

Данный файл представлен исключительно в ознакомительных целях.

Уважаемый читатель!

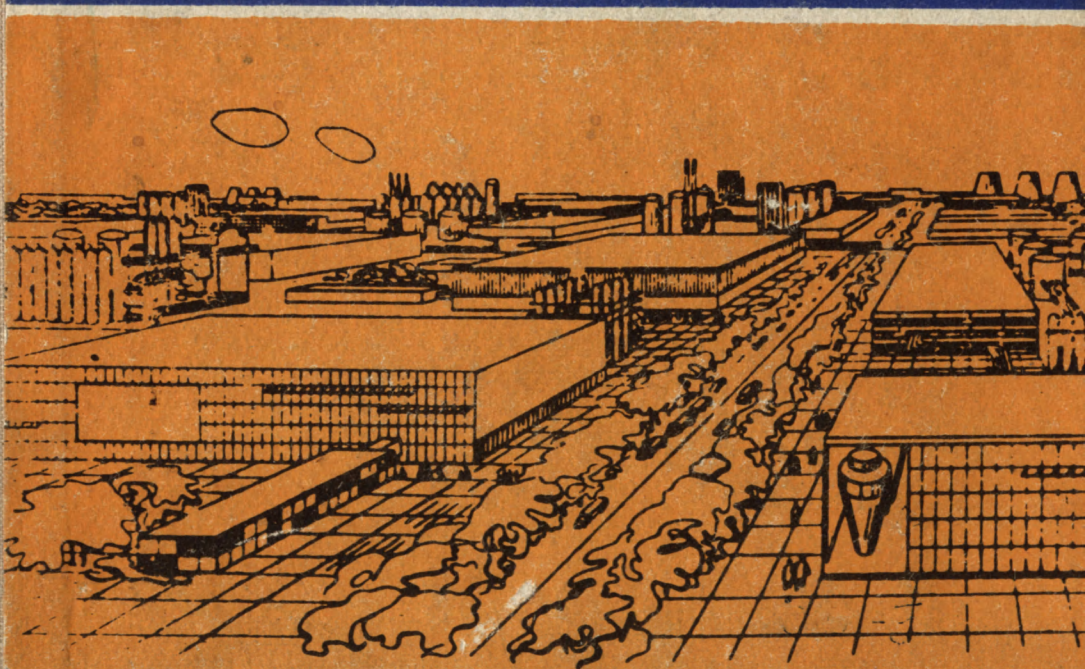
Если вы скопируете данный файл,
Вы должны незамедлительно удалить его сразу после ознакомления с содержанием.
Копируя и сохраняя его Вы принимаете на себя всю ответственность, согласно действующему международному законодательству .
Все авторские права на данный файл сохраняются за правообладателем.
Любое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

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

ОЖИДАННЯ ПЕНСІО ЯВІТЬСЯ ПРОВОЗМОВИМ ГЕОДЕЗИЧНИМ РАБОТОЮ

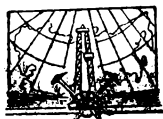
Т.С.ДАНИЛЕНКО

ОРГАНИЗАЦИЯ И ПРОИЗВОДСТВО ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ ПРИ КРУПНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ



Т. С. ДАНИЛЕНКО

ОРГАНИЗАЦИЯ
И ПРОИЗВОДСТВО
ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ
РАБОТ
ПРИ КРУПНОМ
СТРОИТЕЛЬСТВЕ



Москва
«Н Е Д Р А»
1975

УДК: 628.02/08:69.006.014

Даниленко Т. С. Организация и производство геодезических работ при крупном строительстве. М., «Недра», 1975, 320 с.

В монографии рассматривается широкий круг организационно-технических вопросов инженерно-геодезических работ, производимых в период строительства гидротехнических, промышленных и гражданских сооружений и их комплексов. Отражены общие сведения о строительном производстве, предопределяющем виды, объемы, точность и сроки исполнения геодезических работ в разные периоды возведения сооружений. Даны описания конструкций и приведены технические характеристики новейших геодезических приборов, инструментов и вычислительных машин, получающих распространение на строительствах.

Изложены принципы проектирования разового развития опорной геодезической сети на большой территории многолетнего строительства и закрепления пунктов для долговременной их сохранности. Главное внимание уделено созданию локальных геодезических сетей на основных объектах строительства, эффективным методам и приемам измерений при геодезическом обеспечении строительного-монтажных процессов и наблюдениях за смещениями частей сооружений.

Теоретически обоснованы методы предвычисления ожидаемых ошибок в геодезических построениях на местности и оценки точности полученных результатов.

Книга предназначена для специалистов, занятых на геодезических работах при строительстве сооружений, а также для лиц, изучающих курс инженерной геодезии.

Табл. 53, ил. 107, список лит. — 141 назв.



ПРЕДИСЛОВИЕ

Капитальное строительство в Советском Союзе с каждым годом все больше расширяется. Постоянно совершаемый научно-технический прогресс в области строительства обуславливает индустриализацию строительного производства.

Невиданный размах строительства в нашей стране привлекает различные отрасли знаний для успешного решения грандиозных планов развития народного хозяйства.

Все дальнейшие опытные и научные изыскания по геодезии должны быть направлены на совершенствование технологии геодезического обслуживания строительного-монтажных работ.

Технический прогресс в строительстве инженерных сооружений, в свою очередь, требует и соответствующего развития геодезии. В геодезическом производстве должны быть широко применены наиболее рациональные методы и прогрессивные способы работ, новые приборы и приспособления, обеспечивающие высокое качество получаемых данных, увеличивающие производительность труда, сокращающие сроки исполнения заданий при уменьшении затрат материальных и денежных средств.

Достижения советской геодезической науки и техники нашли широкое применение при строительстве городов, метрополитенов, промышленных комбинатов и гидроузлов, сельскохозяйственных объектов.

Инженерно-геодезические работы на строительстве все больше сливаются с процессами возведения сооружений. Выполняемые геодезические работы на строительствах невозможно свести к узкотехническим геодезическим действиям. Они неразрывны с развивающимся строительным производством. Существуют определенная техническая связь и последовательность в организации геодезического производства и строительного-монтажных работ.

При энергетическом и промышленно-гражданском строительстве большой объем составляют и разнообразные виды геодезических работ. Существенная доля геодезических работ приходится на период изысканий и проектирования сооружений гидроэнергоузлов. Особое место как по разнообразию и сложности, так и по объемам занимают инженерно-геодезические работы при строительстве сооружений. Геодезические работы продолжаются и во время эксплуатации сооружений, но уже в небольшом объеме, главным образом при наблюдениях за деформациями сооружений, ремонтно-восстановительных работах.

Генеральному подрядчику строительства первого крупного инженерного объекта поручают также строительство и всех последующих предприятий и кварталов города нового индустриального центра. В этой связи геодезическая служба генеральной строительной организации длительное время выполняет геодезические работы на большой территории. Поэтому весьма важным является определение принципов организации и методов выполнения геодезических работ на любом участке обширной территории строительства и в любое время года, независимо от климатического пояса и состояния погоды.

Наиболее разнообразные виды геодезических работ выполняют при гидростроительстве в сложных топографических и климатических условиях, поэтому геодезическое производство рассматривается применительно к крупному гидроузлу — базе нового индустриального центра. Вместе с тем рассматривается техническая согласованность различных видов геодезических работ при одновременном их выполнении или по мере перехода к иной специфике строительства.

Глава I

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

§ 1. РАЗМЕЩЕНИЕ ОБЪЕКТОВ СТРОИТЕЛЬСТВА

Планы развития народного хозяйства предусматривают рациональное размещение по стране производительных сил, освоение новых районов, выявление и разработку природных ресурсов; научно-технические исследования при этом находятся в тесной связи с хозяйственным строительством.

Строительство новых промышленных предприятий, создание крупнейших гидротехнических сооружений, открытия и разработки сырьевых баз, орошение земель и развитие транспорта в отдаленных районах обусловили в невиданных масштабах строительство новых городов.

Развитие нефтедобычи, нефтехимии, гидроэнергетики, машиностроения, металлургии и других промышленных комплексов, а также освоение сырьевых баз обусловили строительство новых городов — Артемьевска, Лениногорска, Новокуйбышевска, Нижнекамска, Волжского, Братска, Дивногорска и др. Новые города соответствуют величине промышленных комплексов-новостроек.

Экономически обосновано, что новые города целесообразно создавать на 250—350 тыс. жителей [79]. Научно-экономические исследования показывают, что в современных условиях значительно выгоднее строить не отдельные предприятия, а целые промышленные комплексы на общей производственной базе. Экономикоматематические методы позволяют разрабатывать перспективный план непрерывного строительства объектов нового индустриального центра на многие годы вперед.

Промышленные районы больших размеров состоят из специализированных предприятий с высокой степенью автоматизации, преимущественно размещаемых вне города. В застройку города входят компактные многоэтажные научно-производственные и исследовательские комплексы.

Территории размещения промышленных объектов включают в черту вновь строящегося или существующего города. В соответствии с Инструкцией СН—345—66 [33] при составлении генеральных планов планировки и застройки городов предусматривают на базе строительства первого крупного объекта последовательное строительство ряда других промышленных предприятий с расчетом

на перспективный период в 25—30 лет и на ближайшее время в 5—10 лет.

Показательным в этом отношении является строительство крупного гидроузла, где сосредоточены различные виды инженерного строительства: гидротехническое, промышленное, транспортных путей, тоннельное, городское и др. При принятой последовательности возведения объектов строительную базу и мощности со временем переключают, например, с гидротехнического строительства на промышленное, городское и другие виды строительства.

§ 2. КРАТКАЯ СПРАВКА О РАЗВИТИИ ГЕОДЕЗИИ И ГИДРОТЕХНИЧЕСКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

Геодезические работы, выполняемые при строительстве, берут свое начало из далекого прошлого: за 6 тыс. лет до н. э. в Древнем Египте проводили межевание участков в пойме Нила. Различные измерения весьма тесно связаны с возведением прежде всего гидротехнических сооружений. В этой связи интересно проследить за историческим развитием геодезии и гидротехнического строительства.

Простейшими геодезическими инструментами пользовались задолго до нашей эры в Вавилоне, Египте и Риме при сооружении гидротехнических сооружений для орошения полей и снабжения населенных мест водой. Исторические сведения указывают, что за 4400 лет до н. э. в Египте строили каналы для орошения земель в долине Нила. Несколько позже, за 4 тыс. лет до н. э., там же была построена каменная плотина, а за 3,5 лет до н. э. уже строили тоннели. В Вавилоне к тому же периоду и несколько раньше относятся водопроводы и артезианские колодцы, из которых снабжались существовавшие города. В Китае известно орошение примерно 2280 лет до н. э., применявшееся в пойме р. Янцзыцзян. Древний Хорезм гидротехнические сооружения возводил в XIII—VI вв. до н. э.

Регулирование рек Тигра и Ефрата осуществлялось за 500 лет до н. э. Примерно к тому же периоду относятся первые судоходные сооружения: канал от Нила к Красному морю существовал за 610 лет до н. э.

Интереснейшим сооружением является Силоамский тоннель в Иерусалиме, прорытый в VIII в. до н. э. и сохранившийся до настоящего времени.

На нижнем Ефрате в Месопотамии проводили осушение земель уже за 570 лет до н. э. В Древней Грузии и Армении около 2000 лет назад существовали сравнительно крупные каналы, а в Голландии — дамбы, защищавшие низменные места от затопления морем.

Расцвет Греции и Рима способствовал большому развитию гидротехники. Знаменитый водопровод Аппия и канализация в Риме представляют инженерное искусство отдаленного времени.

Существенный вклад в развитие геодезии внесли ученые античной Греции, затем Римской империи. Герон Александрийский (живший в I в.) в своем труде «Диоптра» изложил конструкции приборов для измерения горизонтальных и вертикальных углов (астролябия с диоптрами) и нивелирования (прибор в виде сообщающихся сосудов с трубками и жидкостью).

Во времена римского императора Траяна (98—117 гг. до н. э.) гидротехники построили крупнейшее водохранилище Мерида в Египте, возвели плотину из каменной кладки высотой 16 м, создав водохранилище Прозерпины емкостью около 10 млн. м³; воздвигли плотину из кладки высотой 18 м и длиной 222 м, создали водохранилище Корнальво емкостью 9 млн. м³.

Китайские гидротехники в VII в. н. э. для судоходства построили Великий канал от Пекина до Ханчжоу длиной 1700 км, пересекавший реки Хуанхэ и Янцзыцзян.

В XI в. арабы и несколько позднее европейцы при составлении карт стали пользоваться компасом, заимствованным у китайцев. Во время арабского владычества Испанией на р. Рио-Монегра у Аликанте построена (XVI в.) плотина Тиби высотой 42 м. В этот период арабы занимались географией, астрономией и другими науками.

К XVI в. относится изобретение мензулы с линейками и диоптрами.

Средневековая Европа гидротехническое строительство вела преимущественно в связи с проложением водопроводов и выправлением русел рек. Эпоха Возрождения отмечена развитием торговых связей и использованием внутренних водных путей, сооружением судоходных каналов и шлюзов, гидросиловых установок.

По гидротехнике появились теоретические работы Леонардо да Винчи, Паскаля, Галилея, который в 1609 г. изобрел оптическую зрительную трубу, и др.

В области геодезии резкое развитие наступило со времени изобретения зрительной трубы с сеткой (труба Кеплера, 1611 г.), уровня, верньера и дальномера. В XVII в. голландский ученый Снеллиус предложил метод триангуляции.

К XVIII в. относится разработка конструкции улучшенного типа теодолита, усовершенствованного нивелира, дальномера, ртутного барометра и др.

Развитие прикладной оптики и точного машиностроения во второй половине XIX в. позволило изготавливать детали с высокой точностью.

В России начало геодезических работ относится к XI в. Например, в 1068 г. было измерено расстояние между Таманью и Керчью и сделана надпись на камне, хранящемся теперь в Эрмитаже.

При Петре I геодезические работы в России получают научную постановку. Необходимость выполнения в больших объемах геодезических работ связана с развитием торговли и мореплавания,

строительством фабрик и заводов, обороной страны. В 1696 г. были начаты большие съемочные работы на Дону, в 1715 г. — в Сибири на р. Иртыше, а в 1718—1722 г. выполнялись на Камчатке и Курильских островах.

С именем Михаила Васильевича Ломоносова, руководившего в 1758—1765 гг. Географическим департаментом, связано многое в области геодезии и картографии России.

В России наиболее раннее инженерное строительство определялось развитием водного транспорта (известный «путь из варяг в греки») и водоснабжения (водопровод в Новгороде). К XIII в. относится появление водяных мельниц, которые в XV—XVI вв. получили широкое распространение. Гидросиловые установки в XVI в. находят промышленное использование. Быстрое строительство гидросиловых установок для развивавшейся промышленности на Урале относится к XVIII в. Развитие внутренних водных систем: Вышневолоцкая (завершена в 1722 г.), Мариинская (1808 г.), Тихвинская (1811 г.), Северо-Двинская (1828 г.) и др. — относится к XVIII и XIX вв.

Оросительные системы Карязскую и Араздайнскую на Кавказе строили с 1864 по 1902 г., а Мукганскую и др. в Средней Азии — с 1902 по 1917 г.

Постепенное накопление опыта гидротехнического строительства, развитие инженерного искусства и науки послужило основой крупных успехов в области гидротехники в первой половине XX в.

Технически отсталая Россия не осуществляла гидротехническое строительство, хотя видные гидротехники разработали замечательные планы возведения многих сооружений.

С самого начала Советской власти В. И. Ленин особое внимание уделял вопросам электрификации промышленности и транспорта, использованию водных ресурсов. В апреле 1918 г. В. И. Ленин выдвинул вопрос о строительстве Волховской ГЭС мощностью 56 тыс. кВт, а в мае того же года Совет Народных Комиссаров издал декрет об организации оросительных работ в Туркестане. По плану ГОЭЛРО уже в 1926 г. вводится в эксплуатацию Волховская ГЭС, а затем — Земо-Авчальская, Кондопожская и др.

После Великой Октябрьской социалистической революции в нашей стране геодезия вступила в новый этап своего развития. Было организовано Высшее геодезическое управление, в функции которого вошли научно-технические разработки и производственное дело по геодезии в стране. Созданы также Центральный научно-исследовательский институт геодезии, аэросъемки и картографии (ЦНИИГАиК), Всесоюзный научно-исследовательский маркшейдерский институт (ВНИМИ), а также институты по подготовке высококвалифицированных кадров для выполнения научно-исследовательских и производственных геодезических работ.

Наибольшего размаха гидротехническое строительство и прежде всего ГЭС достигает в годы довоенных пятилеток. Днепровская ГЭС им. В. И. Ленина, крупнейшая в Европе, вступила в эксплу-

атацию в 1932 г., Нижне-Свирская — в 1933 г., Рыбинская и Угличская — в 1940—1941 гг.

Большие работы выполнялись по реконструкции водных путей на Волге, Оби, Енисее, Лене и других реках; построены крупнейшие судоходные каналы — Беломорско-Балтийский длиной 227 км (1933 г.) и имени Москвы длиной 128 км (1937 г.).

Созданы новые крупные оросительные системы в Закавказье и на Украине, в Сибири и на Северном Кавказе, в республиках Средней Азии, венцом которых является крупнейший ирригационный канал в мире — Большой Ферганский.

Не прекращалось гидротехническое строительство и в годы Великой Отечественной войны.

Новое наращивание темпов гидротехнического строительство получает в послевоенные пятилетки. Среди ряда построенных и введенных в эксплуатацию гидроэлектростанций гордостью советских гидротехников и всего народа являются крупнейшие в мире ГЭС: Волжские им. В. И. Ленина (2,3 млн. кВт), им. XXII съезда КПСС (2,53 млн. кВт), Братская им. 50-летия Великого Октября (4 млн. кВт), Красноярская (6 млн. кВт).

В различных республиках нашей страны для ирригации и мелиорации земель выполняют значительные объемы строительных работ, требующих геодезического обеспечения.

С развитием всех видов инженерного строительства резко возросли требования к геодезическим данным, стало необходимым непосредственное участие специалистов геодезического профиля в процессах строительного-монтажных работ.

Строительство ряда сооружений научных комплексов, например Серпуховского синхрофазатрона, потребовало определения плано-высотного положения оборудования с точностью до нескольких микрон. Это потребовало разработки методов расчета, технологии высокоточных измерений, конструирования новых специальных инструментов и приборов.

Значительные достижения в геодезическом приборостроении основаны на привлечении средств электроники и радиотехники, использовании законов физики. Изготовлены разнообразные конструкции приборов многоцелевого и специального назначения: свето- и радиодальномеры, насадки оптических дальномеров, нивелиры с самоустанавливающейся линией визирования, приборы вертикального проектирования точек, приборы других конструкций, обеспечивающих высокую производительность труда исполнителей геодезических работ.

Величайшие перспективы гидротехнического, промышленного и гражданского строительства предстоит осуществить в будущем.

§ 3. ГИДРОУЗЛЫ

Для рационального использования водных ресурсов необходимы определенные воздействия на водный поток или водоем. С этой целью возводят гидротехнические сооружения. В зависимости от вида используемого естественного потока или водоема гидротехнические сооружения различают [22]: речные, располагаемые непосредственно на водотоке или сопрягающиеся с ним, озерные и морские.

Гидротехнические сооружения по характеру воздействия на водный поток или водоем делят на три группы:

1. Водоподпорные и водонапорные сооружения объединяют различные дамбы и плотины на реках, озерах, морях. Названные сооружения создают или испытывают на себе подпор воды, удерживая значительные объемы ее перед собой.

2. Водопроводящие сооружения служат для подвода или отвода воды из одних пунктов к другим; к ним относятся искусственные русла: лотки, каналы, трубопроводы, тоннели.

3. Регуляционные сооружения предопределяют условия протекания водных потоков в руслах, а также ограничивают воздействие их на дно и берега русла (отложения наносов, размывы), регулируют действие озерных и морских волн и течений на побережье. К этим видам относятся: полузапруды, волноотбойные сооружения, берего- и дноуглубительные сооружения, ледозащитные стенки, наносозадерживающие сооружения и т. д.

Перечисленные виды сооружений относятся к общим гидротехническим сооружениям. Кроме названных, различают специальные и отраслевые виды гидросооружений, как, например:

- 1) гидротехнические сооружения, в состав которых входят здания гидроэлектростанций, аванкамеры, напорные бассейны, уравнительные башни и др.;

- 2) гидросооружения водного транспорта, объединяющие причальные сооружения (портовые набережные, пристани), судоходные шлюзы, судоприемники и т. п.;

- 3) гидросооружения целевого назначения мелиорации, водоснабжения и канализации, использования водных недр (рыбного хозяйства).

Группа различных гидротехнических сооружений, связанных общей водохозяйственной целью и местоположением, составляет узел гидротехнических сооружений, или гидроузел.

Наибольший состав гидротехнических сооружений обычно бывает у речных гидроузлов, нередко объединяющих в одном месте сооружения общего и специального назначения, — водозаборные, водопроводные, водосборные и регуляционные.

На равнинных реках гидроузлы возводят с целью комплексного использования водных ресурсов. Это определяет разнообразие видов и конструктивных особенностей сооружений, их тесную взаимосвязь.

Состав сооружений речных узлов определяется напором установки, запасами и расходами водотока, топографическими и гидрогеологическими условиями, потребностью района в воде для орошения, судоходством водотока и другими хозяйственными целями использования водных масс.

Ответственность гидротехнических сооружений, удерживающих огромные массы воды, состоит в том, что в случае аварии эта вода с большой скоростью устремится по долине, разрушая и сметая все на своем пути, причиняя огромные убытки.

§ 4. ВЫБОР СТВОРА ГИДРОЭНЕРГОУЗЛА

Комплексное решение ряда народнохозяйственных вопросов (энергетика, судоходство, водоснабжение, орошение, бытовые интересы) предопределяет разработку наиболее рациональной схемы использования водотока.

На основании схемы использования водотока на всей его длине выбирают район размещения створа.

В зависимости от водохозяйственных, геологических, топографических и других факторов протяженность района вдоль водотока может составлять несколько десятков километров. Для Нижне-Камского гидроэнергоузла, например, эта протяженность составила около 100 км.

Положение створа крупного гидроэнергоузла (рис. 1) уточняют на стадии проектного задания в соответствии с данными детальных изысканий и проектирования. Однако на этой стадии створ как осевая линия напорных сооружений не закрепляется окончательно, но полоса расположения створа сужается до нескольких сотен метров, редко 1—2 км. С уточнением более определенного расположения створа представляется возможность для начала подготовительных работ по освоению территории, прилегающей к узлу сооружений. Обычно приступают к трассированию подъездных железнодорожных и автомобильных путей, линий энергоснабжения, к размещению на стройплощадке подсобных предприятий и временного жилого поселка.

Окончательное положение осевой линии напорного фронта (створа) определяют на стадии рабочего проектирования.

Существует два основных типа компоновки, напорного фронта сооружений: русловая и пойменная.

Гидроэнергоузлы классифицируют по схеме создания напора: приплотинные и деривационные * гидроэлектростанции.

Напор воды в приплотинных установках создают водоподпорные сооружения — плотина и частично сама гидроэлектростанция (рис. 2), которая в таком случае выполняет и функции плотины. Для приплотинных энергоузлов характерным является сосредоточение

* Деривация — отвод воды от главного русла — может быть в виде канала, тоннеля, трубопровода, бетонных лотков.

