt{L}$,км

Съемку местных предметов выполняют в основном электронными тахеометрами, используя способы полярных и прямоугольных координат, реже – угловой засечки. Точность съемки – 0,2 мм в масштабе плана, но для элементов станционной ситуации и путевого развития она не должна превышать: вдоль путей – 6 см, поперек путей – 2 см.

В ходе съемки определяют координаты элементов путевого развития, углов пассажирского здания, локомотивного и вагонного депо, постов централизации, служебных и технических зданий, расположенных между путями или вблизи них, наружных граней опор искусственных сооружений, прожекторных мачт, мачт ЛЭП, высоких и низких платформ.

На стрелочных переводах выполняют их обмер. Определяют координаты центра стрелочного перевода, марку крестовины, тип рельсов, род балласта, способ управления и освещения.

При съемке производственных, служебно-технических и других зданий и сооружений определяют координаты не менее двух углов и выполняют обмер наружного периметра. Регистрируют наименование сооружения, состояние, принадлежность, материал стен, фундамента, кровли.

Геометрию станционных путей (прямые вставки, кривые, изломы) определяют по характерным точкам стрелочных переводов и точкам на осях путей через 40 м для планов масштаба 1:1000 и через 20 м для 1:500.

На каждом пикете измеряют междупутные расстояния и геометрическим нивелированием определяют отметки головок рельсов.

План составляют на листах малодеформируемого пластика (лавсана). При необходимости на план наносят углы съёмочных планшетов и сетку координат. На плане показывают все элементы ситуации, в том числе – путевое развитие, искусственные сооружения, устройства наземных и подземных коммуникаций, здания, сооружения и пр. В пределах путевого развития железнодорожной станции, насыпей и выемок *горизонтали не проводят*.

Планы железнодорожных станций и узлов обновляют раз в 10 лет.

11.4 Мензульная съемка

Мензульная съемка – топографическая съемка местности, выполняемая с помощью мензулы и кипрегеля. Применяется при съемке в крупных масштабах небольших участков местности.

Комплект приборов для мензульной съемки включает мензулу, кипрегель, мензульную рейку, центрировочную вилку с нитяным отвесом и ориентир-буссоль.

Мензула (рис. 11.4) состоит из штатива, подставки и мензульной доски.

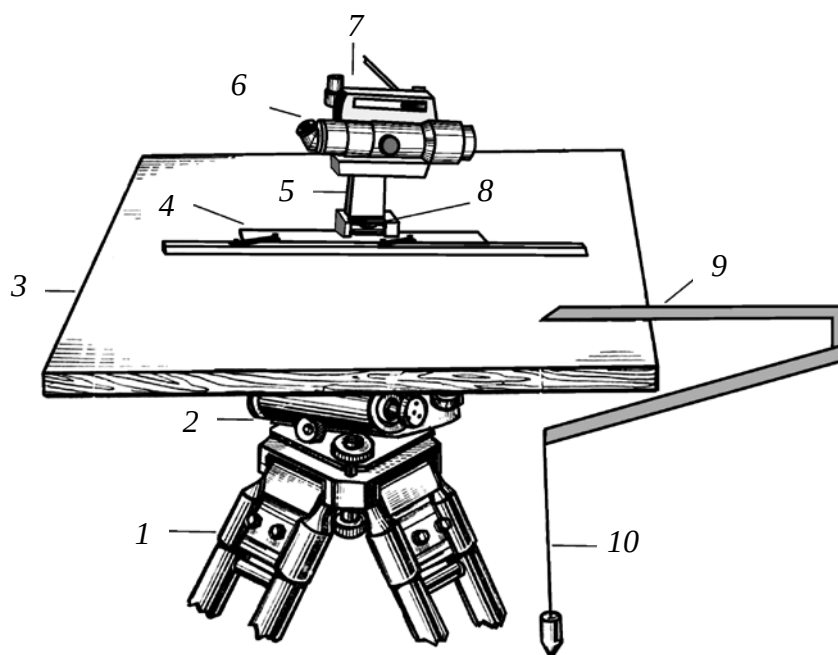


Рис. 11.4 Мензула и кипрегель:

- 1 – штатив; 2 – подставка; 3 – мензульная доска;
- 4 – линейка кипрегеля; 5 – стойка; 6 – зрительная труба;
- 7 – уровень при вертикальном круге кипрегеля; 8 – уровень при линейке;
- 9 – центрировочная вилка; 10 – отвес

Кипрегель – прибор, предназначенный для прочерчивания направлений на планшете, определения превышений и расстояний. В настоящее время пользуются номограммным кипрегелем КН. В поле зрения трубы кипрегеля КН видны линии номограммы, которые при трубе, наведенной на рейку, позволяют отсчитать горизонтальное расстояние до рейки и превышение (см. рис. 11.6).

Подготовительные работы включают создание съемочной сети и подготовку планшета.

Съемочную сеть создают, прокладывая на участке съемки теодолитно-высотные или теодолитно-нивелирные ходы. При необходимости для сгущения сети определяют положение отдельных точек засечками, а в ходе съемки и графическими способами.

Для создания планшета используют лист пластика (лавсана) или бумаги, наклеенной на лист алюминия. На планшете с помощью линейки Дробышева вычерчивают координатную сетку, наносят по координатам пункты съемочной сети и подписывают их высоты. Планшет крепят на мензультной доске.

Установка мензулы на съемочной точке. Мензулу устанавливают на пункте съемочной сети и приводят ее в рабочее положение, выполняя следующие действия.

Мензулу *центрируют*, т. е. устанавливают в такое положение, чтобы изображение пункта сети на планшете было расположено на одной отвесной линии с центром пункта на местности (например, колышком). Центрирование выполняют с помощью центрировочной вилки 9 (см. рис. 11.4).

Мензулу *ориентируют* – поворачивают планшет так, чтобы направления на нем совпадали с соответствующими направлениями на местности. Так, для ориентирования планшета на пункте съемочной сети *A* (рис. 11.5) линейку кипрегеля прикладывают к линии *ab*, где *a* и *b* – изображения на планшете пунктов *A* и *B*. Затем поворачивают мензультную доску с планшетом так, чтобы веха, установленная на точке *B*, была видна в трубу кипрегеля в центре сетки нитей. Ориентирование проверяют, приложив линейку кипрегеля к изображению *ac* направления на другой пункт *C*.

В необжитых районах разрешается ориентировать мензулу по магнитному азимуту, используя ориентир-буссоль.

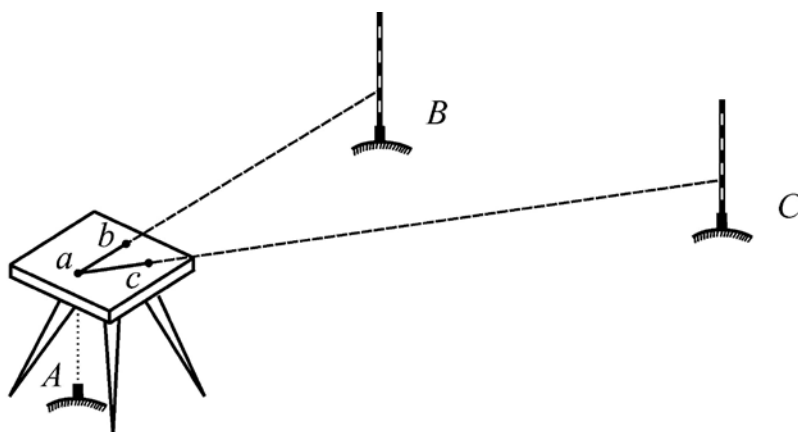


Рис. 11.5 Ориентирование мензультного планшета:
A, B, C – закрепленные на местности точки;
a, b, c – их изображения на планшете

Мензулу *горизонтируют*, т. е. приводят плоскость планшета в горизонтальное положение. Для этого устанавливают линейку кипрегеля по направлению двух подъемных винтов подставки и, действуя ими, приводят пузырек уровня при линейке в нуль-пункт. Переставляют кипрегель, повернув на 90° , и третьим подъемным винтом приводят пузырек уровня в нуль-пункт.

Измеряют высоту прибора над центром пункта и устанавливают нуль мензульной рейки на высоте прибора.

Определяют место нуля вертикального круга.

Съемка ситуации и рельефа. Рейку устанавливают на точках (пикетах), расположенных в характерных местах контуров ситуации и рельефа.

Приложив линейку кипрегеля к изображению съёмочной точки (на рис. 11.5 это точка *a*), наводят трубу на рейку и по номограммам кипрегеля отсчитывают горизонтальное расстояние d и превышение h . Вычисляют отметку пикета

$$H_{\text{п}} = H_{\text{ст}} + h,$$

где $H_{\text{ст}}$ – отметка съёмочной точки, то есть точки, на которой установлен кипрегель. Результаты измерений и вычислений записывают в журнал.

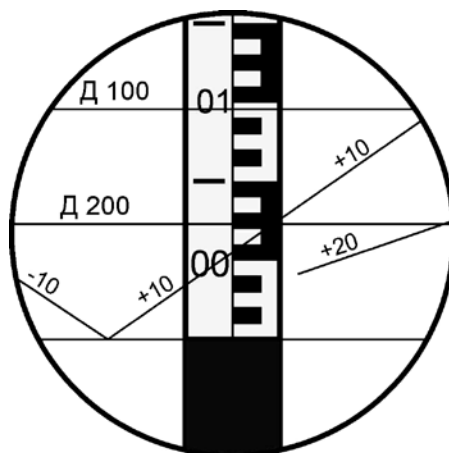


Рис. 11.6 Поле зрения трубы кипрегеля КН:
отсчет горизонтального расстояния $d = 14,7$ м;
отсчет превышения $h = +0,55$ м

Горизонтальное расстояние d в масштабе составляемого плана откладывают вдоль скошенного края линейки кипрегеля и на планшете накалывают точку – изображение пикета. Рядом подписывают ее высоту H .

Одновременно с нанесением пикетов на планшете рисуют контуры местных предметов и, ориентируясь на отметки пикетов, проводят горизонтали.

Достоинством мензульной съемки является минимальный объем камеральных работ – план составляется в поле. Работа в полевых условиях позволяет сопоставить составляемый план с натурой и добиться наиболее полного соответствия плана и местности. С другой стороны, мензульная съемка не поддается автоматизации и очень зависит от погодных условий.

12 АЭРОКОСМИЧЕСКИЕ СЪЕМКИ

12.1 Приборы аэрокосмической съемки

Съемка больших территорий в настоящее время осуществляется методами фотограмметрии, изучающей способы и технологию определения форм, размеров, положения в пространстве, количественные и качественные характеристики объектов по их изображениям.

Изображения местности получают с помощью специальной аппаратуры, устанавливаемой на авиационных или космических носителях. Для аэросъемки используют самолеты (например, АН-30, ТУ-134, ИЛ-18), сверхлегкие летательные аппараты (малые самолеты, мотодельтапланы) и вертолеты. Космическая съемка выполняется с искусственных спутников Земли, пилотируемых космических кораблей и орбитальных станций.

Среди аэрокосмических различают съемки фотографические, сканерные, тепловые инфракрасные, радиолокационные и др.

Основным видом аэрокосмической съемки является *аэрофотосъемка*, которую выполняют с помощью *аэрофотоаппаратов* (рис. 12.1, а). Аэрофотоаппаратом изображение местности фиксируется на фотопленке – черно-белой, цветной или спектральной. Наиболее распространены форматы снимков: в нашей стране – 18×18 см и 30×30 см, за рубежом – 18×18 см и 23×23 см.

В аэрофотоаппаратах применяют сфокусированные на бесконечность линзовые объективы с фокусным расстоянием от 35 до 1000 мм (наиболее часто используются объективы с фокусным расстоянием 70, 100, 200 мм). Формат кадра и фокусное расстояние определяют угол поля зрения аэрофотоаппарата 2β (рис. 12.1, б). У узкоугольных аэрофотоаппаратов $2\beta < 50^\circ$, у широкоугольных – достигает 140° .

Возможность раздельно различать на снимке мелкие близко расположенные детали изображения называется *разрешающей способностью* снимка. В настоящее время аэрофотоснимки имеют разрешающую способность 10–40 линий на миллиметр.

При фотографировании на аэроснимке фиксируется изображение местности, а также координатные метки, которые определяют плоскую систему координат снимка (см. рис. 12.1, б).

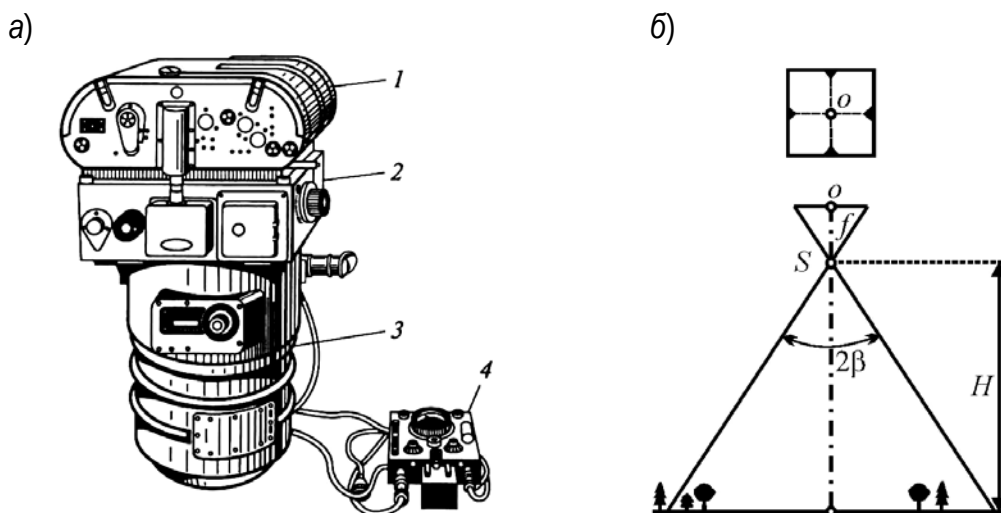


Рис. 12.1 Аэрофотоаппарат:
 а – устройство: 1 – кассета; 2 – камерная часть; 3 – часть объектива;
 4 – командный прибор; б – схема фотосъемки: S – центр проектирования снимка;
 f – фокусное расстояние; H – высота фотографирования

Аэрофотоснимок, угол наклона которого при фотографировании был равен нулю, называется *горизонтальным*, при угле наклона, не превышающем 3° , – *плановым*, при угле наклона более 3° – *перспективным*.

Различают аэрофотосъемку *одинарную* – это съемка отдельных объектов, *маршрутную* – фотографирование полосы местности вдоль заданной линии (например, железной дороги) и *площадную* – фотографирование местности несколькими параллельными маршрутами. Фотографирование выполняют так, чтобы смежные снимки одного маршрута имели продольное перекрытие не менее 60%, а снимки соседних маршрутов – поперечное перекрытие не менее 30%.

Аэрофотоснимок представляет собой центральную проекцию точек местности на плоскость снимка (см. рис. 12.1, б). Масштаб горизонтального снимка определяется по формуле

$$1/M = f/H, \quad (12.1)$$

где M – знаменатель масштаба, H – высота полёта и f – фокусное расстояние аэрофотоаппарата.

Для выполнения космических съемок используют космические фотоаппараты, являющиеся длиннофокусными модификациями аэрофотоаппаратов.

Наряду с аэрофотоаппаратами при аэросъемке стали применять цифровые электронные камеры, сканеры и другие съемочные системы, создающие цифровые изображения местности.

Цифровая электронная камера снабжена ПЗС-приемником (прибором с зарядовой связью). ПЗС-приемник представляет собой многоэлементный фотоэлектрический приемник излучения, состоящий из миниатюрных фотодиодов, соединенных в линейку или двумерную матрицу. Размер отдельного чувствительного элемента – меньше 0,01 мм. Лучи света от разных участков местности попадают на разные фотодиоды, создавая в совокупности изображение местности.

Сканеры бывают оптико-механические и оптико-электронные. В оптико-механическом сканере сканирующее устройство – быстрокачающееся зеркало, которое, просматривая местность поперек движения носителя, посылает лучистый поток в объектив и далее на точечный фотоприемник.

В оптико-электронном сканере для регистрации излучения используется ПЗС-линейка, располагаемая перпендикулярно к направлению движения носителя аппаратуры. Периодически ПЗС-линейкой фиксируется строка изображения местности. Последовательное соединение строк формирует изображение полосы местности (рис. 12.2).

Разрешающую способность цифровых снимков принято характеризовать числом точек на дюйм – *dpi* (от англ. *dots per inch*) и размером пикселя на местности – *PIX*. В частности, размер пикселя в системе *TM*, установленной на ИСЗ *Landsat*, равен 30 м, а МСУ-Э/Ресурс-О – 45 м.



Рис. 12.2 Сканерная съемка

Сканерный метод позволяет выполнять съемки местности в течение длительного времени, передавая собираемую информацию по радиоканалам на Землю.

Лазерный сканер – сканирующий лазерный дальномер. Местность и расположенные на ней объекты отображаются множеством точек, для каждой из которых получают пространственные координаты и которые при визуализации на мониторе образуют объемное изображение объекта.

Съемка местности сопровождается определением координат аэро-съёмочной аппаратуры с помощью спутникового приемника GPS/ГЛОНАСС, а также измерением высоты съемки радиовысотомером.

12.2 Дешифрирование снимков

Полученные при аэрокосмической съемке снимки надо дешифрировать, то есть опознать изображенные на них объекты и определить их количественные и качественные характеристики.

Дешифрирование различают топографическое и тематическое. Цель *топографического дешифрирования* – получение информации о местности, необходимой для составления топографических карт и планов, *тематического* – получение специальной информации (например, экологической).

Дешифрирование снимков бывает камеральное и полевое.

Камеральное дешифрирование выполняется в стационарных условиях путем анализа изображений на снимках и сопоставления их с имеющимися эталонами. При этом используют прямые и косвенные дешифровочные признаки. Первые описывают изображение самого объекта (форму, размер, тон, цвет и др.), вторые дают информацию о не изобразившемся на снимке объекте (или не дешифрируемом по прямым признакам) на основе анализа его взаимосвязей с другими объектами.

Часто невозможно по снимку получить достаточные характеристики объектов, например, количество проводов на столбах линии связи, скорость течения реки, отличить луг от болота и др. Тогда камеральное дешифрирование дополняется более дорогим – *полевым дешифрированием*. При полевом дешифрировании специалист, обходя местность, непосредственно сравнивает изображения на снимке с объектами и устанавливает их характеристики.

12.3 Искажения снимков

Изображение местности на снимке имеет искажения, основные из которых обусловлены непостоянством высоты фотографирования, рельефом местности, наклоном снимка, кривизной земной поверхности.

Изменение высоты фотографирования вызывает изменение масштаба аэроснимков (см. (12.1)).

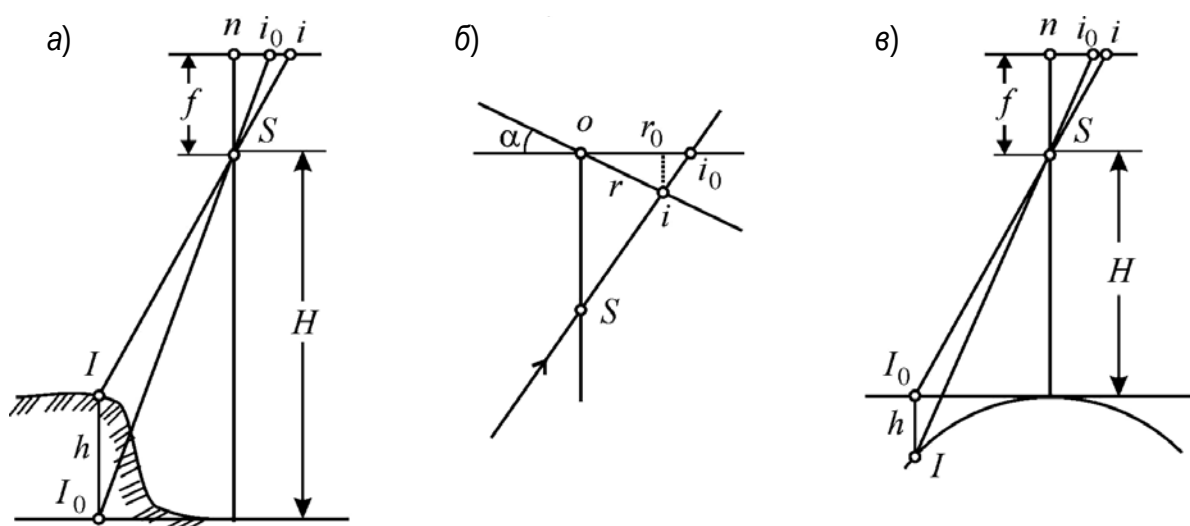


Рис. 12.3 Смещения точек на снимке, вызванные:
а – рельефом; б – наклоном снимка; в – кривизной уровенной поверхности Земли

Рельеф местности вызывает смещения $i_0i = \delta_h$ (рис. 12.3, а) изображений точек на снимке, выражаемые формулой

$$\delta_h = \frac{rh}{H},$$

где r – расстояние до точки надира n (пересечения снимка отвесной линией, проходящей через центр проекции);

h – превышение точки I над точкой I_0 ;

H – высота фотографирования.

На космических снимках эти искажения незначительны и учитывают их только в высокогорных районах.

Наклон снимка на угол α вызывает смещения точек относительно соответствующих точек горизонтального снимка. Изменение расстояния от центра снимка до точки в направлении наклона равно

$$\delta_\alpha = r_\alpha - r_0,$$

где r_0 – расстояние на горизонтальном снимке, а r_α – на наклонном. Из рис. 12.3, б видно, что

$$r_{0\delta} = r \cos \delta + r \sin \delta \cdot \frac{r_0}{f} \approx r_\delta + r \sin \delta \cdot \frac{r_0}{f}.$$

Следовательно, изменение расстояния равно:

$$\Delta_\delta \approx -\frac{r^2 \sin \delta}{f}.$$

Влияние кривизны Земли на положение точек на снимке аналогично влиянию рельефа (рис. 12.3, в).

Искажения снимков, полученных сканером, кроме названных причин, вызваны еще тем, что изображение сканерного снимка по направлению полета и направлению сканирования строится в различных проекциях: в направлении полета – в ортогональной проекции, в перпендикулярном направлении – в перспективной проекции. В результате круг на плоской местности изображается на сканерном снимке неправильным овалом, прямая – кривой, квадрат – прямоугольником.

В результате искажений аэрокосмические снимки имеют разный масштаб, причем неодинаковый в разных частях снимка.

12.4 Трансформирование снимков

Трансформирование аэрофотоснимков – это преобразование плановых или перспективных снимков в горизонтальные снимки заданного масштаба.

Трансформирование различают фотомеханическое и компьютерное.

Фотомеханическое трансформирование выполняется на фототрансформаторах (рис. 12.4). Для трансформирования должны быть известны координаты четырех изображенных на снимке опорных точек. Планшет с нанесенными на него опорными точками помещают на экран 1, проецируют на него негатив снимка, заложенный в кассету 3 и, изменяя масштаб изображения и поворачивая экран и негатив, добиваются совмещения опорных точек на планшете с соответствующими точками проекции негатива. Полученное на экране трансформированное изображение фиксируют на фотобумаге.

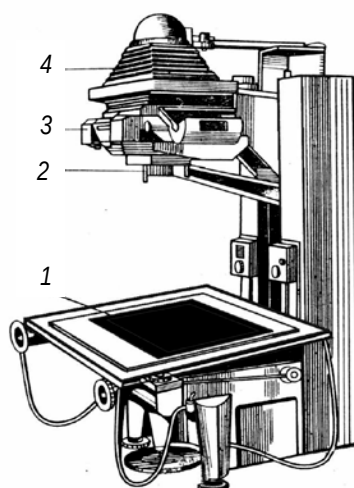


Рис. 12.4 Фототрансформатор Seg-5 (ФРГ):
1 – экран; 2 – объектив; 3 – кассета;
4 – осветительное устройство

Однако при таком трансформировании не устраняются искажения, обусловленные рельефом местности, которые для горных районов весьма существенны. Такие искажения устраняют, трансформируя снимок по зонам, имеющим разную высоту, или с помощью щелевых трансформаторов.

Для *компьютерного трансформирования* аэрофотоснимок преобразуют в цифровую форму, после чего преобразования выполняют по стандартным компьютерным программам.

По компьютерным программам выполняется и трансформирование сканерных снимков.

12.5 Составление фотопланов и фотосхем

Фотоплан монтируют из трансформированных аэроснимков. Основной фотоплана служит бумага, наклеенная на лист алюминия или картона. На основу наносят координатную сетку и по их координатам – опорные точки. На трансформированных снимках опорные точки прокалывают пуансоном, после чего, совмещая отверстия на снимках с опорными точками на основе, середину снимков приклеивают к основе. Наклеив два соседних снимка, разрезают их по середине перекрытия и подклеивают края на стыке снимков. Покрыв снимками всю площадь, получают единое фотографическое изображение местности, соответствующее по точности топографическим планам того же масштаба. Обычно на фотоплан наносят координатную сетку и подписывают названия населенных пунктов, рек и других объектов.

Фотосхему монтируют без использования опорных точек. Смежные снимки совмещают методом "мигания". На снимок, закрепленный на основе, накладывают смежный снимок и быстрыми отгибаниями его в зоне перекрытия совмещают контуры снимков. Закрепив середину смежного снимка, оба снимка разрезают по середине перекрытия. Продолжая, получают фотографическое изображение местности – фотосхему, менее точную, но требующую меньше времени для ее составления. Можно составлять фотосхемы и из нетрансформированных аэроснимков.

12.6 Составление по снимкам топографических планов

Планы местности по снимкам составляют, применяя *стереофотограмметрический метод*, заключающийся в совместной обработке пар перекрывающихся аэроснимков, полученных фотографированием местности из двух разных точек. Два снимка одного участка местности, полученные фотографированием из разных точек, называют *стереопарой*.

Если выполнить *взаимное ориентирование* двух смежных снимков, то есть установить их в то же взаимное положение, которое они занимали в момент съемки, то пересечения лучей, проведенных через центры проектирования от одноименных точек на снимках, образуют пространственную модель местности. Масштаб такой модели равен отношению расстояния между центрами снимков к расстоянию между центрами проектирования – *базису* фотографирования.

Выполнив *внешнее ориентирование* построенной модели, то есть повернув ее и изменив масштаб таким образом, чтобы координаты и высоты опорных точек модели стали равны известным из наземных геодезических измерений плановым координатам и высотам, выраженным в заданном масштабе, получают модель, по которой можно определять координаты и высоты всех других точек местности.

Взаимное и внешнее ориентирование снимков и последующие измерения на модели местности выполняют, используя стереофотограмметрические приборы.

Рассмотрим идеальную стереопару (рис. 12.5), в которой оба снимка и базис фотографирования B горизонтальны. Локальные плоские координаты X_C, Y_C любой точки C можно вычислить по измеренным координатам x'_C, y'_C ее изображения на снимке (например, левом):

$$X_C = x'_C \frac{H}{f}; Y_C = y'_C \frac{H}{f}.$$

где H – высота фотографирования;

f – фокусное расстояние аэрофотоаппарата.

За начало локальных координат принята проекция O_1 точки S_1 на исходную уровенную поверхность.

Превышения между точками местности вычисляют по разностям их продольных параллаксов. Продольным параллаксом p_C точки C называется разность абсцисс ее изображений на левом и правом снимках стереопары:

$$p_C = x'_C - x''_C.$$

Аналогично для точки A :

$$p_A = x'_A - x''_A.$$

Из рис. 12.5 видно, что

$$H = \frac{Bf}{p_C}. \quad (12.2)$$

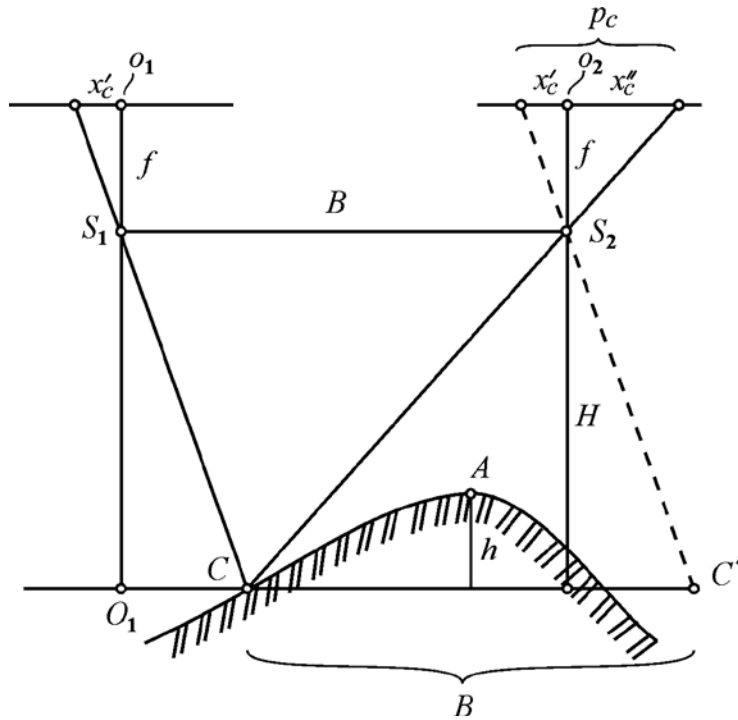


Рис. 12.5 Идеальная стереопара

Аналогично для точки A:

$$H - h = \frac{Bf}{p_a}. \quad (12.3)$$

Вычитая (12.3) из (12.2), после преобразований получим:

$$h = \Delta p \frac{H}{b + \Delta p},$$

где $\Delta p = p_a - p_c$ – разность продольных параллаксов;

$b = p_c$ – базис фотографирования, выраженный в масштабе снимка.

Измерив разности продольных параллаксов Δp между изображениями характерных точек местности и опорных точек, высоты которых известны, вычисляют превышения, а затем и высоты определяемых характерных точек.

Обработку стереопар выполняют с помощью цифровых фотограмметрических станций (рис. 12.6), представляющих собой программно-аппаратные комплексы (компьютер, стереоочки, фотограмметрический сканер, программное обеспечение). В ходе обработки выполняется сканирование фотоснимков, их ввод в цифровой форме в память компьютера, взаимное и внешнее ориентирование, визуализация стереопар на экране дисплея. Оператор, наблюдая стереопару через стереоочки, наводит курсор на нужные точки, и компьютер вычисляет их координаты. Автоматически

в интерактивном режиме выполняется отслеживание контуров и горизонталей. По результатам обработки стереопар создается план местности, изображение которого высвечивается на экране. Оператор редактирует его, вводя нужные условные знаки и исправляя неточности. Созданный план хранится в цифровом виде и может быть отпечатан на плоттере. Для обработки снимков служат такие программные продукты, как ERDAS Imagine, ENVI, PHOTOMOD, Талка и др.

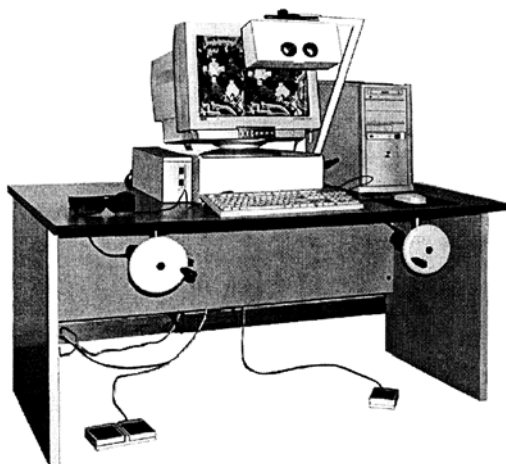


Рис. 12.6 Цифровая фотограмметрическая станция ЦНИИГАиК

13 НАЗЕМНЫЕ СТЕРЕОФОТОГРАММЕТРИЧЕСКАЯ И СКАНЕРНАЯ СЪЕМКИ

13.1 Наземная стереофотограмметрическая (фототеодолитная) съемка

Наземная стереофотограмметрическая съемка – это составление плана путем обработки снимков местности, полученных фотографированием ее камерами, установленными на земной поверхности. Такую съемку особенно часто применяют при съемке горной местности.

Фотографирование местности выполняют фототеодолитами, а в настоящее время чаще цифровыми фотокамерами.

Фототеодолит – прибор, представляющий собой фотокамеру с ориентирующим устройством, служащим для ориентирования фотокамеры в нужном направлении. На рис. 13.1 показан фототеодолит Р30 фирмы Вильд (ФРГ), в верхней части которого укреплен теодолит, который используется как для ориентирования фотокамеры, так и для выполнения необходимых угловых измерений.

Участок местности фотографируют из двух точек S_1 и S_2 (рис. 13.2). Расстояние между ними называется базисом фотографирования.

В результате фотографирования местности на стеклянной фотопластинке, помещенной в кассету фотокамеры, фиксируется снимок – изображение местности и координатные метки (рис. 13.3).



Рис. 13.1 Фототеодолит Р30

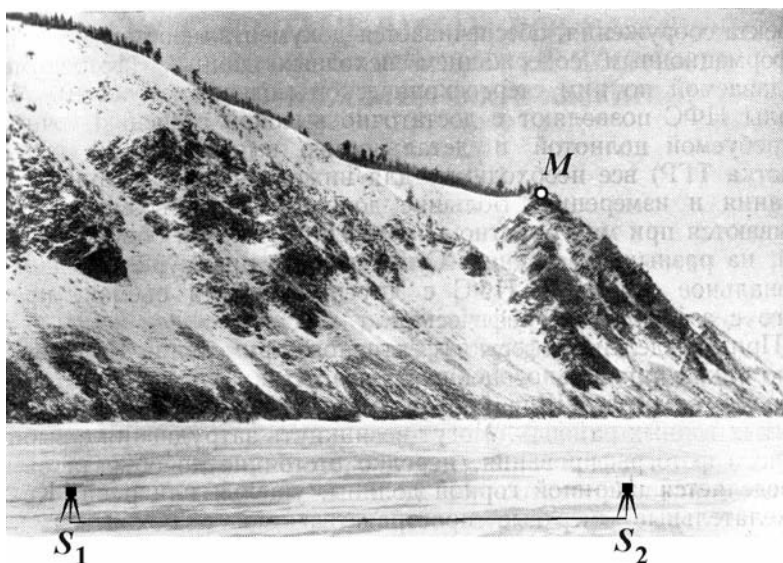


Рис. 13.2 Схема фотографирования местности

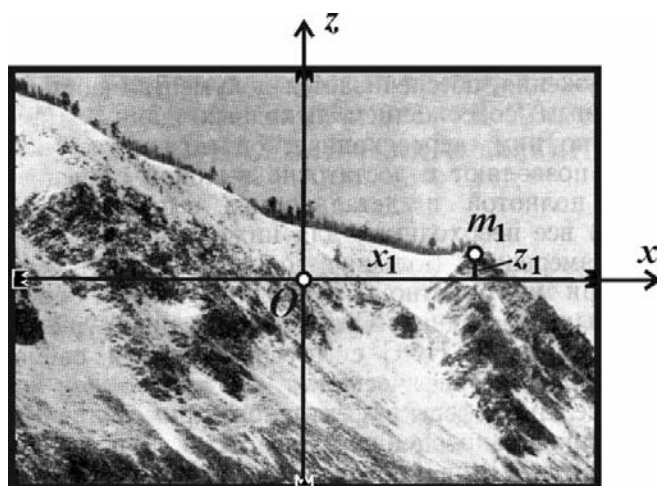


Рис. 13.3 Фотоснимок (левый)

На снимке измеряют координаты изображений точек местности и их продольные параллаксы. Координатными осями снимка служат оси X и Z , проходящие через координатные метки. На рис. 13.3 показан снимок и на нем – координаты x_1 и z_1 изображения m_1 точки местности M (см. рис. 13.2).

При изготовлении и юстировке фототеодолита стремятся, чтобы пересечение O осей X и Z совпадало с главной точкой снимка, то есть с точкой пересечения плоскости снимка главным лучом – проектирующим лучом, перпендикулярным к плоскости снимка.

Нормальным случаем съёмки считают такой, когда при фотографировании главный луч фотокамеры S_1O_1 (рис. 13.4) устанавливают в горизонтальное положение и в обеих точках (S_1 и S_2) направляют перпендикулярно базису. Но часто съёмку выполняют с отклонением главных лучей от нормали к базису на одинаковые или даже разные углы.

По результатам измерений вычисляют пространственные координаты точек местности, выраженные в фотограмметрической системе координат S_1XYZ (см. рис. 13.4).

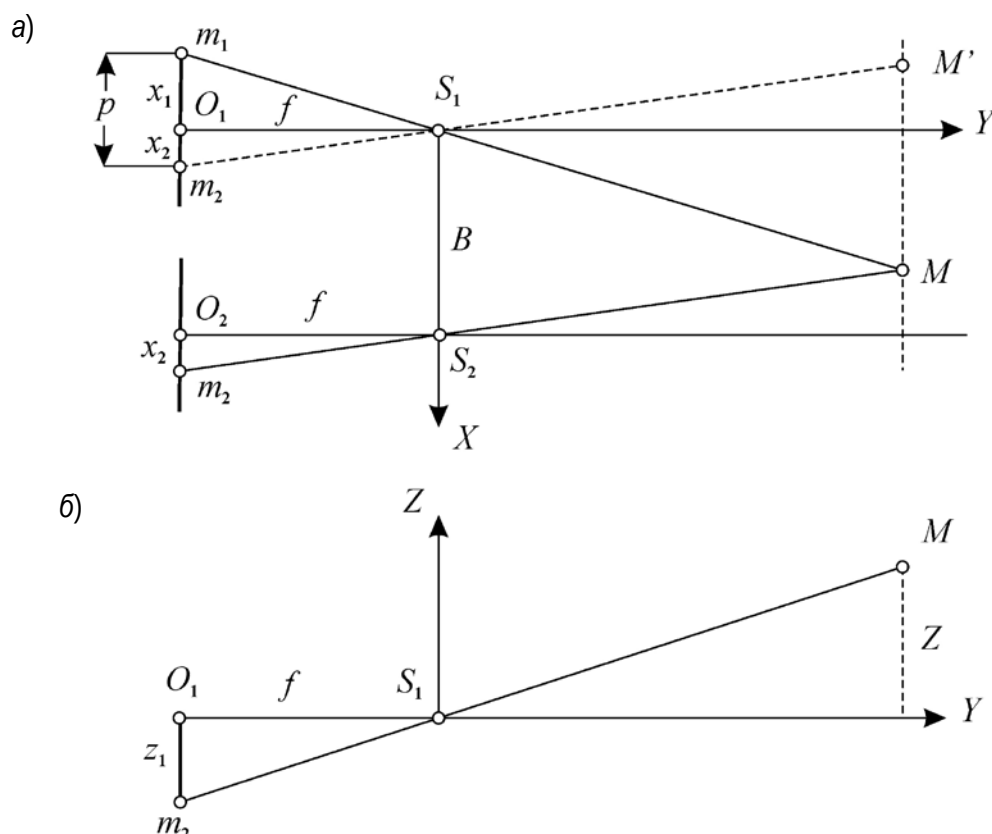


Рис. 13.4 Связь координат X, Z на снимках с фотограмметрическими координатами X, Y, Z :
а – проекция на горизонтальную плоскость S_1XY ;
б – проекция на вертикальную плоскость S_1YZ

Началом фотограмметрических координат служит центр проекции левого снимка S_1 . Оси X и Y лежат в горизонтальной плоскости. За ось Y принято направление главного луча фотокамеры O_1S_1 , а ось X перпендикулярна к нему и при нормальном случае съемки лежит в одной отвесной плоскости с базисом. Ось Z направлена вверх по отвесной линии. Точки O_1 и O_2 – главные точки левого и правого снимков. Точка местности M изобразится на левом снимке в точке m_1 , а на правом – в точке m_2 . Для вычисления фотограмметрических координат точки M используют следующие очевидные соотношения:

$$\frac{Y}{f} = \frac{B}{p}; \quad \frac{X}{x_1} = \frac{Y}{f} = \frac{B}{p}; \quad \frac{Z}{z_1} = \frac{Y}{f} = \frac{B}{p}, \quad (13.1)$$

где X, Y, Z – фотограмметрические координаты точки M ;

p – продольный параллакс ($p = x_2 - x_1$);

f – фокусное расстояние камеры;

B – горизонтальное проложение базиса, который измеряют с относительной погрешностью, не превышающей 1:2000.

Из соотношений (13.1) вытекают формулы для вычисления фотограмметрических координат:

$$Y = \frac{B}{p} f; \quad X = \frac{B}{p} x_1; \quad Z = \frac{B}{p} z_1.$$

При съемке значительных участков местности фотографирование разных ее частей приходится выполнять с разных базисов, получая координаты точек местности в разных фотограмметрических системах.

От фотограмметрических координат X, Y, Z переходят к геодезическим прямоугольным координатам, например, координатам Гаусса–Крюгера x, y и нормальным высотам H . При нормальном случае съемки этот переход выполняют, используя формулы:

$$x_M = x_{S_1} - X \sin \alpha + Y \cos \alpha,$$

$$y_M = y_{S_1} + X \cos \alpha + Y \sin \alpha,$$

$$H_M = H_{S_1} + Z,$$

где $x_M, y_M, x_{S_1}, y_{S_1}$ – геодезические прямоугольные координаты пикета M и центра проектирования S_1 ;

H_M и H_{S_1} – высоты тех же точек;

α – дирекционный угол оси Y , то есть направления главного луча фотокамеры O_1S_1 .

Координаты и высоту центра проектирования, а также дирекционный угол направления O_1S_1 определяют привязкой к опорной геодезической сети.

Вычислив координаты и высоты достаточного числа пикетов, располагаемых в характерных точках контуров и рельефа, и нанеся их на план, вычерчивают очертания контуров и горизонтالي. Вычисления и графические построения автоматизированы и выполняются по стандартным программам на цифровой фотограмметрической станции ЦФС, включающей компьютер, дисплей, устройства ввода и вывода информации, в том числе графопостроитель. Снимки местности вводятся в ЦФС в цифровом виде. Для этого, если изображение местности получено на фотопластинке или фотобумаге, его сканируют и преобразуют в цифровую форму. При фотографировании цифровыми камерами сразу получают цифровые снимки. В результате последующей обработки снимков формируется цифровая модель местности и при необходимости на графопостроителе вычерчивается план местности.

Отметим, что наземная стереофотограмметрическая съемка применяется не только для составления планов местности. Фотографируя фасады зданий, архитектурные и исторические памятники, создают чертежи, подробно отражающие детали их формы, позволяющие выполнять точные их обмеры и создавать документы, используемые в последующем, например, при реставрационных работах.

13.2 Сканерная съемка

Лазерный сканер – прибор, предназначенный для автоматического определения пространственных координат множества точек, расположенных на поверхности объекта съемки.

Сканер излучает лазерный луч, который, отразившись от поверхности объекта, возвращается к прибору. По времени прохождения сигнала, как и в светодальномтере, определяется расстояние до точки отражения.

Шаговый двигатель прибора системой зеркал изменяет направление лазерного луча. По углам поворота зеркал и измеренному расстоянию вычисляются трехмерные координаты точки.

Интерфейсным кабелем сканер соединен с компьютером, который по установленной программе управляет работой сканера и обрабатывает результаты измерений.

При выполнении съемки поверхность объекта покрывается "облаком точек", то есть множеством точек, плотность которых может задаваться в пределах от долей миллиметра до нескольких сантиметров. В результате обработки измерений получают трехмерную модель объекта. Эту модель

можно рассматривать на экране компьютера под разными углами зрения и в разных проекциях, а также выполнять на ней обмер интересующих частей объекта съемки.

Ограниченное поле зрения сканера и форма объекта съемки обычно не позволяют выполнить съемку всего объекта с одной установки сканера. Поэтому сканирование выполняют из нескольких позиций сканера, покрывая объект "облаком точек" по частям. При этом части облака должны иметь перекрытия, то есть общие точки, что дает возможность "сшивать" эти части в одно целое. Такими общими точками служат характерные, особенно четкие точки объекта или специальные мишени, устанавливаемые перед съемкой на объекте. При необходимости центры мишеней геодезическими измерениями привязывают к существующей геодезической сети. Такой привязкой обеспечивается представление всей модели в единой с геодезической сетью системе координат.



Рис. 13.5 Лазерный сканер Leica HDS2500

Сканеры существуют разной точности (рис. 13.5). Выбор сканера зависит от характера решаемой задачи. Так, точные сканеры при расстоянии от прибора до объекта 50 м обеспечивают определение положения точек с погрешностями, не превышающими 3–6 мм. Сканеры с дальностью съемки 400 м и более характеризуются точностью в несколько сантиметров.

Метод лазерного сканирования применяется для оперативного составления плана участка местности, а также для съемки искусственного сооружения или фасада здания и получения их точных чертежей.

14 ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАЗБИВОЧНЫЕ РАБОТЫ

14.1 Содержание геодезических работ при выносе проектов в натуру

Общие сведения. Железные дороги, мосты, тоннели, промышленные и гражданские здания проектируют, используя планы местности крупного масштаба. На плане вычерчивают очертания сооружения, а при необходимости и отдельные его части. Приступая к строительству, составленный проект необходимо перенести на местность.

Определение и закрепление на местности точек, линий и плоскостей, определяющих плановое и высотное положение сооружения и его размеры, называют *разбивкой сооружения*, или *вынесением проекта в натуру*.

Положение проектных точек сооружения устанавливают, используя существующие на местности точки, координаты которых известны. Таковыми точками чаще всего являются пункты геодезической сети, но могут быть использованы также и построенные ранее сооружения.

Основными этапами работ, выполняемых для вынесения проекта сооружения в натуру, являются:

- создание геодезической разбивочной сети;
- геодезическая подготовка проекта;
- разбивочные работы непосредственно в ходе строительства;
- геодезический контроль строительно-монтажных работ.

Создание геодезической разбивочной сети. Основой для разбивочных работ служит создаваемая на территории строительства геодезическая разбивочная сеть. Вид этой сети зависит от характера местности, формы и размеров сооружения, требуемой точности вынесения проекта на местность.

Так, *плановой* разбивочной сетью при строительстве железной дороги служит проложенный вдоль ее трассы теодолитный ход.

Для строительства моста создают специальную разбивочную сеть в виде линейно-угловой сети, пункты которой располагают на берегах реки и островах.