всех сооружений в одном створе, создающих непрерывный подпорный фронт. К таким приплотинным узлам относятся сооружения ГЭС: Волховской, Днепровских, Усть-Каменогорской, Горьковской, Куйбышевской, Волгоградской и других электростанций. Имеются гидроузлы и иной компоновки, например Рыбинская ГЭС

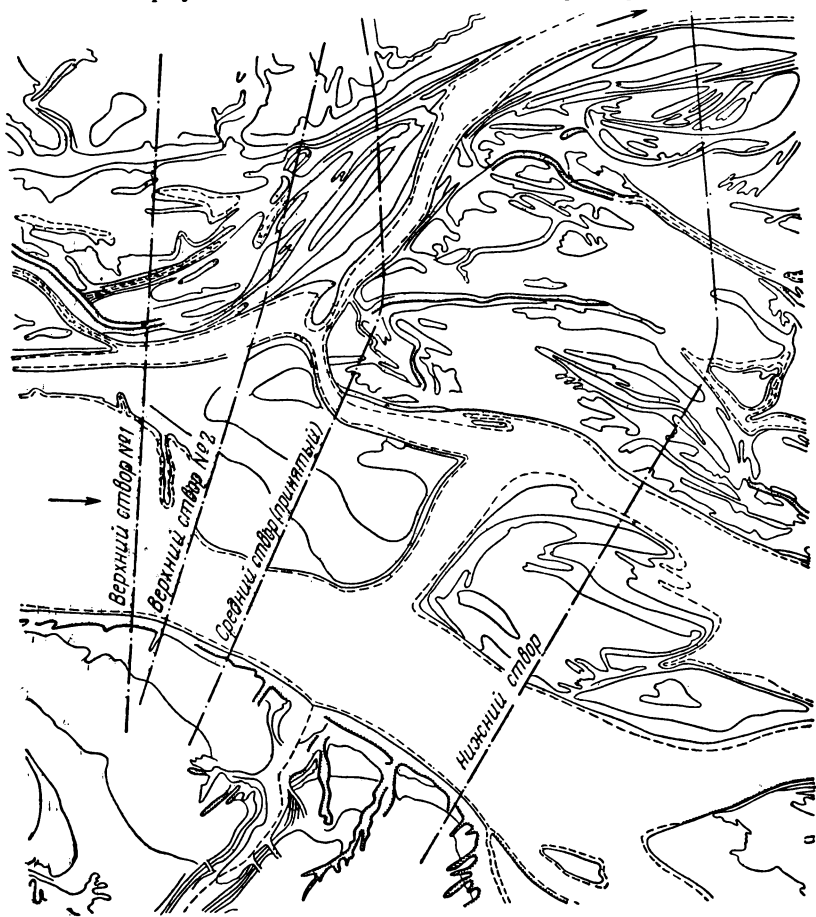


Рис. 1. Схема расположения створов гидроузла

на Волге, у которой отдельные подпорные сооружения расположены в различных рукавах и устьях: станционный узел в русле р. Шексны, а водосбросная плотина и шлюз в русле р. Волги. Бетонные подпорные сооружения соединяют земляными дамбами, в комплексе создающими непрерывный водоподпорный фронт. Протяженность водоподпорного фронта может достигать нескольких километров: на Рыбинском гидроузле составляет 14 км, на Горьковском — свыше 12 км.

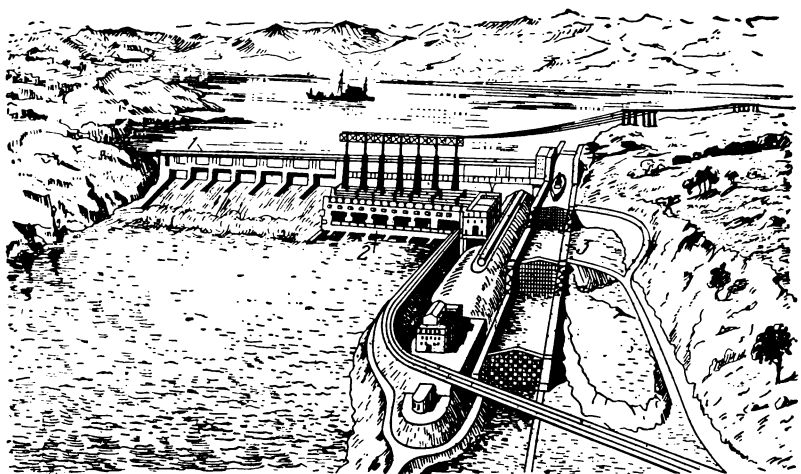


Рис. 2. Общий вид узла сооружений русловой ГЭС на судоходной реке:
1— водосливная плотина; 2— здание ГЭС; 3— трехкамерный шлюз



Рис. 3. Схема расположения сооружений ГЭС с напорной деривацией (трубопровод)

1— плотина высокого напора; 2— место водоприемника; 3— донный водосброс; 4— деривация (деревянный трубопровод); 5— уравнивательная башня; 6— напорный (турбинный) трубопровод; 7— силовое здание; 8— нижний бьеф

Особенностью строительства гидротехнических сооружений одного подпорного фронта в приплотинных гидроузлах является возведение их с пропуском расходов водотока через возводимые сооружения или в обход их.

У деривационных гидроэлектростанций напор воды создают в основном за счет деривации. Плотина, перегораживающая реку, по существу является водозаборным сооружением, откуда поступает вода в деривационный канал с минимальным подпором (рис. 3).

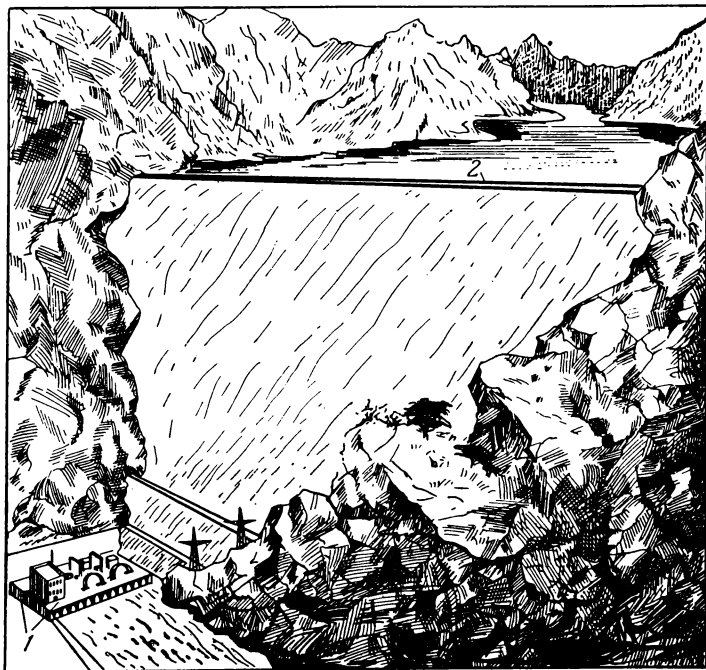


Рис. 4. Гидростанция с тоннельной деривацией
1— здание гидростанции; 2— насыпная плотина

Деривационные гидроузлы обычно состоят из трех комплексов сопряженных сооружений: головной узел, деривация, станционный узел. Между этими сооружениями существует гидравлическая и конструктивная связь, но деривация может иметь большую протяженность, даже достигающую десятка километров.

При выборе створа гидроэнергоузла деривационного типа определяющим фактором являются условия сооружения деривационного устройства.

При проектировании тоннельной деривации (рис. 4) стремятся выбрать вариант с меньшим числом вспомогательных шахт и штреков и минимальной длины, чтобы обеспечивались их транспортные

связи с характерными точками деривации. На открытом деривационном канале такими характерными точками являются сооружения: акведуки, путепроводы, трубы, мосты, места глубоких выемок и насыпей.

На выбор участка размещения створа определяющее значение оказывают топографические условия местности. Весьма важным является расположение вблизи района основных работ многочисленных подсобных предприятий и устройств, требуемых для возведения гидроузла.

Таким образом, варианты выбора створа требуют глубокого изучения, подробных изысканий и проектных вариантов. Тщательный анализ основных производственных условий (пропуск строительных расходов водотока, организация стройплощадки, подъездные дороги, карьеры) позволяет выбрать створ в окончательном варианте.

§ 5. ОСНОВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА ГИДРОУЗЛОВ

Размещение гидроэнергоузлов зависит от используемого речного потока, тогда как промышленные предприятия и даже тепловые и атомные электростанции не связаны жестко с источниками сырья и топлива. Отсюда для первых возможности выбора строительных площадок ограничены. Придерживаются также и условий наименьших затоплений земель, а потому в большинстве случаев подпорные сооружения удаляют от существующих заводов и населенных пунктов.

Удаленность гидроузлов от железнодорожных магистралей вызывает необходимость строительства большой протяженности железнодорожных путей и автомобильных дорог.

Весьма сложные топографические условия вдоль используемых водотоков, особенно в горных районах, вынуждают строительные площадки гидроузлов размещать на вытянутых участках большой протяженности.

Наиболее характерными видами массовых работ при гидротехническом строительстве являются земляные и бетонные.

Насыпи грунта гидротехнических сооружений требуют особо тщательного уплотнения, а сопряжения отдельных участков — специальной обработки и выполнения ряда мероприятий, исключающих развитие опасной фильтрации.

Основание котлованов гидротехнических сооружений обычно заглубляют значительно ниже уровня грунтовых вод. Земляные работы в котлованах производят под прикрытием перемычек и при водоотливе, что значительно сложнее, чем при обычном промышленном строительстве.

Существенная разница имеется и между бетонными работами на гидротехническом и на промышленном строительстве. В гидротехническом строительстве бетон должен кроме прочности обладать большой морозостойкостью и водонепроницаемостью.

Организация производства работ по возведению речных гидроузлов весьма зависит от гидрогеологических факторов. Необходимость пропуска водотока через возводимые сооружения уменьшает фронт для строительных работ. Осложнения в производстве работ особенно ощутимы во время паводков, когда пропускаемая вода не только занимает большой фронт, но и затопляет возводимые сооружения, сокращая таким образом участки работ (часто на 2—3 месяца). Большие бетонные работы приходится на зимнее время, так как низкие расходы воды водотока открывают наиболее широкий фронт строительству.

Для выполнения больших объемов земляных и бетонных работ на гидросооружениях применяют высокопроизводительную механизацию и транспортные средства большой грузоподъемности, железные дороги широкой колеи и соответствующие автодороги.

Широкое применение для выемки грунта при разработке котлованов и карьеров находит гидромеханизация.

Наиболее характерны следующие этапы строительства гидроузла:

а) организация и освоение отведенной территории для размещения сооружений гидроузла и производственных баз строительства: возведение вспомогательных предприятий, рабочих поселков, сетей дорог и инженерных коммуникаций, производство земляных работ на объектах гидросооружений;

б) завершение основных объемов выемки и насыпи грунта, выполнение строительно-монтажных работ на объектах гидроузла, продолжение работ по расширению производственной базы, строительству рабочих поселков, города и т. д.;

в) завершение строительства подводной части сооружений гидроузла и затопление водой их котлованов;

г) перекрытие основного русла реки, строительные и монтажные работы на гидротехнических сооружениях;

д) пуско-наладочные работы и ввод во временную эксплуатацию сооружений и части энергоагрегатов, продолжение работ на остальных энергоагрегатах, доведение сооружений до верхних проектных отметок, планировочные работы на земляных сооружениях и примыкающих участках, озеленение, архитектурная отделка сооружений;

е) завершение строительно-монтажных отделочных и пуско-наладочных работ на основных гидротехнических сооружениях и энергомеханических установках. Испытания и опробования действия механических и энергетических систем при сдаче гидроузла государственной комиссии для ввода в эксплуатацию.

§ 6. СТРОИТЕЛЬСТВО КОМПЛЕКСА КРУПНЫХ ОБЪЕКТОВ

В районах новостроек обычно заранее создают и некоторые постоянные предприятия, сооружения материально-технической базы строительства, предназначенные для возведения как гидроузла,

так и объектов промышленного назначения. Нормами и правилами (СНиП III—А.6—62) [83] предусматривается одновременно с составлением проекта организации строительства на гидроузле разработка проектного задания на строительство промышленных сооружений в увязке с перспективой развития строительства в данном экономическом районе.

Так, например, генеральным планом намечено на одной из площадок разместить 12 предприятий электротехнической промышленности в виде одной вытянутой панели (рис. 5).

Комплекс предприятий позволил разместить их параллельно селитебным территориям с разрывом между ними 4—5 км.

При размещении всех 12 заводов на одной территории существенно уменьшаются экономические затраты на их строительство, эксплуатацию, связи промышленного узла с городом и др.

Для доставки трудящихся города в промышленный узел и обратно будет развита вдоль фасадной стороны мощная транспортная сеть, занимающая полосу в 200 м. Вдоль основных транспортных магистралей размещаются и другие инженерные коммуникации.

При современном промышленном строительстве здания и сооружения имеют большие размеры и насыщены технологическим оборудованием. Между корпусами и сооружениями размещают сеть технологических систем и инженерных конструкций.

Из комплекса сооружений промышленного предприятия выделяют объекты наиболее раннего ввода полностью или по частям в эксплуатацию. Выделяют также и сопряженные с ними сооружения, без которых пуск основных объектов невозможен. Вследствие этого территория промышленного предприятия может быть только на первом этапе строительной площадкой, а затем долгое время — производственно-строительной. Между зоной промышленной застройки и городом размещается зона расширения различных входящих в состав промышленного узла предприятий.

Общие дорожные и инженерные коммуникации, связывающие промышленную зону и город, размещают преимущественно вдоль основных дорожных магистралей, проходящих между смежными территориями предприятий.

Новые предприятия промышленного узла позднее размещают вдоль общеузловой транспортной магистрали и расширяющейся селитебной территории города. Таким образом, с самого начала строительства крупного гидроузла одновременно закладывают и основы промышленного и городского строительства.

§ 7. ТОПОГРАФО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ НА ТЕРРИТОРИЯХ СТРОЯЩИХСЯ ОБЪЕКТОВ

Топографо-геодезические работы на строительных участках крупных объектов разнообразны, составляют большие объемы; их выполняют в течение длительного периода, по мере производственной надобности, определяемой ходом строительства сооружений.

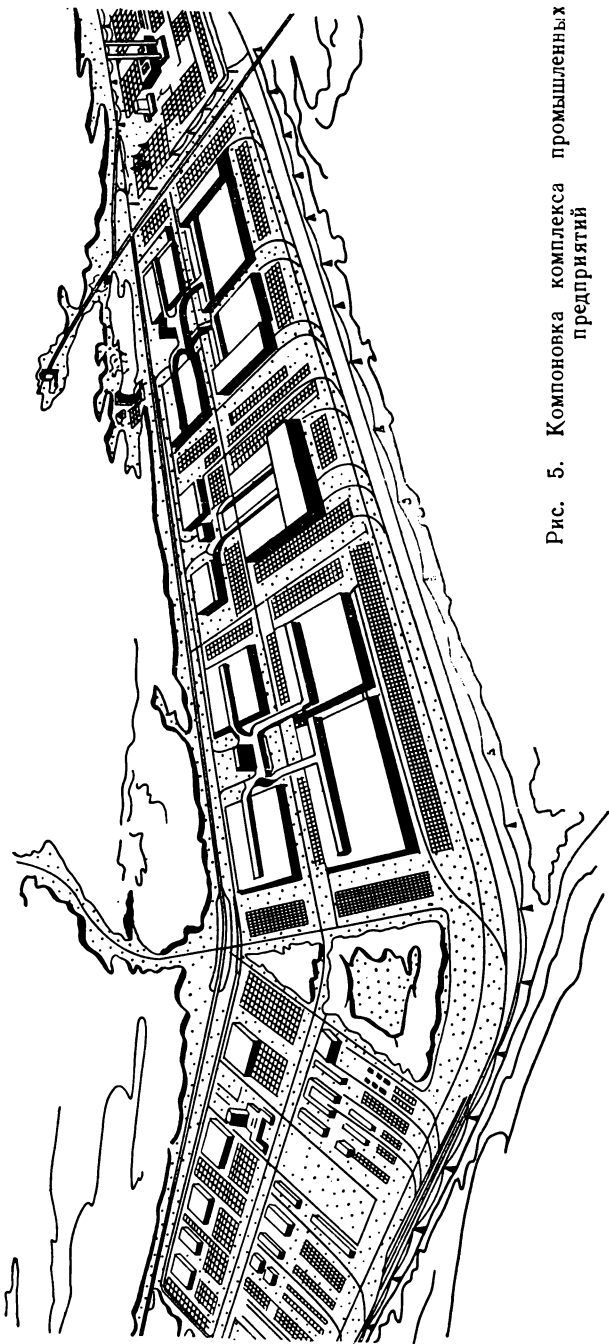


Рис. 5. Компононка комплекса промышленных предприятий

На основе топографо-геодезических данных переносят проекты сооружений в натуру.

В проекте компоновки сооружений указывают точки основных створов и приводят их координаты в системе, принятой на строительном объекте.

Перенесение проекта сооружения на местность до начала строительных работ технически сравнительно легко выполнимо. Но в условиях интенсивного производства строительных работ, быстроменяющейся обстановки и т. п. это сопряжено в первую очередь с очень сложной организацией и проведением геодезических измерений требуемой точности.

В строительный период не только восстанавливают на местности положение основных осей сооружений, но и неоднократно выносят их заново, меняя места расположения пунктов закрепления створов.

От степени подготовленности к предстоящим геодезическим работам ближайшего времени зависит успех своевременного выполнения заданий строителей. В этой связи необходимо собрать имеющиеся топографо-геодезические данные и проанализировать их пригодность для геодезических работ.

На территории строительства различные изыскательские организации в разное время определяют пункты опорной сети разных классов и разрядов (в зависимости от целевого назначения) главным образом для решения узкоспециальных технических вопросов: трассирования инженерных коммуникаций, топографических съемок для строительства производственно-вспомогательных предприятий и др. Координаты некоторых пунктов передают путем наращивания одной сети на другую, без строгой увязки в единой системе и без оценки точности полученных данных. Со временем может оказаться, что качество этих сетей далеко не соответствует строительным и эксплуатационным целям. Подобными сетями нельзя пользоваться как геодезической опорой не только при трассировочных и разбивочных работах, но и при дальнейших топографических съемках.

Объем предстоящих геодезических работ при перенесении на местность проекта сооружения определяется конструкцией и размером сооружения, технологией строительства, техническими допусками на его возведение, рельефом, существующей разбивочной сетью, принятой методикой производства разбивочных работ.

Со временем в результате строительных работ происходят заметные изменения в ситуации и рельефе, быстро редет сеть геодезических пунктов. В подобных случаях весьма важно располагать данными наиболее поздних определений пунктов сети и топографических съемок.

Для планирования и организации строительного производства постоянно требуются всевозможные графические и аналитические данные, отражающие натурную действительность текущего времени на строительных объектах. Поэтому на строительстве выполняют

топографо-геодезические работы силами своей геодезической службы.

1. Топографические съемки в соответствии с инструкциями и указаниями [65] выполняют в масштабах 1:500 — 1:2000 на участках основных гидротехнических сооружений, подсобно-вспомогательных предприятий, крупных карьеров, строительных площадок, жилых поселков. Такие топографические планы необходимы для проектирования размещения подсобных предприятий временных зданий, установок, линейных сооружений, а также для составления профилей по графическим данным, подсчетов объемов земельно-скальных работ, планировки и т. п.

2. Топографические съемки более мелких масштабов. Топографические данные текущих изменений, необходимые при разработке проектов расстановки строительных механизмов для производства работ, временных инженерных коммуникаций и для решения других оперативных инженерных задач, могут быть получены в результате выполнения в более мелких масштабах. Масштаб графического оформления планов может быть более крупным, чем масштаб съемки. Если при съемках руководствуются требованиями масштаба 1:5000, то план, например, можно составлять в масштабе 1:2000 и иногда даже в масштабе 1:1000.

В некоторых случаях запросы строителей могут быть удовлетворены планами, полученными пантографированием или увеличением фотомеханическим способом с дополнительной полевой корректурой.

3. Съемки для составления дежурных планов участков строительства. Для отражения существенных изменений натуральных и проектных решений на каждом участке гидроузла составляют дежурный план. На топографический план наносят одновременно существующую на момент съемки ситуацию с характерными высотами, контуры запроектированных сооружений и происшедшие изменения в строительной обстановке.

Дежурные планы позволяют также назначать и фиксировать границы участков детальных съемок, без какой-либо произвольности и перекрытий, которые нередко допускают при выдаче заданий.

4. Исполнительные съемки. В ходе строительства инженерных сооружений последовательно ведут исполнительные съемки после каждой выполненной строительной или монтажной операции по блокам или отдельным участкам. Съемке подлежат как скрытые, так и наружные части сооружений.

Исполнительная съемка возведенных строительных конструкций состоит в привязке их характерных точек к исходным пунктам, от которых производились детальные разбивки. В этой связи немаловажное значение имеют содержание формуляра и степень подробности исполнительного чертежа или схемы. Если формуляры перегружают слишком большим числом данных, излишними подробностями, то объем работ по исполнительным съемкам существ-

венно увеличивается. В формулярах следует особо фиксировать точки, отклоняющиеся от проекта на величину, больше допустимой. Положение точек, соответствующих норме, достаточно подтвердить общей записью.

5. **Исполнительный строительный генплан.** На объектах, где в течение нескольких лет выполняют работы, возводят сложные сети наземных и подземных коммуникаций с густой застройкой постоянными и временными сооружениями, немыслимо правильно осуществлять организацию общестроительного производства без систематического ведения исполнительного строительного генерального плана. Такой генплан ведет отдел геодезических работ строительства. На исполнительном генплане своевременно отражают фактическое положение возведенных сооружений.

В период строительства по целому ряду причин подвергаются изменению многие проектные решения, особенно по подземным инженерным коммуникациям и дорожным сетям. Бывают случаи, когда строители допускают отклонения от проектных решений.

Топографо-геодезические данные исполнительного генплана и сроки их обновления должны удовлетворять запросам строителей, проектировщиков, а в будущем — и эксплуатационников.

При систематическом ведении исполнительных строительных планов отпадает необходимость выполнения специальных топографо-геодезических работ для составления исполнительного генплана, как это практикуют проектно-изыскательские организации в конце строительства гидроузла [101].

Затраты на последовательное ведение исполнительных планов неизмеримо малы по сравнению с затратами на единовременные съемки в конце строительства объекта, поэтому в состав геодезической службы строительства должны включаться топографические бригады.

После окончания строительства объекта геодезическая документация должна передаваться по принадлежности — дирекции по эксплуатации объекта, отделу геодезии при главном архитекторе города, в архив и т. д.

Глава II

ПРИБОРЫ И ИНСТРУМЕНТЫ, ИСПОЛЪЗУЕМЫЕ ПРИ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТАХ

§ 8. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

На территориях крупных инженерных объектов долговременного строительства, ведущегося круглогодично, выполняют разнообразные по видам и точности геодезические работы. Характер, время исполнения и точность геодезических работ определяются ходом строительства сооружений и предъявляемыми к ним допусками.

Натурные геодезические измерения выполняют как с целью подготовки и перенесения проектов сооружений и их частей на местность, так и в процессе производства строительно-монтажных работ (выверка пространственного положения возведенных конструкций, геодезическое обеспечение строительных участков разбивочными данными, получение исполнительных данных).

Наибольшее распространение в натурных измерениях получают геодезические инструменты, удовлетворяющие условиям: наименьших габаритов и веса, наилучшей защиты частей от пыли и влаги, малой чувствительности к температурным изменениям, надежного сопряжения конструктивных элементов, универсальности, обеспечивающих более высокую производительность труда исполнителей.

В целях создания наиболее совершенных конструкций геодезических приборов и инструментов Центральный научно-исследовательский институт инженеров геодезии, аэросъемки и картографии (ЦНИИГАиК) с 1962 г. разрабатывает для новейших конструкций стандарты, которые затем утверждает Государственный комитет стандартов, мер и измерительных приборов СССР. Вместе с тем ГОСТ 10528—69 разрешает изготовление нивелиров в двух вариантах: с цилиндрическим уровнем и с самоустанавливающейся линией визирования; причем со временем вторые должны заменить соответствующие первые конструкции нивелиров.

Разработаны конструкции и изготовлены опытные образцы тахеометров ТВ и ТП, уже прошедшие испытания [133].

Геодезические инструменты и приборы, соответствующие ГОСТу, предназначены в основном для создания планово-высотной

сети и производства топографо-геодезических работ. В практике инженерно-геодезических работ приборы и инструменты приспособляют для узкоспециального назначения и выдвигают требования по созданию универсальных для применения на разных видах работ в условиях строительных площадок.