Разбивочную сеть для строительства тоннеля создают как тоннельную триангуляцию или полигонометрию и опирающуюся на нее подходную и подземную полигонометрию.

При крупном промышленном строительстве разбивочную сеть проектируют на генплане, а затем переносят на местность в виде строительной сетки – системы квадратов и прямоугольников, стороны которых кратны 100 или 250 м и параллельны осям основных зданий (рис. 14.1). Так же направлены и координатные оси x , y местной системы координат. Наличие

закрепленной на местности строительной сетки существенно упрощает последующие разбивочные работы.

Для создания *высотной* геодезической основы на строительной площадке закладывают постоянные и временные рабочие реперы. Для определения их отметок от реперов государственной нивелирной сети к рабочим реперам прокладывают ходы геометрического нивелирования.

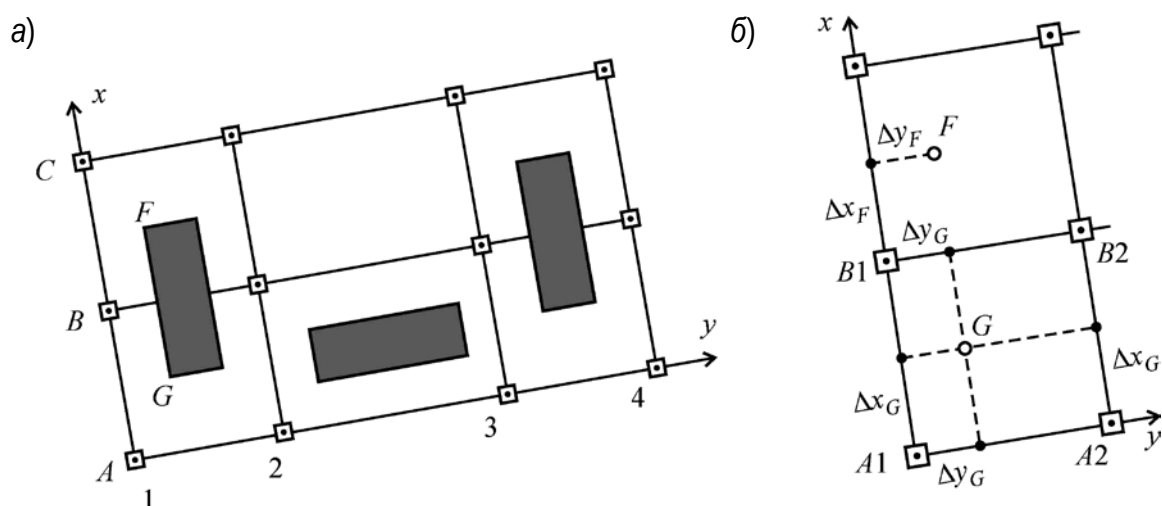


Рис. 14.1 Строительная сетка:

а – схема; б – вынос на местность точек способами прямоугольных координат и створов

Создавать разбивочную сеть должен заказчик строительства, и выполняется эта работа на этапе изысканий. В начале строительства созданную сеть (закрепленные на местности пункты и реперы, каталог их координат и высот) представитель заказчика передает по акту представителю строительной организации.

Геодезическая подготовка проекта для выноса его на местность.

Задачей геодезической подготовки проекта является разработка конкретных способов разбивки сооружения на местности, выбор средств и методов измерений, определение необходимой точности работ. При этом составляют разбивочные чертежи и вычисляют разбивочные элементы.

Разбивочный чертеж показан на рис. 14.2, где A и B – пункты геодезической разбивочной сети. Вынесение на местность угла здания P проектируется выполнить путем построения на местности горизонтального угла β и отложения по стороне угла отрезка длиной d .

Разбивочные элементы – углы и расстояния – рассчитывают по координатам точек. Так, по формулам обратной геодезической задачи (см. ч. I, п. 3.2), зная координаты (x_B, y_B, x_P, y_P) точек B и P , вычисляют разби-

вочное расстояние d и дирекционный угол α_{BP} направления из точки B в точку P . Разбивочный угол β вычисляют как разность дирекционных углов:

$$\beta = \alpha_{BP} - \alpha_{BA}.$$

При расчете разбивочных элементов используют координаты двух видов точек – координаты существующих пунктов разбивочной сети (на рис. 14.2 это пункты A и B) и координаты проектных пунктов (точка P). Координаты пунктов разбивочной сети известны, они имеются в каталоге координат пунктов геодезической сети. Координаты проектных пунктов берут из материалов проекта, пользуясь одним из следующих способов.

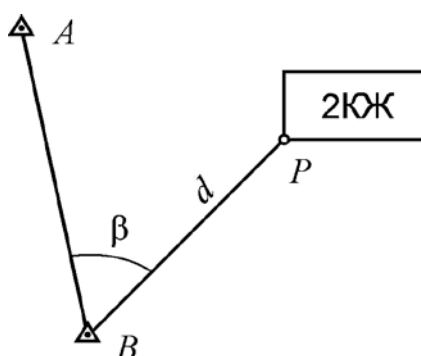


Рис. 14.2 Вынос на местность точки P

Графический способ. Координаты проектных точек определяют по генплану со средней квадратической погрешностью $m = \delta \cdot M$, где $\delta = 0,2$ мм – точность графических измерений; M – знаменатель масштаба генплана.

Аналитический способ. Координаты проектных точек вычисляют. Аналитический способ применяют, когда положение проектных точек жестко связано с положением других точек, координаты которых заданы. Например, проектом заданы координаты начала мостового перехода, направление оси моста и расстояния между центрами его опор. По этим данным рассчитывают проектные координаты центров всех опор.

Графоаналитический способ. Координаты одних точек снимают с плана графически, а координаты остальных точек по этим координатам вычисляют. Например, для разбивки улицы населенного пункта координаты угла одного здания определяют графически, а координаты других вычисляют, так чтобы все они оказались на одной прямой.

Геодезическую подготовку проекта выполняют на этапе проектирования сооружения.

Результатом геодезической подготовки проекта являются разбивочные чертежи, на которых показывают пункты геодезической сети, проектные точки сооружения и рассчитанные разбивочные элементы. При значительном объеме материалов их представляют в виде сводного документа – проекта производства геодезических работ (ППГР).

Разбивочные работы. Разбивочные работы выполняются специалистами строительной организации непосредственно в ходе строительства.

В разбивочных работах различают два этапа – разбивку главных осей сооружения и детальную разбивку.

Разбивка главных осей сооружения. Главными осями являются:

у линейного сооружения – закрепленная на местности трасса;

у опоры моста – ее продольная и поперечная оси;

у зданий – оси наружных стен.

Разбивку главных осей выполняют, как правило, измерениями от пунктов геодезической сети или от существующих сооружений.

Детальная разбивка сооружения выполняется от главных его осей. Так, разбивку земляного полотна дороги выполняют измерениями от закрепленной ее оси, разбивку опорных частей на мостовой опоре – измерениями от ранее разбитых осей опоры – продольной и поперечной.

Детальную разбивку выполняют, как правило, с более высокой точностью, так как она должна обеспечить точное взаимное положение отдельных частей сооружения. Точность детальной разбивки зависит от требований к точности строительно-монтажных работ, которая регламентируется соответствующими строительными нормами и правилами. Считается, что разбивку надо выполнять так, чтобы средние квадратические погрешности $m_{\text{геод}}$, вносимые геодезическими разбивочными измерениями, были пренебрежимо малы по сравнению с допусками $\delta_{\text{стр}}$ на точность строительно-монтажных работ. Обычно при расчетах принимают

$$m_{\text{геод}} = 0,2 \cdot \delta_{\text{стр}}.$$

Требования к точности отдельных видов строительно-монтажных работ различны. Так, точность земляных работ – 2–3 см; бетонных работ – 4–5 мм; монтажа типового оборудования – 1–2 мм; монтажа уникального оборудования 0,5–0,05 мм.

Геодезический контроль точности строительно-монтажных работ.

В процессе строительства по мере завершения этапов работ проводятся исполнительные съемки – геодезический контроль точности выполненных работ. Определяют точные размеры и фактическое положение в плане и по высоте построенных элементов сооружения. По результатам измерений составляют акты и исполнительные чертежи, аналогичные со-

держимся в проекте сооружения рабочим чертежам, но с показом на них и проектных, и фактических размеров. Перечень частей сооружения, подлежащих исполнительной съемке, устанавливается проектом строительства.

14.2 Горизонтальная разбивка сооружений

Вынесение в натуру проектного угла. При разбивке угла β (рис. 14.3, а) опираются на закрепленные на местности точку A – вершину угла и направление AB – одну из сторон угла.

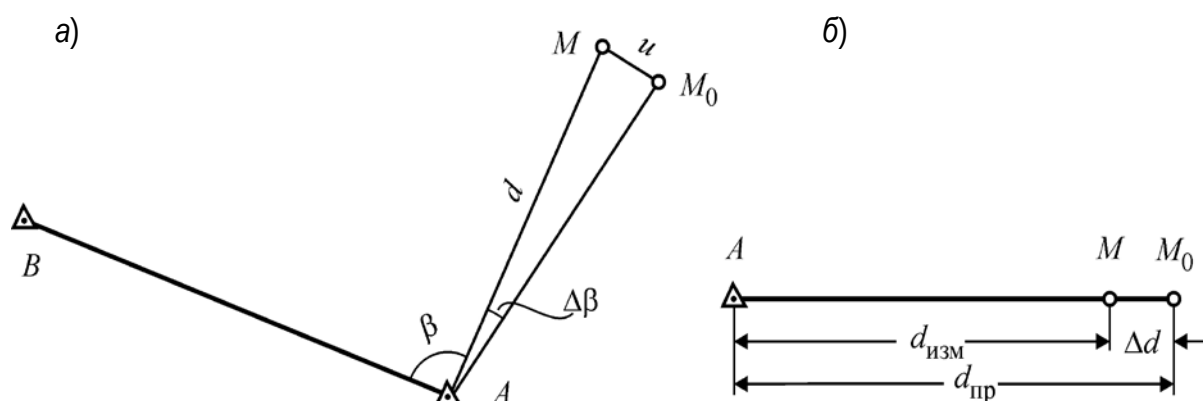


Рис. 14.3 Схемы выноса в натуру разбивочных элементов:
а – проектного угла; б – проектного расстояния

На пункте A устанавливают теодолит, наводят трубу на пункт B и берут отсчет по горизонтальному кругу. Затем поворачивают алидаду и устанавливают отсчет на горизонтальном круге, равный сумме ранее взятого отсчета и угла β . В направлении визирной оси на проектном удалении от точки A фиксируют на местности точку M , закрепляя построенный угол.

Для контроля и ослабления погрешностей измерений построение угла повторяют при другом положении вертикального круга теодолита. За окончательное положение точки M принимают среднее из результатов построения при двух положениях вертикального круга.

Когда требуется повысить точность построения угла, применяют *метод редуцирования*. Построенный на местности угол β измеряют несколькими приемами и находят его среднее значение $\beta_{изм}$, которое из-за неизбежных погрешностей построения угла на первом этапе будет отличаться от проектного значения $\beta_{пр}$. Зная расстояние d и разность $\Delta\beta = \beta_{пр} - \beta_{изм}$, вычисляют длину малого отрезка $u = d \Delta\beta / \rho$, где $\Delta\beta$ выра-

жено в угловых секундах и $\rho = 206265''$, и смещают на эту величину точку M перпендикулярно к направлению AM в точку M_0 . При $u > 0$ точку M смещают в сторону увеличения угла, а при $u < 0$ – в сторону его уменьшения.

Вынесение в натуру проектного расстояния. От закрепленной на местности точки A (рис. 14.3, б) в заданном направлении откладывают отрезок, горизонтальное проложение которого равно заданному проектному расстоянию $d_{\text{пр}}$. Конец построенного отрезка M закрепляют.

Если требуется повысить точность построения, отрезок AM тщательно измеряют и исправляют необходимыми поправками. При этом, как правило, оказывается, что измеренное расстояние $d_{\text{изм}}$ не равно проектному $d_{\text{пр}}$. Тогда вычисляют величину поправки – домера

$$\Delta d = d_{\text{пр}} - d_{\text{изм}},$$

который откладывают от конца отрезка M при положительном знаке вперед, при отрицательном – назад. Полученную точку M_0 закрепляют.

Способы горизонтальной разбивки сооружений. Основными способами вынесения в натуру планового положения точек являются следующие.

Способ полярных координат (рис 14.2). Положение проектной точки P на местности находят путем построения на геодезическом пункте B угла β и отложения горизонтального расстояния d . Проектные значения разбивочных элементов (угла β и расстояния d) вычисляют по проектным координатам точки P и известным координатам пункта A .

Способ полярных координат нашел особенно широкое применение с появлением электронных тахеометров, позволяющих одним прибором одновременно отложить и проектный угол β , и расстояние d .

Способ линейной засечки. Положение точки P находят, откладывая одновременно два проектных расстояния d_1 и d_2 от пунктов сети A и B (рис. 14.4, а). Способ удобен, когда для отложения расстояний пользуются мерными приборами (рулетками, лентами), а расстояния d_1 и d_2 не превышают длины мерного прибора.

Способ прямой угловой засечки. На местности, на опорных пунктах A и B теодолитом откладывают углы β_1 и β_2 (рис. 14.4, б). В пересечении двух направлений – сторон построенных углов – находят положение точки P .

Способ применяют, например, при выносе на строящуюся опору моста ее центра. Установив на берегу в пунктах A и B теодолиты, откла-

дывают от линии AB углы β_1 и β_2 , в результате чего ориентируют трубы на проектное положение центра опоры P . На опоре по указаниям наблюдателей с берега находят и закрепляют его положение.

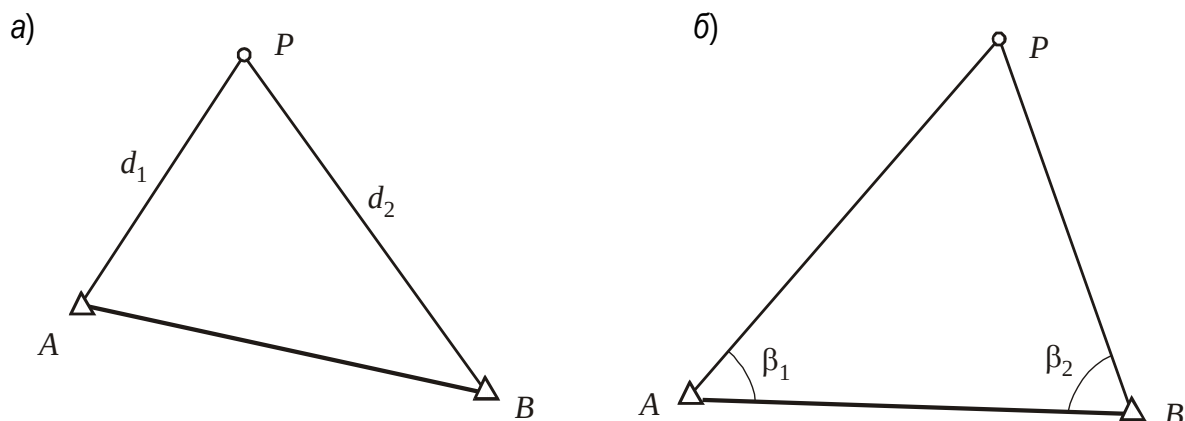


Рис. 14.4 Вынос на местность точек:
а – способом линейной засечки; б – способом прямой угловой засечки

Способ прямоугольных координат применяют, когда на местности закреплены координатные оси, например, линии строительной сетки. Для вынесения в натуру угла здания F (рис. 14.1, а) вычисляют приращения координат от пункта строительной сетки $B1$ до проектной точки F (см. рис. 14.1, б):

$$\Delta x_F = x_F - x_{B1} \text{ и } \Delta y_F = y_F - y_{B1},$$

затем одно из приращений откладывают по линии сетки, а другое – перпендикулярно ей.

Способ створной засечки применяют, если на местности построена строительная сетка. Для определения положения точки G (см. рис. 14.1, б) по двум сторонам строительной сетки откладывают отрезки Δx_G , по двум другим сторонам – отрезки Δy_G . Положение точки G определяется пересечением двух створов, для чего через зафиксированные на сторонах сетки точки натягивают две монтажные проволоки, показанные на рисунке штриховыми линиями.

Обычно одним способом при вынесении точки на местность не ограничиваются. Для контроля вынос точки повторяют иным способом или тем же способом, но с использованием других геодезических пунктов.

14.3 Вертикальная разбивка сооружений

Вынесение в натуру проектных отметок. Для выноса в натуру заданной проектной отметки $H_{пр}$ устанавливают нивелир (рис. 14.5, а) посередине между репером и местом, куда надо вынести проектную отметку. Взяв отсчет a по черной стороне рейки, установленной на репере, вычисляют высоту горизонта нивелира:

$$H_{\Gamma} = H_{Rp} + a,$$

где H_{Rp} – высота репера.

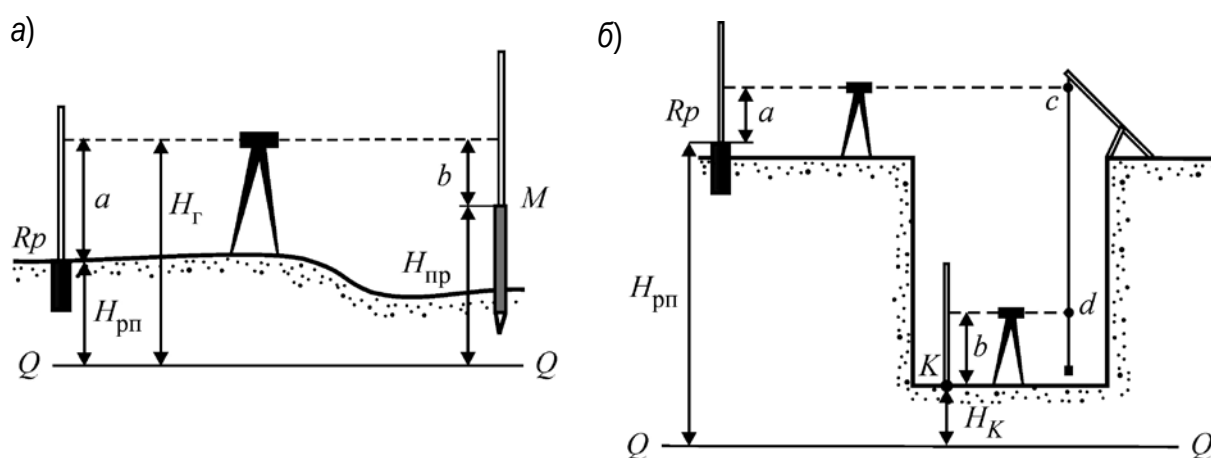


Рис.14.5 Вынос в натуру проектных отметок:
а – нивелиром; б – в котлован; QQ – исходная уровенная поверхность

Отняв от высоты горизонта нивелира заданную проектную отметку $H_{пр}$, находят такой отсчет по рейке b , при котором пятка рейки расположена на проектной отметке:

$$b = H_{\Gamma} - H_{пр}.$$

Для закрепления точки на местности в землю забивают кол или арматурный штырь на такую глубину, чтобы отсчет по рейке, установленной на кол, был равен b .

Передача отметки на дно котлована. На краю котлована подвешивают на кронштейне рулетку cd (рис. 14.5, б) с грузом 5 или 10 кг. Между репером Rp и рулеткой устанавливают нивелир и берут отсчеты: a – по черной стороне рейки, поставленной на репер, и c – по рулетке. Нивелиром, расположенным в котловане, берут отсчеты: d – по рулетке и b – по рейке. Отметка точки K в котловане определяется по формуле

$$H_K = H_{Rp} + a - |d - c| - b.$$

Для контроля все отсчеты берут по два–три раза и в обработку принимают средние значения. В отсчеты по рулетке вводят поправки за температуру и компарирование.

Передача отметок на высокие части сооружения.

Передача отметки с помощью рулетки и нивелира. Как и в предыдущем случае, подвешивают рулетку (рис. 14.6, а). Внизу нивелиром берут отсчеты: a – по рейке, стоящей на репере Rp , и d – по рулетке. Наверху нивелиром берут отсчеты: c – по рулетке и t – по рейке, установленной на точке T , высоту которой определяют. Отметка точки T равна:

$$H_T = H_{Rp} + a + |d - c| - t.$$

Передача отметки с помощью лазерной рулетки и нивелира. Лазерной рулеткой 1 (рис. 14.6, б) измеряют длину L отвесной линии между закрепленной внизу точкой 3 (верхом кола, штыря или пластины) и нижней поверхностью закрепленной наверху пластины 2. Нивелиром на станции N_1 измеряют превышение h_1 точки 3 над репером и на станции N_2 – превышение h_2 определяемой точки T над нижней плоскостью пластины 2. Высота точки T определится по формуле

$$H_T = H_{Rp} + h_1 + L + h_2.$$

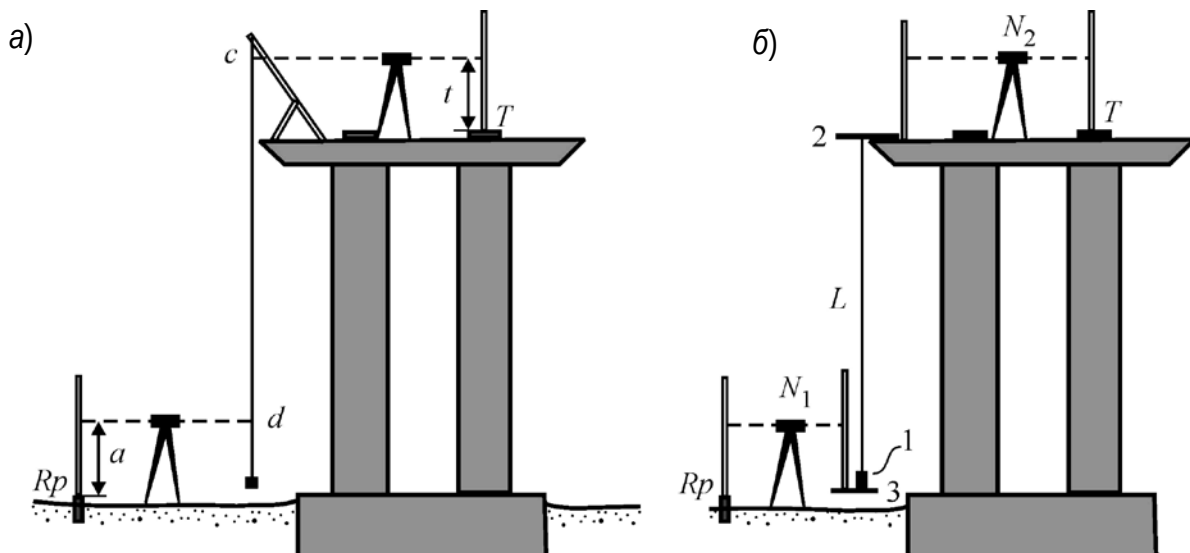


Рис. 14.6 Вынос отметки на высокое сооружение:
а – нивелиром и рулеткой; б – нивелиром и лазерной рулеткой

Передача отметки электронным тахеометром. На репере или иной точке с известной отметкой устанавливают электронный тахеометр. Наверху, на точке, высоту которой требуется определить, устанавливают отражатель. Наведя трубу тахеометра на отражатель, выполняют измерения и по формуле тригонометрического нивелирования вычисляют высоту H_T точки, на которой установлен отражатель:

$$H_T = H_{Rp} + S \sin \nu + k - l,$$

где S – наклонное расстояние;

ν – угол наклона;

k – высота прибора;

l – высота отражателя. Электронным тахеометром вычисления выполняются автоматически.

Вынос в натуру линии с проектным уклоном. Линию с заданным уклоном разбивают при сооружении дорожного полотна, укладке трубопроводов, устройстве канав и пр. Во всех этих случаях, кроме проектного уклона i , известно положение исходной точки A (рис. 14.7, а, б) и направление створа линии.

Вынос линии проектного уклона с помощью нивелира. Задавая отметку H_A исходной точки, уклон i и горизонтальные расстояния $d_1, d_2, d_3 \dots$ (рис. 14.7, а), вычисляют проектные отметки в точках 1, 2, 3 ...

$$H_k = H_A + i d_k \quad (k = 1, 2, 3 \dots)$$

и выносят их в натуру с помощью нивелира. Для этого вычисляют отметку горизонта нивелира:

$$H_{\Gamma} = H_A + a,$$

где a – отсчет по черной стороне рейки на точке A . Затем в каждой точке k ($k = 1, 2, 3 \dots$) забивают кол на такую глубину, чтобы отсчет по черной стороне рейки, поставленной на кол, был равен:

$$b = H_{\Gamma} - H_k.$$

Верхний срез кола фиксирует точку с проектной отметкой H_k .

Вынос линии проектного уклона с помощью теодолита. Теодолит устанавливают в начальной точке A (рис. 14.7, б). Вычисляют угол наклона ν , соответствующий проектному уклону i ($\operatorname{tg} \nu = i$), и отсчет по вертикальному кругу, соответствующий углу наклона ν с учетом места нуля M_0 . Для теодолита ТЗ0 этот отсчет равен $L = \nu + M_0$ (при положении "круг лево") или $\Pi = M_0 - \nu$ (при положении "круг право"). Установив на вертикальном круге вычисленный отсчет, придают визирной оси нужный наклон.

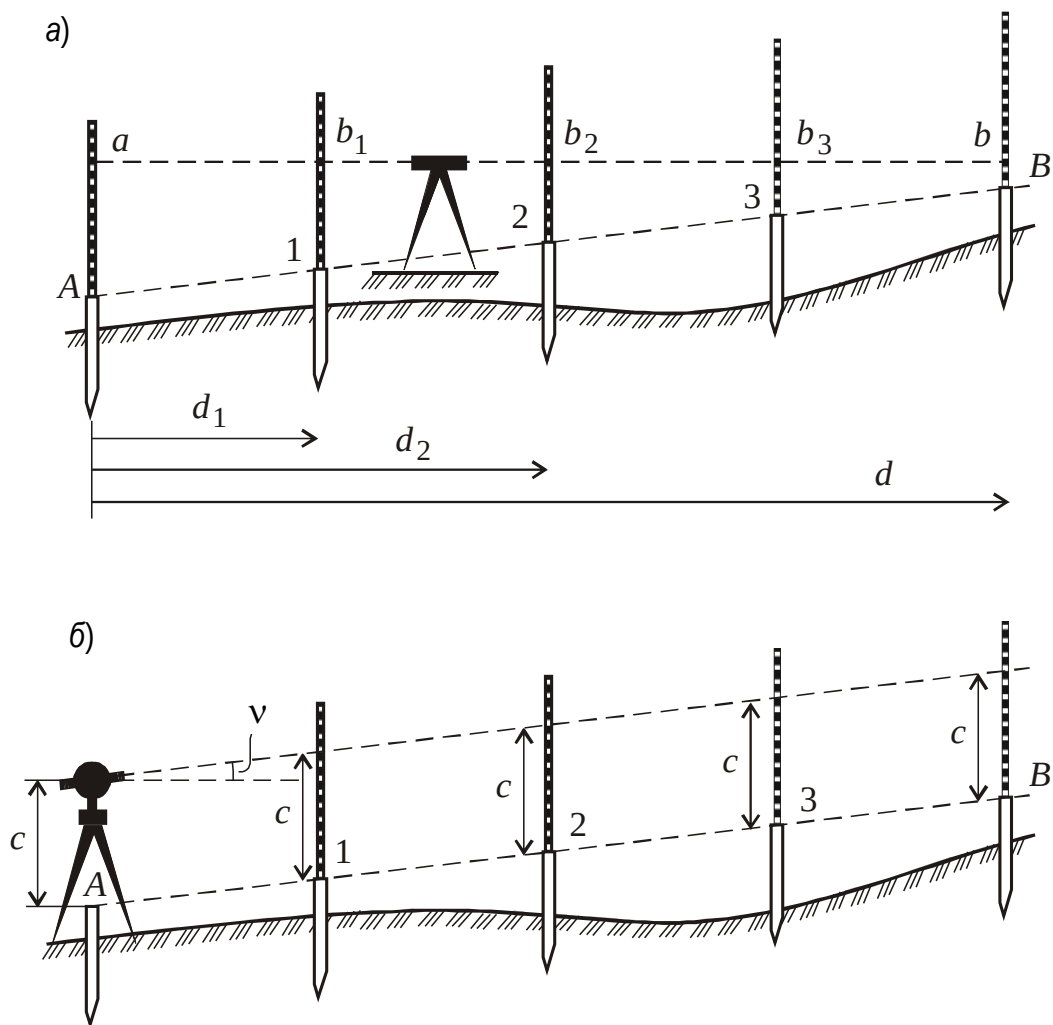


Рис. 14.7 Разбивка линии заданного уклона:
а – нивелиром; б – теодолитом

На рейке откладывают высоту c теодолита над колом A . В точках 1, 2, 3... забивают колья на такую глубину, чтобы отсчет по рейке, поставленной на кол, равнялся c .

Передача осей на высокие сооружения. Для передачи осей на сооружения применяют методы наклонного и вертикального проецирования.

Наклонное проецирование выполняют с помощью теодолита, установленного на оси сооружения. Например, при установке колонны зрительную трубу теодолита наводят на осевую риску 1 (рис. 14.8, а) и, подняв трубу до монтажного горизонта, контролируют установку колонны в такое положение, чтобы осевая риска 2 была видна в центре сетки нитей. Правильность установки колонны проверяют при другом положении вертикального круга теодолита.

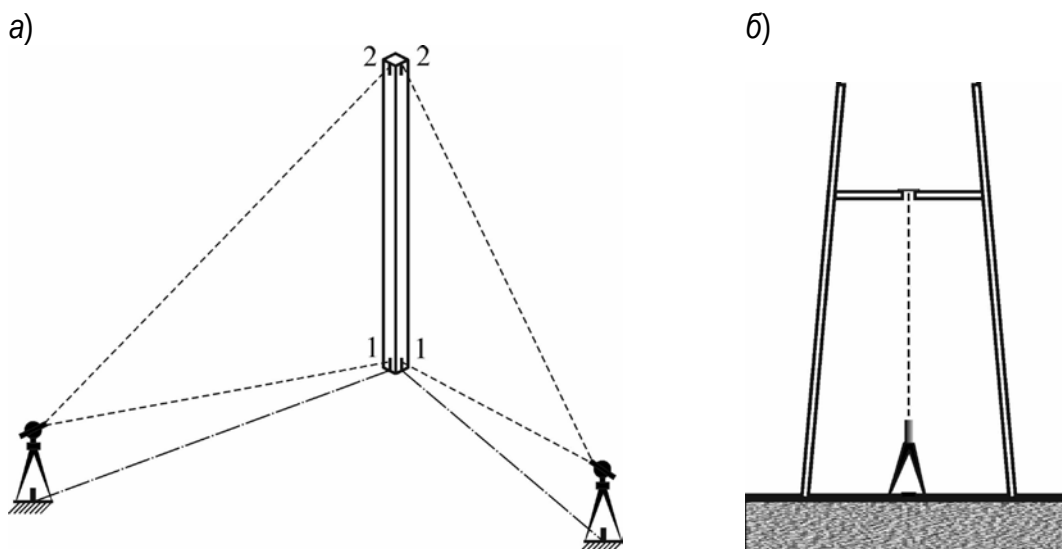


Рис. 14.8 Передача осей на высокие сооружения:
а – методом наклонного проецирования;
б – методом вертикального проецирования

Вертикальное проецирование выполняют с помощью оптических или лазерных приборов вертикального проектирования. Прибор (рис. 14.8, б) центрируют на точке, фиксирующей ось на исходном (нижнем) горизонте. Наверху, над отверстием в перекрытии монтажного горизонта, крепят пластину из оргстекла, и на ней по указаниям находящегося у прибора наблюдателя отмечают проекцию точки. Применяя лазерный прибор, точку на оргстекле отмечают в центре светового пятна от лазерного луча.

15 ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ, ВЫПОЛНЯЕМЫЕ ПРИ ИЗЫСКАНИЯХ ЖЕЛЕЗНЫХ ДОРОГ

15.1 Понятие о трассировании линейных сооружений

Линейными называют сооружения, имеющие большую протяжённость при сравнительно малой ширине. К таким сооружениям относятся, в частности, железные и шоссейные дороги. Ось линейного сооружения называется *трассой*.

В плане трасса состоит из прямых участков, соединяемых кривыми постоянного и переменного радиусов кривизны. В своём продольном профиле трасса состоит из прямых линий разного уклона, соединяемых вертикальными кривыми.

Основное требование, предъявляемое к дорожным трассам, это – обеспечение плавности и безопасности движения с заданными скоростями. Поэтому план трассы и её профиль должны отвечать определённым требо-

ваниям, которые регламентируются техническими условиями на проектирование, где задаются предельно допустимые (руководящие) уклоны, минимально возможные радиусы кривых и другие элементы. Вместе с тем трасса должна проходить так, чтобы обеспечивались наименьшие расходы на строительство дороги и последующую её эксплуатацию.

Комплекс работ по определению положения трассы называется *трассированием*. Сначала выполняется камеральное трассирование – проектирование трассы по топографическим планам и картам или материалам аэрофотосъёмки. При выборе положения трассы в равнинной местности отклоняться от прямого направления между заданными опорными пунктами вынуждает необходимость обходить препятствия (водотоки, болота и др.), участки с застройкой, ценные для народного хозяйства и заповедные земли. В горной местности положение трассы диктуется рельефом. Здесь приходится часто менять направление трассы, двигаясь напряжённым ходом, то есть по линии с предельно допустимым уклоном. В сложных случаях намечают несколько вариантов трассы и после тщательного их анализа выбирают лучший.

Окончательное положение трассы устанавливают в ходе полевых изысканий. Проект трассы выносят на местность. Вершины углов поворота – точки пересечения смежных прямых – выносят измерениями от пунктов геодезической основы или от ближайших чётких контуров, показанных на карте. Установив вехи на линии между соседними углами поворота, обследуют местность по трассе. При наличии препятствий линию смещают. Окончательное положение вершин углов закрепляют.

15.2 Разбивка трассы

Закрепление и измерение углов. Выбранную трассу надёжно закрепляют на местности. Вершину угла, образуемого прямыми линиями трассы, закрепляют забиваемым вровень с поверхностью земли колом (рис. 15.1, *а*). На расстоянии 1 м от кола с внешней стороны угла на его биссектрисе устанавливают столб с затёсом. На затёсе, обращённом в сторону вершины угла, делают надпись, указывающую номер вершины угла, год, угол поворота трассы, радиус вписываемой в угол кривой, расстояние от начала трассы. Измеряют расстояния от вершины угла до расположенных вблизи приметных местных предметов (дерево, угол здания, валун и др.) и показывают их на абрисе – схеме, составляемой для облегчения отыскания вершины угла в последующем, особенно в случае разрушения опознавательного столба.

Над колом, закрепляющим вершину угла, устанавливают теодолит и измеряют лежащий справа по ходу трассы угол β между направлениями на

соседние вершины углов. Измерение выполняют одним приёмом с точностью $0,5'$. Угол поворота трассы (рис. 15.2) вычисляют по формулам:

$$\alpha_{\text{пр}} = 180^\circ - \beta_2 \quad (\text{при повороте трассы вправо: } \beta < 180^\circ) \text{ или}$$

$$\alpha_{\text{лев}} = \beta_3 - 180^\circ \quad (\text{при повороте трассы влево: } \beta > 180^\circ).$$

Для контроля буссолью измеряют магнитные азимуты линий.

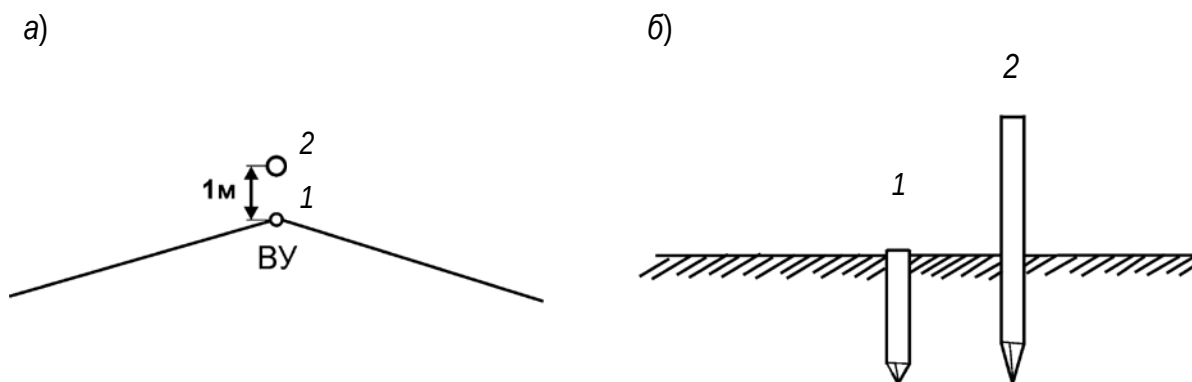


Рис. 15.1 Закрепление точек на трассе:
а – закрепление вершины угла: 1 – кол; 2 – столб;
б – закрепление пикета и плюса: 1 – кол; 2 – сторожок

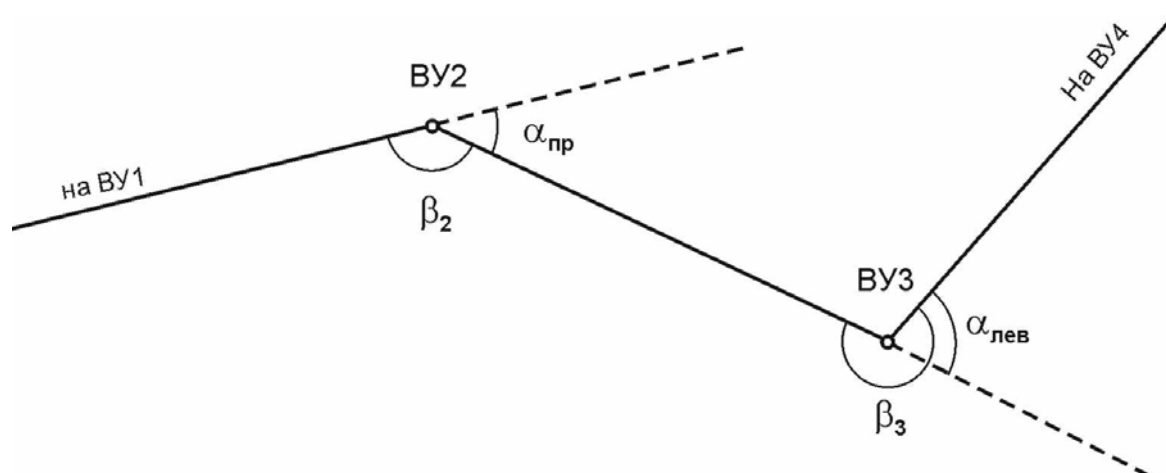


Рис. 15.2 Углы поворота трассы

Разбивка пикетажа и измерение длин линий. Расстояния между вершинами углов поворота трассы измеряют светодальномером или мерной лентой. Измерение выполняют дважды с предельной относительной погрешностью измерений не более $1:1000$ – $1:2000$. В ходе одного из измерений трассу разбивают на отрезки длиной 100 метров по горизонтальному проложению. Конец каждого отрезка – пикет; его закрепляют, забивая вровень с землёй кол. Впереди него по ходу трассы на расстоянии

20–25 см забивают второй, возвышающийся над поверхностью земли кол – сторожок (рис. 15.1, б). На сторожке надписывают порядковый номер пикета, например, ПК13, что означает: номер пикета – 13, расстояние от начала трассы – 1300 м.

Чтобы получить 100-метровые горизонтальные проложения, следует, учитывая наклон местности, увеличивать длину откладываемых наклонных отрезков. Поэтому в них вводят поправки за наклон со знаком плюс. Часто вместо введения поправок, натягивая мерную ленту, удерживают её в горизонтальном положении и проектируют отвесом её приподнятый конец на землю. Чтобы лента меньше провисала, поддерживают её в середине.

Кроме пикетов, колышком и сторожком закрепляют плюсовые точки (или просто "плюсы"), где на трассе изменяется наклон местности. На сторожке в этом случае пишут номер предыдущего пикета и расстояние от него в метрах, например ПК13+46, что означает 46 м после пикета № 13 или 1346 м от начала пикетажа.

Плюсовыми точками фиксируют также места пересечения трассой любых сооружений, дорог, линий связи, водотоков, границ угодий и т. д.

Поперечники. Там, где местность имеет заметный (более 1:5) поперечный уклон, на каждом пикете и плюсовой точке разбивают перпендикуляры к трассе, называемые поперечниками. Поперечники разбивают в обе стороны длиной 15–30 м с таким расчётом, чтобы обеспечить съёмкой всю ширину полосы местности под будущие сооружения дороги (земляное полотно, водоотводные устройства, здания и пр.). Конечные точки поперечника закрепляют точкой и сторожком, плюсовые точки, располагаемые в местах изменения наклона местности, – только сторожком. На сторожках пишут расстояние от оси трассы с буквой "П" (справа от оси трассы) или "Л" (слева от оси трассы).

Плановая привязка трассы. Начало и конец трассы привязывают к пунктам государственной геодезической сети, например, с помощью теодолитных ходов. В результате измеренные на трассе углы и расстояния совместно с ходами привязки образуют единый разомкнутый теодолитный ход. Это позволяет проконтролировать правильность выполненных линейных и угловых измерений и вычислить координаты вершин углов поворота трассы.

На длинной трассе привязку к государственной геодезической сети выполняют не реже чем через 25 км, а при удалении пунктов от трассы более чем на 3 км – не реже чем через 50 км.

Съёмка полосы местности. В ходе разбивки пикетажа выполняют съёмку ситуации в полосе местности шириной по 100 м в обе стороны от оси трассы. При этом полосу шириной 25 м вправо и влево снимают инструментально – главным образом, методом перпендикуляров, а дальше –

глазомерно. Результаты съёмки в виде абриса масштаба 1:2000 заносят в *пикетажный журнал*, изготовляемый из листов миллиметровой бумаги размером 10×15 см.

По середине листа проводят вертикальную прямую, изображающую ось трассы. На ней штрихами отмечают положение пикетов и плюсов и рядом подписывают их значения. Каждая новая страница начинается с пикета, которым закончена предыдущая. В местах поворота трассы стрелкой показывают направление поворота и надписывают румб следующей прямой. На свободном месте пишут основные элементы кривой. Показывают расстояния от местных предметов до оси трассы и габариты строений. Делают записи о типе дорог, характеристике леса, карьерах – обо всём, что может иметь значение для предстоящего строительства.

15.3 Круговые и переходные кривые

Круговые кривые. Железнодорожные линии (также и автомобильные дороги) в плане состоят из прямолинейных участков, сопряжённых между собой кривыми. Наиболее простой и распространённой формой кривой является дуга окружности. Такие кривые носят название круговых кривых. На железных дорогах применяют круговые кривые со следующими радиусами: 4000, 3000, 2000, 1800, 1500, 1200, 1000, 800, 700, 600, 500, 400 и 300 м. Радиус кривой выбирают при проектировании дороги, руководствуясь конкретными техническими условиями.

Главными точками кривой, определяющими её положение на местности, являются вершина угла ВУ, начало кривой НК, середина кривой СК и конец кривой КК (рис. 15.3).

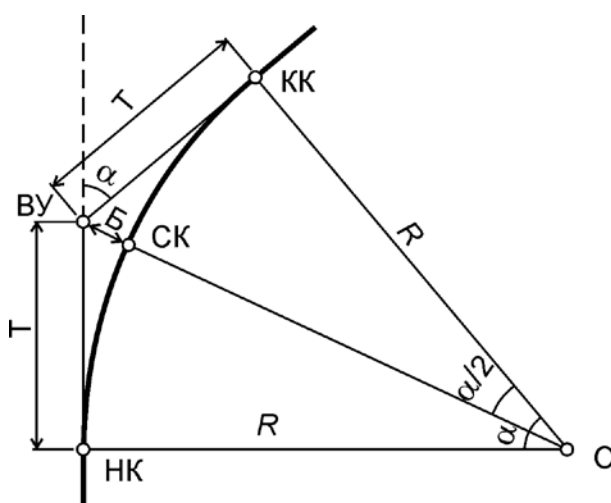


Рис. 15.3 Схема круговой кривой

Основные элементы кривой – её радиус R и угол поворота α . К основным элементам относятся также:

- тангенс кривой T (или касательная) – отрезок прямой между вершиной угла и началом или концом кривой;
- кривая K – длина кривой от начала кривой до её конца;
- биссектриса кривой B – отрезок от вершины угла до середины кривой;
- домер D – разность между длиной двух тангенсов и кривой.

Во время изысканий угол α измеряют, а радиус R назначают. Остальные элементы вычисляют по формулам, вытекающим из прямоугольного треугольника с вершинами ВУ, НК, О (центр окружности):

$$T = R \cdot \operatorname{tg}(\alpha/2); K = R \cdot \alpha = \pi R \alpha^\circ / 180^\circ; B = R [\sec(\alpha/2) - 1], \quad (15.1)$$

где α° – угол поворота в градусах.

Домер вычисляют по формуле

$$D = 2T - K. \quad (15.2)$$

Вместо вычислений по формулам можно воспользоваться таблицами для разбивки кривых на железных дорогах, где по заданным радиусу и углу поворота сразу находят значения T , K , B и D .

В месте поворота трассы пикетаж ведётся по кривой. Пикетажное положение главных точек кривой определяют по формулам:

$$\text{ПК НК} = \text{ПК ВУ} - T; \text{ПК КК} = \text{ПК НК} + K; \text{ПК СК} = \text{ПК НК} + K/2. \quad (15.3)$$

Правильность вычислений контролируют по формулам:

$$\text{ПК КК} = \text{ПК ВУ} + T - D; \text{ПК СК} = \text{ПК ВУ} + D/2. \quad (15.4)$$

Пример.

Измерено $\alpha = 18^\circ 19'$ и задан радиус $R = 600$ м. Вершина угла расположена на пикете $6 + 36,00$.

По формулам (15.1) и (15.2) или по таблицам находим элементы кривой: $T = 96,73$ м; $K = 191,81$ м; $D = 1,65$ м; $B = 7,75$ м.