§ 9. ТЕОДОЛИТЫ

Новый ГОСТ 10529—70 предусматривает выпуск только оптических теодолитов (табл. 1), которые имеют стеклянные лимбы горизонтального и вертикального кругов, а отсчеты по ним производят при помощи оптических микрометров и шкаловых микроскопов.

Т а б л и ц а 1

Шифр инструмента	Характеристика инструмента	Основное назначение инструмента
T1	Высокоточный оптический	Триангуляция и полигонометрия 2 класса
T2	Высокоточный оптический	Триангуляция и полигонометрия 3 и 4 классов
T5	Точный оптический	Аналитические сети и полигонометрия 1 и 2 разрядов. Техническое нивелирование
T15	Технические оптические	Теодолитные и тахеометрические ходы.
T20	То же	Плано-высотные съемки
T30	» »	

1. Высокоточный оптический теодолит T1 (рис. 6) предназначен для измерения горизонтальных и вертикальных углов.

Теодолит обладает высокими качествами оптической системы (табл. 2). Зрительную трубу можно переводить через зенит обоими концами, а при наличии окулярных насадок можно визировать в зенит.

Деления на стеклянных лимбах отсчитывают по общему оптическому микрометру, расположенному параллельно зрительной трубе.

Закрепительные и наводящие винты попарно совмещены, чем существенно облегчено пользование ими в процессе измерения углов. Ось лимба горизонтального круга вставляется во втулку центрировочной плиты, являющейся одновременно и треножником для установки на штативе. В алидадной части размещен оптический отвес, которым можно фокусировать от плоскости опирания подъемных винтов до бесконечности. На ось вращения зрительной трубы может быть установлен накладной уровень.

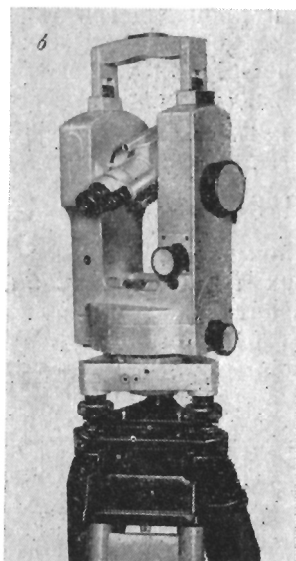
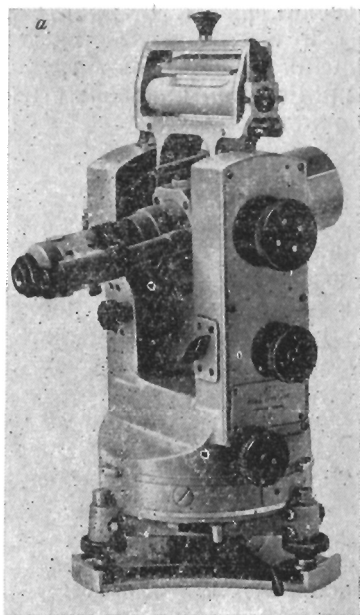
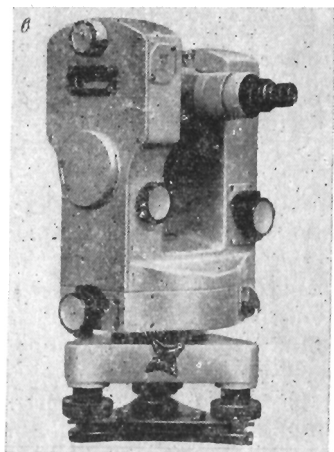


Рис. 6. Оптические теодолиты
а— Т1; б— Т2; в— Т5



Теодолит может найти широкое применение при выполнении точных инженерно-геодезических работ по развитию опорной и разбивочной сети, проектировании по вертикали точек разбивочных осей на верхние ярусы сооружений и этажи зданий, при выверках положения в пространстве монтируемых конструкций, наблюдениях за деформациями сооружений.

2. К точным инструментам относятся теодолиты типа Т5. Их применение при инженерно-геодезических работах довольно широкое, в частности при развитии плановых и высотных сетей, разбивочных сетей и перенесении проектов сооружений на местность, при детальном разбивочных работах и геодезическом обеспечении строительно-монтажных операций, в маркшейдерском деле и техническом нивелировании.

Высокоточный оптический теодолит Т2 (рис. 6, б) относится к типу неповторительных. Техническая характеристика приведена в табл. 2. Конструктивно Т2 разработан на базе

Техническая характеристика угломерных инструментов

Таблица 2

Шифр теодолита	Зрительная труба				Лимб				Цена деления уровня на али- даде, сек			Отвес	Средняя квадратическая ошибка измерения горизон- тальных углов из одного приема, сек		
	Диаметр объектива, мм	Фокусное расстояние объектива, мм	увеличение поле зрения	наименьшее расстояние визирования, м	горизонтальный		вертикальный		горизонтального круга	вертикального круга	масса прибора, кг				
					диа- метр, мм	цена деления	отсчетное приспособление	цена деления						точность от- счета	
															точность от счета
1															
T1	62	350	40—30 1°30' 25x	1,5	135	1"	1"	1"	1"	90	11,0		0,05	Нитяной и оптический	±1
T2	46*	250	1°30' 25x	2,0	20	0,1"	0,1"	0,1"	0,1"	20'	5,2	15	0,3	Оптический	±3
T5	46*	253	1°30' 25x	1,5	1*	0,1"	0,1"	0,1"	0,1"	70	3,6	15	0,3	То же	±7
T10	46*	250	1°30' 25x	2,5	10'	1"	1"	10"	10"	66	3,5	15	0,3	*	±10
Te—Cl	40	175**	1°26' 31x	2	20'	0,1"	0,1"	1"	1"	20'	5,4	30		*	
Theo—010	53	135	1°12' 25x		20'	0,1"	0,1"	1"	1"	60	5,3	20		Оптический и нитяной	3,0
T—15	—	—	20x 2°	0,9	64	2'	2'	—	—	72	3,1	—		Оптический	±15
T—20	30*	160	20x 2°	1,2	1*	0,2'	0,2'	2'	2'	64	3,5	—		*	±20
T—30	38*	—	20x 2°	0,9	10'	1'	1'	10'	10'	70	2,2	—		Нитяной и трубной	±30
Theo—120	32	125	16x 2,6°	—	61	10'	10'	10'	10'	61	2,8	—		То же	±30
Theo—6,1	30	140	20x 2°	—	60	2'	2'	20"	20"	10'	2,7	10 и 20		То же	±20

Примечание. Примерная стоимость инструментов приведена в Ценнике № 122а [90].

* Посадочный диаметр для насадок.

** Длина трубы.

теодолита ТБ-1, имеет качественно лучшие показатели, существенно отличается схемой оптики, размещением микрометрично-зажимных винтов и оптического винта. Теодолиту Т2 присвоен знак качества.

Теодолит выпускают в двух вариантах: с электрической подсветкой и без нее.

В оптическом микрометре, размещенном параллельно зрительной трубе, оптической системой передаются изображения штрихов диаметрально противоположных сторон горизонтального и вертикального лимбов и шкалы микрометра.

Изображение того или другого лимба вводится в поле зрения микрометра при помощи призмы, передвигаемой вращением барабаника на колонке зрительной трубы.

Зрительную трубу можно переводить через зенит обоими концами. Теодолит снабжен оптическим отвесом с упрощенной регулировкой, размещенным внутри алидадной части. Внутри корпуса теодолита помещен уровень при алидаде вертикального круга. Концы пузырька уровня наблюдают через поворотную призму — лупу, расположенную на боковой крышке колонки трубы.

По заявке заказчика к инструменту могут придаваться: накладной уровень с ценой деления 10'' и цилиндрический уровень с ценой деления 20'' для трубы, насадка с окулярными призмами для трубы и микрометра, оптический двусторонний отвес, центрировочная плита, электрооборудование.

Разработана конструкция теодолита Т2 и в кодовом варианте с фоторегистацией отсчетов [138]. Заводские испытания кодового теодолита характеризуют точность измерения углов порядка 2—3''. Габариты и масса серийного инструмента незначительно изменены по сравнению с Т2.

Точный оптический теодолит Т5 (рис. 6, в) по конструкции повторительный. Конструкция теодолита Т5 разработана в двух вариантах, первый — с уровнем при алидаде вертикального круга, который заменит теодолит Т10, изготовлявшийся до 1971 г.; второй — под шифром Т5К — снабжен оптико-механическим компенсатором и вертикальной повторительной системой. Оптическому теодолиту Т5К присвоен знак качества.

У инструмента основные узлы и детали защищены от попадания пыли и влаги. Зрительная труба оснащена двумя оптическими визирами для грубого наведения на цель. Система отсчета у теодолита односторонняя, передача изображения штрихов на лимбах в микроскоп осуществляется оптической системой. В поле зрения шкалового микроскопа, расположенного рядом с трубой, одновременно видны изображения штрихов горизонтального и вертикального кругов.

Закрепление и точное наведение трубы по горизонту и вертикали производят микрометрично-зажимными винтами алидады горизонтального круга и зрительной трубы, соединенными соосно.

Лимб и алидада горизонтального круга могут быть скреплены и отсоединены при помощи защелки повторительного устройства.

Уровень вертикального круга помещен внутри колонки, а изображение положения пузырька уровня системой призм передается на поворотную призму — лупу; концы пузырька совмещают вращением микрометричного винта уровня. Инструмент имеет самоустанавливающийся отсчетный индекс вертикального круга.

Оптический отвес расположен в алидадной части: объектив находится внутри оси алидады, а окуляр выведен через боковую крышку теодолита наружу.

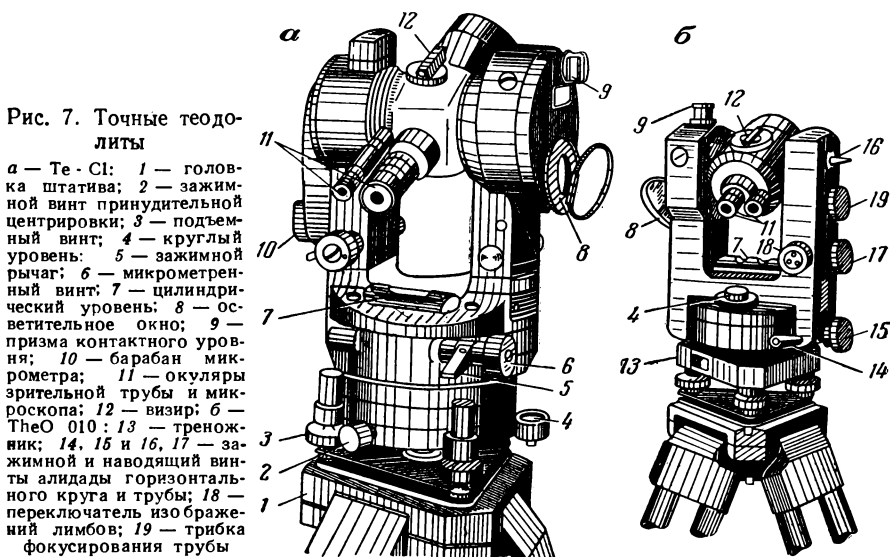


Рис. 7. Точные теодолиты

а — Те-С1: 1 — головка штатива; 2 — зажимной винт принудительной центровки; 3 — подъемный винт; 4 — круглый уровень; 5 — зажимной рычаг; 6 — микрометричный винт; 7 — цилиндрический уровень; 8 — осветительное окно; 9 — призма контактного уровня; 10 — барабан микрометра; 11 — окуляр зрительной трубы и микроскопа; 12 — визир; 13 — TheO 010; 14, 15 и 16, 17 — зажимной и наводящий винты алидады горизонтального круга и трубы; 18 — переключатель изобразительных лимбов; 19 — триба

фокусирования трубы

На зрительной трубе может быть установлен цилиндрический уровень, поставляемый заводом по заявке заказчика.

Температурный диапазон нормального действия теодолита от -40 до $+50^{\circ}\text{C}$.

Зарубежные заводы изготавливают теодолиты этой группы повторительными.

Универсальный теодолит Те-С1 (рис. 7, *а*) выпускает завод Народного предприятия МОМ (Венгрия). Те-С1 является оптическим теодолитом с поворотным горизонтальным лимбом, двусторонним оптическим микрометром для обоих лимбов; микроскоп расположен рядом с трубой. В поле зрения микроскопа видны двойные штрихи лимбов горизонтального и вертикального кругов и шкала микрометра. Индекс совмещают с биссектором между штрихами и затем берут отсчет по шкале микрометра — это исключает влияние эксцентриситета на точность измерения угла.

Микрометрично-зажимные винты алидады горизонтального круга и зрительной трубы соосны. Уровни расположены: цилиндриче-

ский — в основании подставки трубы, контактный вертикального круга — в подставке трубы (защищен от одностороннего нагрева) и круглый — на треножнике, отсоединяемом от теодолита.

В комплект инструмента входят коленчатые окуляры для трубы и микроскопа, электрооборудование для работы в шахте, ориентир-буссоли — круглая и коробчатая, дополнительно по два штатива и по две визирные марки.

Теодолит Theo-010 (рис. 7, б), выпускаемый Народным предприятием «Карл Цейсс», относится к высокоточным оптическим инструментам с двусторонним для обоих лимбов оптическим микрометром. Инструмент предназначен для наблюдений в триангуляции 2 и низших классов, измерения углов при проложении полигонометрии всех классов, выполнения точных инженерно-геодезических работ на строительстве и маркшейдерских работ.

Зрительная труба теодолита имеет зеркально-менисковый объектив. Рядом со зрительной трубой расположен микроскоп для отсчета делений на горизонтальном и вертикальном кругах. Перевод зрительной трубы через зенит возможен как объективом, так и окуляром.

Деления лимбов горизонтального и вертикального кругов имеют градусные либо градусные значения и отмечены двойными штрихами. Перед отсчетом в микроскопе совмещают изображения штрихов верньеров; на лимбе цена деления градусной шкалы $20'$ (см. табл. 2). Для измерения угла наклона переключают маховичок и приводят пузырек уровня вертикального круга на середину. Отсчеты по вертикальному кругу производят в такой же последовательности, как и по горизонтальному.

Цилиндрический уровень горизонтального круга находится между подставками зрительной трубы, а круглый уровень — на кожухе алидадного круга. Контактный уровень вертикального круга размещен внутри колонки зрительной трубы. На оси вращения зрительной трубы имеются узкие кольца, служащие опорами накладного уровня. Наклон трубы в рабочем положении возможен до $\pm 53^\circ$.

Зенитные окуляры (поставляемые по заявкам заказчика) дают возможность осуществлять визирования под углами наклона до 90° .

Оптический отвес размещен в алидадном круге.

На сетке нитей зрительной трубы нанесены дальномерные штрихи для измерения расстояний по горизонтальной или вертикальной рейке. В комплект инструмента может быть включена инварная базисная рейка Bala-2. Длина рейки при нормальной температуре составляет $2000 \pm 0,05$ мм и при небольших колебаниях температуры устойчиво сохраняет свою длину.

Модификацией теодолита Theo-010 является теодолит Theo-010 А, имеющий зрительную трубу и оптический отвес прямого изображения; значительно усовершенствованы его отдельные конструктивные элементы.

3. Инструменты типа Т15, Т20 и Т30 соответствуют технической точности и предназначены для проложения теодолитных и тахеометрических ходов, выполнения плановых и высотных съемок, производства разбивочных работ на строительных площадках.

Оптический теодолит Т15 (рис. 8, а) технической точности с односторонним шкаловым микроскопом, расположенным рядом с окуляром зрительной трубы. Инструмент предназначен для

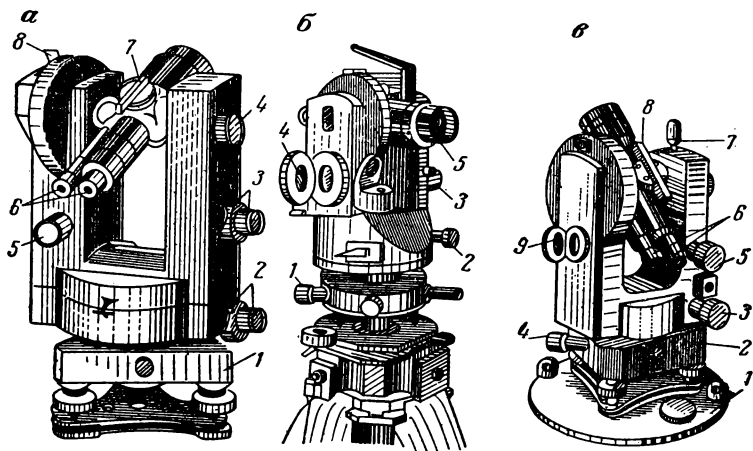


Рис. 8. Технические теодолиты

а — Т15: 1 — треножник; 2 и 3 — соосные зажимной и микрометрический винты горизонтального круга и трубы; 4 — трибка фокусирования трубы; 5 — микрометрический винт уровня вертикального круга; 6 — окуляры зрительной трубы и микроскопа; 7 — визир; 8 — зеркало; б — Т20: 1 — подъемный винт; 2 — наводящий винт алидады горизонтального круга; 3 — двусторонний цилиндрический уровень; 4 — зеркало; 5 — объектив зрительной трубы; в — Т30: 1 — платформа; 2 — треножник; 3 — микрометрический винт алидады; 4 — микрометрический винт лимба; 5 — микрометрический винт трубы; 6 — окуляры зрительной трубы и микроскопа; 7 — закрепительный винт трубы; 8 — визир; 9 — зеркало

измерения горизонтальных и вертикальных углов со средней квадратической ошибкой из одного приема не более $\pm 15''$ (см. табл. 2).

ГОСТ 10529—70 предусматривает разработку конструкции теодолита в двух вариантах. Конструкция теодолита Т15 в первом варианте имеет образец (образец имеется на ВДНХ). Во втором варианте инструмент под шифром Т15М (маркшейдерский) будет иметь особое устройство вертикальной оси, позволяющее подвешивать инструмент на консоли, реверсионные уровни и взрывобезопасное электроосвещение.

Совмещением зажимных и наводящих винтов горизонтального и вертикального кругов теодолита, а также расположением их на одной стороне колонки зрительной трубы существенно улучшаются условия пользования инструментом. Размещением цилиндрического уровня внутри колонки зрительной трубы, за положением пузырька которого можно проследить по поворотному зеркальцу, достигается

надежная защита уровня от одностороннего нагрева тепловым излучением. Оптический отвес размещен в алидадной части инструмента.

Теодолит Т15 имеет хороший внешний вид, снабжен высококачественной просветленной оптикой зрительной трубы, компактный и малой массы. Этот теодолит найдет самое широкое применение в практике инженерно-геодезического производства.

Оптический теодолит Т20 (рис. 8, б) относится к повторительным с односторонним шкаловым микроскопом. Теодолит может быть как установлен на штативе, так и подвешен на консоли. Поэтому на лимбах и шкалах микроскопа нанесена прямая и обратная оцифровка: прямой пользуются при установке теодолита на штативе, обратной — при подвешенном состоянии.

Исследования одного из комплектов горного оптического теодолита Т20 [125] показали высокую точность измерения горизонтальных углов. Средние квадратические ошибки измерения горизонтальных углов способом круговых приемов получились не более $5,7''$, способом повторений — $8,7''$. Средняя квадратическая ошибка измерения вертикального угла, полученная из 48 измерений, оказалась равной $\pm 22,8''$.

Теодолит оснащен насадками на окуляры трубы и микроскопа, осветительным устройством. На трубе теодолита может быть закреплен цилиндрический уровень.

Теодолит Т30 (рис. 8, в), сконструированный на базе теодолита ТОМ, ГОСТом 10529—70 предусмотрен в двух вариантах; первый предназначен для обычных полевых измерений углов во втором варианте под шифром ТЗОМ (маркшейдерский) предусмотрены особой конструкции вертикальные оси, позволяющие подвешивать теодолит на консолях, реверсионные уровни и взрывобезопасное электроосвещение.

Теодолит Т30 относится к техническим оптическим инструментам повторительного типа с односторонним микроскопом-оценщиком (см. табл. 2), расположенным рядом с окуляром зрительной трубы. В микроскопе видны одновременно изображения штрихов горизонтального и вертикального кругов.

Зрительную трубу можно переводить через зенит обоими концами.

Треножник скреплен с платформой, являющейся одновременно основанием треножника и дном металлического футляра. Ось вращения теодолита цилиндрическая, полая, позволяет пользоваться зрительной трубой как оптическим центриром. Для этого на окуляры зрительной трубы и отсчетного микроскопа надевают призмённые насадки, а на вертикальном круге устанавливают отсчет, равный 180° — МО, и приводят пузырек цилиндрического уровня в нульпункт.

Проведенные лабораторные и полевые исследования одного образца теодолита Т30 показали [122], что средняя квадратическая ошибка измерения горизонтального угла способом круговых прие-

мов не превышает $\pm 0,47'$. Из измерений угла способом повторений (3 повторения) средняя квадратическая ошибка получилась равной $\pm 0,20'$. Средняя квадратическая ошибка измерения вертикального угла не превышает $\pm 0,33'$. Теодолиту ТЗ0 присвоен знак качества [133].

Инструменты этой группы иностранные заводы выпускают в основном повторительные, оптические, с односторонним отсчетным приспособлением. К ним относятся, в частности, теодолиты Theo-120 Народного предприятия «Карл Цейсс» и Theo-6,1, изготавливаемый Народным предприятием «Фрейберг Прецизионсмеханик» (ГДР).

Теодолит Theo-120 (рис. 9, а) оптический, повторительного типа, оснащенный микроскопом-оценщиком.

Лимбы горизонтального и вертикального кругов имеют прямую и обратную оцифровку, деления градусные либо градусные.

Сбоку на кожухе вертикального круга закреплен микроскоп, который можно повернуть в любое положение для удобного отсчитывания по горизонтальному и вертикальному кругам. Точность измерения горизонтального угла методом повторений тремя приемами составляет $\pm 10-15''$ (см. табл. 2).

Зрительная труба оснащена двумя оптическими визирами. На сетке нитей зрительной трубы нанесены дальномерные штрихи для измерения расстояний как по горизонтальной, так и по вертикальной рейкам, а также кольцо для определения азимута по солнцу.

На подставке зрительной трубы закреплен двусторонний цилиндрический уровень (с ценой деления $2'$), используемый при положении теодолита как на штативе, так и в подвешенном состоянии на консоли.

В комплект теодолита включают цилиндрический уровень, прикрепляемый к трубе, коленчатый окуляр, круглую и цилиндрическую ориентиру-буссоль.

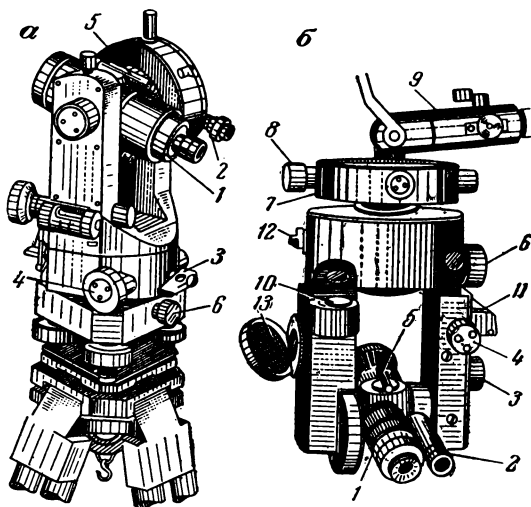


Рис. 9. Оптические теодолиты

а — Theo 120: 1 — зрительная труба; 2 — микроскоп; 3 — закрепительный винт; 4 — микрометренный винт; 5 — оптический визир; 6 — зажимной винт; б — Theo 6,1: 7 — устройство горизонтирования подвески; 8 — винт устройства; 9 — консоль; 10 — круглый уровень; 11 — цилиндрический уровень; 12 — рычаг соединения лимба и алидады; 13 — зеркало

В комплект теодолита включают цилиндрический уровень, прикрепляемый к трубе, коленчатый окуляр, круглую и цилиндрическую ориентир-буссоль.

Теодолит Theo-120 применим при прокладке теодолитных ходов, трассировании линейных сооружений, построении триангуляционной сети 1 и 2 разрядов, точных тахеометрических съемках, при астрономических определениях.