Вычислим пикетажное положение главных точек:

Контроль:			
ПК ВУ	6 + 36,00	ПК ВУ	6 + 36,00
– T	96,73	+ T	96,73
ПК НК	5 + 39,27		7 + 32,73
+ K	1 + 91,81	– D	1,65
ПК КК	7 + 31,08	ПК КК	7 + 31,08
ПК НК	5 + 39,27	ПК ВУ	6 + 36,00
+ K/2	95,90	– D/2	0,82
ПК СК	6 + 35,17	ПК СК	6 + 35,18

Переходные кривые. Непосредственное сопряжение прямого участка пути с круговой кривой приводит к тому, что во время движения поезда в месте сопряжения внезапно возникает центробежная сила F , прямо пропорциональная квадрату скорости движения v и обратно пропорциональная радиусу кривой ($F = mv^2/R$). Чтобы обеспечить постепенное нарастание центробежной силы, между прямой и круговой кривой вставляют переходную кривую, радиус кривизны ρ которой плавно изменяется от ∞ до R . Если положить, чтобы центробежная сила менялась пропорционально расстоянию s от начала кривой, то получим

$$\frac{s_k}{s} = \frac{F_k}{F} = \frac{\rho}{R},$$

где s и ρ – текущие значения расстояния от начала переходной кривой и ее радиуса кривизны;

R – радиус кривизны в конце переходной кривой.

Индексом k отмечены значения переменных в конце переходной кривой.

Для радиуса кривизны переходной кривой в текущей точке i найдём:

$$\rho = lR/s, \quad (15.5)$$

где через l обозначена длина переходной кривой s_k . Кривая, описываемая уравнением (15.5), в математике называется *клотоидой*, или *радиоидальной спиралью*.

Угол поворота трассы на переходной кривой. На бесконечно малом отрезке кривой ds (рис. 15.4, а) происходит поворот трассы на угол

$$d\varphi = ds/c.$$

Подставляя выражение радиуса кривизны ρ из (15.5), получим

$$Rl d\varphi = s ds.$$

Выполним интегрирование от начала кривой НК, где $\varphi = 0$ и $s = 0$, до текущей точки i :

$$Rl \int_0^{\varphi} d\varphi = \int_0^s s ds,$$

откуда

$$Rl\varphi = s^2/2.$$

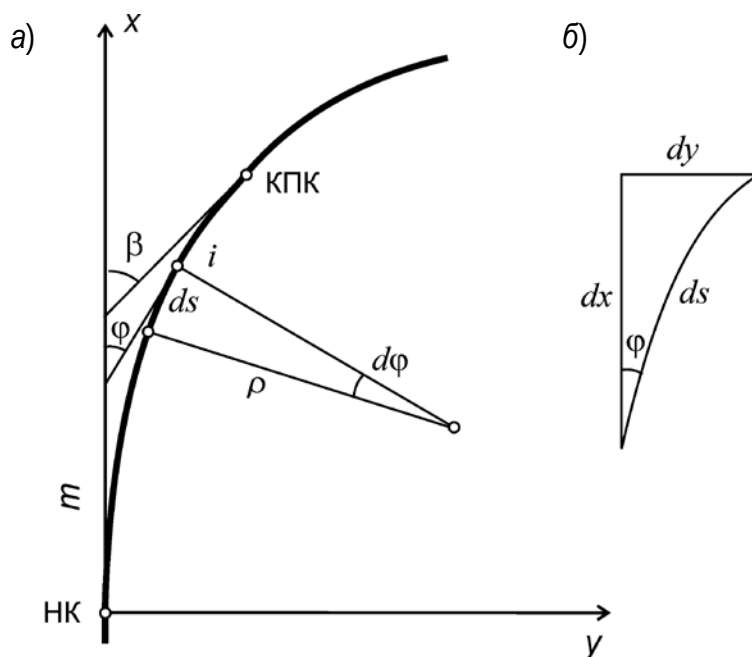


Рис. 15.4 Схема переходной кривой:
 а – углы поворота трассы: φ – в текущей точке i , β – в конце переходной кривой (точка КПК); б – приращения координат

Из полученного уравнения вытекают формулы:

$$\varphi = \frac{s^2}{2Rl}; \quad \beta = \frac{l}{2R}; \quad l = 2R\beta, \quad (15.6)$$

где β – угол поворота трассы в конце переходной кривой;

l – длина переходной кривой;

R – радиус кривизны в конце переходной кривой, равный радиусу следующей за нею круговой кривой.

Координаты точки переходной кривой. Совместим начало координат с началом переходной кривой и направим ось x по касательной к ней (см. рис. 15.4, а). Бесконечно малому приращению дуги кривой соответствуют бесконечно малые приращения координат (рис. 15.4, б):

$$dx = \cos\varphi \cdot ds; \quad dy = \sin\varphi \cdot ds. \quad (15.7)$$

Разложим синус и косинус в ряд и, удержав в разложениях по два члена, подставим в них выражения для φ из (15.6):

$$\begin{aligned} \cos\varphi &= 1 - \varphi^2/2 = 1 - s^4/(8R^2l^2); \\ \sin\varphi &= \varphi - \varphi^3/6 = s^2/(2Rl) - s^6/(48R^3l^3). \end{aligned}$$

Подставляя полученные выражения в (15.7) и выполняя интегрирование, найдём:

$$x = \int_0^s \cos \varphi \cdot ds = s - \frac{s^5}{40R^2l^2}; \quad (15.8)$$

$$y = \int_0^s \sin \varphi \cdot ds = \frac{s^3}{6Rl} - \frac{s^7}{336R^3l^3}. \quad (15.9)$$

Смещение начала кривой (сдвигка). На рис. 15.5 дуга НК–КПК представляет собой переходную кривую, переходящую после точки КПК в круговую. Продолжим круговую кривую до точки Q , где её направление, параллельно оси x . Обозначим через m смещение, параллельное оси x , начала переходной кривой относительно точки Q , в которой начиналась бы круговая кривая при отсутствии переходной. Через p обозначим смещение в перпендикулярном направлении. Из рис. 15.5 видно:

$$m = x_{\text{КПК}} - R \sin \beta; \quad p = y_{\text{КПК}} + R \cos \beta - R = y_{\text{КПК}} - R(1 - \cos \beta),$$

где $x_{\text{КПК}}$ и $y_{\text{КПК}}$ – координаты конца переходной кривой, вычисляемые по формулам (15.8) и (15.9) с аргументом $s = l$.

Сочетание круговой кривой с переходными. На рис. 15.6 показана кривая, поворачивающая трассу на угол α и состоящая из круговой части с радиусом R и двух переходных кривых одинаковой длины l .

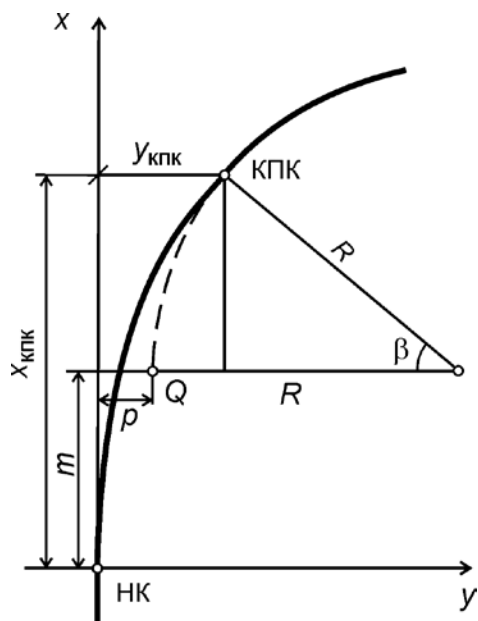


Рис. 15.5 Смещение начала переходной кривой

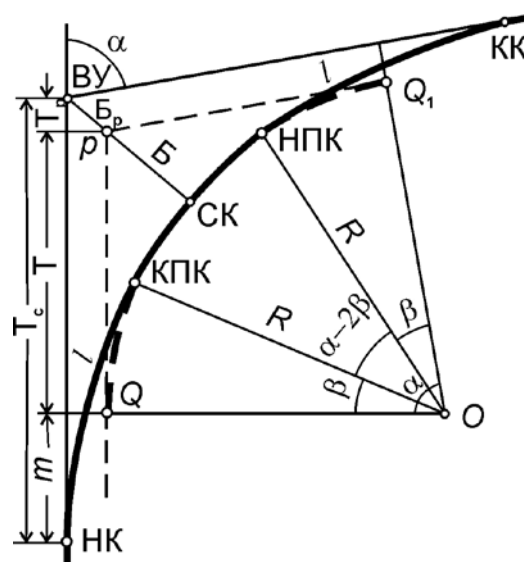


Рис. 15.6 Сопряжение круговой кривой с переходными

Если бы не было переходных кривых, в образованный прямыми линиями трассы угол была бы вписана дуга окружности радиуса R , равная $Q-CK-Q_1$ и имеющая длину $K = R\alpha$.

При наличии переходных кривых на каждой из них происходит поворот трассы на угол β , отчего на долю круговой кривой приходится поворот на угол $\alpha - 2\beta$. Поэтому суммарная длина кривой равна

$$K_c = R(\alpha - 2\beta) + 2l = R\alpha - 2R\beta + 2l = K - l + 2l = K + l.$$

Тангенс и биссектриса определяются по формулам:

$$T_c = T + m + T_p; \quad B_c = B + B_p,$$

где $T_p = p \operatorname{tg}(\alpha/2)$; $B_p = p \operatorname{sec}(\alpha/2)$.

Домер в этом случае равен

$$D_c = 2T_c - K_c = D + 2(m + T_p) - l.$$

В полевых условиях значения m , T_p и B_p вычисляют на микрокалькуляторе или выбирают из таблиц для разбивки кривых на железных дорогах. Пикетажное положение главных точек кривой вычисляют по формулам, аналогичным (15.3) и (15.4).

15.4 Разбивка кривых на местности

Разбивка главных точек кривой. Закрепив на местности вершину угла и предшествующие ему пикеты, закрепляют главные точки кривой.

Середину кривой СК закрепляют, отложив от ВУ по направлению биссектрисы отрезок, равный B (или B_c).

На новом после вершины угла направлении трассы откладывают величину домера, после чего продолжают разбивку пикетажа. Обеим точкам домера (его началу и концу) присваивают одно и то же пикетажное наименование, благодаря чему пикетаж точки КК совпадает с пикетажем, считаемым по кривой.

Положение начала кривой НК и конца кривой КК определяют, используя разбитый пикетаж. Например, если ПК НК = 5 + 39,27, то от пикета № 5 откладывают вперёд 39,27 м и здесь колышком и сторожком закрепляют точку НК.

Детальная разбивка кривых. При детальной разбивке кривую закрепляют на местности через 10 или 20 м, применяя разные способы.

Способ ординат от касательной для круговой кривой. Для каждой точки i (рис. 15.7, а), задавая расстояние k от начала кривой, вычисляют ее координаты:

$$x = R \sin\varphi; y = R (1 - \cos\varphi). \quad (15.10)$$

Здесь угол φ выражен в радианах и равен $\varphi = k/R$.

Разбивку кривой ведут от ее начала и от конца к середине. Мерной лентой по оси x откладывают длину кривой k , от полученной точки отступают назад на величину $k-x$ и здесь строят перпендикуляр – ординату y . Значения $k-x$ и y обычно выбирают из таблиц для разбивки кривых.

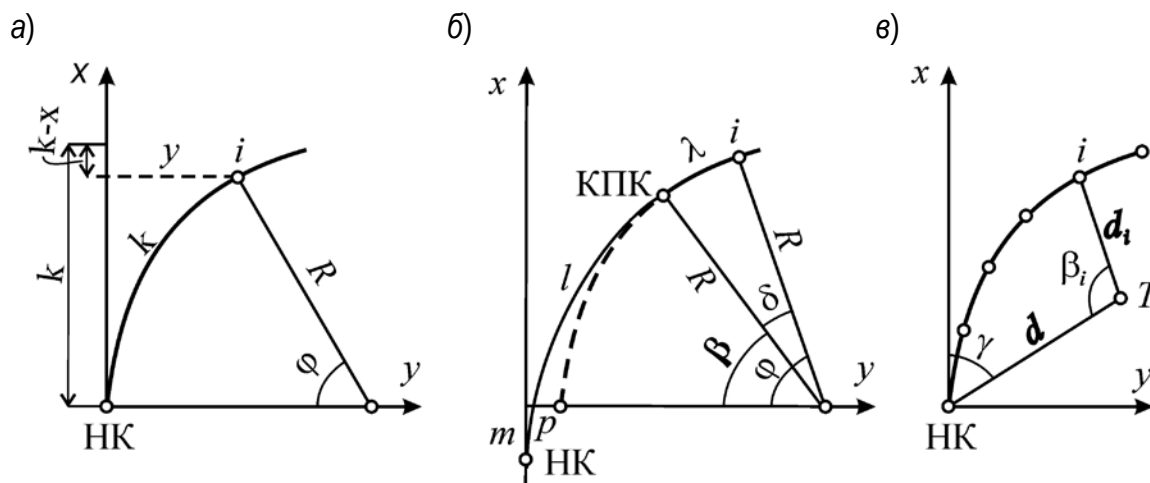


Рис. 15.7 Детальная разбивка кривых:
а – способом ординат от касательной для круговой кривой;
б – то же, для переходной и следующей за ней круговой кривой;
в – разбивка кривой электронным тахеометром

Способ ординат от касательной для переходной и следующей за ней круговой кривой (рис. 15.7, б). Для точек, расположенных в пределах переходной кривой, то есть при $k \leq l$, координаты x , y вычисляют по формулам (15.8) и (15.9), принимая $s = k$. Для точек i , расположенных на круговой кривой, где $k > l$, вычисления выполняют по формулам:

$$\begin{aligned} \lambda &= k - l; \quad \delta = \lambda/R; \quad \varphi = \beta + \delta; \\ x &= m + R \sin\varphi; \quad y = p + R (1 - \cos\varphi). \end{aligned} \quad (15.11)$$

Действия при разбивке кривой на местности аналогичны тем, что выполняют при разбивке круговой кривой.

Разбивка кривой с помощью электронного тахеометра. Выбирают на местности такую точку T (рис. 15.7, в), где обеспечена видимость точек будущей кривой и ее начала НК. В точке НК измеряют угол γ и расстояние d . Вычисляют координаты точки T :

$$x_T = d \cos\gamma; \quad y_T = d \sin\gamma.$$

По приведенным выше формулам вычисляют координаты точек кривой x_i, y_i ($i = 1, 2, \dots$).

Электронный тахеометр устанавливают в точке T . Зная координаты точек T , НК и i , вычисляют разбивочные элементы – углы β_i и расстояния d_i . Построив тахеометром вычисленные углы и расстояния, находят и закрепляют положение точек кривой на местности.

15.5 Нивелирование трассы и поперечников

Нивелирование трассы. По закреплённым точкам трассы прокладывают ход технического нивелирования. Ход начинают и заканчивают на реперах государственной нивелирной сети. На длинных трассах такую привязку выполняют не реже чем через 25–50 км.

На пикетах или плюсах выбирают связующие точки с расстоянием между ними до 200–300 м и с превышением, меньшим длины рейки. В связующих точках на колышки устанавливают рейки, а в середине на равных расстояниях от них – нивелир. Наведя трубу на заднюю рейку, берут отсчёт ($З_ч$) по чёрной стороне рейки. Затем наводят трубу на переднюю рейку и берут отсчёты по чёрной ($П_ч$) и красной ($П_к$) сторонам. После этого вновь наводят трубу на заднюю рейку и берут отсчёт ($З_к$) по красной её стороне. Превышение вычисляют дважды – по черным и красным сторонам:

$$h_ч = З_ч - П_ч; \quad (15.12)$$

$$h_к = З_к - П_к. \quad (15.13)$$

Значения $h_ч$ и $h_к$ не должны различаться более чем на 5 мм. В противном случае отсчёты по рейкам повторяют.

За окончательное значение превышения принимают среднее:

$$h = (h_ч + h_к)/2. \quad (15.14)$$

Затем выполняют нивелирование промежуточных точек – пикетов и плюсов, оказавшихся между связующими (на рис. 15.8 для станции нивелира № 1 связующими точками являются ПК0 и ПК1+38, а промежуточной – ПК1). Задний реечник переносит рейку и ставит её поочерёдно на промежуточные точки, а нивелировщик берёт отсчёты по чёрной её стороне.

На этом работа на станции завершается, и нивелир переносят на следующую станцию (на рис. 15.8 – на станцию № 2). Реечник, бывший сзади, переходит на переднюю точку новой станции (ПК3), а передний остаётся на месте (на точке +38) и становится задним.

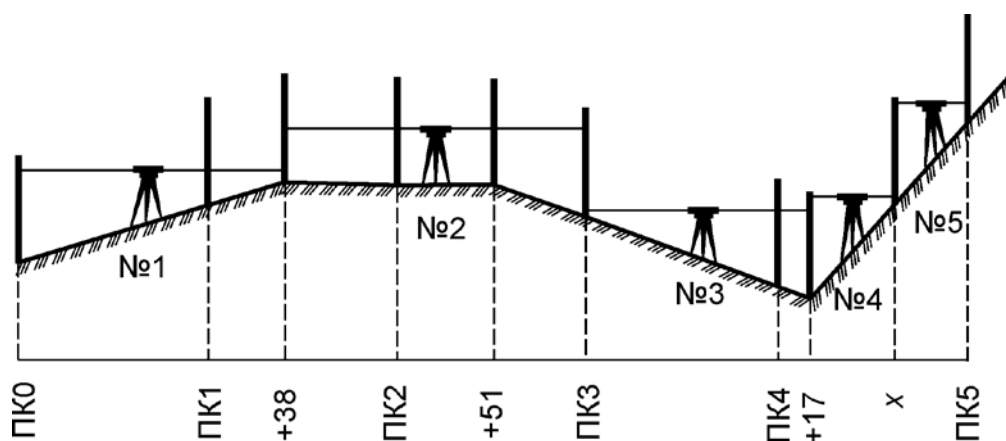


Рис. 15.8 Нивелирование трассы

На крутых склонах, где превышение между соседними точками трассы превышает длину рейки, измерить его с одной станции невозможно. На рис. 15.8 это превышение между точками ПК4+17 и ПК5. Такое превышение измеряют по частям, введя дополнительную связующую точку, называемую *икс-точкой*. Рейку в икс-точке ставят на колышек или переносный башмак. На больших склонах приходится делать несколько икс-точек. Для профиля трассы икс-точки не нужны, поэтому расстояния до них от пикетов не измеряют.

При перерыве в работе нивелирование заканчивают на репере, постоянном или специально для этого устраиваемом временном.

Результаты измерений записывают в журнал нивелирования (табл. 15.1). В графы 2, 3 и 4 вписывают отсчёты по рейкам. Отсчёты по красным сторонам реек подписывают под соответствующими отсчётами по чёрным. Так, 2487 и 101 – отсчёты по чёрным сторонам, а 7172 и 4788 – по красным. В графах 5 и 6 пишут превышения, вычисленные по формулам (15.12)–(15.14).

Отметки связующих точек (графа 8) вычисляют поочерёдно, прибавляя к отметке задней точки среднее превышение $h_{\text{ср}}$:

$$N_{\text{пер}} = N_{\text{задн}} + h_{\text{ср}},$$

где $N_{\text{пер}}$ и $N_{\text{задн}}$ – отметки передней и задней связующих точек.

Каждая страница журнала должна содержать целое число станций, то есть начинаться отсчётами на заднюю, а заканчиваться отсчётами на переднюю рейку.

Для контроля правильности вычислений в последнюю строку страницы записывают суммы всех отсчётов по задним рейкам, отсчётов по передним рейкам и превышений. Разность суммы задних (графа 2) и суммы передних отсчетов (графа 3) должна равняться сумме превышений (гра-

фа 5). Половина суммы превышений с точностью округлений должна равняться сумме средних превышений (графа 6). Этому же числу должна равняться разность вычисленных на странице отметок – первой и последней.

Начав нивелирный ход на репере с высотой $H_{\text{нач}}$, последовательно вычисляют высоты всех связующих точек хода. Вычисленная высота последней точки будет равна

$$H_{\text{кон}}^{\text{выч}} = H_{\text{нач}} + \sum h_{\text{ср}},$$

где $\sum h_{\text{ср}}$ – сумма средних превышений по всему ходу.

Таблица 15.1

Журнал нивелирования

Номера пикетов	Отсчёты по рейкам, мм			Превышения, мм		Горизонт инструмента	Отметки, м	
	задним	передним	промежуточным	чёрные, красные	средние		вычисленные	уравненные
1	2	3	4	5	6	7	8	9
ПК0	2487					54,490	52,003	52,003
ПК1	7172		1714		+1			52,776
+38		101		+2386	+2385		54,388	54,389
+38	1491	4788		+2384		55,880		
ПК2	6175		1594		+2			54,286
+51			1526					54,354
ПК3		2520		–1029	–1028		53,360	53,363
ПК3		7203		–1028				
ПК3	120					53,483		
ПК4	4805		2023		+1			51,460
+17		2400		–2280	–2282		51078	51,082
		7089		–2284				
Σ	22250	24101		–1851	–925	$H_{\text{к}} - H_{\text{н}} = -0,925$		
	–1851							

Вследствие погрешностей измерений вычисленная высота $H_{\text{кон}}^{\text{выч}}$, как правило, отличается от заданной высоты $H_{\text{кон}}$. Полученная невязка, мм:

$$f_h = H_{\text{кон}}^{\text{выч}} - H_{\text{кон}}$$

не должна превосходить допуска $f_{h_{\text{доп}}} = 50\sqrt{L}$, где L – длина хода, км.

При числе станций n на 1 км хода более 25 допуск равен: $f_{h_{\text{доп}}} = 10\sqrt{n}$.

Невязку f_h распределяют в виде поправок с обратным знаком (графа 6) примерно поровну в превышения $h_{\text{ср}}$. С исправленными превышениями вычисляют уравненные высоты связующих точек (графа 9).

Для тех станций, где взяты отсчёты на промежуточные точки, вычисляют высоту горизонта инструмента:

$$H_{\text{ГИ}} = H_{\text{задн}} + Z_{\text{ч}}, \quad (15.15)$$

которую используют для вычисления высот промежуточных точек:

$$H_{\text{пром}} = H_{\text{ГИ}} + c_{\text{пр}}, \quad (15.16)$$

где $c_{\text{пр}}$ – отсчёт по рейке, установленной на промежуточной точке. Так, в табл. 15.1 высота горизонта инструмента на отрезке между точками +38 и ПК3 равна $54,389 + 1,491 = 55,880$ м. Отметки промежуточных точек ПК2 и +51 получены вычитанием из этой высоты отсчётов 1,594 и 1,526 м и равны 54,286 и 54,354 м.

Нивелирование поперечников может выполняться в процессе нивелирования трассы, но чаще его делают отдельно. Нивелир устанавливают в таких местах, где с одной станции можно прочесть отсчёты по рейкам на возможно большем числе точек одного, двух, а то и трёх поперечников (рис. 15.9). Отсчёты берут только по чёрным сторонам реек. При этом исходной (задней) точкой служит пикет или плюсовая точка трассы. Зная её высоту, по формуле (15.15) вычисляют высоту горизонта инструмента. Например, при установке нивелира на станции A такой точкой является ПК6. Высоты точек на поперечниках вычисляют по той же формуле (15.16), что и высоты промежуточных точек на трассе.

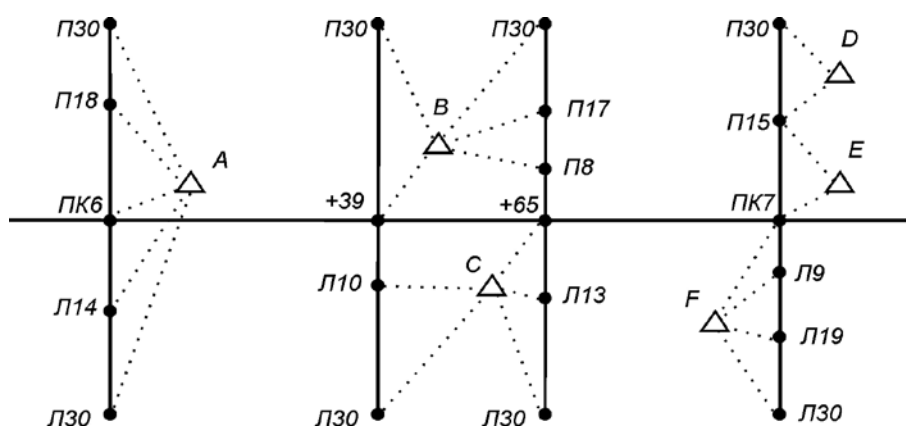


Рис. 15.9 Нивелирование поперечников:
 Δ – стоянки нивелира; $\bullet$ – точки на поперечниках

На крутых склонах и в закрытой местности приходится вдоль поперечника прокладывать короткий нивелирный ход (ПК7–Е–П15–D–П30).

15.6 Особые случаи нивелирования

Нивелирование через реку. При пересечении трассой реки шириной до 150 м нивелирование ведут как обычно.

При ширине реки до 300 м на её берегах примерно на одинаковой высоте закрепляют точки. В 20–30 м от закреплённой точки устанавливают нивелир и берут отсчёты сначала по рейке, установленной на этой точке, а затем по рейке на другом берегу. Переносят нивелир на другой берег и выполняют такие же измерения, но сначала берут отсчёт по дальней рейке, а затем по ближней. По разностям отсчётов вычисляют два превышения и их среднее.

Для повышения точности измерения выполняют двумя нивелирами, установленными на разных берегах. В этом случае ошибки за рефракцию в одновременных отсчётах по дальним рейкам окажутся близкими, а среднее значение превышения – ближе к истине. Затем меняют нивелиры местами и повторяют измерения. Окончательное значение превышения вычисляют как среднее из четырех результатов измерений.

Чтобы сделать возможным взятие отсчётов по рейкам при расстояниях более 200 м, на рейку надевают передвижной щиток размером 15 см по высоте и 20 см по ширине. Щиток имеет на чёрном фоне белую горизонтальную полосу и индекс для отсчитывания по рейке. Отсчёт по рейке берёт реечник после установки щитка по указанию нивелировщика в такое положение, чтобы середина белой полосы была видна в центре сетки нитей зрительной трубы.

На широких реках отметку передают нивелирным ходом, проложенным в обход – через острова, косы, расположенный в стороне мост, или в зимнее время нивелированием по льду. Если передать высоту через реку невозможно, трассу на каждом берегу привязывают к реперам государственной нивелирной сети.

Через реку со спокойным течением возможна упрощенная передача отметки. На обоих берегах реки выкапывают небольшие ямки и соединяют их канавками с рекой. В обе ямки вровень с поверхностью воды одновременно забивают колья. Пренебрегая малым поперечным уклоном реки, считают, что верх кольев располагается на одной высоте.

Нивелирование оврагов. При пересечении трассой глубокого оврага на крутых его склонах приходится делать много икс-точек, что ведёт к быстрому накоплению погрешностей. Для повышения точности нивелирования отметку через овраг с одной его бровки на другую передают так же, как через реку (рис. 15.10, а). Полученные при этом высоты точек на бров-

ках служат исходными для нивелирования склонов оврага. При спуске в овраг следует брать отсчёты и на точки, расположенные на противоположном склоне оврага, записывая их в журнал как промежуточные.

Иногда, если устанавливать нивелир на склоне затруднительно, измерения выполняют с помощью ватерпаса (или рейки и накладного уровня). Одну рейку по уровню устанавливают горизонтально, другую – вертикально (рис. 15.10, б). Отсчёты по вертикальной рейке дают превышения, а отсчёты по горизонтальной – расстояния. На рис. 15.10 превышение точки *B* над точкой *A* равно сумме трёх отсчётов $h = h_1 + h_2 + h_3$.

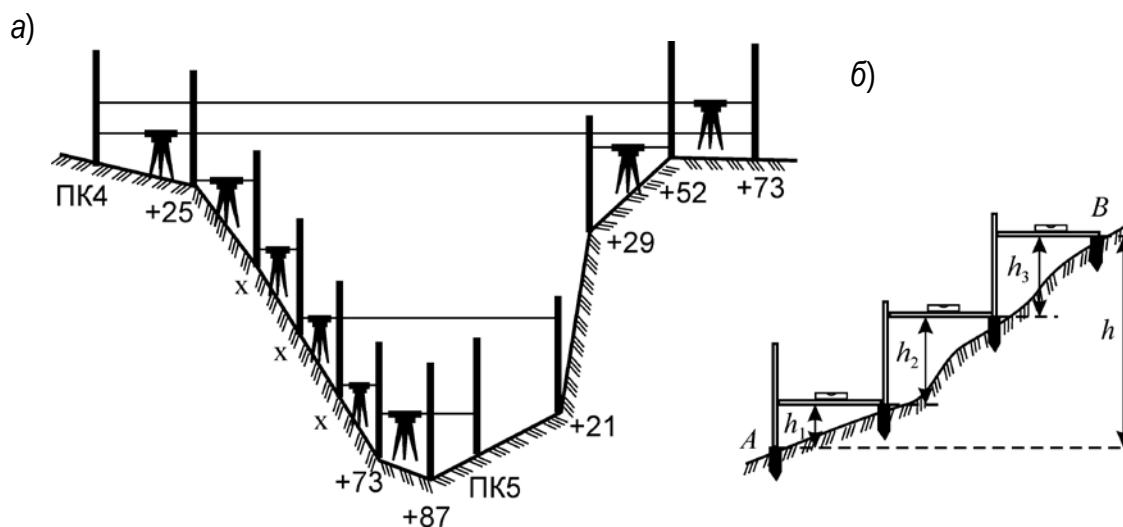


Рис. 15.10 Нивелирование оврага:
а – нивелиром; б – ватерпасом

15.7 Построение продольного профиля трассы и профилей поперечников

Профили трассы и поперечников являются основными документами, составляемыми по результатам изысканий. По ним выполняют проектирование железной дороги, а затем её строительство.

Продольный профиль трассы строят на листе миллиметровой бумаги по вычисленным в журнале нивелирования отметкам точек трассы и сведениям о трассе и прилегающей местности из пикетажного журнала. Масштаб профиля: горизонтальный – 1:10000, вертикальный – 1:200.

Поперечные профили составляют по результатам нивелирования поперечников, принимая одинаковый масштаб для горизонтальных расстояний и высот (обычно – 1:200).

Конкретные указания по построению продольного и поперечных профилей содержатся в соответствующих нормативных документах.

16 ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ И СОДЕРЖАНИИ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ПУТИ

16.1 Геодезические работы при строительстве железных дорог

Восстановление и закрепление трассы. Трасса железной дороги, вынесенная на местность и надежно закрепленная на ней типовыми знаками, является основой для разбивки всех сооружений в процессе строительства. Так как за время между изысканиями и началом строительства проходит значительное время, часть знаков оказывается утерянной или поврежденной. Поэтому непосредственно перед началом строительных работ проводят их восстановление и закрепление.

Восстанавливая трассу, отыскивают на местности вершины углов поворота. Измеряют углы поворота трассы и сравнивают их с проектными. Выполняют контрольные линейные измерения и восстанавливают все пикеты и плюсовые точки, главные точки кривых и оси сооружений. Выполняют детальную разбивку кривых через 10 или 20 м.

Восстановленные точки трассы закрепляют за пределами зоны предстоящих земляных работ. Пикеты и плюсовые точки закрепляют двумя створными кольями, а вершины углов – четырьмя. На прямых участках поперечные створы разбивают перпендикулярно к оси трассы, на кривых – по перпендикуляру к хорде или касательной. Расстояния между створными кольями и точками трассы измеряют с точностью до сантиметра и записывают на составляемую схему закрепления трассы.

Не реже чем через 2 км устраивают временные рабочие реперы, располагая их у каждого искусственного сооружения, на станционных площадках, а также у насыпей и выемок с рабочими отметками более 5 м. По всем пикетам и плюсовым точкам, постоянным и временным реперам прокладывают ход контрольного нивелирования.

Работы при сооружении земляного полотна. Расчистив полосу отвода от леса, пней, кустарника и растительного слоя, на пикетах и плюсовых точках, но не реже чем через 50 м на прямых участках и через 10 или 20 м на кривых выполняют разбивку земляного полотна. На местности закрепляют бровки основной площадки, границы насыпей, выемок, резервов и водоотводных сооружений и отмечают их кольями или другими знаками. Оси и бровки невысоких насыпей закрепляют вехами – высотниками, на верх которых геометрическим нивелированием передают их проектные высоты.

В процессе сооружения земляного полотна периодически проверяют положение оси пути, рабочие отметки, ширину полотна поверху, крутизну откосов, размеры кюветов и канав.

По завершении земляных работ восстанавливают ось трассы, закрепляя ее кольями через 20 м. Геометрическим нивелированием определяют их отметки и рассчитывают величины необходимых срезов и досыпок.

Для планировки откосов кольями фиксируют проектное положение бровки основной площадки подошвы земляного полотна. Затем выполняют контрольное нивелирование готового земляного полотна. На пикетах и плюсах производят съемку поперечников, определяя отметки оси, обеих бровок и дна кювета. Замеряют фактическую ширину основной площадки, проверяют уклоны сливной призмы и откосов.

Геодезические работы при укладке верхнего строения пути. Перед укладкой верхнего строения пути (балласта, шпал, рельсов) проверяют точность закрепления оси пути на земляном полотне. Ось должна быть закреплена через 100 м на прямых, через 20 м на кривых и в точках начала и конца кривых. При укладке верхнего строения ось пути приходится неоднократно восстанавливать, поэтому обычно разбивают параллельную (дублирную) ось, для чего осевые колья выносят в сторону бровки на расстоянии 2 м от оси и закрепляют их с помощью кольев-высотников, от которых впоследствии ведется монтаж верхнего строения пути.

Перед укладкой рельсовых звеньев на земляном полотне разбивают их проектное положение. В ходе укладки контролируют совпадение осей звеньев с осью земляного полотна.

После подъёмки пути на балластный слой и установки рельсовой колеи в проектное положение выполняют исполнительную съёмку, в результате которой проверяется плавность пути в кривых и соответствие высотных отметок их проектным значениям. Плавность пути в кривых проверяют измерением стрел изгиба через 10 м при хорде длиной 20 м. Нивелирование выполняют по головке левого рельса на прямых участках пути и по головке рельса внутренней нити на кривых участках.

На станционных площадках после отсыпки земляного полотна для укладки верхнего строения пути создают разбивочную основу с закреплением ее точек. На небольших станциях (до 5 приёмootправочных путей) разбивочной основой служит ось главного пути. На больших станциях создают разбивочную сеть в виде системы замкнутых и разомкнутых ходов.

До начала укладки верхнего строения пути рассчитывают разбивочные элементы для центров стрелочных переводов, съездов, осей станционных путей, платформ, переездов и т.п. На основе этих расчетов составляют разбивочный чертеж.

Разбивку точек на местности выполняют чаще всего способом прямоугольных координат и полярным способом. По завершении строительных работ производят съемку станции, по материалам которой составляют исполнительный план раздельного пункта и продольные профили путей.

16.2 Геодезические работы при содержании железнодорожного пути

При очередных проверках, капитальном и среднем ремонте пути, при лечении земляного полотна выполняют съемку плана и профиля пути. По результатам съемки составляют планы, продольные и поперечные профили, выполняют расчет кривых для постановки их в проектное положение.

Пикетаж. Приступая к съемке плана и профиля пути, на ось главного пути с точностью 1–2 см выносят ось здания пассажирского вокзала. Его положение закрепляют светлой краской вертикальной чертой на внутренней стороне шейки левого по ходу километража рельса. От этой точки, выполняя измерения 20-метровой лентой или рулеткой по оси пути, разбивают и закрепляют краской пикетаж, соблюдая нумерацию, соответствующую существующему продольному профилю.

Кривые участки метками на шейке рельса разбивают на отрезки длиной 20 или 10 м (в зависимости от радиуса кривой). Такую разбивку начинают не менее чем за 50 м до видимого начала и продолжают до 50 м после конца кривой.

При разбивке пикетажа ведут пикетажный журнал. В журнале с привязкой к пикетажу показывают оси искусственных сооружений, пересечения с дорогами и линиями электропередач, изолирующие стыки рельсов, границы плетей бесстыкового пути, границы укладки шпал разного типа, начало и конец кривой, светофоры, семафоры, путевые знаки и сооружения в пределах земляного полотна, а также ситуацию в полосе отвода.

Высотная съемка пути. Для съемки прокладывают ход технического нивелирования, который начинают и заканчивают на реперах государственной или ведомственной нивелирной сети. Рейку при нивелировании ставят на головку рельса в местах меток пикетов и плюсов. При этом на прямых участках пути определяют высоты головки левого рельса (считая по ходу километров), на кривых – головки рельса внутренней нити. На двух- и многопутных линиях нивелирование проводят по каждому пути. Расстояние между связующими точками принимают равным 200 м.

Съемка полосы местности. Съемку выполняют, как правило, по поперечникам. За начало поперечника принимают ось существующего пути, а на двухпутных линиях – ось междупутья. Поперечники длиной до 50 м строят, применяя экер, а более 50 м – теодолит.

Характерными точками на поперечнике являются головка рельса, бровка балластной призмы, бровка земляного полотна насыпи, бровка выемки, бровка и дно резерва, бровка и дно канавы или кювета, подошва и верх кавальера, характерные точки рельефа, линии связи, конец поперечника. Расстояния от оси пути до характерных точек измеряют лентой или рулеткой. Одновременно методом геометрического нивелирования опре-

деляют их отметки. За исходную отметку принимают отметку рельса, полученную при продольном нивелировании по пикетажу.

При съемке высоких насыпей и глубоких выемок (более 6 м) разрешается расстояния до точек поперечника измерять нитяным дальномером, а отметки определять тригонометрическим нивелированием.

Съемка криволинейных участков. При текущем содержании пути для оценки плавности кривых выполняют их съемку методом стрел. Кривую разбивают на отрезки через 5 или 10 м (в зависимости от радиуса кривой). Через полученные точки натягивают струну и в середине 10-метровой (или 20-метровой) хорды линейкой измеряют стрелу прогиба кривой. По разностям смежных стрел оценивают плавность кривой.

Для составления проекта ремонтных работ стрелы прогиба измеряют от длинных хорд. Кривую и прилегающие к ней участки прямых разбивают на отрезки по 20 м. Назначая хорды длиной 60–100 м, в каждой точке через 20 м измеряют стрелы прогиба. Углы поворота между хордами измеряют теодолитом.

При съемке кривой с помощью электронного тахеометра определяют координаты точек на кривой и по координатам вычисляют смещения точек для приведения кривой в проектное положение.

17 ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ МОСТОВ И ТОННЕЛЕЙ

На всех этапах строительства моста требуется высокая точность исполнения проекта, которая обеспечивается геодезическими работами. К ним, в частности, относятся создание геодезической разбивочной сети, разбивка мостовых опор на разных этапах их возведения, разбивка на опорах осей подферменных площадок, контроль монтажа пролетного строения и установки его на опорные части.

Геодезические работы, обеспечивающие строительство сложных мостов (мостов длиной более 300 м, вантовых мостов, мостов, расположенных на кривых, мостов с опорами высотой более 15 м) выполняют в соответствии с *проектом производства геодезических работ* (ППГР).

Создание геодезической разбивочной сети моста

Геодезическая разбивочная сеть является плановой и высотной основой разбивочных и контрольно-измерительных работ на всех стадиях строительства моста.

Пункты разбивочной сети располагают на берегах реки и островах, в местах, удобных для выполнения разбивочных работ и контрольных изме-

рений. Два пункта сети помещают на оси моста – в ее начале и конце. Координаты пунктов плановой разбивочной сети определяют в местной системе координат. На прямолинейных мостах чаще всего ось x направляют по оси моста. Наиболее распространенная схема мостовой разбивочной сети показана на рис. 17.1, а.

Пункты сети закрепляют на местности надежными знаками. Конструкция знака представлена на рис. 17.1, б.

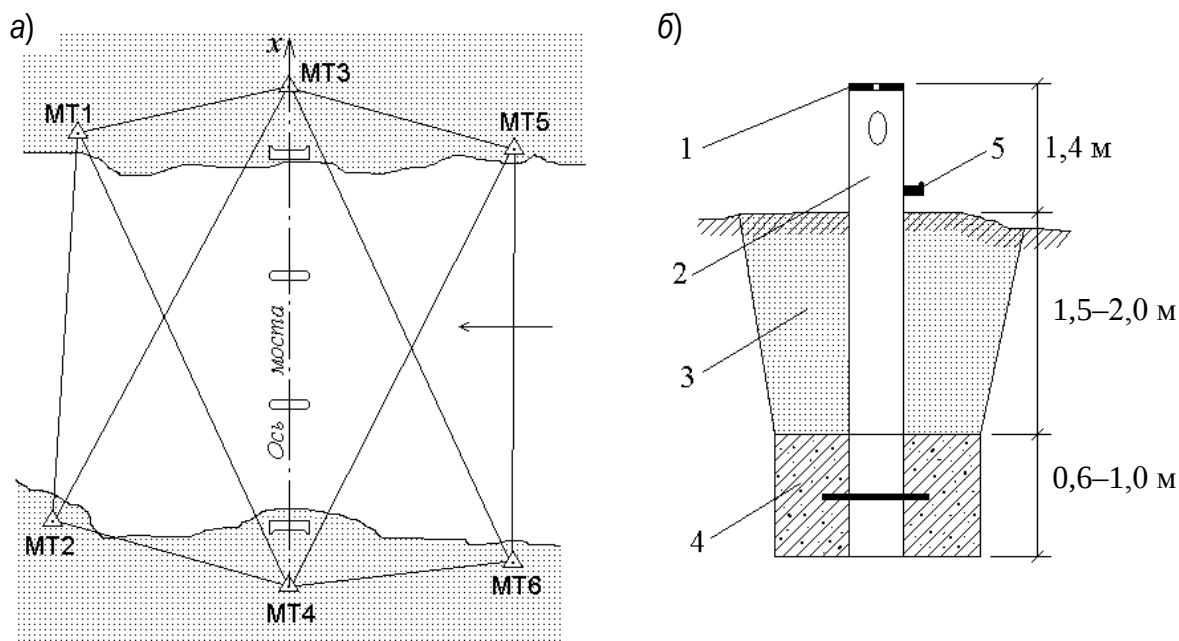


Рис. 17.1 Разбивочная сеть:

а – схема; б – устройство пункта: 1 – стальная пластина толщиной 10 мм с отверстием $d = 16,5$ мм; 2 – труба $d = 160$ мм; 3 – щебень или крупнозернистый песок; 4 – бетон; 5 – репер

В разбивочной сети измеряют по возможности все углы и расстояния. Измерения выполняют электронными тахеометрами не менее чем тремя приемами. Углы измеряют со средней квадратической погрешностью $2''$ – $5''$, а расстояния – 2 – 3 мм. Средние квадратические погрешности определения координат пунктов не должны превышать 6 мм.

Обработку измерений выполняют на компьютерах, используя стандартные программы, обеспечивающие уравнивание выполненных измерений и вычисление координат пунктов сети и оценок их точности.

Пункты высотной сети закрепляют на местности реперами. При строительстве сложного моста устраивают по два репера на каждом берегу. Часто репер высотной сети совмещают с центром пункта плановой сети. Так, на пункте, изображенном на рис. 17.1, б, репером 5 служит приваренный к трубе штырь (уголок или арматурный стержень).

Реперы связывают между собою ходами геометрического нивелирования III или IV класса в единую высотную сеть. Средние квадратические погрешности отметок относительно репера, принятого за исходный, не должны превышать у постоянных реперов – 3 мм, у временных – 5 мм. Высотную сеть моста связывают с государственной нивелирной сетью.

При строительстве опор на каждой опоре устраивают временный репер, который ходами нивелирования привязывают к постоянным реперам.

Геодезические работы при строительстве опор моста

На каждом этапе строительства опоры моста – при возведении шпунтового ограждения, свайного основания, ростверка, тела опоры, ригеля, подферменных площадок – выполняют разбивочные работы по выносу в натуру осей и основных точек данного элемента.

Вынос точек в проектное положение выполняют с помощью засечек или откладывая проектные расстояния по оси моста. При этом часто применяют прием, называемый методом редуцирования.

Метод редуцирования включает два этапа. На первом этапе вынос точки в проектное положение выполняют приближенно. Приближенную точку временно закрепляют и определяют ее координаты.

На втором этапе вычисляют элементы редукции, то есть элементы вектора, соединяющего приближенную точку с проектной. Отложив эти элементы, находят окончательное, проектное положение точки.

Например, для вынесения на строящуюся опору ее центра O с координатами x_O, y_O в любом, удобном для измерений месте намечают приближенную точку P (рис. 17.2). В зависимости от условий точка P может быть выбрана как вблизи центра опоры, так и за ее пределами, например, на шпунтовом ограждении. С помощью геодезических измерений определяют координаты x_P, y_P точки P . Вычисляют разности координат:

$$\Delta x = x_O - x_P, \quad \Delta y = y_O - y_P.$$

Для определения положения центра опоры O надо от точки P в направлении оси моста отложить отрезок Δx и перпендикулярно ему, в направлении оси опоры, – отрезок Δy (см. рис. 17.2).

На практике чаще всего, установив теодолит (тахеометр) в точке P и зная угол γ , ориентируют зрительную трубу параллельно оси моста и на теле опоры или шпунтовом ограждении отмечают точки 1 и 2. Отложив от этих точек отрезки Δy , фиксируют положение оси моста. Повернув зрительную трубу на 90° , отмечают точки 3 и 4 и, отложив отрезки Δx , фиксируют положение оси опоры.