Теодолит Theo-6,1 (рис. 9, б) повторительный, оптический, с односторонним шкаловым микроскопом для обоих лимбов. Инструмент приспособлен для работы со штатива и в подвешенном состоянии на консоли.

Штрихи на лимбах нанесены через градусный интервал (см. табл. 2) и каждый из них оцифрован; штрихи шкал микроскопа нанесены через две минуты, а подписан десятиминутный интервал.

На вертикальном круге оцифровка возрастает против хода часовой стрелки. При круге право отсчет по вертикальному кругу равен 0° , когда зрительная труба горизонтальна.

К теодолиту придают окулярные призмы для трубы и микроскопа, консоли 10 шт., гильзы с сигналами 2 шт., а также (по заявке заказчика) приспособления для установки инструмента на штативе и две рейки для нитяного дальномера.

§ 10. ИСПЫТАНИЯ УГЛОМЕРНЫХ ИНСТРУМЕНТОВ

Инструментальные ошибки обусловлены геометрически неправильным сопряжением конструктивных элементов прибора.

1. Коллимационная ошибка возникает вследствие неперпендикулярности визирной оси к оси вращения зрительной трубы.

Если коллимационная ошибка равна c , то при визировании на точку местности отсчет по лимбу будет смещен относительно верного положения на величину

$$(c) = \frac{c}{\cos \sigma}, \quad (\text{II. 1})$$

где σ — угол наклона визирного луча.

При измерении одним полуприемом угла разность коллимационных ошибок определит ошибку в полученном результате на величину

$$\Delta_c = c \left(\frac{1}{\cos \sigma_1} - \frac{1}{\cos \sigma_2} \right), \quad (\text{II. 2})$$

где σ_1 и σ_2 — углы наклона визирования.

При переводе трубы через зенит и повороте оси вращения трубы на 180° визирный луч отклонится в противоположную сторону. Обозначая отсчет по лимбу при круге право $N_n + (c)$ и при круге лево $N_n \pm 180^\circ - (c)$, получают среднее значение из этих отсчетов свободным от влияния коллимационной ошибки

$$N_{\text{ср}} = \frac{1}{2} [N_n + (c) + N_n \pm 180^\circ - (c)] = \frac{1}{2} [N_n + N_n \pm 180^\circ]. \quad (\text{II. 3})$$

Величина коллимационной ошибки найдется из отсчетов двух полуприемов

$$c = \frac{1}{2} [N_n - (N_n \pm 180^\circ)]. \quad (\text{II. 4})$$

Коллимационную ошибку зрительной трубы теодолита следует определять по нескольким точкам, находящимся на различном удалении от инструмента; ее величина должна оставаться постоянной. Коллимационную ошибку проверяют по предметам, удаленным на расстояния, например, 15, 50, 100, 300 и 600 м.

Для оптических теодолитов допуски в разности значений коллимационных ошибок Δc_1 , установленные заводом, выражаются величинами, приведенными в табл. 3 [29].

Т а б л и ц а 3

Изменение ошибки c	Теодолиты				
	T2	T5	T10	T20	T30
Δc_1	3"	9"	9"	15"	30"

Влияние коллимационной ошибки зрительной трубы на результат измерения вертикального угла σ практического значения не имеет.

2. Ошибка из-за наклона оси вращения трубы к оси вращения инструмента для одного направления определяется формулой

$$(j) = j \operatorname{tg} \sigma, \quad (\text{II. 5})$$

где j — угол отклонения от прямого угла между осями вращения зрительной трубы и инструмента; σ — вертикальный угол визирования.

Ошибка в горизонтальном угле, измеренном при одном положении трубы, равна, принимая во внимание формулу (II. 5),

$$\Delta_l = (j_1) - (j_2) = j (\operatorname{tg} \sigma_1 - \operatorname{tg} \sigma_2). \quad (\text{II. 6})$$

Величина $\Delta_l = 0$ лишь тогда, когда углы σ_1 и σ_2 равны по величине и одинаковы по знаку.

После перевода трубы через зенит и визирования на точку местности наклон оси вращения зрительной трубы станет противоположным прежнему, что вызовет ошибку в отсчете на лимбе горизонтального круга, равную $(j) = -\operatorname{tg} \sigma$. Отсюда среднее значение из отсчетов при круге право $N_n + (j)$ и круге лево $N_n \pm 180^\circ - (j)$ окажется свободным от ошибки за наклон оси.

Ошибка в измеренном горизонтальном угле, определяемая неперпендикулярностью оси вращения зрительной трубы к оси вращения инструмента, может быть найдена из полуразности отсчетов на лимбе

$$(j) = \frac{1}{2} [N_n - (N_n \pm 180^\circ)]. \quad (\text{II. 7})$$

Ошибка вертикального угла от наклона оси вращения зрительной трубы выражается в сотых долях секунды.

3. Ошибки от наклона оси вращения инструмента, обусловленные неточным приведением в нульпункт пузырька цилиндрического уровня горизонтального круга или плохой выверкой установочного уровня. При сохраняющейся установке инструмента наклон вертикальной оси остается постоянным, отсюда ошибка v не изменит знак при переводе трубы через зенит и визировании на ту же точку местности. Ошибка за наклон оси вращения инструмента может быть исключена путем введения поправки в результат отсчета, полученной по формуле

$$(v) = i \operatorname{tg} \sigma, \quad (\text{II. } 8)$$

где i — угол наклона оси вращения трубы.

Для измерения угла i применяют накладной уровень; при этом результату придают знак плюс в случае приподнятости левого конца оси и знак минус, когда левый конец оси ниже правого. Имеется в виду, что за уровнем наблюдают со стороны окуляра трубы при визировании на цель.

Наклон оси вращения трубы определяет и наклон вертикального угла, но величина ошибки ничтожно мала.

4. Ошибка от наклона лимба горизонтального круга к вертикальной оси вращения инструмента практически мала: при отклонениях от прямого угла на величину 10; 5 и 3' вызовет погрешности в отсчетах соответственно 0,4; 0,1 и 0,04".

Вследствие неперпендикулярности плоскости лимба горизонтального круга к оси вращения инструмента образуется вертикальный зазор между лимбом и верньером; при перестановках лимба на различных его участках происходит расфокусировка отсчетного микроскопа.

5. Ошибка от эксцентриситета визирной оси происходит вследствие линейного смещения коллимационной плоскости зрительной трубы относительно центра лимба горизонтального круга.

Значение горизонтального угла, измеренного при двух положениях круга, свободно от влияния эксцентриситета визирной оси.

6. Ошибка от эксцентриситета алидады, вызываемая несовпадением оси вращения алидады с центром лимба.

Согласно «Инструкции о построении государственной геодезической сети Союза ССР» эксцентриситет алидадного круга оптического теодолита с двусторонним микрометром надлежит определять перестановкой через каждые 30° для полных трех оборотов. В результате исследований по полученным значениям разности между средними отсчетами, соответствующими младшему и старшему штрихам, для каждой установки алидады строят график и проводят между ломаными линиями выравнивающую плавную кривую. Уклонения полученных значений от кривой не должны превышать 10", а абсолютные их значения 40".

У теодолитов с двусторонним микрометром влияние эксцентриситета на точность измерения горизонтального угла исключается.

Наличие эксцентриситета алидадного круга у теодолита с односторонним отсчетным приспособлением сказывается на точности измерения (построения) угла одним полуприемом полностью, хотя по величине на различных частях лимба проявляется по-разному. Измерения по способу повторений также не могут быть свободны от влияния эксцентриситета на точность результата. Отсюда исследование величины эксцентриситета теодолита является обязательным.

Результаты измерений горизонтальных углов по способу полного приема при неподвижном лимбе горизонтального круга практически свободны от влияния эксцентриситета алидады.

7. Ошибки делений лимба. В геодезических инструментах делительные машины наносят штрихи на лимбах теодолита с точностью около 1".

Вместе с тем технологический процесс не обеспечивает строгой стабильности температуры, влажности и идеальной чистоты воздуха в помещении, не исключает сотрясений и вибраций машин, а потому ошибки в нанесении делений на лимбах превышают возможности делительной машины.

Ошибки диаметров кругов* в новых теодолитах могут достигать величины, приведенной в табл. 4 [29].

Т а б л и ц а 4

Шифр теодолита	Средняя квадратическая ошибка измерения горизонтальных углов	Ошибки диаметров кругов	
		горизонтального	вертикального
T2	2"	$\pm 1,5''$	$\pm 3,0''$
T5	5	2,5	3,5
T10	10	3,5	4,5
T20	20	7,0	7,0
T30	30	8,0	8,0

Для исключения или уменьшения возможной систематической ошибки из-за неточного нанесения делений отсчеты берут на диаметрально противоположных участках лимба, равномерно расположенных по всей окружности. Во время измерения углов n приемами лимб переставляют перед каждым приемом на угол $\varphi = 180^\circ : n$.

8. Ошибки собственно измерения углов. Как известно, ошибка измеренного угла круговым приемом определяется по формуле

$$m = \sqrt{\frac{1}{n} (m_b^2 + m_o^2)} \quad (\text{II. 9})$$

* Ошибка диаметра круга определяется полусуммой ошибок положения диаметрально противоположных штрихов.

и способом повторений

$$m = \sqrt{\frac{1}{n} \left(m_b^2 + \frac{m_o^2}{n} \right)}, \quad (\text{II. } 10)$$

где m_b — ошибка визирования; m_o — ошибка отсчитывания, равная m'_o — ошибке отсчета по одному отсчетному приспособлению и $m'_o : \sqrt{2}$, когда инструмент с двумя отсчетными приспособлениями.

Для повышения точности измерения углов иногда применяют способ повторений, если ошибка отсчитывания значительно превосходит ошибку визирования. Вместе с тем при измерении угла способом повторений не исключено увлечение лимба алидадой, которое присуще всем конструкциям повторительных теодолитов. По этой причине способ повторений не рекомендуется применять при точных измерениях углов.

§ 11. НИВЕЛИРЫ

В строительной практике широкое применение находят нивелиры самых различных конструкций. Согласно ГОСТу 10528—69 к серийному выпуску с 1 января 1971 г. утверждены конструкции

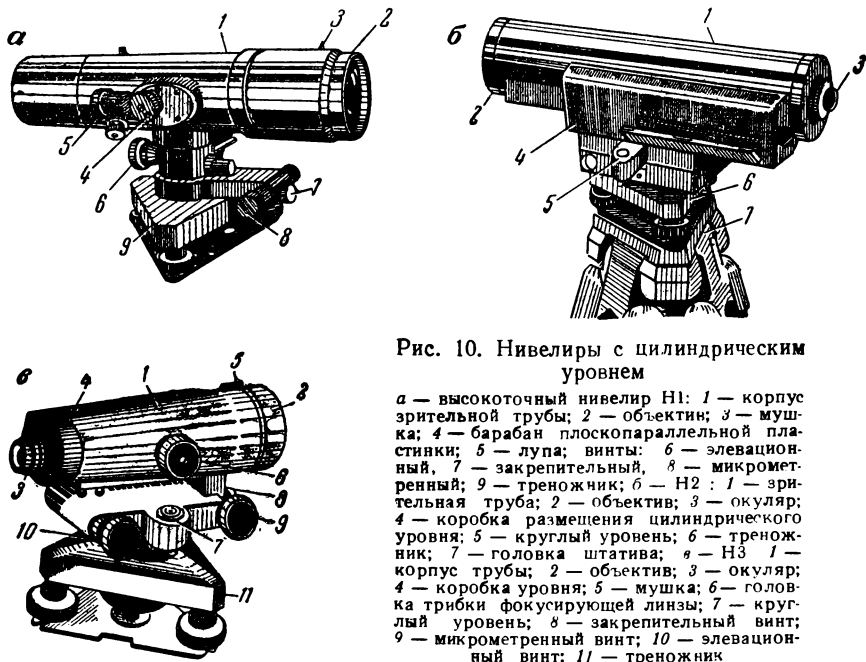


Рис. 10. Нивелиры с цилиндрическим уровнем

а — высокоточный нивелир Н1: 1 — корпус зрительной трубы; 2 — объектив; 3 — мушка; 4 — барабан плоскопараллельной пластинки; 5 — лупа; винты: 6 — элевационный, 7 — закрепительный, 8 — микрометрический; 9 — треножник; б — Н2: 1 — зрительная труба; 2 — объектив; 3 — окуляр; 4 — коробка размещения цилиндрического уровня; 5 — круглый уровень; 6 — треножник; 7 — головка штатива; в — Н3: 1 — корпус трубы; 2 — объектив; 3 — окуляр; 4 — коробка уровня; 5 — мушка; 6 — головка трибки фокусирующей линзы; 7 — круглый уровень; 8 — закрепительный винт; 9 — микрометрический винт; 10 — элевационный винт; 11 — треножник

нивелиров, приведенные в табл. 5. Их индексы указывают назначение инструмента для соответствующего класса геометрического нивелирования. Например, нивелир Н2 с цилиндрическим уровнем

удовлетворяет требованиям нивелирования II класса; нивелир того же класса с шифром НС2—с самоустанавливающейся линией визирования. Аналогичные шифры и у нивелиров технических НТ и НТС.

Высокоточный нивелир Н1 (рис. 10, а) серийно выпускают в Советском Союзе с 1964 г. (см. табл. 5). Инструмент относится к типу глухих нивелиров с цилиндрическим уровнем и элевационным винтом. Нивелир имеет компенсационный контактный уровень (прикрепленный к корпусу трубы), изображение концов пузырька которого при помощи системы призм передается в поле зрения трубы.

Таблица 5

Шифр нивелира	Применительно к классу нивелирования	Средняя квадратическая ошибка, мм		Длина зрительной трубы в мм не более	Увеличение зрительной трубы	Наименьшее расстояние визирования, м	Цена 2-мм деления уровня при трубе, сек	Цена 2-мм деления установочных уровней, мин	Масса нивелира в кг не более
		на 1 км хода не более	определения превышения на станции при длине плеча, м						
Н1	I	0,5	0,15	430	45 ^х	4,5	10	4	7,0
			(50)*						
Н2	II	1,0	0,20	400	40 ^х	2,0	10	5	6,5
		1,0	0,30						
НС2	II		(50)	400	40 ^х	2,0	—	5	7,0
Н3	III	4,0	1,5	220	30 ^х	2,0	15	5	2,0
			(75)						
НС3	III	4,0	1,5	220	30 ^х	2,0	—	5	2,5
			(75)						
НС4	IV	8,0	3,0	220	30 ^х	2,0	—	10	2,5
			(100)						
НТ		15,0	4,0	160	20 ^х	1,5	45	10	2,0
			(100)						
НТС		15,0	4,0	160	20 ^х	1,5	—	10	2,5
			(100)						
НЛС		15,0	10,0	190	30 ^х	2,0	—	10	3,0
		30,0	(100)						

* Длина плеча визирования в м.

Точный отсчет частей делений на рейке осуществляется параллельным смещением визирного луча при помощи плоскопараллельной пластинки, помещенной внутри трубы. Величина смещения визирного луча до совмещения со штрихом рейки определяется по барабанчику микрометра.

Зрительная труба, цилиндрический уровень и другие части хорошо защищены от непосредственного воздействия солнечных лучей специальным кожухом.

Нивелирные рейки (2 шт.) деревянные, трехметровые, со штрихами полусантиметровых делений на инварной полосе и одна рейка деревянная, штриховая длиной 1,2 м.

Кроме специального назначения высокоточный нивелир может применяться при строительстве крупных сооружений для создания высотного обоснования, при установках оборудования.

Н и в е л и р Н2 (рис. 10, б) относится к высокоточным инструментам и предназначен для выполнения геометрического нивелирования II класса. Он имеет цилиндрический уровень, элевационный винт и плоскопараллельную пластинку, помещенную внутри трубы. Конструктивно нивелир выполнен с учетом наилучшего удобства работы с ним: изображения концов цилиндрического уровня и шкалы наклона плоскопараллельной пластинки оптической системой передаются в фокальную плоскость зрительной трубы. Такое конструктивное решение существенно способствует повышению производительности труда исполнителя нивелирных работ и точности результатов измерений. Зрительная труба снабжена высококачественной просветленной оптикой, обеспечивающей резкую и ясную видимость делений на рейке.

Зрительная труба защищена теплозащитным кожухом, предохраняющим нивелир от неравномерного одностороннего нагрева лучами. Нивелир нормально действует в диапазоне температур воздуха от -25 до $+50^{\circ}\text{C}$.

Нивелир состоит из неподвижной нижней части, включающей подставку с тремя подъемными винтами и пружинящую пластинку, и верхней подвижной, которая имеет возможность вращаться вокруг вертикальной оси и наклоняться на некоторый угол в вертикальной плоскости трубы. Вертикальная ось вращения нивелира закреплена в подставке. Соединение верхней части нивелира с подставкой осуществлено при помощи вкладыша, находящегося с левой стороны корпуса.

Высокие качества нивелира (см. табл. 5) обеспечивают ему широкое применение при выполнении инженерно-геодезических работ на территории строительства, при развитии высотного обоснования, нивелировании монтируемых конструкций механических установок.

Н и в е л и р Н3 (рис. 10, в) с цилиндрическим уровнем, закрепительным, наводящим и элевационным винтами. Изображение концов пузырька цилиндрического уровня призмным устройством передается в поле зрения трубы. Для предварительного приведения вертикальной оси прибора в отвесное положение имеется круглый уровень. Точное совмещение изображений концов пузырька уровня осуществляют с помощью элевационного винта.

В момент совмещения в поле зрения трубы изображений концов пузырька цилиндрического уровня ось уровня занимает горизонтальное положение.

Высокие технические данные (см. табл. 5), компактность и небольшая масса инструмента служат гарантией технической эффек-

тивности широкого его применения как при выполнении нивелирования III класса, так и при создании высотной основы на строительных площадках, при геодезическом обеспечении строительно-монтажных работ.

Нивелир с самоустанавливающейся линией визирования НС4 (рис. 11, а), выпускаемый серийно, предназначен для нивелирования IV класса и для нивелирных работ в подземных горных выработках. Инструмент может быть широко применен при геодезическом обеспечении строительных процессов.

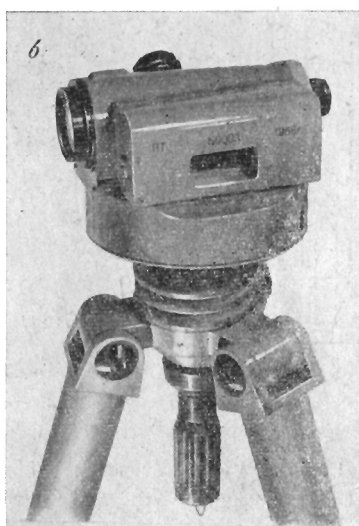
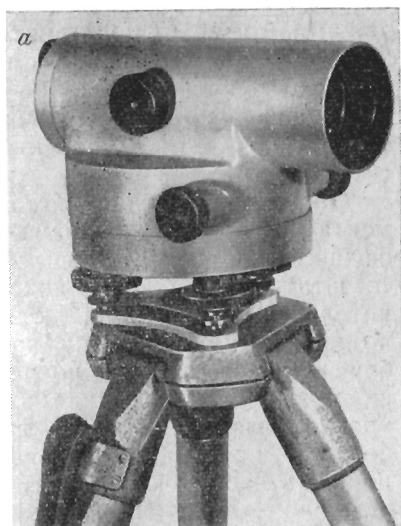


Рис. 11. Нивелиры
а — НС4; б — НТ

Зрительная труба с внутренним фокусированием дает обратное изображение. Компенсатор нивелира может действовать в диапазоне: в продольном направлении $\pm 18'$, в поперечном — $\pm 23'$. Предельное наименьшее расстояние визирования равно 2,4 м.

Исследования [96] нивелира по определению превышений на станции при различных длинах плеч визирования (25 ÷ 150 м) указывают на высокие качества прибора. Средняя квадратическая ошибка нивелирования 1 км хода составляет $\pm 4,0$ мм. Нивелир компактный, легкий и имеет хороший внешний вид.

Экономия времени на приведении визирного луча в горизонтальное положение компенсационным нивелиром составляет примерно 50% по сравнению с установкой в нивелире с цилиндрическим уровнем. При интенсивном движении транспорта вблизи установленного нивелира благодаря компенсатору значительно облегчается отсчет по рейкам.

Нивелир НТ (рис. 11, б) малогабаритный, с цилиндрическим уровнем, относится к типу глухих, предназначен для техни-

ческого нивелирования. Отличительной особенностью нивелира является наличие горизонтального круга с ценой наименьшего деления 1° (точность отсчета $6'$) и шаровой пяты вместо треножника (трегера). Горизонтальный круг нивелира расположен в подставке. Отсчеты на круге снимают по индексу через окно, имеющееся в основании.

Зрительная труба с просветленной оптикой и внутренней фокусировкой дает обратное изображение предметов. Изображение концов пузырька цилиндрического уровня призмным устройством передается в поле зрения трубы. В нивелире отсутствуют обычные

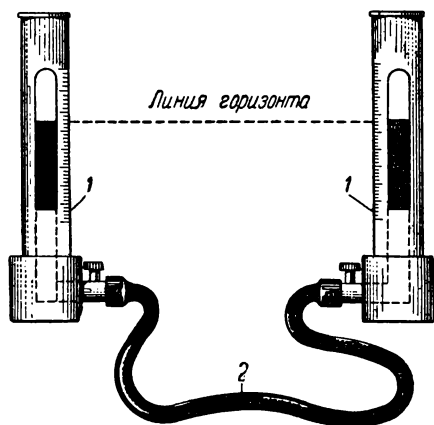


Рис. 12. Гидростатический нивелир
1 — стеклянные трубки со шкалами; 2 — шланг

зажимной и наводящий винты. Зрительную трубу наводят на рейку от руки приближенно — по мушке на оправе трубы, точно — по вертикальной нити сетки трубы.

Общее приведение инструмента в рабочее положение осуществляют на шаровой пяте штатива (имеющей закрепительную гайку), наблюдая по круглому уровню на приборе, а перед отсчетом по рейке пузырек цилиндрического уровня (изображаемый в трубе двумя половинками) элевационным винтом приводят в нульпункт. Нивелир действует безотказно в диапазоне темпе-

ратур от -40 до $+50^\circ \text{C}$. Средняя квадратическая ошибка не более $\pm 15,0$ мм на 1 км одинарного хода. Средняя квадратическая ошибка определения превышения на станции не более 6 мм при плечах визирования до 150 м.

Инструмент портативный, небольшой массы, прост в обращении, может быть применен на разнообразных видах инженерно-геодезических работ, производимых при строительстве сооружений. Наличие горизонтального круга позволяет применять нивелир для съемок и разбивок полярным методом, что значительно расширяет сферу его использования.

Нитяной дальномер имеет коэффициент, равный 100, и предусмотрен для определения расстояний по вертикальной рейке.

Гидростатический нивелир (рис. 12) применяют в местах, где невозможно применять обычный нивелир и рейку из-за ограниченных подходов к выверяемому оборудованию. Две стеклянные трубки диаметром 10 мм с нанесенными на них шкалами соединены резиновым шлангом длиной 10—20 м, заполнены спиртом или дистиллированной водой, слегка подкрашенной в фиолетовый цвет. Стеклянные трубки заключены в металлические оправы,

в прорези которых видна шкала с миллиметровыми делениями. При установке в рабочее положение оправ на горизонтальной плоскости нульпункты трубок должны соответствовать уровню жидкости, заполняющей прибор.

В случае подъема одной оправы относительно другой соответственно изменится горизонт жидкости в трубках. Разность отсчетов по шкалам трубок составит превышение точек опоры основания оправы трубок.

Ошибка в определении превышения гидростатическим уровнем может быть не более 0,5 мм.