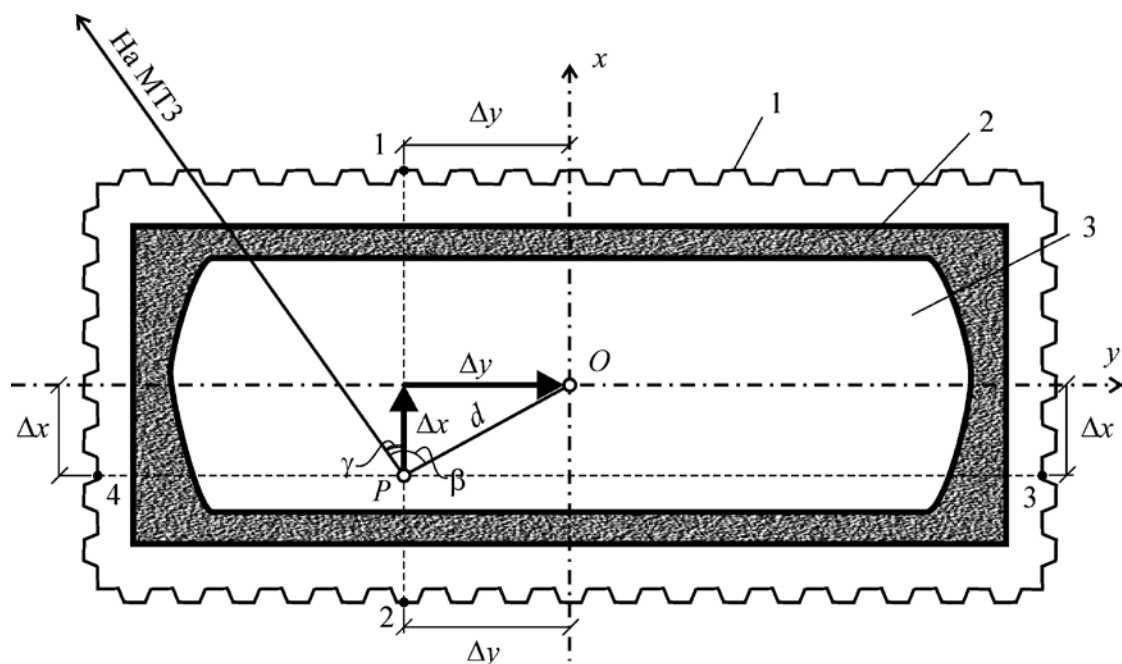


Рис. 17.2 Вынос точки методом редуцирования:

O – центр опоры; P – приближенная точка; x – ось моста; y – ось опоры;
 1 – шпунтовое ограждение; 2 – ростверк; 3 – тело опоры; МТЗ – пункт разбивочной сети;
 γ и β – углы ориентирования отрезков Δx и d относительно направления на пункт МТЗ

Для определения положения центра опоры O возможен и такой прием. По координатам точек P , O и МТЗ вычисляют угол β и расстояние d . Отложив от направления на пункт МТЗ угол β , а затем расстояние d , находят положение точки O .

Необходимые для реализации метода редуцирования координаты приближенной точки P обычно определяют с помощью засечек.

Прямая угловая засечка. Для определения координат точки P_2 на пунктах разбивочной сети 1 и 2 (рис. 17.3, а), координаты которых x_1, y_1, x_2, y_2 известны, измеряют углы β_1 и β_2 . Искомые координаты вычисляют по формулам, приведенным в ч. I, п. 6.5.

Среднюю квадратическую погрешность определения положения точки прямой угловой засечкой вычисляют по формуле

$$m_P = \frac{m_B}{c \cdot \sin \gamma} \sqrt{d_1^2 + d_2^2},$$

где m_B – средняя квадратическая погрешность измерения угла, выраженная в секундах, и $\rho = 206265''$ – число секунд в одном радиане.

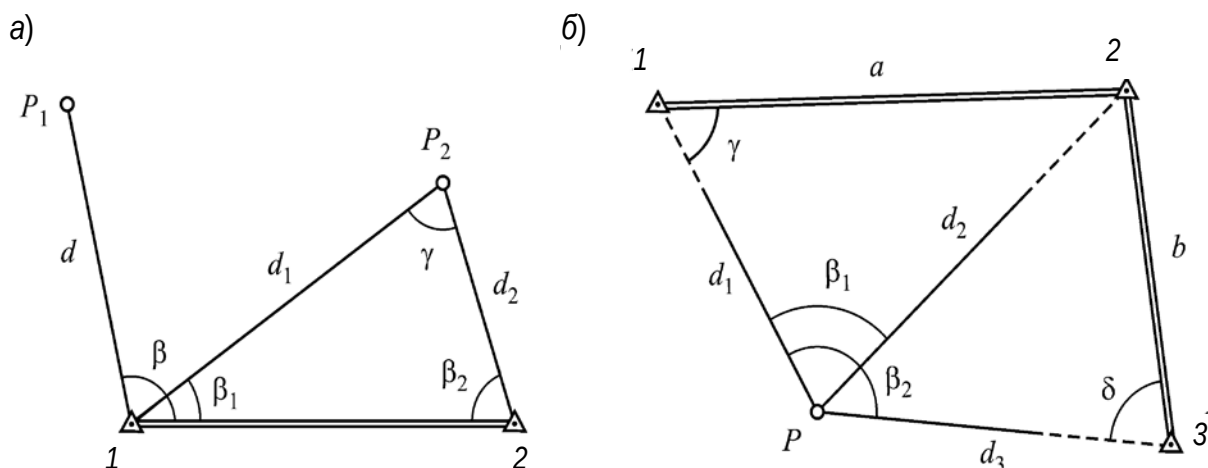


Рис. 17.3 Определение координат точек засечками:
а – прямая угловая и полярная засечки; б – обратная угловая засечка

Полярная засечка. Для определения координат точки P_1 (см. рис. 17.3, а) на пункте 1 измеряют угол β и расстояние d . Координаты точки P_1 вычисляют по формулам:

$$x_{P_1} = x_1 + d \cdot \cos \alpha_{1,P_1}; \quad y_{P_1} = y_1 + d \cdot \sin \alpha_{1,P_1},$$

где дирекционный угол $\alpha_{1,P_1} = \alpha_{1,2} - \beta$.

Точность определения положения полярной засечкой оценивают средней квадратической погрешностью, вычисляемой по формуле

$$m_{P_1} = \sqrt{m_d^2 + m_b^2 d^2 / c^2},$$

где m_d – средняя квадратическая погрешность измерения расстояния.

Обратная угловая засечка. В точке P (рис. 17.3, б) измеряют горизонтальные углы β_1 и β_2 между направлениями на пункты разбивочной сети 1, 2, 3. Координаты точки P можно вычислить по формулам, приведенным в ч. I, п. 6.5 или по формулам:

$$k_1 = (x_2 - x_1) \operatorname{ctg} \beta_1 + (y_2 - y_1); \quad k_2 = (y_2 - y_1) \operatorname{ctg} \beta_1 - (x_2 - x_1);$$

$$k_3 = (x_3 - x_1) \operatorname{ctg} \beta_2 + (y_3 - y_1); \quad k_4 = (y_3 - y_1) \operatorname{ctg} \beta_2 - (x_3 - x_1);$$

$$\operatorname{tg} \alpha_{1,P} = \frac{k_2 - k_4}{k_1 - k_3}; \quad \Delta x_{1,P} = \frac{k_1 \operatorname{tg} \alpha_{1,P} - k_2}{1 + (\operatorname{tg} \alpha_{1,P})^2};$$

$$x_P = x_1 + \Delta x_{1,P}; \quad y_P = y_1 + \Delta x_{1,P} \operatorname{tg} \alpha_{1,P}.$$

Среднюю квадратическую погрешность определения положения точки обратной угловой засечкой вычисляют по формуле

$$m_p = \frac{m_b}{c \cdot \sin(\gamma + \delta)} \sqrt{\left(\frac{d_1 \cdot d_2}{a}\right)^2 + \left(\frac{d_2 \cdot d_3}{b}\right)^2}.$$

Комбинированные засечки. Кроме названных видов засечек, применяют и иные засечки с другими комбинациями угловых и линейных измерений.

Для определения координат точки достаточно измерить два элемента (угла или расстояния), как это и выполняется в каждой засечке. Но для обнаружения возможных грубых ошибок при измерениях и повышения точности определения координат одной засечкой не ограничиваются и измеряют избыточное число углов и расстояний. Совместную обработку таких измерений выполняют методом наименьших квадратов, обеспечивающим вычисление координат с минимальными средними квадратическими погрешностями. Существуют программы для таких вычислений, ими, в частности, оснащены современные электронные тахеометры.

Вынос отметок на опоры выполняют методами геометрического или тригонометрического нивелирования. При передаче отметки в котлован или на верхние части опоры используют вертикально подвешенную рулетку с грузом 10 кг или ручной безотражательный дальномер. Способы выполняемых при этом измерений изложены в п. 14.3. Для контроля высоты каждой точки определяют не менее чем от двух реперов геодезической разбивочной сети.

После сооружения каждого элемента опоры выполняют его планово-высотную исполнительную съемку, в результате которой устанавливают точность исполнения проекта.

Геодезические работы при монтаже пролетного строения

Геодезические работы, выполняемые при сооружении пролетного строения, обеспечивают точность его сборки в соответствии с проектом. Измерениями, выполняемыми по окончании сборки, контролируют результаты сборки и отклонения от проекта.

Пролетные строения различаются по материалу (железобетонные, металлические, комбинированные); по конструкции (балочные, арочные, рамные и др.); по методу сборки (на подмостях, в навес, продольная или поперечная надвиги, доставка на плаву). Методы геодезических работ при сборке пролета и контроле результатов сборки зависят от перечисленных факторов.

Контроль за монтажом пролетного строения в плане заключается в проверке прямолинейности главных балок или коробчатых элементов пролета. Прямолинейность элементов пролета контролируют методом боково-

го нивелирования. Теодолит T_1 (рис. 17.4) ориентируют параллельно оси пролета. К контролируемым узлам последовательно прикладывают пятку горизонтальной рейки P (или линейки) и берут отсчеты $a_1, a_2, \dots, a_4; b_1, b_2, \dots, b_4$. Результаты измерений сравнивают с проектными величинами и определяют отклонения от допусков.

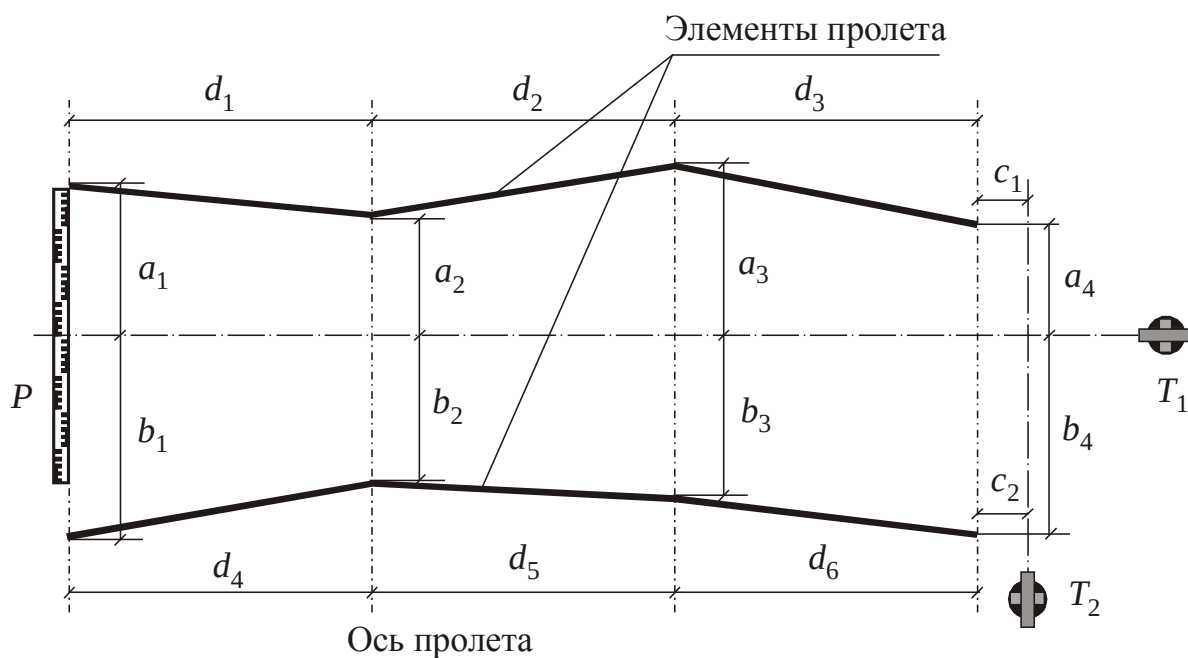


Рис. 17.4 Контроль сборки пролета методом бокового нивелирования

Помимо прямолинейности элементов пролета, контролируют длину элементов $d_1, d_2, \dots, d_6$ и с помощью теодолита T_2 – отклонения c_1, c_2 торцов пролета от перпендикуляра к его оси.

Высотный контроль сборки пролетного строения выполняют, определяя путем нивелирования значения ординат – высот $h_1, h_2, \dots, h_9$ (рис. 17.5) элементов собранного пролета, характеризующих строительный подъем. Значения ординат сравнивают с проектными данными. Отклонения должны отвечать допускам, указанным в нормативных документах

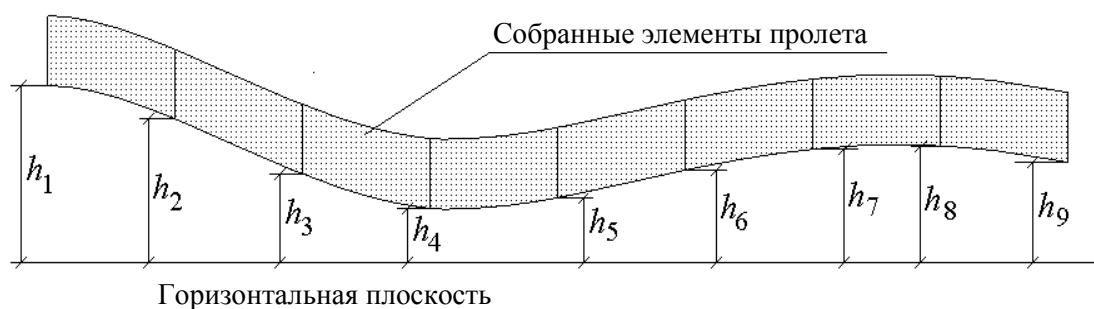


Рис. 17.5 Ординаты строительного подъема

Геодезическое обеспечение строительства тоннеля

Геодезическая разбивочная основа для строительства тоннеля может создаваться на дневной поверхности в виде полигонометрии, сети триангуляции или линейно-угловой сети.

С появлением спутниковой аппаратуры, позволяющей получать координаты пунктов с высокой точностью (плановые – 5 мм, высоты – 7–10 мм), отпадает необходимость в построении на земной поверхности тоннельной триангуляции, полигонометрии и линейно-угловой сети. В этом случае пункты создают вблизи порталов тоннеля и при необходимости в районе шахт, если таковые запроектированы.

Пункты у порталов тоннеля необходимы для координатной привязки и ориентирования ходов полигонометрии, идущих внутрь тоннеля.

Пункты подземной полигонометрии закрепляют марками в лотке тоннеля либо на его стенках в виде кронштейна со столиком, на котором обеспечено принудительное центрирование геодезического прибора.

Измерения в полигонометрическом ходе выполняют электронным тахеометром. Углы измеряют тремя приемами, а длины линий дважды – в прямом и обратном направлениях.

Ход, проложенный по закрепленным точкам, периодически повторяют для определения деформаций построенного участка тоннеля.

Высоты пунктов тоннельной сети на дневной поверхности, а также пунктов подземной полигонометрии определяют геометрическим нивелированием. В качестве исходных пунктов используют реперы государственной нивелирной сети. Для наблюдения за осадками на дневной поверхности и в тоннеле нивелирные ходы периодически прокладывают заново.

Направление проходки тоннеля задают, опираясь на пункты подземной полигонометрии. При этом для указания направления проходки обычно пользуются лазерным геодезическим прибором, излучающим луч оранжевого света, ориентируемый по направлению оси тоннеля.

Контрольно-исполнительную съемку пройденного участка тоннеля выполняют методом полярных координат с помощью электронного тахеометра, устанавливаемого на пунктах подземной полигонометрии. При этом особое внимание уделяется контролю формы поперечных сечений тоннеля.

18 ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ЗДАНИЙ

Современное строительство зданий характеризуется возрастанием их сложности и этажности, что требует повышения точности как при проектировании, так и в реализации проекта в ходе строительства. Поэтому возрастает роль разбивочных и контрольных геодезических измерений, сопровождающих строительство. Строительные нормы и правила требуют

при составлении проекта сложного сооружения предусматривать в нем специальный раздел – Проект производства геодезических работ (ППГР), в котором детально излагаются методы геодезических работ, обеспечивающие необходимую точность осуществления проекта.

Современная технология проектирования основана на применении персональных компьютеров со специализированным программным обеспечением, позволяющим точно рассчитывать и указывать положение всех элементов здания в единой системе координат. Знание координат элементов сооружения позволяет с необходимой точностью рассчитывать разбивочные углы и расстояния для вынесения этих элементов в предусмотренное проектом положение.

В настоящее время проведение геодезических разбивочных работ упрощается благодаря применению современных геодезических приборов, например, электронных тахеометров, позволяющих не только измерять углы и расстояния, но и рассчитывать по координатам проектные значения углов, расстояний и превышений, а также выносить по этим данным элементы сооружения на местность.

18.1 Вынесение и закрепление на местности основных осей здания

Разбивочные работы для строительства здания начинают с вынесения на местность его основных осей, роль которых обычно исполняют линии, определяющие контур здания в плане. Основные оси закрепляют на местности в местах их пересечения и ставят створные знаки на продолжениях осей (рис. 18.1). Створные знаки располагают в местах, свободных от предстоящих строительных работ, на расстоянии не менее 15 м от контура здания и удобных для установки геодезических приборов и выполнения измерений.

Положение точек закрепления осей определяют в ходе составления проекта, где указывают их проектные координаты X , Y , выраженные в единой для проекта системе координат. В этой же системе координат должны быть выражены и координаты пунктов геодезической разбивочной сети.

На местность точки закрепления осей выносят обычно способом полярных координат. Так, для вынесения точки Б5 (см. рис. 18.1) электронный тахеометр устанавливают на пункте 7 разбивочной сети, ориентируют зрительную трубу на пункт 6 и по координатам точек Б5, 7, 6 вычисляют разбивочный угол β_1 и расстояние d_1 . Поворачивая алидаду, откладывают вычисленный угол, ориентируя трубу в направлении на Б5. Перемещая в этом направлении отражатель, откладывают расстояние d_1 . Найденное положение точки Б5 закрепляют. Правильность выноса точки контролируют измерениями с другого пункта сети с вычислением фактически полученных координат точки.

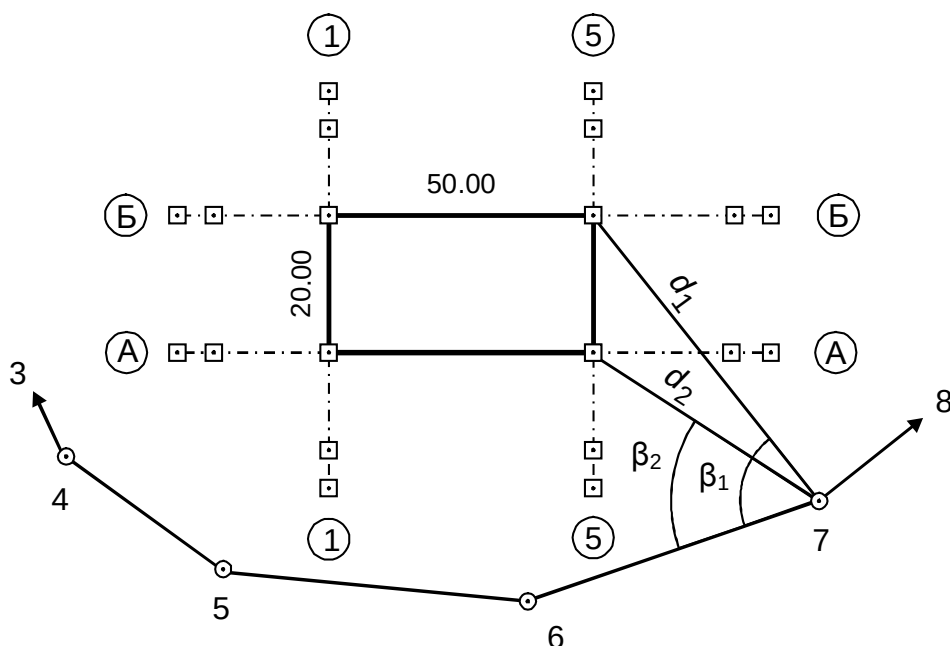


Рис. 18.1. Схема вынесения и закрепления на местности основных осей здания:
 ⊙ – пункт разбивочной сети; □ – знак закрепления основной оси здания

Закрепление точек выполняют: в земле – обрезком рельса, штыря или трубы с бетонным якорем, на существующих сооружениях – специальными марками.

По результатам закрепления осей составляют акт разбивки осей здания и исполнительный чертеж.

18.2 Геодезические работы при нулевом цикле строительства здания

При нулевом цикле работ выполняют разбивку свайного поля, сооружение котлована, устройство фундаментов, подвалов и перекрытий.

Разбивку осей свайного поля или каждой сваи в отдельности, если их проектное положение задано координатами, выполняют с пунктов разбивочной сети способом полярных координат.

После погружения свай их положение контролируют, определяя координаты свай измерениями, выполненными на другом пункте сети. По результатам контроля составляют исполнительную схему. На схеме показывают отклонения свай от их проектного положения. Отклонение принято показывать: стрелкой – направление и числом – величину, мм (рис. 18.2). Рядом в рамке помещают букву: «Н» – для нижнего сечения или «В» – для верхнего. Отклонения от проектных отметок показывают в миллиметрах со знаком «+» в случае завышения и «-» в случае занижения.

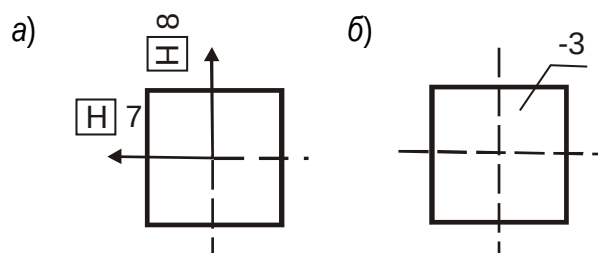


Рис. 18.2 Исполнительная схема отклонений свай:
а – в плане; б – по высоте

При сооружении котлована выполняют работы по разбивке контура котлована, передаче разбивочных осей и отметок на его дно, периодическим съемкам для определения объемов выполненных земляных работ, по плановой и высотной съемкам отрытого котлована.

При устройстве фундаментов геодезические работы зависят от особенностей проекта. Так, при устройстве монолитного ростверка на забитые сваи выносят отметку срубки. После срубки свай на них отмечают разбивочные оси. Выполняя измерения от вынесенных на сваи осей, устанавливают опалубку и укладывают арматуру. На опалубку выносят и закрепляют краской или гвоздями высоту верха ростверка.

Установку опалубки в проектное положение можно выполнить и иначе. Устанавливают электронный тахеометр в точке с известными координатами и, зная проектные координаты точек на опалубке, способом полярных координат выносят их на место.

После возведения фундамента на него выносят и закрепляют краской основные и промежуточные оси.

Перед возведением стен подвальной части здания геометрическим нивелированием проверяют горизонтальность верхней поверхности фундамента. При выполнении подвальной части в монолитном исполнении на фундаментной плите краской отмечают места установки опалубки. Разметку производят от осей, закрепленных на фундаменте, путем отложения проектных расстояний. После монтажа стен подвала выполняют их плановую и высотную исполнительную съемку и укладывают перекрытие.

При высотной исполнительной съемке перекрытий подвальной части здания определяют отметки четырех углов каждой плиты, а при монолитном перекрытии – отметки углов и центра.