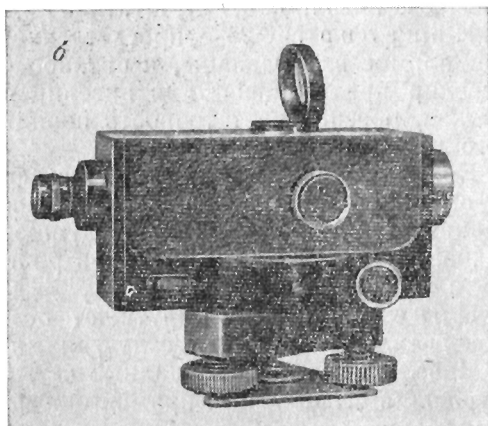
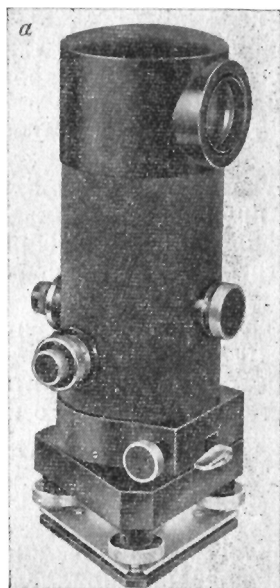


Рис. 13. Нивелиры с компенсатором
а — Ni 007; б — Ni 025

Процесс определения превышений точек с помощью гидростатического нивелира называется гидростатическим нивелированием.

Из зарубежных инструментов имеют широкое применение на строительных объектах нашей страны нивелиры, выпускаемые заводом Народного предприятия «Карл Цейсс» (ГДР), как, например, Ni 007 и Ni 0,25.

Н и в е л и р Ni 007 (рис. 13, а) с перископической трубой и подвешенным маятниковым оптико-механическим компенсатором, который помещен между сеткой и фокусирующей линзой. Зрительная труба имеет увеличение $31,5\times$ наименьшее расстояние визирования до цели равно 2,2 м.

Нивелир приводят в рабочее положение по круглому уровню, так как углы стабилизации у него $\pm 10'$. Маятник компенсатора быстро занимает устойчивое равновесие под действием воздушного демпфирования; время полной установки менее 1 сек.

Точное отсчитывание по рейке производят с помощью оптического микрометра, связанного с плоскопараллельной пластинкой; цена деления шкалы микрометра равна 0,05 мм. При применении прецизионных реек точность нивелирования составляет порядка $\pm 0,5\text{--}0,8$ мм на 1 км двойного хода.

Все соприкасающиеся с воздушной средой поверхности оптической системы просветлены.

Компенсационный нивелир Ni007 выпускают с горизонтальным кругом ($400''$ или 360°) и без него. Счетный микроскоп расположен непосредственно под окуляром зрительной трубы. На стеклянном лимбе нанесены деления с ценой $10''$ ($10'$).

Масса нивелира 3,9 кг, штатива — 5,6—6,4 кг.

Н и в е л и р Ni0 25 с просветленной оптикой (рис. 13, б), дающей прямое изображение, и оптико-механическим компенсатором. Нивелир предназначен для нивелирования на строительных площадках, обеспечивает точность порядка $\pm 2,5$ мм на 1 км двойного хода.

Компенсатор расположен между фокусирующей линзой и окуляром зрительной трубы; он подвешен на пружинном кардане, защищен от ударов и имеет воздушное демпфирование, не восприимчив к солнечному нагреву (при работе не требуется применения зонта от солнца).

Н и в е л и р Ni025 выпускают без горизонтального круга и с горизонтальным кругом с делениями через $10''$ или $10'$.

Нивелирные рейки складные четырехметровой длины с сантиметровыми делениями и прямой оцифровкой; масса двух реек 5 кг.

§ 12. ПОВЕРКИ И ЮСТИРОВКА НИВЕЛИРОВ

Главное условие, которому должны удовлетворять нивелиры с цилиндрическим уровнем, заключается в соблюдении параллельности визирного луча зрительной трубы и оси цилиндрического уровня; в нивелирах с самоустанавливающимся визирным лучом компенсатор должен определять эквивалентность горизонтальной линии. В целях обеспечения большего диапазона правильного действия нивелира к нему предъявляют и другие условия, приводимые в заводском описании инструмента или в инструкциях по производству определенного класса нивелирования.

Нивелиры должны удовлетворять следующим условиям.

1. Ось цилиндрического уровня должна быть перпендикулярна, а круглого уровня параллельна оси вращения инструмента. Проверку этого условия выполняют так же, как и у теодолита.

Проверку первой части условия не обязательно выполнять для нивелира с элевационным винтом.

2. Горизонтальная нить сетки нитей должна быть перпендикулярна к оси вращения инструмента.

Данное условие выполняют так же, как и у теодолита.

3. Визирная ось зрительной трубы должна быть параллельна оси цилиндрического уровня. Проверка заключается в определении двойным нивелированием методом вперед в прямом и обратном направлениях превышения точки B относительно точки A , расстояние между которыми около 70—80 м.

Так как

$$|h_{AB}| = |h_{BA}|, \quad (\text{II. 11})$$

то

$$a - i_B = i_A - b. \quad (\text{II. 12})$$

Если же вместо отсчетов a , b по рейкам, соответствующим горизонтальному визирному лучу, при несоблюдении условия получены значения $(a - x)$ и $(b - x)$, а высоты инструментов равны i_A и i_B , то согласно выражению (II. 12)

$$(a - x) - i_B = i_A - (b - x),$$

откуда

$$x = \frac{a + b}{2} - \frac{i_A + i_B}{2}. \quad (\text{II. 13})$$

Для нивелиров технической точности допускается значение $x \leq 4$ мм. В противном случае визирный луч зрительной трубы наклоняют вертикальными винтами сетки нитей (при пузырьке цилиндрического уровня в нульпункте) до получения отсчета $(a - x)$ по рейке в точке A .

Нивелир с элевационным винтом поверяют в такой же последовательности, предварительно установив винт на среднее число оборотов и не меняя его положения до полного завершения поверки, а действуя лишь одними подъемными винтами. Исправление непараллельности, влияющей на изменение отсчета на величину x , производят при помощи ближнего к трубе подъемного винта, наклоняя визирный луч до получения отсчета $(a - x)$. Затем исправительными винтами цилиндрического уровня приводят пузырек уровня на середину.

Проверку нивелира двойным определением превышения методом вперед производят при постоянной фокусировке зрительной трубы, поэтому дополнительные ошибок не возникает.

Авторедукционные нивелиры в рабочее положение предварительно приводят по круглому уровню в пределах действия компенсационного устройства.

При исследовании действия компенсатора нивелир приводят в рабочее положение по круглому уровню. По направлению одного из подъемных винтов нивелира на расстоянии 70—80 м устанавливают рейку, берут по ней отсчет. Изменяют наклон зрительной трубы вращением подъемного винта последовательно в разных направлениях и следят за проектированием визирного луча на рейке. Если отсчет на рейке не изменяется больше чем на удвоенную точность отсчета, действие компенсатора считают правиль-

ным. При неисправности компенсатора нивелир отправляют в специальную мастерскую для ремонта.

Условие горизонтальности визирного луча зрительной трубы нивелира проверяют определением превышения с обеих точек, выбранных на местности, методом нивелирования вперед. Исправление положения визирного луча производят так же, как и у глухого нивелира, пользуясь исправительными винтами сетки нитей.

§ 13. НИВЕЛИРНЫЕ РЕЙКИ

Согласно ГОСТу 21158—65 для геометрического нивелирования установлены типы реек (табл. 6).

Таблица 6

Шифр рейки	Класс нивелирования	Длина рейки, мм	Цена деления шкалы, мм		Допустимые отклонения в размерах интервала, ± мм		Дополнительная шкала		Стрелка прогиба на 1 м длины, мм	Ширина отчетного поля не менее, мм	Масса, кг
			основной	дополнительной	метрового	наименьшего	начальный отсчет	допустимая погрешность, ± мм			
RN1	I	3000 или 1700	5	5	0,03	0,02	59250	0,10	1,4	80	6,0 4,5
RN2	II	3000 или 1700	5	5	0,10	0,05	59250	0,15	1,7	80	6,0 4,5
RN3	III и IV	3000	10	10	0,5	0,2	4683	0,5	2,4	60	3,5
RN4	IV и техн.	3000 или 4000 или 2100	10	10	0,75	0,30	4683	0,5	4,0	60	3,5 4,5 3,0
RNT	Техн.	4000	20	50	1,0	0,5	083	1,0	5,0	70	4,5

Примечание. Рейки RN1 и RN2 — односторонние штриховые цельные; RN3 — двусторонние шашечные цельные; RN4 — складные одно- или двусторонние шашечные; RNT — двусторонние складные шашечные.

Указанным в таблице характеристикам должны соответствовать изготовленные рейки.

Нивелирные рейки изготавливают из доброкачественного выдержанного хвойного дерева — ели или сосны. Применяют рейки цельные, складные и раздвижные. Размер бруска реек: длина 3—4 м, толщина 2—2,5 см, ширина 8—10 см.

Рейки для нивелирования I и II классов применяют штриховые односторонние (рис. 14, а) с делениями, нанесенными на инварной ленте, наименее чувствительной к влияниям температуры и влаж-

ности воздуха. Лента длиной 3035 мм, толщиной 0,6 мм и шириной 25 мм у пятки рейки в корпусе закреплена жестко, а на противоположном конце удерживается пружиной с натяжением в 20 кг. Дециметровые штрихи на ленте оцифрованы справа от 0 до 59 и слева от 60 до 119.

Трехметровые шашечные рейки (рис. 14, б) на одной стороне имеют сантиметровые деления черной окраски, нуль подписи которых совпадает с пяткой рейки, на другой — красной окраски.

При проложении нивелирных ходов I—IV классов к рейкам прикрепляют круглый или крестообразный уровень, по которому рейки устанавливают в вертикальное положение.

На четырехметровых раздвижных рейках, применяемых при техническом нивелировании, сантиметровые деления нанесены только на одной стороне черной и красной красками.

Рейки обычно оснащают ручками для удобного удержания их в рабочем положении.

На строительной площадке имеют широкое применение шашечные с сантиметровыми делениями нивелирные рейки, предназначенные для нивелирования III и IV классов и технического. Эти же рейки стали все больше использовать и при профильных съемках боковых поверхностей высоких металлических и железобетонных конструкций частей сооружений. Кроме нивелирных реек находят частое применение малые реечки длиной 0,5—1 м, специально изготовленные для удобства при геодезическом обслуживании монтажа конструкций, различного оборудования и др. В качестве реек используют и металлические линейки с миллиметровыми делениями, а рулетки применяют при передаче отметок на верхние ярусы или в подземные этажи сооружения.

Нивелирные рейки периодически исследуют с целью установления пригодности их для нивелирования соответствующей точности и определения поправок. Исследование заключается в определении средней длины метрового и дециметрового интервалов рейки, неравенства пяток в паре реек.

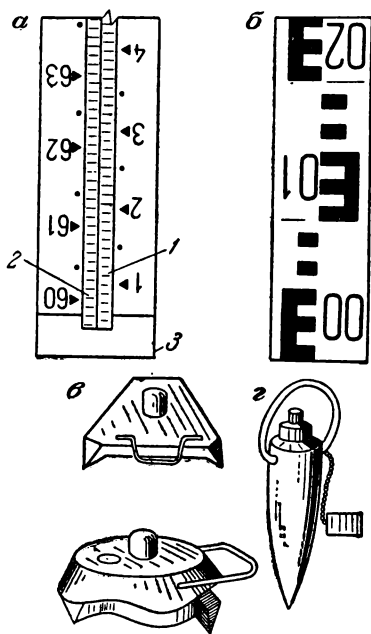


Рис. 14. Нивелирные рейки и приспособления для их установки

а — рейка с полусантиметровыми делениями на инварной ленте: 1 — основная шкала; 2 — дополнительная шкала; 3 — пятка рейки; б — рейка деревянная с сантиметровыми делениями; в — башмаки; г — костыль

Длины интервалов рейки определяют в закрытом помещении при помощи контрольной (женевской) линейки. Исследования выполняют в последовательности, указанной в Инструкции по нивелированию I, II, III и IV классов.

Разность отсчетов по парным рейкам, соответствующих пяткам реек, а также начальных отсчетов по черной и красной сторонам рейки определяют при постоянном положении визирного луча и установке реек на одну и ту же точку. Наблюдения производят не менее четырех раз при разных горизонтах инструмента и находят среднее значение, учитываемое в дальнейшей работе.

Перпендикулярность плоскости пятки к продольной оси рейки проверяют последовательной установкой ее угловых и центральной точек на штырь нивелирного башмака или костыль и отсчитыванием по рейке при неизменном положении визирного луча. Наибольшая разность в отсчетах не должна превышать удвоенной средней квадратической ошибки определения превышения на станций. Поверку повторяют несколько раз.

Перед началом работ осматривают надежность крепления пятки и уровня к рейке.

При точном нивелировании применяют металлические башмаки (рис. 14, в), представляющие собою пластины или болванки с тремя наконечниками или шипами и одним или двумя штырями полусферической заточки для установки на них рейки.

Весьма удобны и надежны при нивелировании металлические костыли.

§ 14. ПРИБОРЫ ДЛЯ ЛИНЕЙНЫХ ИЗМЕРЕНИЙ

Для линейных измерений существуют контрольные меры, называемые нормальными мерами, или эталонами; путем сравнения с ними устанавливают точную длину рабочих мер, непосредственно применяемых при линейных измерениях. Нормальные меры (эталон), следующие по классу за прототипами (в Советском Союзе метр-прототип № 28, хранящийся во ВНИИМ, является исходной единицей линейных измерений), по конструкции представляют собой одномерные и трехмерные инварные и платиновые жезлы; с их помощью на 24-метровых компараторах (в частности, в МИИГАиК) производят определения длин 24-метровых инварных и стальных проволок.

1. **Инварные проволоки и ленты.** Для высокоточных линейных измерений на местности применяют 24-метровые инварные проволоки и ленты. Инвар — сплав, состоящий из 64% железа, 35,5% никеля и 0,5% различных примесей: углерода, кремния, хрома, вольфрама, марганца и др. Инвар обладает замечательными свойствами: имеет очень малый коэффициент температурного расширения ($\alpha = 4 \cdot 10^{-7}$), почти неокисляется, тверд, легко поддается обработке, имеет большой модуль упругости ($E = 15\,500 \text{ кг/мм}^2$), хорошую теплопроводность.

На концах проволок длиной 24 м (диаметром 1,65 мм) закреплены отсчетные 8-сантиметровые шкалы с миллиметровыми делениями, оцифровка которых возрастает в одном направлении. Проволоки в процессе измерений переносят на весу, удерживая за пристегнутые по концам карабины.

Инварные проволоки включают в базисные приборы: БП-1, объединяющий 8 проволок, предназначен для измерения базисов 1 класса; БП-2 состоит из 4 проволок и применяется для точных линейных измерений; БП-3, в который входит 3 проволоки, применяют для линейных измерений. В комплект базисных приборов входит инварная лента шириной 6 мм, толщиной 0,4 мм и длиной 12,1 м для БП-1 и 6,1 м для БП-2 и БП-3, предназначенная для измерения части 24-метрового пролета. На ленте нанесены штрихи через каждый дециметр и по одному дополнительному штриху вправо и влево от них на расстоянии 1 мм. На первом и последнем дециметрах ленты нанесены миллиметровые деления. Расстояние между нулевыми делениями двух шкал каждой проволоки определяют на стационарном компараторе с высокой точностью и выражают в виде уравнения

$$l = l_0 + \Delta l + \alpha l_0 (t - t_0) + \beta l_0 (t^2 - t_0^2), \quad (\text{II. 14})$$

где l — длина проволоки при температуре t и натяжении, равном 10 кг; $l_0 = 24$ м — номинальная длина проволоки; Δl — поправка за компарирование при температуре t_0 ; α , β — термические коэффициенты, причем коэффициент β учитывают лишь при высокоточных измерениях.

В условиях строительства создают полевой компаратор длиной 240 или 120 м, измеренный с высокой точностью, на котором периодически проверяют длины мерных приборов, определяют коэффициенты дальномеров. Точки полевого компаратора размещают и закрепляют фундаментальными знаками на устойчивых грунтах, вне зоны действия переменных нагрузок и вибраций от движущихся механизмов.

В комплект базисных приборов входят также:

	БП-1	БП-2	БП-3
штативы	50	20	10
блочные станки	2	2	2
груз массой 10 кг	2	2	2
жесткие центры	2	-	-
лотаппараты	-	2	2
двусторонняя рейка	1	1	1

По длине проволоки не должны отличаться от номинальной больше чем на 1 см. При измерении температуры на 1°C изменение длины всей проволоки не должно превышать ± 10 мкм в комплекте БП-1 и ± 20 мкм — в БП-2 и БП-3.

Хранят и перевозят проволоки намотанными на барабаны (диаметром 0,5 м) из легкого сплава, находящиеся в деревянных

ящиках. Приспособления на барабане позволяют натягивать концы проволок со свободной подвеской шкал.

В инженерно-геодезической практике применяют комплекты базисных приборов БП-2, а чаще всего БП-3, вполне удовлетворяющего условиям выполняемых работ.

2. Мерные ленты. Мерные стальные ленты, применяемые на строительных территориях, должны удовлетворять требованиям ГОСТа 1085—64. Ленты изготавливают двух типов: ЛЗ — ленты землемерные и ЛЗШ — ленты землемерные шкаловые. Ленты могут быть длиной 20, 24 и 50 м, шириной 10—15 мм, толщиной 0,4—0,5 мм.

На лентах ЛЗ дециметровые деления обозначены отверстиями, полуметровые — металлическими шайбами, метровые — приклепанными к ленте металлическими плашками. Лента ЛЗШ имеет на концах миллиметровые шкалы длиной 100 мм.

Длины лент ЛЗ при нормальной температуре не должны отличаться больше чем на ± 2 мм от номинального значения 20 или 24 м и не свыше ± 3 мм — от 50 м. Уклонения от номинальной длины лент ЛЗШ не должны превышать величин соответственно $\pm 1,2$ и 3 мм.

3. Стальные рулетки. Стальные рулетки согласно ГОСТу 7502—61 должны выпускать длиной 10, 20, 30, 50, 75 и 100 м. По всей длине рулетки нанесены штрихи через 1 см, а в пределах первого дециметра — через 1 мм.

Для целей производства инженерно-геодезических работ на строительных объектах весьма важно выпускать рулетки из белого металла с четко нарезанными или штампованными делениями на ленте, в том числе и длиномерные рулетки (25, 30 и 50 м). Необходимы также рулетки из материала с малым коэффициентом линейного расширения (например, из инвара), с изоляционным слоем из синтетических смол для защиты от пережигания (в местах электросварочных работ).

В 1971 г. [133] начато производство рулеток РК-50 длиной 50 м и РВ-30 длиной 30 м, измерительные ленты которых изготовлены из пружинной нержавеющей стали марки ЭП-197.

§ 15. ЦЕНТРИРОВОЧНО-ПРОЕКТИРОВОЧНЫЕ ИНСТРУМЕНТЫ

Для точного построения разбивочной сети и геодезического обеспечения строительных работ применяют теодолиты и визирные цели с оптическим центрированием.

Оптические отвесы основаны либо на вертикальном проектировании визирной оси, либо на преломлении горизонтального визирного луча под прямым углом в вертикальной плоскости. Оптические отвесы по конструкции изготавливают и как самостоятельные приборы, и как вспомогательные части угломерных инструментов, соединяемые постоянно или временно. Оптические отвесы подразделяются на односторонние, которыми визируют только

в одном направлении, и двусторонние для визирования вниз и вверх.

Односторонние отвесы бывают простые и авторедукционные; у первых визирную ось устанавливают в вертикальное положение по уровню (рис. 15, а), у вторых — автоматически, посредством оптического устройства самоустанавливающейся линии визирования.

Практическая необходимость оснащения оптическими отвесами всех конструкций теодолитов, применяемых на строительстве, возникла давно. Этого требуют и повышенная точность работ и погодные условия — частые ветры, затрудняющие центрирование теодолита и марок с помощью нитяных отвесов [102].

Двусторонний оптический отвес (рис. 15, б), выпускаемый Народным предприятием «Карл Цейсс», может быть применен для центрирования как над точкой, так и под зенитной точкой. Оптический отвес имеет унифицированную цапфу, вставляемую во втулку стандартного треножника.

На цапфе закреплена коробка с двумя взаимно перпендикулярными уровнями, два диаметрально противоположные отверстия закрыты защитными стеклами, с одной стороны жестко закреплён объектив зрительной трубы отвеса, перед которым внутри коробки помещена пентапризма.

Вращая при помощи барабанчика пентапризму вокруг ее оси, переключают визирный луч зрительной трубы отвеса в направлении по вертикали вниз или вверх. Стандартный треножник для оптического отвеса сохраняет принудительную центровку других приборов — теодолита, визирной марки, дальномерной рейки.

Проектировочные инструменты предназначены для проектирования точек в вертикальной плоскости, преимущественно вверх на большую высоту. Существуют инструменты для непосредственного проектирования точек по вертикали и косвенного определения положения точек, соответствующих отвесной линии закрепленной точки.

Оптический центрировочный прибор «Зенит-ОЦП» (рис. 15, в) конструкции МИИГАиК относится к авторедукционным отвесам с самоустанавливающейся линией визирования. Конструктивно «Зенит-ОЦП» включает зрительную трубу от нивелира с самоустанавливающейся линией визирования НСМ-2А, пентапризму в оправе, столик и посадочную ось, а также противовес, уравнивающий зрительную трубу относительно оси вращения прибора.

Зрительная труба имеет увеличение 30,5 $\times$, пределы фокусирования от 3 м до ∞ . Пределы нормального действия компенсатора при удовлетворительном качестве изображения ± 10 мин.

О правильности установки прибора судят по качеству изображения деталей предмета, рассматриваемого в трубу, которое заметно ухудшается при предельно допустимом наклоне трубы.

Прибор предназначен для визирования по вертикали при проектировании точек на высоту от 1,6 до 200—250 м.

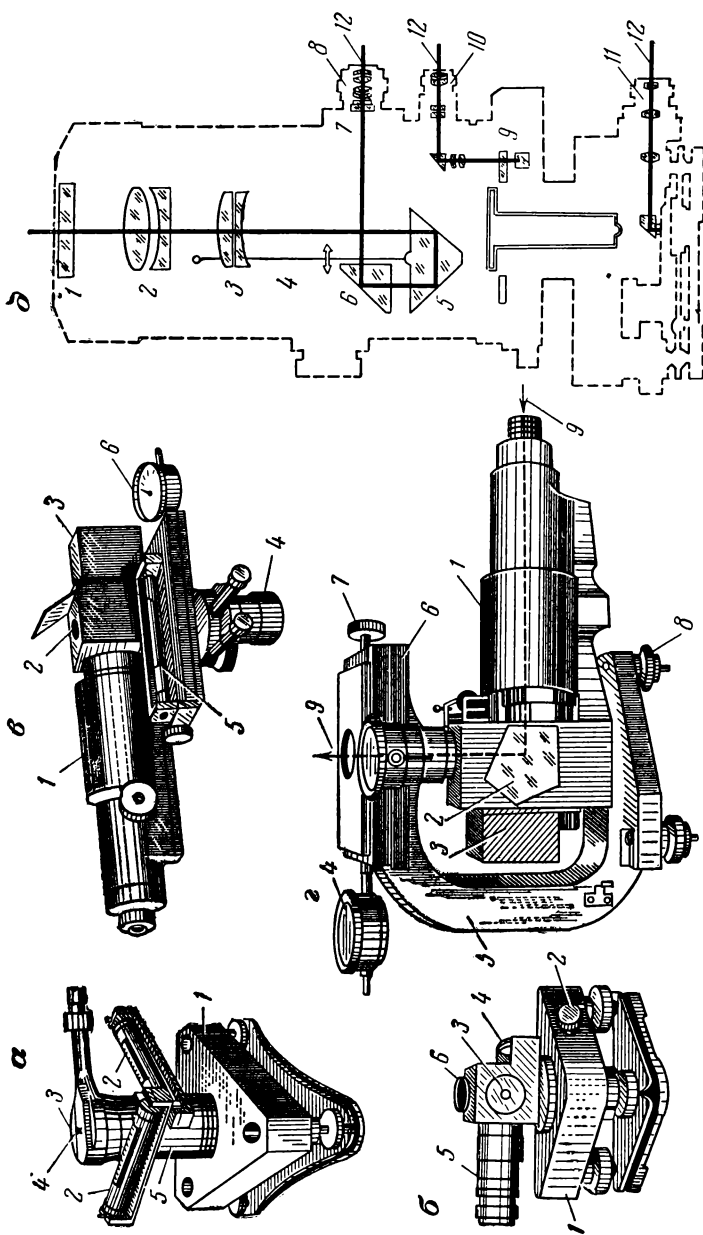


Рис. 15. Приборы вертикального проектирования

а — лоттапарат: 1 — треножник; 2 — уровень; 3 — оптический центр; 4 — риска оси втулки; 5 — втулка; 6 — лоттапарат с поворотной призмой; 7 — треножник; 8 — винт закрепления втулки; 9 — барабан поворота призмы; 10 — уровень; 11 — зрительная труба; 12 — защитное стекло; 13 — зенит ОЦП; 14 — зрительная труба; 15 — прогибов; 16 — втулка теодолита; 17 — цилиндрический уровень; 18 — шкала часового индикатора; 19 — зенит-прибор ПО ВП; 1 — зрительная труба; 2 — прогибов; 3 — прогибов; 4 — прогибов; 5 — рама; 6 — шкала часового индикатора; 7 — зенит-прибор ПО ВП; 8 — ход луча; 9 — ход луча; 10 — зенит-прибор ПО ВП; 11 — защитное стекло; 12 — объектив; 13 — фокусирующая линза; 14 — маятниковая подвеска; 15 — призма компенсатора; 16 — отклоняющая призма; 17 — сетка нитей; 18 — окуляр; 19 — лимб; 20 — отсчетный микроскоп; 21 — оптический отвес; 22 — ход луча

Самоустанавливающийся компенсатор прибора автоматически приводит линию визирования в отвесное положение с точностью $0,3—0,5''$.