18.3 Внутренняя разбивочная сеть здания

Внутренняя разбивочная сеть здания обеспечивает совпадение по вертикали одноименных точек и осей здания на различных его горизонтах. Эта сеть представляет собой совокупность геодезических пунктов, расположенных на исходном и монтажных горизонтах здания и связанных между собой измерениями. Исходным горизонтом называют плоскость, проходящую через опорные площадки последних по высоте несущих конструкций подземной части перекрытия подвала. Монтажным горизонтом называют аналогичную плоскость на том или ином этаже здания.

Построение плановой внутренней разбивочной сети здания начинают с перенесения на исходный горизонт основных разбивочных осей. Электронный тахеометр устанавливают на пункте внешней разбивочной сети, как показано на рис. 18.1. Зная координаты точек пересечения основных разбивочных осей, вычисляют разбивочные углы и расстояния и способом полярных координат выносят точки осей на исходный горизонт.

Внутреннюю разбивочную сеть строят, главным образом, в виде правильных геометрических фигур, например, прямоугольников с диагоналями. Общие очертания сети повторяют конфигурацию плана здания, ее стороны совмещают с основными осями здания (или направляют параллельно им). В число пунктов сети включают не менее трех точек, предназначенных для передачи координат на монтажные горизонты. Выбор таких точек определяется возможностью вертикального проектирования.

Пункты внутренней сети закрепляют металлическими пластинами, приваренными к арматуре или забетонированными в перекрытие. На пластинах отмечают центры пунктов.

В построенной сети измеряют углы и длины сторон и, зная координаты пунктов, вынесенных от внешней разбивочной сети, вычисляют координаты остальных пунктов. Вычисленные координаты сравнивают с их проектными значениями. Откладывая разности проектных и вычисленных координат (редукции) на пластинах, закрепляющих пункты, находят и закрепляют керном окончательное проектное положение центров пунктов.

18.4 Перенос осей на монтажные горизонты

При возведении зданий повышенной этажности перенесение точек внутренней разбивочной сети на монтажные горизонты выполняют, как правило, с помощью оптических или лазерных приборов вертикального проектирования, например, прибора *FG-L100 (PZL)*, позволяющего задавать отвесную линию с погрешностью 1–2 мм на 100 м высоты.

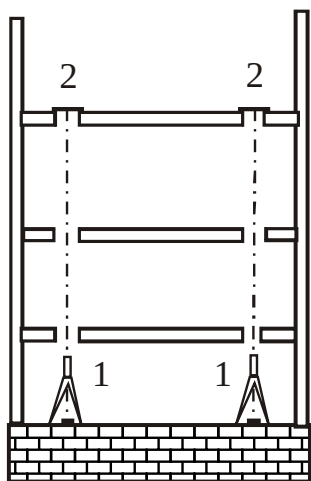


Рис. 18.3 Перенос осей на монтажный горизонт:
1 – прибор вертикального проектирования; 2 – палетка

Прибор вертикального проектирования 1 центрируют над точкой сети на исходном горизонте (рис. 18.3). На монтажном горизонте над отверстием в перекрытии укрепляют прозрачную палетку 2 с оцифрованной координатной сеткой в виде системы взаимно перпендикулярных линий, параллельных основным осям сооружения. Отсчеты по палетке берут при четырех положениях прибора, поворачивая его каждый раз на 90 градусов. За положение точки принимают соответствующее среднему отсчету по сетке.

Опираясь на точки, вынесенные методом вертикального проектирования, строят внутреннюю сеть данного монтажного горизонта методами, аналогичными применявшимся на исходном горизонте.

18.5 Передача отметок на исходный и монтажные горизонты

На каждом горизонте устраивают не менее двух рабочих реперов, опираясь на которые в последующем ведут все высотные разбивки.

Отметку рабочего репера на исходном горизонте определяют с помощью ходов геометрического нивелирования, проложенных для контроля от двух исходных реперов разбивочной сети.

Отметки рабочих реперов на монтажном горизонте определяют также с контролем, применяя один из следующих методов.

Передача отметки с помощью подвешенной рулетки (рис. 18.4, а). Отметку H_M рабочего репера M на монтажном горизонте определяют по формуле

$$H_M = H_O + a + |c - b| - d,$$

где H_O – отметка исходного репера O ;

a, d – отсчеты, взятые нивелиром по черным сторонам нивелирных реек;

c, b – отсчеты по рулетке.

Передача отметки с помощью лазерной рулетки (рис. 18.4, б). Отметку рабочего репера на монтажном горизонте определяют по формуле

$$H_M = H_O + a - b + l + c - d,$$

где a, b, c, d – отсчеты по черным сторонам нивелирных реек;

l – вертикальное расстояние, измеренное лазерной рулеткой.

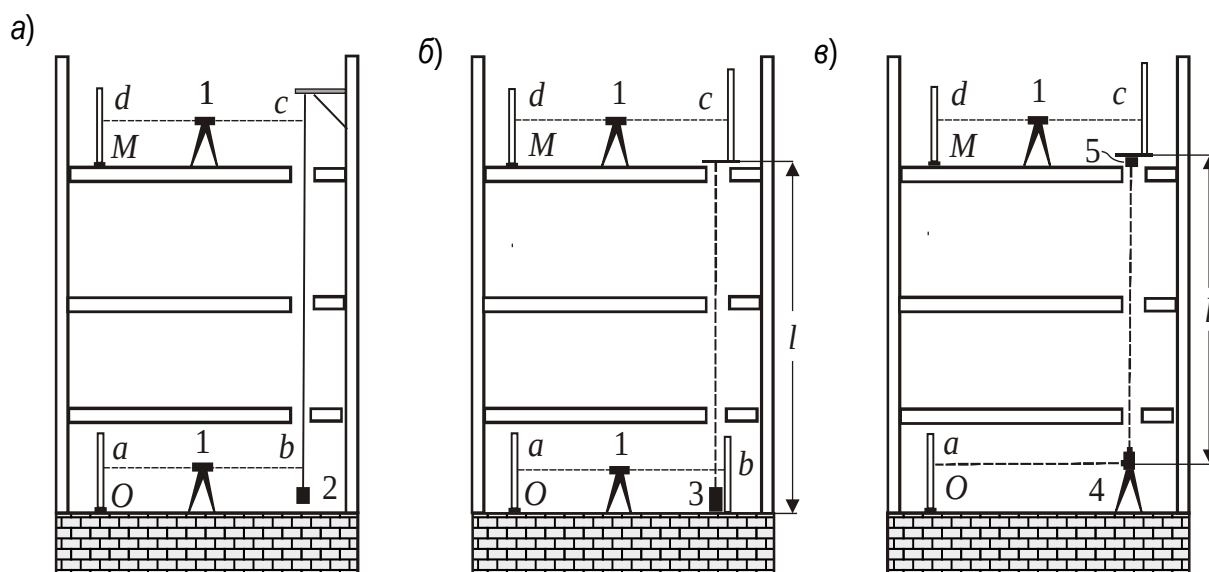


Рис. 18.4 Передача отметок на монтажный горизонт с помощью:
 а – рулетки; б – лазерной рулетки; в – электронного тахеометра.
 Обозначения: 1 – нивелир; 2 – груз; 3 – лазерная рулетка;
 4 – электронный тахеометр; 5 – отражатель

Передача отметки с помощью электронного тахеометра (рис. 18.4, в).
 Отметку рабочего репера на монтажном горизонте определяют по формуле

$$H_M = H_O + a + l + c - d,$$

где a , c , d – отсчеты по черным сторонам реек;

l – вертикальное расстояние, измеренное электронным тахеометром.

19 ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ СЪЕМКЕ ПОДЗЕМНЫХ ИНЖЕНЕРНЫХ КОММУНИКАЦИЙ

19.1 Общие сведения о подземных коммуникациях

Подземные инженерные коммуникации – это линейные сооружения, служащие для транспортирования жидкостей и газов, передачи энергии и информации. Различают следующие виды подземных сооружений: трубопроводы, кабельные линии и коллекторы.

Трубопроводы бывают самотечные и напорные.

Самотечные трубопроводы отводят загрязненные сточные воды к очистным сооружениям (промышленная и бытовая канализация), атмосферные воды в водоемы (ливневая канализация) и грунтовые воды для понижения их уровня (дренаж).

Напорные трубопроводы транспортируют под давлением жидкостные и газовые продукты. Их подразделяют на водопровод (хозяйственно-питьевой, противопожарный, промышленный), теплофикацию (водяную и паровую), газопровод (высокого, среднего и низкого давления), а также трубопроводы специального назначения (воздухо-, бензо-, нефте-, кислото-, мазутопроводы и др.).

Кабельные линии разделяются на силовые кабели высокого и низкого напряжения и используются для электротранспорта и освещения; на сети слабого тока – для телефонной, телеграфной связи, радиовещания, телевидения, сигнализации и др.

Коллекторы предназначены для совмещенной прокладки инженерных коммуникаций различного назначения (обычно – водопровод, теплофикацию, кабели силовые и связи).

В процессе выполнения геодезических работ, связанных с подземными инженерными сооружениями, следует учитывать следующее:

- подземные коммуникации, как правило, располагают не ближе 2–3 м от фундаментов зданий и сооружений; кабели – не ближе 0,5 м. Минимальное расстояние между коммуникациями различного назначения в плане и по высоте составляет 0,5–1,0 м;
- допустимые погрешности плановой съемки всех видов коммуникаций примерно одинаковы: 0,10–0,15 м. Точность съемки высотного положения зависит от требований к соблюдению проектных отметок и уклонов. В самотечных трубопроводах погрешность отметок допускают не более 5–10 мм, в напорных трубопроводах – 30 мм, в остальных – 50 мм;
- изгибы и врезки самотечных сетей оборудуют колодцами;
- на проездах подземные коммуникации должны быть практически параллельны красным линиям застройки;
- вводы в здания водопроводов, теплосети и газопроводов устраивают, как правило, под прямым углом к контуру здания;
- диаметры труб самотечных коммуникаций и теплосети могут изменяться в колодцах, увеличиваясь в направлении от обслуживаемых зданий к коллектору (магистрале). Диаметры напорных труб иногда могут изменять свою величину в межколодезном пролете, но направление увеличения диаметров такое же, как и для самотечных сетей;
- напряжение тока в кабельных линиях может изменяться на трансформаторных подстанциях;
- подземные коммуникации не должны иметь разрывов;
- внешними признаками подземных инженерных коммуникаций могут служить сооружения и устройства, располагаемые непо-

средственно на трубопроводах и кабельных линиях, здания и инженерные комплексы, технологически необходимые для функционирования сетей определенного назначения, микроизменения рельефа, растительного покрова и температуры грунта, вызванные наличием подземных сооружений.

19.2 Геодезические работы при строительстве подземных коммуникаций

Геодезические работы, выполняемые при строительстве инженерных сетей, включают разбивочные работы и исполнительную съемку.

Разбивочные работы (вынос в натуру проектов) выполняют, опираясь на пункты существующей геодезической сети. Если этих пунктов недостаточно, сеть сгущают, дополняя ее пунктами разбивочной сети, плановое положение которых определяют с помощью теодолитных ходов или засечек, а высоты – проложением ходов технического нивелирования.

Вынос в натуру точек проекта выполняют путем построения на местности разбивочных углов и расстояний, связывающих положение проектных точек с пунктами разбивочной сети. Расчет разбивочных углов и расстояний выполняют по координатам пунктов разбивочной сети и проектными точками, как это показано в разд. 14. Исходные данные для расчета берут из генерального плана и проекта подземных сетей.

Выносу на местность подлежат места соединений и подключений коммуникаций, углы поворота, камеры, колодцы, места пересечения с другими подземными сетями, а также прямолинейные участки не реже чем через 100 м. Проектные точки закрепляют штырями, кольями и т. п. Дополнительно их положение фиксируют параллельными выносками или створными знаками за пределами полосы строительных работ.

Вынос проектных высотных отметок выполняют техническим нивелированием.

Исполнительная съемка построенных подземных коммуникаций выполняется до засыпки траншей и котлованов. Съемке подлежат колодцы, камеры и смотровые люки, углы поворота, точки на прямолинейных участках по оси подземной сети не реже чем через 50 м, места изменений уклонов коммуникаций и диаметров труб, места присоединений и ответвлений.

Геодезической основой исполнительной съемки служат пункты разбивочной сети. Для определения планового положения объектов подземных сетей применяются традиционные методы (полярный, перпендикуляров, угловых и линейных засечек, створов). Высоты точек, подлежащих съемке, определяют техническим нивелированием.

Отчетным документом о выполненной работе является акт исполнительной съемки, в состав которого входят:

- топографический план в масштабе 1:500 с изображением существующих и вновь построенных подземных коммуникаций в границах участка, отведенного под строительство;
- продольный профиль по оси построенного подземного сооружения;
- планы и разрезы колодцев (камер) с указанием диаметра и материала труб, кабелей;
- каталог координат и высот снятых точек подземных коммуникаций.

19.3 Съемка существующих подземных коммуникаций

Съемка существующих подземных коммуникаций выполняется в случаях отсутствия или недостаточной полноты и точности исполнительной съемки. Съемку подземных коммуникаций выполняют в сочетании с топографической съемкой участка местности или с использованием ранее составленных топографических планов.

Объектами съемки являются центры люков, колодцев и камер, выходы на поверхность труб и кабелей у вводов в здания или в местах земляных работ, коверы, водоразборные колонки, распределительные шкафы, трансформаторные будки и подстанции, станции перекачки, тепловые пункты и другие сооружения, технологически связанные с подземными коммуникациями. Плановое положение точек определяют теми же методами, что и при исполнительной съемке, а высоты – техническим нивелированием. Возможно применение и тригонометрического нивелирования современными тахеометрами.

Результаты, полученные при съемке, часто бывают неполными, так как коммуникации скрыты, и на поверхности земли имеются лишь смотровые и регулировочные сооружения. Плановое положение скрытых участков сетей определяют по материалам прежних исполнительных съемок, отыскивают трубокабелеискателем и в качестве крайней меры применяют вскрытие шурфами по согласованию с эксплуатирующей организацией.

Трубокабелеискатель состоит из двух основных узлов – генератора электромагнитных колебаний и приемного устройства. Генератор в удобном месте подключают к коммуникации, отчего вокруг нее возникает переменное магнитное поле. В случае токонепроводящего трубопровода в него пропускают дополнительный проводник или заливают токопроводящую жидкость. Если подключение генератора к трубопроводу и кабелю невозможно, то генератор заземляют в двух или более точках, при этом вокруг коммуникации возникает наведенное электромагнитное поле.

Приемное устройство улавливает колебания электромагнитного поля и позволяет, перемещая его, по максимуму сигнала установить местоположение коммуникации. Средние квадратические погрешности определения положения подземных коммуникаций в благоприятных условиях составляют в сантиметрах: в плане $m_p = 7,5h$; по высоте $m_h = 13h$, где h – глубина залегания коммуникации, м.

Применение трубокабелеискателей облегчает отыскание коммуникаций, но не позволяет выявить технические характеристики трубопроводов и кабелей (диаметр, давление, напряжение, сечение и пр.). Их стремятся определить в процессе исполнительной съемки.

Последовательность работ по съемке существующих подземных коммуникаций зависит от особенностей объекта, качества ранее составленных топографических планов, объема отображаемой информации и др. Как правило, применяется следующая очередность работ:

- создание планово-высотной съемочной сети;
- производство топографической съемки участка, включая съемку всех сооружений подземных коммуникаций с вводами в здания и другими элементами внешних признаков сетей;
- составление предварительной схемы сетей с использованием результатов топографической съемки и данных других организаций;
- рекогносцировка участка местности;
- обследование и нивелирование колодцев (камер) подземных коммуникаций;
- уточнение схемы сетей путем рекогносцировки и шурфования и определение мест для работы с трубокабелеискателями;
- поиск и съемка скрытых подземных коммуникаций;
- составление схемы отрекогносцированных сетей и согласование ее с представителями организаций, эксплуатирующих сети;
- составление плана инженерных сетей, совмещенного с топографическим планом местности, и экспликации колодцев подземных инженерных коммуникаций.

Библиографический список

1. Антонович К. М. Использование спутниковых радионавигационных систем в геодезии. В 2 т.; т. 1. – 334 с., т. 2. – 360 с. – М.: ФГУП "Картгеоцентр", 2006.
2. Практикум по инженерной геодезии: учеб. пособие для вузов / В. А. Визгин, В. А. Коугия, Л. С. Хренов. – М.: Недра, 1989. – 285 с.
3. ВСН-208–89. Инженерно-геодезические изыскания железных и автомобильных дорог. – М.: Минтранс СССР, 1989.

4. *Генике А. А., Побединский Г. Г.* Глобальные спутниковые системы определения местоположения и их применение в геодезии. Изд. 2-е, перераб. и доп. – М.: ФГУП "Картгеоцентр", 2004. – 355 с.
5. *Геодезия. Термины и определения.* ГОСТ 22268–76. – М.: Госстандарт СССР, 1976. – 32 с.
6. *Геодезия. Топографические съемки: справочное пособие* / Ю. К. Неумывакин, Е. И. Халугин, П. Н. Кузнецов, А. В. Бойко. – М.: Недра, 1991. – 317 с.
7. *Геодезические работы при строительстве мостов* / В. А. Коугия, В. В. Грузинов, О. Н. Малковский, В. Д. Петров. – М.: Недра, 1986. – 248 с.
8. *Изыскания и проектирование железных дорог: учеб. для вузов ж.-д. трансп.* / И. В. Турбин, А. В. Гавриленков, И. И. Кантор и др.; под ред. И. В. Турбина. – М.: Транспорт, 1989. – 479 с.
9. *Инженерная геодезия: учеб. для вузов ж.-д. трансп./* Г. С. Бронштейн, В. Д. Власов, Н. С. Зайцева и др.; под ред. С. И. Матвеева. – М., 1999. – 455 с.
10. *Инженерная геодезия: учеб. для вузов* / Под ред. Д. Ш. Михелева. – Изд. 2-е. – М.: Высш. шк., 2001 – 464 с.
11. *Инженерная геодезия: учебное пособие. Часть I* / Е. С. Богомолова, М. Я. Брынь, В. В. Грузинов и др.; под ред. В. А. Коугия. – СПб.: Петербургский гос. ун-т путей сообщения, 2007. – 104 с.
12. *Инструкция по нивелированию I, II, III и IV классов.* – М.: Недра, 2004. – 244 с.
13. *Инструкция по топографической съемке в масштабах 1:5000, 1:2000, 1:1000, 1:500.* – М.: Недра, 1985. – 152 с.
14. *Инструкция по топографо-геодезическим работам при инженерных изысканиях для промышленного, сельскохозяйственного, городского и поселкового строительства.* СН-212–73. – М.: Стройиздат, 1974. – 152 с.
15. *Коськов Б. И.* Справочное пособие по съемке городов. – 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Недра, 1986. – 334 с.
16. *Лобанов А. Н.* Аэрофототопография. – М.: Недра, 1978. – 576 с.
17. *Геоинформационные системы и технологии на железнодорожном транспорте: учеб. пособие для вузов ж.-д. трансп.* / С. И. Матвеев, В. А. Коугия, В. Я. Цветков; под ред. С. И. Матвеева. – М.: УМК МПС России, 2002. – 288 с.
18. *СНиП 01.02.07–87.* Инженерные изыскания для строительства. – М.: ЦНИТП Госстроя СССР. – 1985. – 28 с.
19. *СНиП 01.03–84.* Геодезические работы в строительстве. – М.: ЦНИТП Госстроя СССР. – 1985. – 28 с.
20. *Спутниковая технология геодезических работ. Термины и определения: руководящий технический материал.* – М.: ЦНИИГАиК, 2001. – 28 с.
21. *Таблицы для разбивки кривых на железных дорогах* / Д. И. Власов, В. Н. Логинов. – М.: Транспорт, 1968. – 520 с.
22. *Центры геодезических пунктов для территории городов, поселков и промышленных площадок.* – М.: Недра, 1972. – 24 с.

Содержание

10	Спутниковые геодезические измерения	3
10.1	Общие сведения о спутниковых навигационных системах	3
10.2	Кодовые и фазовые измерения	5
10.3	Режимы и методы спутниковых геодезических измерений	8
10.4	Погрешности спутниковых измерений	11
11	Наземные съемки местности	14
11.1	Общие сведения о съемке местности.....	14
11.2	Теодолитная съемка	16
11.3	Тахеометрическая съемка	18
	Особенности крупномасштабной съемки железнодорожных станций и узлов	21
11.4	Мензульная съемка	23
12	Аэрокосмические съемки	26
12.1	Приборы аэрокосмической съемки	26
12.2	Дешифрирование снимков	29
12.3	Искажения снимков	29
12.4	Трансформирование снимков	31
12.5	Составление фотопланов и фотосхем	32
12.6	Составление по снимкам топографических планов	32
13	Наземные стереофотограмметрическая и сканерная съемки	35
13.1	Наземная стереофотограмметрическая (фототеодолитная) съемка	35
13.2	Сканерная съемка	39
14	Геодезические разбивочные работы	41
14.1	Содержание геодезических работ при выносе проектов в натуру ...	41
14.2	Горизонтальная разбивка сооружений	45
14.3	Вертикальная разбивка сооружений	48
15	Геодезические работы, выполняемые при изысканиях железных дорог	52
15.1	Понятие о трассировании линейных сооружений	52
15.2	Разбивка трассы	53
15.3	Круговые и переходные кривые	56
15.4	Разбивка кривых на местности	61
15.5	Нивелирование трассы и поперечников	63
15.6	Особые случаи нивелирования	67
15.7	Построение продольного профиля трассы и профилей поперечников	68

16 Геодезические работы при строительстве и содержании железнодорожного пути	69
16.1 Геодезические работы при строительстве железнодорожных дорог ...	69
16.2 Геодезические работы при содержании железнодорожного пути ...	71
17 Геодезические работы при строительстве мостов и тоннелей	72
Создание геодезической разбивочной сети моста	72
Геодезические работы при строительстве опор моста	74
Геодезические работы при монтаже пролетного строения	77
Геодезическое обеспечение строительства тоннеля	79
18 Геодезические работы при строительстве зданий	79
18.1 Вынесение и закрепление на местности основных осей здания	80
18.2 Геодезические работы при нулевом цикле строительства здания ...	81
18.3 Внутренняя разбивочная сеть здания	83
18.4 Перенос осей на монтажные горизонты	83
18.5 Передача отметок на исходный и монтажные горизонты	84
19 Геодезические работы при съемке подземных инженерных коммуникаций	85
19.1 Общие сведения о подземных коммуникациях	85
19.2 Геодезические работы при строительстве подземных коммуникаций	87
19.3 Съемка существующих подземных коммуникаций	88
Библиографический список	89

Учебное издание

Инженерная геодезия

Часть II

Учебное пособие

Под редакцией
доктора техн. наук
В. А. Коузия

Редактор и корректор *Г. Н. Кириллова*
Компьютерная верстка *М. С. Савастеевой*

План 2007 г., № 20

Подписано в печать с оригинал-макета 12.03.08.
Формат 60×84 1/16. Бумага для множ. апп. Печать офсетная.
Усл. печ. л. 5,9. Уч.-изд. л. 5,9. Тираж 200 экз.
Заказ

Петербургский государственный университет путей сообщения.
190031, СПб, Московский пр., 9.
Типография ПГУПС. 190031, СПб., Московский пр., 9.