Прибор своей посадочной осью устанавливают в стандартный треножник теодолита, центрируемого над закрепленной точкой при помощи оптического центрира, помещенного в треножнике или в алидадной части инструмента. Измененная конструкция прибора названа «ПОВП» — прибор оптического вертикального проектирования (рис. 15, з).

Несомненно, прибор «ПОВП» найдет весьма широкое применение при выполнении инженерно-геодезических работ при возведении многоэтажных зданий и многоярусных сооружений.

По данным анализа производственных материалов применения приборов «Зенит-ОЦП» и «ПОВП» установлено [51], что средняя квадратическая ошибка проектирования точек по вертикали на высоту 50—70 м не превышает ± 2 мм.

Автоматический прецизионный зенит-лот PZL (рис. 15, д) Народного предприятия «Карл Цейсс» представляет собой конструкцию компенсаторного нивелира Ni 007 без пентапризмы перед объективом зрительной трубы. Треножник может быть отцентрирован над точкой при помощи вставного оптического лотаппарата.

При помощи автоматического прецизионного зенит-лота PZL проектирование точек по вертикали на высоту 100 м может обеспечить точность порядка ± 1 мм. По данным исследований точности проектирования точек прибором PZL установлено, что при 25-кратном проектировании на высоту 60 м средняя квадратическая ошибка одного измерения составила $0,3—0,4$ мм [128].

Прибор оснащен стеклянным лимбом с ценой деления $10'$; части делений оценивают на глаз.

Прецизионные проектировочные приборы предназначены для выполнения специальных работ на строительствах высоких уникальных инженерных сооружений (высотные дома, телебашни, заводские трубы, доменные печи и др.).

Инструменты для определения точек отвесной линии. Кроме специальных прецизионных проектировочных приборов для этих целей могут быть приспособлены теодолиты и нивелиры.

В этой связи все больше приобретают значение дополнительные приспособления к геодезическим инструментам, значительно расширяющие область их применения [102].

Теодолит ТТ-5 с насадкой на окуляр зрительной трубы (рис. 16, а) в свое время оказался наиболее подходящим для проектирования по вертикали точек разбивочных и монтажных осей сооружений и при выверке вертикального положения монтируемых высоких конструкций.

Высокоточный оптический теодолит Т1 и теодолит Theo 010А

(рис. 16, б) также могут быть применены для проектирования по вертикали.

Инструменты с насадками на объектив зрительной трубы могут быть использованы для определения положения точек на отвесной линии или под большим углом в коллимационной плоскости [102], соответствующей закрепленной точке. При наде- той на объектив зрительной трубы насадке с пентапризмой визир- ный луч по выходе из трубы преломится под прямым углом.

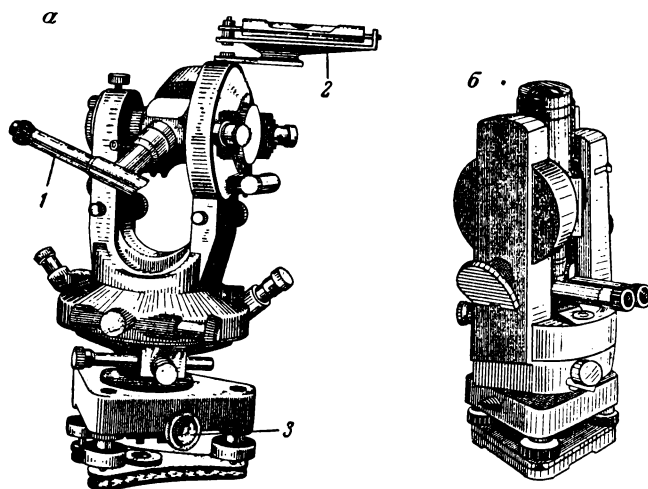


Рис. 16. Приборы специального назначения
а — теодолит ТТ-5: 1 — проектная насадка; 2 — консольный уровень;
з — оптический центрир; *б* — теодолит TheO 010A

В зависимости от ориентирования пентапризмы по отношению к визирному лучу последнему можно придавать различные направ- ления.

Насадка при точной горизонтальности и параллельности визир- ной оси входящей грани призмы и перпендикулярности к выходящей преломит визирную ось под прямым углом в вертикальной плос- кости. Если установить горизонтально визирную ось зрительной трубы и вращать инструмент вокруг его вертикальной оси, то пре- ломленный пентапризмой визирный луч будет воспроизводить об- разующую цилиндра (рис. 17, *а*). Диаметр такого цилиндра равен удвоенному расстоянию от оси вращения инструмента до точки преломления луча в насадке. На уровне горизонта проектирования могут быть фиксированы точки проекций по окружности, а по ним определена точка центра, соответствующая оси вращения инстру- мента.

Этим целям могут служить нивелир и теодолит. Если же пента- призму закрепить в оправе так, чтобы можно было плавно ее

наклонять во взаимно перпендикулярных плоскостях, то нивелиром с насадкой можно определять точки вертикали на заданной высоте (рис. 17, б). В таком случае нивелир с самоустанавливающейся линией визирования окажется вполне надежным проекционным инструментом высокой точности.

При применении насадки на объектив зрительной трубы теодолита, правильно ориентировав ее, можно после приведения инструмента в рабочее положение придать трубе наклон так, что визирный луч на заданной высоте пересечет ось вращения инструмента. Положение точки проекции определится визированием при вращении инструмента вокруг его оси.

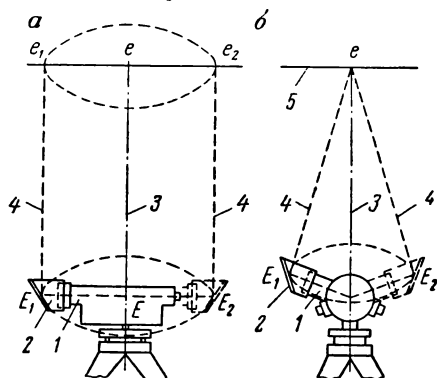


Рис. 17. Проектирование точек по вертикали:

а — нивелиром, б — теодолитом 1 — зрительная труба; 2 — насадка; 3 — ось вращения инструмента; 4 — визирный луч; 5 — плоскость проекции

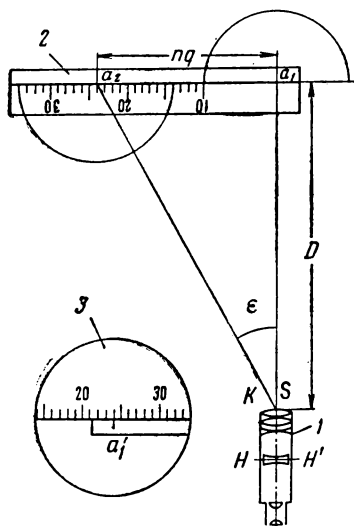
§ 16. ОПТИЧЕСКИЕ ДАЛЬНОМЕРЫ

Дальномеры по видам делятся на оптические и физические.

Применение оптических дальномерных насадок к теодолитам в ряде случаев с успехом заменяет трудоемкие процессы линейных измерений лентой и рулеткой.

1. Нитяной дальномер позволяет по вертикально установленной рейке измерять расстояние при благоприятных условиях с точностью не выше 1:300—1:400. Значительно точнее (порядка 1:2000) измеряют расстояния по горизонтально установленной рейке с косыми штрихами [93].

2. Дальномер двойного изображения с постоянным углом представляет собой насадку (рис. 18), закрепляемую на объективе зрительной трубы теодолита. В отличие от нитяного дальномера здесь используют принцип определения величины взаимного сдвига двойного изображения рейки, дополнительно создаваемого оптическим клином. Интервал на рейке между проекциями главных лучей нулевого штриха a_1 шкалы



1 — зрительная труба с насадкой на объектив; 2 — рейка; 3 — совмещенные изображения рейки

рейки, изображенной незакрываемой частью объектива, определяется отсчетом a_2 по смещенному изображению рейки, совпадающему со штрихом a_1^1 , равным ng (n — число деления, g — цена деления рейки).

Дальномерное расстояние находят по формуле

$$D = ng \operatorname{ctg} \varepsilon + c = kn + c. \quad (\text{II. 15})$$

Обычно постоянное слагаемое дальномера c учитывают в первом дециметровом интервале, уменьшив его на величину $c : \kappa$.

ГОСТ 11356—65 к дальномерным насадкам предъявляет требования, чтобы длину линии 100 м можно было измерять со средней

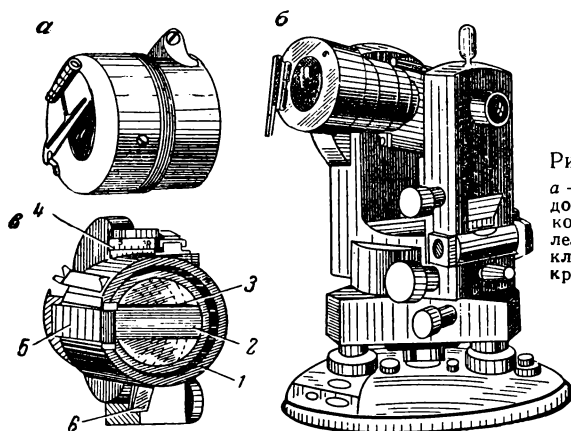


Рис. 19. Дальномерные насадки
а — ДН-04; б — ДН-10 на трубе теодолита; в — насадка «Димесс»: 1 — корпус насадки; 2 — плоскопараллельная пластинка; 3 — оптический клин; 4 — барабанчик оптического микрометра; 5 — шторка; 6 — зажимной винт

квадратической ошибкой соответственно: ДН-04 не более ± 4 см, ДН-08 — ± 8 см, устанавливая рейку горизонтально, ДН-10 не более ± 10 см, отсчитывая по вертикально установленной рейке, ДНР-06—редукционная — не более ± 6 см, отсчитывая по вертикальной рейке.

Числовые значения в шифре насадки характеризуют среднюю квадратическую ошибку (в см) измерения при помощи насадки расстояния 100 м. Насадки применяют при прокладке теодолитных ходов в условиях резко выраженного рельефа на пахотных участках и сельскохозяйственных землях с высоким растительным покровом, каменистых и песчаных грунтах, при тахеометрической съемке, трассировании инженерных сооружений линейного типа и тригонометрическом нивелировании по профилю.

Дальномерная насадка ДН-04 предназначена для теодолитов (рис 19, а), имеющих диаметр оправы объектива 46 мм (Т2, Т5 и др.).

В ДН-04 существенным является приспособление к горизонтально устанавливаемой рейке [29], что значительно уменьшает влияние дифференциальной рефракции на точность определения рас-

стояний, расширяет возможность применения дальномера в течение полного светового дня.

В дальномерный комплект входят насадка и две дальномерные рейки со штативами.

Техническая характеристика дальномерных насадок приведена в табл. 7.

Т а б л и ц а 7

Техническая характеристика	Шифр дальномерной насадки		
	ДН-04	ДН-10	ДНР-06
Световой диаметр компенсатора, мм	34	28	38
Коэффициент дальномера	100	200	100
Постоянное слагаемое (с) дальномера, м:			
для теодолитов			
Т5	0	—	0
Т2	—0,01	—	0,01
Т10	—0,003	—	0
Т20		0	
Т30		0	
То же, с дополнительным нониусом	50 м+с		
Посадочный диаметр оправы насадки, мм	46	46	46
Расстояние между соседними штрихами на рейке, см:			
на одной стороне	1	1	2
на другой стороне	2	5	
Пределы измерения расстояний, м:			
на первой стороне рейки	—10—80	20—100	20—200
по второй стороне рейки	20—125	100—200	
Цена деления круглого уровня, мин	5	10	5
Масса, кг:			
насадки	0,15	0,09	0,17
противовеса	0,2	0,14	0,20—0,22
рейки	3,8	2,6	
треножника	0,7	—	5,0
штатива (с отвесом)	5,3	—	—
футляра			0,4
Размеры, мм:			
насадки		56×40	
рейки		96×30×1670	

На государственных испытаниях опытных образцов ДН-04 было установлено [29], что измеренные расстояния 100 м при углах наклона $\pm 20^\circ$ характеризовались средней квадратической ошибкой порядка $\pm (2,0 \div 3,8)$ см.

Дальномерная рейка двусторонняя, представляет собой инварную полосу с пробитыми штрихами шкалы, натянутую на деревянном брус. Точность положения любого штриха шкалы относительно нулевого составляет порядка 1 : 7000.

В расстояния, измеренные с помощью насадки ДН-04, вводят поправку за наклон по измеренному теодолитом вертикальному углу.

Дальномерная насадка ДН-10 (рис. 19, б) принадлежит к дальномерам двойного изображения с постоянным парал-

лактическим углом, образуемым линзовым компенсатором. Два изображения дальномерной рейки проецируются одновременно в плоскость сетки зрительной трубы под различным увеличением. С изменением наклона трубы изображения перемещаются относительно сетки нитей и одно относительно другого.

Основной частью дальномерной насадки является оптический компенсатор, представляющий собой сложную систему из полulinз с одинаковыми фокусными расстояниями.

У дальномерных насадок ДН-04 и ДН-10 применен компактный (телескопический) микрометр, позволяющий просто и с достаточной точностью производить отсчет расстояний. Насадка ДН-10 и рейка имеют малый вес, удобны в работе, обеспечивают большую точность измерений в широком диапазоне расстояний.

Дальномерная рейка двусторонняя со шкалами, пробитыми в виде прямоугольников на инварных полосах, которые под натяжением закреплены на деревянном бруске.

Порядок работы с дальномерной насадкой ДН-10 указан в инструкции, прост, но в то же время требует тщательного соблюдения предъявляемых условий.

Дальномерная насадка ДНР-06 (рис. 19, в) предназначена для определения расстояний по вертикальной рейке. Конструкция насадки с двойным изображением вертикально устанавливаемой рейки обеспечивает автоматическое редуцирование измеренного расстояния при наклоне до $\pm 13^\circ$ на горизонтальную плоскость. Коэффициент дальномера 100.

В дальномерный комплект входят: насадка с футляром, противовес, бипризмы, две вертикальные рейки с приставками и чехлом. При государственных испытаниях опытных образцов дальномеров ДНР-06 получены [29] средние квадратические ошибки измерения расстояния 100 м порядка $\pm (2,6 \div 5,6)$ см. Производительность труда при работе на станции по сравнению с измерением лентой увеличивается примерно на 40%.

Дальномер «Димесс» (рис. 19, г), выпускаемый заводом («Карл Цейсс», ГДР), выполнен как насадка на кольцо объектива зрительной трубы теодолита. Для уравнивания трубы с насадкой на окулярную ее часть надевают противовес.

В оправе насадки закреплены оптический клин и плоскопараллельная пластинка, закрывающие среднюю часть объектива, оптический микрометр со шкалой в 20 делений на ободке барабанчика.

Перед измерением угла для устранения двойного изображения наблюдаемого предмета плоскопараллельную пластинку закрывают шторкой, шарнирно прикрепленной к ободку насадки.

Рейка предназначена для горизонтальной установки как в стандартном треножнике теодолита, так и при помощи штанги. При установке рейки пользуются оптическим диоптром при ней и круглым уровнем.

При благоприятных внешних условиях расстояния измеряют с относительной ошибкой порядка 1 : 2000—1 : 3000.

3. Дальномеры раздельного наведения включают оптические теодолиты, теодолиты с тангенциальным винтом или тангенциальной шкалой и базисную рейку постоянной длины с концевыми марками.

Точный теодолит с рейкой с концевыми марками, представляющий собой дальномер раздельного наведения на постоянный базис, находит широкое применение при косвенном определении расстояния, основанном на принципе построения вытянутого равнобедренного треугольника $W_1T_1W_2$ (рис. 20, а). Основание такого треугольника представляет базисная рейка с заранее известной длиной, а противоположный угол (параллактический) ϵ измеряют теодолитом.

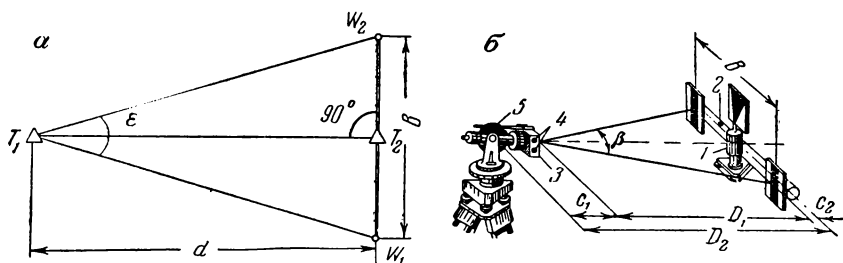


Рис. 20. Дальномеры раздельного наведения на базис

а — измерение параллактического угла теодолитом; б — определение расстояния насадкой ДНТ-2: 1 — визир рейки; 2 — круглый уровень; 3 — корпус насадки; 4 — верхний и нижний винты насадки; 5 — трубка микроскопа

При измерении линии T_1T_2 в точке T_1 центрируют и приводят в рабочее положение теодолит, а в точке T_2 центрируют рейку, устанавливая ее горизонтально и перпендикулярно к направлению определяемой линии. По измеренному углу ϵ и известной длине базиса b вычисляют расстояние по формуле

$$d = \frac{1}{2} B \operatorname{ctg} \frac{\epsilon}{2}. \quad (\text{II. 16})$$

Вследствие малой величины (не более 10°) угла ϵ тригонометрическую функцию $\operatorname{ctg} \frac{\epsilon}{2}$ раскладывают в ряд и ограничиваются первым его членом, выражая в градусной мере, поэтому формуле (II. 16) придают вид

$$d \approx B \frac{\rho''}{\epsilon''} \quad (\text{II. 17})$$

(ρ — число секунд в радиане).

Базисную рейку (чаще для удобства пользования длиной 2 м) обычно изготавливают из инвара, что обеспечивает постоянно расстояние между марками с большой точностью.

Дифференцируя выражение (II. 17) по переменному ϵ и переходя к средним квадратическим ошибкам, находят

$$m_d = \pm B \frac{\rho''}{\epsilon''^2} m_\epsilon''$$

или с учетом (II. 17)

$$m_d = \frac{d^2}{B\rho''} m_e'', \quad (\text{II. 18})$$

а в относительной мере и принимая $B = 2$ м

$$\frac{m_d}{d} = \frac{d}{B\rho''} = \frac{dm_e''}{4'',13 \cdot 10^5}. \quad (\text{II. 19})$$

Полагая $m_e = \pm 1''$ при $B = 2$ м согласно (II. 18)—(II. 19) получим:

для $d = 75$ м $m_d = \pm 1,4$ см, $m_d : d = 1 : 5500$,

для $d = 100$ м $m_d = \pm 2,4$ см, $m_d : d = 1 : 4130$,

для $d = 500$ м $m_d = \pm 61$ см, $m_d : d = 1 : 826$.

Отсюда следует, что в дальномерах с постоянным базисом ошибка в расстоянии прямо пропорциональна квадрату расстояния и обратно пропорциональна длине базиса.

По формуле (II. 19) можно, например, рассчитать, с какой точностью следует измерить параллактический угол ϵ (см. рис. 20, а), чтобы по 2-метровой инварной рейке, устанавливаемой горизонтально, определить расстояние $d = 100$ м с относительной средней квадратической ошибкой $1 : 3000$.

Подставляя в формулы (II. 19) исходные данные и решая относительно m_e , получим

$$m_e = \frac{1}{3000} \cdot \frac{413000}{100} = \pm 1'',4.$$

Такую точность можно получить измерением 3—4 приемами точным оптическим теодолитом Т2.

4. Дальномеры двойного изображения с постоянным базисом основаны на принципе действия клиновых или линзовых компенсаторов либо совместного их использования.

Дальномерная насадка ДН-08 (рис. 20, б) с линзовым компенсатором надевается на оправу объектива зрительной трубы теодолитов Т2, Т5 и Т10. В комплект дальномерной насадки входят две базисные рейки. Рейку устанавливают в горизонтальное положение по круглому уровню при помощи подъемных винтов треножника, а перпендикулярно измеряемой линии — по оптическому визиру на рейке.

Рейки изготовлены из алюминиевых трубок, на которых закреплены четыре марки: концевые с расстоянием между ними 1018 мм и внутренние — 550 мм; первые используют при измерении линий длиной от 180 до 700 м; вторые — от 50 до 180 м.

Дальномерной насадкой ДН-8 расстояния измеряют с относительной средней квадратической ошибкой $1 : 1500$.

В процессе работы периодически, через 2—3 недели, на полевом компараторе определяют коэффициент дальномера.

* В дальнейшем тексте, если не оговорено ρ^1 или ρ^0 , читать $\rho = 206\,265''$.

§ 17. ДАЛЬНОМЕРЫ В УГЛОМЕРНЫХ И УГЛОНАЧЕРТАТЕЛЬНЫХ ИНСТРУМЕНТАХ

Весьма широкое применение в инженерно-геодезической практике находят специальные инструменты, при помощи которых могут выполняться топографические съемки, тригонометрическое нивелирование и измерение расстояний. К таким универсальным инструментам относятся тахеометры-полуавтоматы и автоматы, авторедукционные тахеометры, кипрегели-автоматы (табл. 8).

Т а б л и ц а 8

Шифр инструмента	Характеристика инструмента	Основное назначение инструмента
	Тахеометры (ГОСТ 10812—64)	
ТА	Авторедукционный с автоматическим определением горизонтального расстояния и превышения	Топографические съемки
ТП	Полуавтомат с автоматическим определением горизонтального расстояния	Полигонометрические ходы с относительной ошибкой порядка 1 : 5000. Тахеометрические съемки
ТВ	С инструментальным базисом, автоматическим или полуавтоматическим определением горизонтальных расстояний и превышений	Тахеометрические съемки труднодоступных участков и открытых карьеров
МУ	Мензулы (ГОСТ 10814—64) Универсальная	Топографические съемки
	Кипрегели (ГОСТ 10813—64)	
КА	Авторедукционный с автоматическим получением горизонтального расстояния и превышения	Топографические съемки

Тахеометры круговые, как известно, представляют собой обычные теодолиты-тахеометры с нитяными дальномерами.

По измеренному дальномерному расстоянию и вертикальному углу визирования на рейку вычисляют, пользуясь известными формулами, горизонтальное проложение измеряемой линии и превышение между ее конечными точками.

Тахеометры-полуавтоматы оснащены вместо вертикального круга редуцирующим устройством, по которому отсчет по рейке соответствует горизонтальному проложению измеряемой линии, либо высотомерами для отсчета превышения точек этой линии.

Тахеометры-автоматы оснащены оптико-механическими либо оптическими редуцирующими устройствами, имеют хорошего качества отсчетные приспособления — верньеры, микроскопы.

Техническая характеристика тахеометров приведена в табл. 9.

Техническая характеристика тахеометров и кипрегелей

Наименование прибора	Зрительная труба			Лимбы				Цена деления уровня на алидаде		Масса прибора, кг	
	Диаметр объектива, мм	увеличение	наименьшее расстояние визирования, м	горизонтальный		вертикальный		горизонтального круга	вертикального круга		
				отсчетное приспособление		отсчетное приспособление					
				диаметр, мм	цена деления	наименование	цена деления				точность отсчета
Тахеометр ТП	27 ^x 1°30'		2,0	95	1° 1'	Шкаловый микро- скоп	1° 1'	70	30"	±3'	5,7
Авторедукционный тахеометр ТВ	15,7 ^x 2°30'		2,0	95 10'	10' 1'	Микроскоп-оцен- щик	10' 1'	85 10'	30"	—	7,5
Редукционный тахеометр Redta-002	25 ^x 1°24'		2,5	114 1°	1° 12"	Шкаловый микро- скоп	1° 12"	74 1°	30"	30*	6,5
Редукционный тахеометр BRT-006	16 ^x 2°42'		1,8	90 1°	5° 30"	Шкаловый микро- скоп	5° 30"	90 1°	8'	60"	6,7
Тахеометр-автомат Dahl-ta-020	25 ^x 1°20'		3,0	94 1°	1° 6"	Шкаловый микро- скоп	1° 6"	74 1°	30"	30*	4,4
Кипрегель-автомат КА-2	30 ^x 1°20'		—	—	—	Микроскоп-оцен- щик	—	— 10'	50— 90"	30— 50"	2,8

* Уровень на трубе с такой же ценой деления.

* Уровень на трубе с такой же ценой деления.

Авторедукционный тахеометр ТП (рис. 21, а) предназначен для проложения полигонометрических и тахеометрических ходов, производства тахеометрической съемки повышенной точности. Оптическая система измерения углов разработана по схеме теодолита Т5. Зрительную трубу можно переводить через зенит окулярным коленом. Шкаловый микроскоп расположен параллельно зрительной трубе.

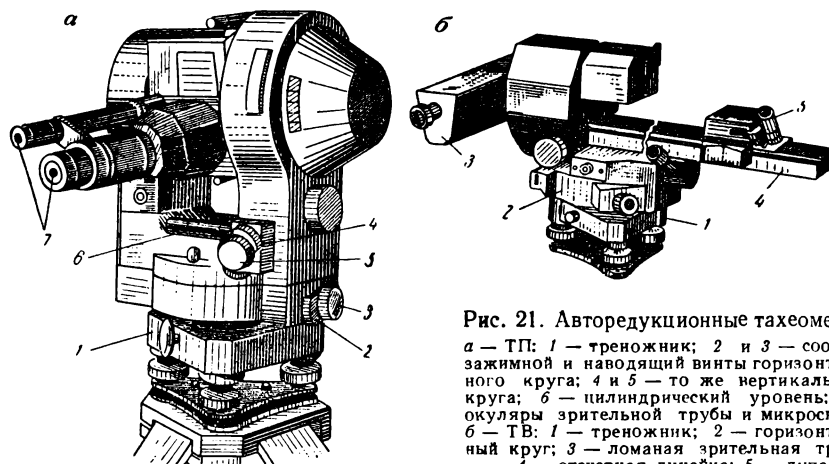


Рис. 21. Авторедукционные тахеометры
а — ТП: 1 — треножник; 2 и 3 — соосные зажимной и наводящий винты горизонтального круга; 4 и 5 — то же вертикального круга; 6 — цилиндрический уровень; 7 — окуляры зрительной трубы и микроскопа;
б — ТБ: 1 — треножник; 2 — горизонтальный круг; 3 — ломаная зрительная труба; 4 — отсчетная линейка; 5 — лупа

Тахеометр имеет повторительную систему вертикальной оси и дальномер двойного изображения с неподвижными оптическими клиньями компенсатора.

Тахеометром можно измерять расстояния длиной от 20 до 180 м, редуцированные на горизонтальную плоскость; по той же рейке автоматически получают превышения.

На рейке имеется три нониуса: средний служит для отсчетов расстояний от 20 до 180 м и превышений до ± 90 м; правый используют при измерении расстояний от 90 до 180 м и превышений от $+90$ до $+180$ м; левый — при тех же расстояниях, но отрицательных превышениях (от -90 до -180 м).

В правой колонке тахеометра размещен оптический дальномер — высотный узел, состоящий из двух треугольных призм, компенсатора дальномера-высотомера, оборачивающей призмы и телескопической полулинзы. В левой колонке установлена односторонняя оптическая система, предназначенная для передачи изображения штрихов горизонтального и вертикального кругов. В отсчетной системе вертикального круга одна из призм подвешена на упругой пластине и служит компенсатором, действующим при наклоне вертикальной оси (наклоне подставки) в пределах $\pm 3'$.

Оптический отвес расположен в алидадной части тахеометра. Подставка тахеометра стандартная, что позволяет выполнять измерения по трехштативной системе.

К тахеометру в комплект включают две рейки со штангами и рейкодержателями и три штатива с подставками.

Авторедукционный тахеометр ТВ (рис. 21, б) относится к дальномерам двойного изображения с переменной базисной линейкой при инструменте (см. табл. 9). Тахеометр предназначен для измерения горизонтальных проложений линий, углов и превышений, может быть применен в условиях интенсивного движения транспорта, удобен при съемках труднодоступных участков, участков открытых горных выработок в карьерах, при замерах объемов насыпей, трассировках и перенесении проектов сооружений на местность. Расстояния измеряют при углах наклона в пределах $\pm 45^\circ$ от 2 до 60 без дополнительной оснастки и от 60 до 180 м с помощью небольшой дальномерной рейки.

Дальномерная рейка, входящая в комплект прибора, представляет собой постоянный базис, определяемый тремя закрепленными на ней марками, расстояние между которыми по 300 мм, на ней закреплен визир для наведения на веку. Микроскоп можно вращать во втулке крепления, когда работают при двух положениях вертикального круга.

У тахеометра система вертикальной оси неповторительная. Оптическим отвесом, расположенным в алидадной части, можно визировать на расстояние от 300 мм до бесконечности. На зрительной трубе имеется оптический визир для предварительного быстрого наведения на цель. Точное наведение на цель осуществляется микрометричным винтом, соосным с зажимным.

Ось тахеометра входит во втулку стандартного треножника.

Опытные образцы тахеометров при испытаниях в лабораторных и полевых условиях показали высокие качества: средняя квадратическая ошибка измерения горизонтальных проложений линий до 60 м при углах наклона $\pm 45^\circ$ не превышала $\pm 4 \div 6$ см, горизонтальных углов $\pm 30''$ и вертикальных — $\pm 40''$ [115].

Тахеометр ТВ в отличие от аналогичных конструктивных дальномеров [BRT-006 Народного предприятия «Карл Цейсс» (Йена)], основанных на принципе кинематической связи оптического элемента системы с вращающейся зрительной трубой, более устойчив против температурных влияний. Для предохранения подвижной пентапризмы на измерительной линейке от непосредственного воздействия солнечных лучей консольно закрепляют съемную солнцезащитную крышку.

Редукционный тахеометр Redta-002 (рис. 22, а) [«Карл Цейсс» (ГДР)] относится к тахеометрам-полуавтоматам (ТП) с оптико-механическим редуцирующим устройством для дальномеров (см. табл. 9) и к повторительным теодолитам с нитяным дальномером и дальномером двойного изображения. Отсчеты по рейке, взятые при помощи редуцирующего устройства, соот-

ветствуют горизонтальному проложению измеряемой линии.

Односторонний шкаловый микроскоп горизонтальной и вертикальной кругов помещен рядом со зрительной трубой.

Горизонтальный и вертикальный стеклянные круги тахеометра разделены на градусные интервалы и оцифрованы; кроме того, на вертикальном круге нанесена тангенциальная шкала с ценой деления 0,001.

Дальномер двойного изображения служит для отсчетов по горизонтальной рейке, устанавливаемой на одной высоте с тахеометром перпендикулярно створу измеряемой линии.

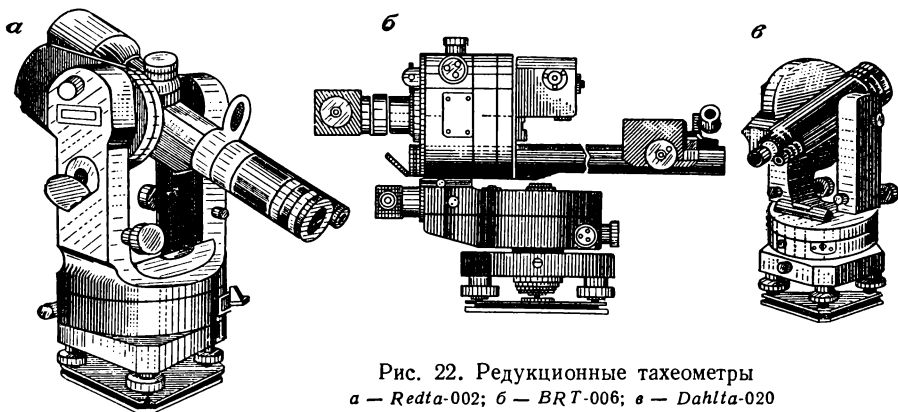


Рис. 22. Редукционные тахеометры
а — Redta-002; б — BRT-006; в — Dahlta-020

Точность измерения линии при благоприятных внешних условиях соответствует 1 : 5000.

Редукционный тахеометр BRT-006 (рис. 22, б) относится к типу ТВ (см. табл. 9). Инструмент является оптическим с поворотным горизонтальным кругом, имеет редукционный дальномер двойного изображения и базисную рейку (линейку) при инструменте. Деления на горизонтальном и вертикальном стеклянных лимбах отсчитывают по общему одностороннему шкаловому микроскопу, находящемуся на подставке зрительной трубы. Зрительная труба 15-кратного увеличения прямого изображения имеет коленчатую форму; к ее оси вращения прикреплены базисная линейка и вертикальный круг. Верхняя половина светового отверстия объектива зрительной трубы перекрыта неподвижной пентапризмой, а нижняя — подвижной*.

Дальномер предназначен для измерения расстояний от 2 до 60 м. К тахеометру придается вспомогательная горизонтальная базисная рейка. С помощью этой рейки диапазон определения расстояния составляет $60 \div 180$ м.

* Разность температур пентапризм при работе инструментом не должна превышать 6° (Реферативный журнал по геодезии и аэросъемке, 1972, 8. 52. 270).

Измерения расстояний при благоприятных внешних условиях и пользовании сигналом или вспомогательной базисной рейкой производят со средней относительной ошибкой $1 : 1500$.

Лимбы горизонтального и вертикального кругов имеют градусные или градусные деления с ценой одного деления соответственно $5''$ и $3'$; отсчеты оцениваются с точностью соответственно $50''$ и $30''$.

В комплект тахеометра включают: сигнал, вспомогательную рейку, штатив, жесткий отвес и окулярную призму для трубы.

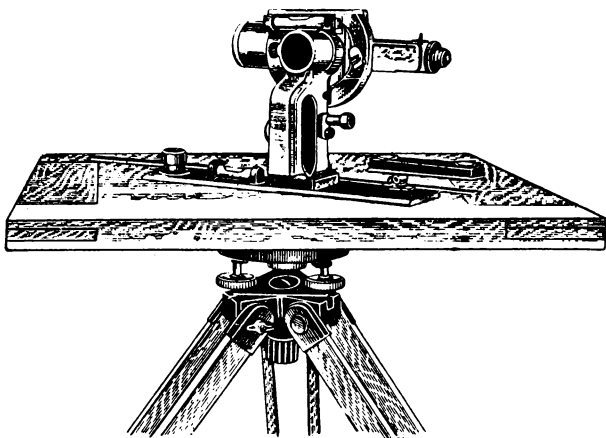


Рис. 23. Мензула и кипрегель КА-2

Тахеометр предназначен для тахеометрической съемки местности, съемки скальных участков, для производства архитектурно-планировочных работ, замеров объемов в карьерах и при возведении земляных сооружений.

Редукционный тахеометр Dahlta-020 (рис. 22, в), выпускаемый заводом Народного предприятия «Карл Цейсс», относится к тахеометрам-автоматам (типа ТА). Техническая характеристика тахеометра приведена в табл. 9. Инструмент с дисковым повторительным приспособлением; лимб горизонтального круга включают и выключают при помощи рычажка. Изображения делений горизонтального и вертикального стеклянных кругов оптической системой передаются для отсчета в односторонний шкаловый микроскоп, расположенный рядом со зрительной трубой. Диаграмма на вертикальном круге передается оптической системой в фокальную плоскость зрительной трубы. На диаграмме пары кривых превышений, симметрично располагаемые относительно линии горизонта, охватывают угловой интервал: 1) от 0 до $+10^\circ$ и от 0 до -10° , при этом кривым соответствует коэффициент $k = 10$; 2) от $+6$ до $+22,5^\circ$ и от -6 до $-22,5^\circ$ с коэффициентом $k = 20$; 3) от $+11$ до $+45^\circ$ и от -11 до -45° с коэффициентом $k = 100$. У кривых для отрицательных углов перед числовым значением коэффициента поставлен знак минус. Кривой горизонтальных расстояний соответствует коэффициент $k = 100$.

Тахеометром горизонтальный угол измеряют одним приемом со средней квадратической ошибкой $\pm 5''$, расстояния — с ошибкой $\pm 0,1$ — $0,2$ м и превышения — с ошибкой: $\pm 0,05$ м при $k = 10$, $\pm 0,05$ — $0,1$ м при $k = 20$ и $\pm 0,1$ — $0,2$ при $k = 100$ на 100 м горизонтального расстояния.

В инженерно-геодезической практике на строительствах находит применение серийно выпускаемый оптический кипрегель-автомат КА-2 с прямой зрительной трубой.

Кипрегель-автомат КА-2 с мензулой (рис. 23) предназначен для топографических съемок местности.

Оптическая система кипрегеля включает зрительную трубу и стеклянный лимб, снабженный призмным блоком и системой призм, передающих изображение нанесенной на лимбе номограммы в окуляр зрительной трубы. Нанесенные на лимбе кривые рассчитаны для углов наклона от -45° до $+45^\circ$ и соответствуют округленным коэффициентам вычисления превышений: -10 ; -20 , -100 , $+10$, $+20$, $+100$. Кривая D горизонтальных проложений соответствует коэффициенту дальномера, равному 100.

§ 18. СВЕТО- И РАДИОДАЛЬНОМЕРЫ

Свето- и радиодальномерные способы измерений кардинально меняют к лучшему технологию создания опорных геодезических сетей в пересеченных и горных условиях местности, на крупных строительных площадках.

Дальномеры физические, основанные на принципе измерения времени прохождения световой или радиоволны на определенном участке, называются соответственно свето- и радиодальномерами.

При применении физических дальномеров кроме заметного улучшения технического исполнения работ при линейных измерениях, значительно возрастают скорость выполнения задания и производительность труда. Практикой установлено, что производительность труда при измерении линий светодальномером в базисных сетях триангуляции повышается в 10 раз, в полигонометрии по сравнению с применением проволок — в 3—4 раза и с применением параллактического метода — в 1,5—2 раза.

В зависимости от длины и точности измерения линий и габаритов светодальномеры подразделяют по видам:

1) большие светодальномеры, предназначенные для измерения расстояний до 30—40 км с относительной ошибкой не более 1 : 400 000;

2) средние светодальномеры, при помощи которых измеряют расстояния 5—20 км с относительной точностью 1 : 100 000 — 1 : 300 000;

3) малые светодальномеры, называемые топографическими, позволяют измерять расстояния от нескольких метров до нескольких сотен метров, а некоторые из них даже до 10 км с точностью 1 : 10 000 — 1 : 100 000.

В практике инженерной геодезии измерение линии длиной свыше 2—3 км с высокой точностью приходится выполнять сравнительно редко, тогда как измерения длин линий до 0,5 км составляют массовые виды работ. Большинство линий достаточно бывает измерять с относительной ошибкой порядка 1 : 10 000 — 1 : 100 000.

Радиодальномеры позволяют измерять расстояния на линейных сооружениях значительной протяженности с достаточной точностью.

Современные конструкции светодальномеров отечественных СТ-65, ТД-2, зарубежных EOS (ГДР), NASM-4B и 6A (Швеция) и радиодальномеры отечественного выпуска РДГВ и ДГВ позволяют определить расстояния до 3—5 км с достаточной точностью, требуемой при выполнении инженерно-геодезических работ. К малым светодальномерам относятся приборы отечественного изготовления КДГ-3, МСД-1, светодальномерная насадка ДНК-2, которые по своим габаритным, весовым и качественным показателям соответствуют условиям широкого применения их на большой строительной территории для выполнения разнообразных инженерно-геодезических работ.

§ 19. ПРИНЦИП ИЗМЕРЕНИЯ РАССТОЯНИЙ СВЕТОДАЛЬНОМЕРАМИ

В основу конструкции светодальномеров положено определение времени прохождения световым лучом (сигнал) измеряемой линии. По измеренному отрезку времени t и известной скорости v света (установленной с точностью порядка 1 : 5 · 10⁵) вычисляют расстояние (рис. 24) прохождения светового луча

$$D = vt. \quad (\text{II. 20})$$

Время прохождения светового потока определяют косвенно, на основе учета зависимости параметров в колебательном движении.

Принципиальная геометрическая схема определения расстояния может быть представлена в виде вращающегося вокруг точки O (рис. 24, а) вектора $OA = R$. Если в точке O провести прямоугольные оси координат OX и OY , то положение вектора R относительно оси абсцисс в начальный момент времени t_1 определится начальным углом φ_1 — начальной фазой колебания. В некоторый другой момент времени t_2 положение вращающегося вектора R будет зафиксировано углом φ_2 , равным

$$\varphi_2 = \varphi_1 + \frac{2\pi}{T} (t_2 - t_1), \quad (\text{II. 21})$$

где T — время полного оборота вектора R ; $\pi = 180^\circ$.

В момент времени t_2 абсцисса конца вектора R определится величиной

$$x = R \cos \varphi_2 = R \cos \left[\varphi_1 + \frac{2\pi}{T} (t_2 - t_1) \right]. \quad (\text{II. 22})$$

Если по оси ординат отложить произведение времени движения t на скорость v , выраженное в отрезках, а по оси абсцисс — величину x , соответствующую этому моменту, и точки с этими координатами соединить линией, то получим графическое изображение гармонического колебательного процесса.

Наибольшее отклонение A точки кривой от ординаты называют амплитудой колебания, а расстояние λ вдоль ординаты, соответствующее смещению точки, движущейся со скоростью v за время одного периода T , — длиной волны

$$\lambda = vT = \frac{v}{f}, \quad (\text{II. 23})$$

где $f = \frac{1}{T}$ — число колебаний, совершаемых в единицу времени, называемое частотой колебаний.

Обычно T выражают в секундах (сек), а f — в герцах (гц).

Расстояние D распространения вдоль оси ординат гармонического колебательного движения за период времени t может быть выражено формулой

$$D = N\lambda + \Delta\lambda, \quad (\text{II. 24})$$

где N — целое число волн; $\Delta\lambda$ — дробная часть волны, причем $\Delta\lambda = \lambda \frac{\varphi_2 - \varphi_1}{2\pi}$ (здесь $\frac{\varphi_2 - \varphi_1}{2\pi}$ — фазовый угол в долях фазового цикла).

Длина световой волны видимого спектра очень мала, составляет 0,40—0,76 мкм (1 мкм = 0,001 мм), поэтому для измерения расстояний используют модулированный световой поток (с измененными параметрами колебательного движения).

При амплитудной модуляции сохраняют частоту колебаний путем изменения амплитуды колебания.

Частота модуляции светового потока в светодальномерах преимущественно составляет 10×10^6 гц или 30×10^6 гц*, поэтому длина волны модулированных колебаний приблизительно составляет от 15 до 30 м.

По подобранной длине волны модулированного светового потока и измеренному числу N целых уложений волны и ее части $\Delta\lambda$ расстояние вычисляют по формуле (II. 24).

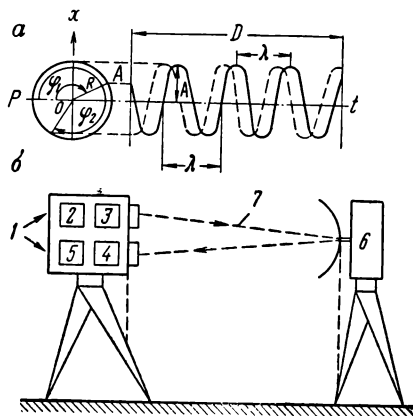


Рис. 24. Принцип измерения расстояния физическим дальномером

a — возникновение разности фаз; b — принципиальная схема измерения расстояния: 1 — источник питания; 2 — источник света; 3 — оптическая система формирования и передачи сигнала; 4 — приемник поступающих сигналов; 5 — устройство определения времени прохождения сигнала; 6 — отражатель; 7 — ход светового луча

* Герц (гц) — единица частоты колебания, равная одному периоду (охватывающему законченный процесс) в секундах. Единицами частоты являются килогерц (кгц): 1 кгц = 10^3 гц; мегагерц (Мгц): 1 Мгц = 10^6 гц.

Измеряемое расстояние равно половине пройденного световым потоком пути (рис. 24, б).

Плавное изменение частот модуляции света позволяет отметить по максимуму или минимуму света количество уложений целого числа волн в используемом интервале частот.

В настоящее время имеется много различных конструкций свето- и радиодальномеров как отечественного изготовления, так и зарубежных. У большинства из них излучательный передатчик и приемник совмещены. Прибор устанавливают над начальной точкой определяемой линии, отражатель волн на другом конце линии.

Принцип определения расстояний предопределил основные части светодальномера:

1. Излучателем энергии служит лампа накаливания, а в радиодальномерах — параболическая антенна.

2. Электромагнитные волны определяются параметрами: амплитудой, фазой и частотой колебаний. Изменение указанных параметров во времени называется модуляцией колебаний. В геодезических светодальномерах находят применение модуляторы, основанные на двойном лучепреломлении, к которым относится и жидкостная ячейка Керра.

3. Передающим устройством светодальномера служит объектив, в котором модулированный пучок лучей преобразуется в параллельный и направляется на отражатель. Оптической системой отражателя параллельный пучок лучей направляется обратно в приемник.

4. Приемником отраженных лучей служит обычно фотоумножитель.

В фотоумножителе образуется увеличенный в миллионы раз фототок, поступающий в измерительное устройство дальномера [43].

5. Измерительные устройства в геодезических светодальномерах большей частью представляют собой электрические приборы. Измерение производят, изменяя частоту модуляции луча света, чтобы на пути прохождения света укладывалось целое число волн, либо с помощью искусственного сдвига фазы принимаемой волны, пользуясь специальным электрическим приспособлением.

6. Источниками энергии служат аккумуляторы преимущественно 12 В.

В светодальномерах сигнал, посылаемый излучателем, вследствие модуляции высокой частоты амплитуды световых колебаний изменяет яркость света. Необходимую модуляцию осуществляют благодаря электрооптическому эффекту в конденсаторах Керра, используемых в СТ-65, ТД-2 и NASM-4В, ультразвуковой дифракции света в EOS и полупроводникового излучателя в КДГ-3, МСД-1 и светодальномерной насадке ДНК-2.

§ 20. КОНСТРУКЦИИ СВЕТО- И РАДИОДАЛЬНОМЕРОВ

В Советском Союзе при выполнении инженерно-геодезических работ применяют свето- и радиодальномеры различных конструкций отечественного и зарубежного изготовления. Для некоторых из них приведена техническая характеристика (табл. 10).

Таблица 10

Технические характеристики свето- и радиодальномеров

Шифр	Дальность действия, м днем ночью	Средняя квадратическая ошибка измерения расстояния	Нормальное действие прибора в интервале температур	Потребляемая мощность, Вт	Питание—аккумуляторная батарея, В	Масса комплекта, кг
СТ-65	100—2000 100—5000	$\pm (1,5+3 \times 10^{-6} D)$, см	—5—+40°C	30	12,6	55
EOS	20—15 000 20—25 000	До 200 м ± 1 см свыше $\pm (5 \text{ мм} + 2 \times 10^{-6} D)$	—30—+45°C	70	12	112
NASM-4B	15— 5 000 15—15 000	$\pm (10 \text{ мм} + 2 \times 10^{-6} D)$	—40—+35°C	60	12	28
6A	15—5000 15—15 000	$\pm (5+1 \text{ мм/км})$	—40—+40°C	30	12	57
КДГ-3*	2—2000	$\pm (10+2 \times 10^{-6} D)$ мм	—50—+50°C	3—5	5	48
ДНК-02	До 700	± 2 см	—50—+50°C	3	3	1,4
ДТ-2	До 1500	$\pm (8,8+1,8 \times 10^{-6} D)$ мм	—20—+40°C	80	12	85
МСД-1	1—300	$\pm (2 \text{ мм} + 5 \times 10^{-6} D)$	—10—+40°C	3,5	3	27
РДГВ	200—30 000	$(5 \text{ см} + 3 \times 10^{-6} D)$	Без ограничения	70	12	75,3

* С 1972 г. вместо КДГ-3 серийно выпускают СМ-3 с другими параметрами.

Светодальномер топографический СТ-65 (рис. 25) разработан в Московском институте инженеров геодезии, аэрофотосъемки и картографии (МИИГАиК), предназначен для измерения линий от 100 до 2000 м днем и от 100 до 5000 м ночью. Применение прибора возможно при решении весьма широкого круга вопросов: при развитии геодезического обоснования для топографических съемок, трассировании линейных сооружений, создании разбивочных сетей, а также при выполнении изыскательских, геологоразведочных и маркшейдерских работ.

Конструктивно прибор включает оптико-механический и электронный блоки. Передающая и приемная оптика состоит из линзовых систем. В качестве модулятора и демодулятора светового потока используются ячейки Керра. Для источника света применяется лампа накаливания. Способ индикации визуальный.

Основные элементы светодальномера СТ-65 показаны на рис. 25, в.

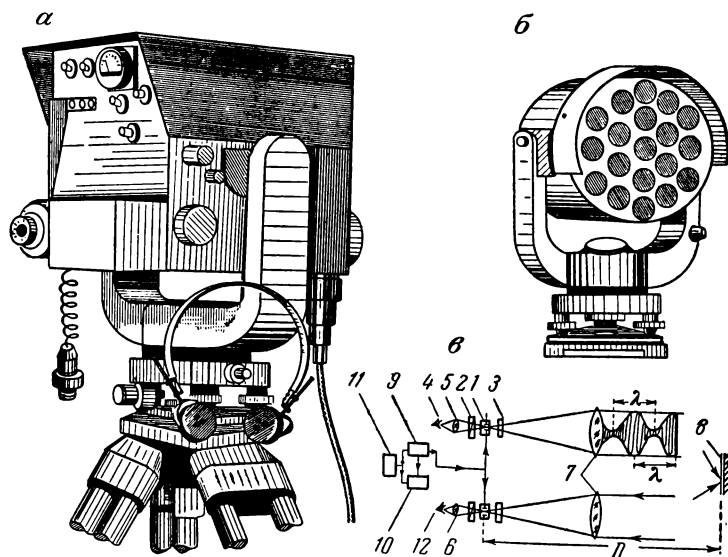


Рис. 25. Светодальномер СТ - 65

а — общий вид прибора; *б* — отражатель; *в* — блок-схема: 1 — конденсатор Керра; 2 — поляризатор; 3 — анализатор; 4 — источник света; 5 — конденсатор; 6 — окуляр; 7 — объективы передающей и приемной трубы; 8 — отражатель; 9 — генератор высокой частоты; 10 — кварцевый калибратор; 11 — блок питания; 12 — глаз наблюдателя; λ — длина волны; D — измеряемое расстояние

Расстояние определяют согласно формулам (II. 23) и (II. 24)

$$D = \frac{1}{2} \lambda N = \frac{1}{2} \frac{v}{f} N, \quad (\text{II. 25})$$

где D — измеряемое расстояние; λ — длина волны модуляции света; N — число волн; v — скорость света; f — частота модуляции.

При измерении расстояния наблюдения производят по компенсационному способу экстремума. Наблюдают минимумы светового потока, прошедшего двойное расстояние между приемо-передатчиком и отражателем. Когда наступает момент минимума светового потока, определяют частоту f , модулирующую световой поток. Электронный генератор высокой частоты показывает плавное изменение частоты модуляции на калиброванной шкале в диапазоне от 23,8 до 26,8 мгц. Шкала калибруется при помощи кварцевого калибратора, встроенного в прибор.

Число волн наблюдают на двух и более минимумах. Определив частоту модуляции f и число N уложения волн, при известной скорости v вычисляют расстояние.

Светодальномер EOS (рис. 26, а) Народного предприятия «Карл Цейсс» относится к высокоточным дальномерам. Техническая характеристика прибора приведена в табл. 10.

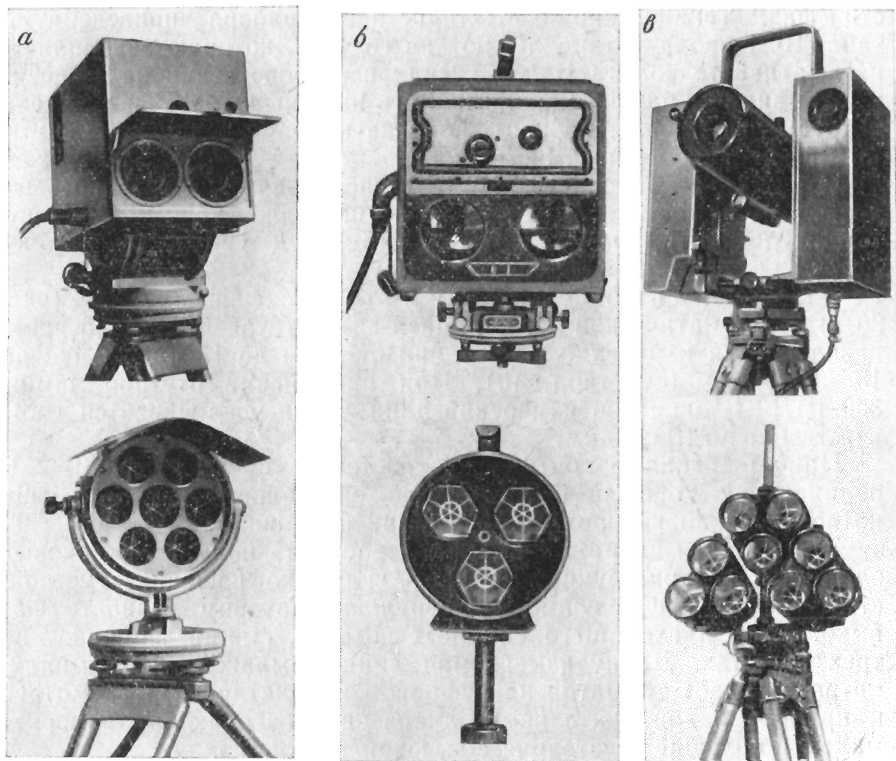


Рис. 26. Средние светодальномеры и отражатели
а — EOS; б — NASM-4B; в — 6A

Прибор устанавливается на штативе теодолита Theo-010, центрируемого при помощи оптического или нитяного отвеса. Поворот прибора возможен в горизонтальной плоскости на 360° и по наклону от -20 до $+20^\circ$, определяемому по горизонтальному и вертикальному кругам головки прибора, имеющим цену деления, равную 1° . Модуляция светового потока основана на ультразвуковой дифракции света. Половина пройденного световым сигналом расстояния определяется формулой

$$D = \frac{\lambda}{2} \left(N \pm \frac{\varphi}{360^\circ} \right), \quad (\text{II. 26})$$

где λ — длина волны светового потока, $N = 0; 1; 2; 3; \dots$ — число волн; φ — фазовый угол, определяемый светодальномером.

В приборе предусмотрены четыре расчетные длины волны, устраняющие неоднозначность N , определяющие масштабы и значение расстояния.

Дальномер-геодиметр NASM-4B Бергстранда (рис. 26, б) высокоточный с фотоэлектрической регистрацией разности фаз. Техническая характеристика прибора приведена в табл. 10. Прибор устанавливают на головке, которую закрепляют на штативе теодолита Вильд Т2 или непосредственно на геодезическом знаке. Головке можно придать наклон до $\pm 15^\circ$ и вращать вокруг оси на полный оборот. Головка прибора оснащена зажимным и наводящим винтами.

Отражатель включает систему трипельпризм, угловая погрешность которых не превышает $\pm 1''$, что позволяет допускать неперпендикулярность плоскости отражателя к световому потоку до $\pm 1^\circ$.

Светодальномер-геодиметр 6А фирмы AGA (рис. 26, в) с автоматической регистрацией результатов измерений предназначен для измерений расстояний от 15 м до 15 км днем и до 15 км ночью (см. табл. 10). При применении ртутной лампы 300 Вт/12 В диапазон измерений длин линий увеличивается соответственно до 10 и 25 км.

Прибор оснащен оптической системой с увеличением $28\times$, обладающей хорошей разрешающей способностью, при помощи которой можно визировать при углах наклона от -55° до $+90^\circ$.

Электронная схема прибора составлена из полупроводниковых элементов. В конструкции прибора включено решающее устройство, определяющее совместно с нульиндикатором разность фаз выходящего и входящего световых потоков. Линии измеряют на трех частотах. Длину измеряемой линии, выраженную в миллиметрах, выдает сумматор на цифровом индикаторе. Предусмотрен в приборе и дополнительный диапазон, позволяющий измерять малые и большие расстояния с высокой точностью.

Дополнительно включаемый в комплект отражатель можно перемещать по специальной линейке со шкалой, что позволяет измерять расстояние с ошибкой не свыше ± 1 мм.

Результаты проведенных испытаний в лабораторных и полевых условиях указывают на возможность применения прибора для линейных измерений при производстве геодезических работ в городах. Прибор удобен в работе; на измерение им расстояния и вычисления затрачивается около 15 мин [124].

Модель геодиметра 6А в настоящее время уже претерпела модернизацию [132, 1971, 10.52.256].

Новая модель геодиметра 6В отличается от модели 6А более высокой производительностью (на измерение линии требуется ~ 1 мин). Прибор портативен и легкий, поэтому переносить все оборудование и производить наблюдение может один человек.

Наблюдения можно производить и при дождливой или пасмурной погоде.

Геодезический квантовый светодальномер КДГ-3 (рис. 27, а). В 1968 г. прибор прошел государственные испытания при измерении девяти эталонных линий от 10 до 2000 м; статистическим методом установлена зависимость погрешности измерения [129], приведенная в табл. 10.

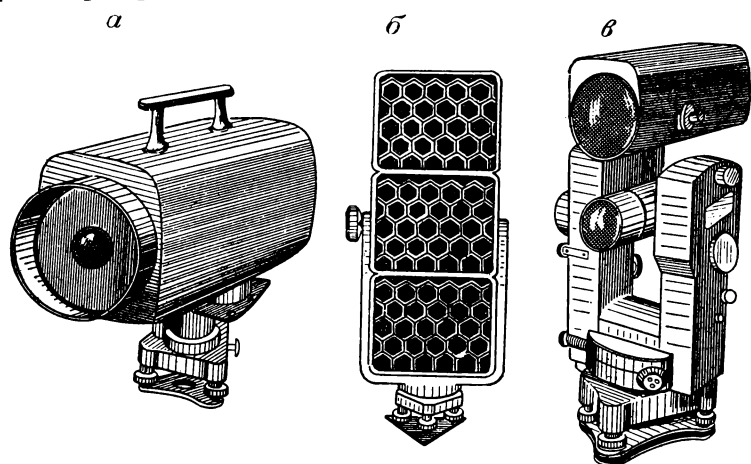


Рис. 27. Квантовые светодальномеры

а — светодальномер КДГ-3; б — отражатель; в — светодальномерная насадка, установленная на теодолите

Прибор имеет однотрубную оптическую систему, при помощи которой направляют световой поток на отражатель и принимают возвратившийся от отражателя.

В приборе имеются полупроводниковый излучатель и оптический квантовый генератор инфракрасного излучения, действующий в некогерентном режиме. Прибор можно поворачивать в горизонтальной плоскости на любой угол и наклонять на угол до $\pm 15^\circ$. Отсчет горизонтальных и вертикальных углов производят до $0,1^\circ$.

Определение длин линий основано на фотоэлектрической регистрации разности фаз между сигналами излучения и приема светового потока, возвратившегося от отражателя.

Для определения целого числа волн выполняют измерения на нескольких частотах модуляции излучения.

Для разрешения неоднозначности определения целого числа длин волн в дальномере используют три частоты модуляции: $F_1 = 30$ МГц, $F_2 = 29,9$ МГц и $F_3 = 27$ МГц.

Измерением линий на трех частотах несколькими приемами полностью исключается многозначность определения числа волн. Порядок измерения линий приводится в заводской инструкции.

Прибор довольно компактен и прост для снятия отсчетов и вычисления результатов измерений.

Высокие качества и широкий температурный диапазон действия прибора позволяют широко применять его при выполнении инженерно-геодезических работ во всех климатических зонах.

Светодальномерная насадка квантовая ДНК-02 (рис. 27, в) по конструкции представляет собой малогабаритную съемную насадку и состоит из двух отдельных блоков: оптического, закрепляемого на трубе теодолита, и электронного, прикрепляемого к ножке штатива.

Прибор предварительно испытывали на контрольных линиях длиной от 9 до 500 м, измеренных инварными проволоками с погрешностью не более 1 : 100 000. Установлено, что расстояния возможно измерять с ошибкой не более ± 20 мм. Дальность действия насадки была равна 500 м [120].

Исследования другого образца ДНК-02 производили в производственных условиях при проложении полигонометрии 1 и 2 разрядов и теодолитных ходов. По продольным невязкам ходов полигонометрии установлена средняя квадратическая ошибка измерения длины, равная ± 14 мм; на компараторах длиной 120—190 м — равная ± 11 мм [131].

В комплект ДНК-02 входят два призменных отражателя.

Прибор вполне удовлетворяет требованиям измерения сторон полигонометрии всех разрядов и применения в инженерно-геодезических работах. Прибор портативен, легок, прост в обращении с ним, позволяет быстро и точно определять расстояния, при его применении значительно возрастает производительность труда на линейных измерениях и при выполнении комплексных работ. На измерение расстояния в городских условиях затрачивают времени порядка 15—30 мин. Весьма перспективен прибор для применения при выполнении инженерно-геодезических работ на строительных площадках.

Светодальномер ТД-2 (рис. 28, а) разработан и изготовлен во Всесоюзном научно-исследовательском институте горной геомеханики и маркшейдерского дела (ВНИМИ), имеет однотрубную оптическую систему с увеличением $41\times$. Прибор предназначен для измерения расстояний (см. табл. 10) путем визуального сравнения светового потока или путем установления его минимума на выходе оптической системы.

Частоты определяют по шкале прибора. Генератор модулирующего напряжения позволяет плавно изменять частоту и делать равной интенсивность светового потока в двух точках равенства, а положение экстремума находить как среднее арифметическое по отсчетам шкалы генератора.

Шкала генератора имеет 5000 делений, калибруемых калибратором частоты через 25 кгц точками нулевых биений, которые прослушиваются при помощи наушников телефона прибора.

Корпус прибора может быть наклонен при измерении расстояния на угол до $\pm 30^\circ$, а также повернут по азимуту на любой угол.

Отражатели светодальномера состоят из шести трипельпризм

каждый. При измерении расстояния учитывают поправки за постоянную прибора и отражателя, вводят поправки за температуру, давление и наклон линии.

Применением на производственных работах опытных образцов светодальномера ТД-2 в различных климатических условиях установлен температурный диапазон от -25 до $+45^{\circ}\text{C}$, в пределах которого прибор действует нормально. Результаты линейных измерений по точности не превышали допусков, установленных инструкцией. Светодальномером ТД-2 вполне можно измерять стороны полигонометрии всех разрядов, базисные стороны в триангуляции 3 и 4 классов, 1 и 2 разрядов [98].

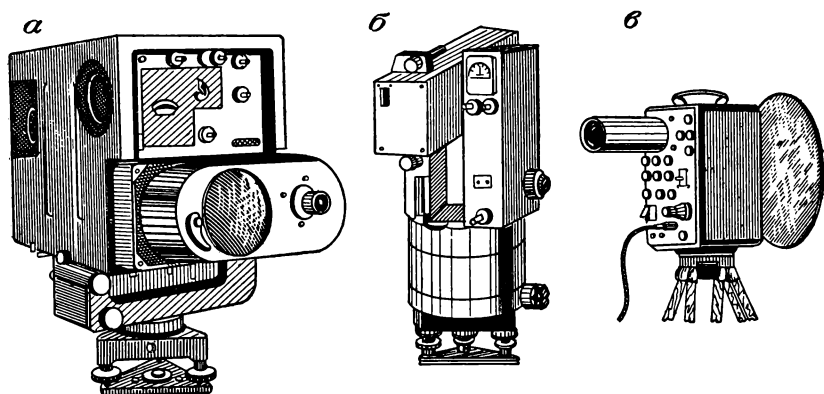


Рис. 28. Свето- и радиодальномеры

a — светодальномер ТД-2; *б* — светодальномер МСД-1; *в* — радиодальномер РДГВ

Светодальномер ТД-2, выпускаемый серийно с 1969 г., прошел испытания в производственных условиях в различных частях Советского Союза. Прибором работали при температуре воздуха от $+45$ до -25°C и относительной влажности до 100% [114].

Светодальномер МСД-1 (рис. 28, б), разработанный в 1969 г. Всесоюзным научно-исследовательским институтом горной механики и маркшейдерского дела, предназначен для измерения коротких линий длиной 1—300 м в горных выработках (см. табл. 10).

Предельные углы наклона измеряемых линий от -45 до $+90^{\circ}$. Продолжительность измерения одной линии порядка 5—8 мин и вычисления — 1—2 мин. Прибор весьма портативен, имеет миниатюрный источник питания (мощность 3,0 Вт), общая масса которого составляет 4,5 кг.

У прибора стандартный треножник теодолита. Отражатель — однолинзовый или двухлинзовый, укрепляемый на жестком ответе — распорной штанге.

Электрооптический блок включает полупроводниковый излучатель, усилитель масштабной частоты и оптическую систему из двух частей, расположенных одна на другой. Из верхней части посылают световой поток, а нижняя служит для визирования на отражатель и приема возвращенного светового потока.

В полупроводниковом излучателе — диоде — происходит модуляция светового сигнала с фиксированными частотами.

Производственные испытания, проведенные летом 1970 г. в шахтах при проложении ходов, показали относительные невязки 1 : 45 000—1 : 48 000. Время, затрачиваемое на отсчеты и вычисление длины измеряемой линии, не превышает 10 мин.

Государственные полевые испытания опытных образцов светодальномеров, проведенных осенью 1970 г. в Ленинграде при различном состоянии погоды (солнце, переменная облачность, пасмурно, небольшой дождь, ветер, изменявшийся от слабого до среднего), показали высокие их качества [135].

Светодальномер МСД-1 применяют для линейных измерений как в подземных горных выработках, так и на земной поверхности.

Высокие качества прибора при весьма малых его габаритах и массе делают его перспективным для широкого внедрения светодальномерных измерений при строительстве тоннелей и на строительных площадках, где в большом количестве требуется измерять сравнительно короткие длины линий, но с высокой точностью.

Геодезический радиодальномер РДГВ (рис. 28, в) отечественного производства имеет более совершенную конструкцию, чем радиодальномер РДГ, предназначен для измерения расстояния от 200 м до 30 км (см. табл. 10). Температурный режим действия прибора не ограничен, а потому можно производить измерения в любое время года и даже при отсутствии оптической видимости (небольшой дождь, дымка, туман). Сигнал ведущей станции принимается ведомой станцией и излучается обратно. Прибор работает на волнах 10-сантиметрового диапазона. Несущую частоту можно изменять от 2650 до 3100 Мгц. Питание прибора поступает от аккумулятора напряжением 12 В, потребляемая мощность около 60—70 Вт.

Затрата времени при измерении линий составляет: на установку прибора — 10—15 мин, на прогрев прибора — до 60 мин, на собственно измерения линии одним приемом — 20 мин.

Длину линии вычисляют по формуле, аналогичной (II. 20),

$$D = \frac{1}{2} ct, \quad (\text{II. 27})$$

где c — скорость распространения электромагнитных волн; t — время прохождения волн в прямом и обратном направлениях на измеряемой линии.

Скорость распространения электромагнитных волн в вакууме принимают равной $c_0 = 299792,5$ км/сек $\pm 0,1 - 0,2$ км/сек. Скорость распространения волн в атмосфере вычисляют по формуле

$$c = \frac{c_0}{n}, \quad (11.28)$$

где n — показатель преломления воздуха.

Показатель преломления воздуха определяют по данным температуры и влажности, получаемых с помощью аспирационного психрометра, и давления, измеряемого с помощью барометра.

Неоднозначность определения целого числа волн разрешается применением сетки измерительных частот. Используют частоты порядка 10 Мгц, а несущими частотами являются 10-сантиметровые диапазоны порядка 3000 Мгц.

Производственные испытания прибора проводили при проложении ходов полигонометрии [130]. В полигонометрии углы измеряли тремя приемами теодолитом Theo-010 со средней квадратической ошибкой $\pm 5''$, а относительные невязки в ходах получены преимущественно менее $1:25000$. Измерения прибором производили при температурных диапазонах от -15 до $\pm 33^\circ\text{C}$ и влажности воздуха от 40 до 96% с различным подстилающим слоем: снежный покров, зеленые посевы, пахота.

Радиодальномеры изготавливают и многие зарубежные заводы. В частности, завод Народного предприятия МОМ (Венгрия) выпускает радиодальномер GET-A1 для измерения расстояний до 15 км со средней квадратической ошибкой $\pm (3 \text{ см} + 2 D \cdot 10^{-6})$ и GET-B1 для расстояний от 0,2 до 50 км с ошибкой $\pm (3 \text{ см} + 2 D \cdot 10^{-6})$.

§ 21. ПРИБОРЫ ФОТОТЕОДОЛИТНОЙ СЪЕМКИ

Топографические съемки, производство замеров объемов выемки и насыпи грунта, открытых горных разработок, составление профилей по зачисткам бортов на скальных участках в примыканиях гидротехнических плотин и зданий ГЭС, определение деформаций сооружений и их конструктивных элементов могут быть выполнены методами фотограмметрии с большой точностью и весьма малыми затратами времени. Наиболее доступным средством производства фотограмметрических работ в условиях крупного строительства является наземная фототеодолитная съемка. В практике геодезическо-маркшейдерских служб гидротехнических строителей методы фототеодолитной съемки нашли применение при топографической съемке резко выраженного рельефа, составлении профилей по скальным участкам и крутым склонам, глубоким выемкам и насыпям грунтово-скальных материалов, при замерах объемов перемещенных масс. Кроме того, получают документальные сведения, характеризующие с большой полнотой состояние объекта на определенный момент, весьма необходимые для решения различных инженерных задач и организационных вопросов.

Практикой доказана большая оперативность, точность получения необходимых сведений и технико-экономическая эффективность метода наземной фототеодолитной съемки.

А. Общие сведения о фототеодолитной съемке

Фототеодолитная съемка основана на применении полевого переносного прибора, состоящего из фотокамеры и теодолита. Метод съемки называют наземной стереофотограмметрической съемкой.

Пространственное представление о снимаемом объекте возможно получить по изображениям его на двух снимках, снятых при одинаковой ориентировке фотокамеры с двух точек базиса. Два таких снимка называют стереопарой, являющейся в фотограмметрии элементом измерений.

Для получения пары снимков в обеих точках базиса оптическую ось фотокамеры приводят в горизонтальное положение и ориентируют перпендикулярно к базису фотографирования, реже с разворотом вправо или влево на одинаковый угол (обычно равный 30°), в исключительных случаях допускают ориентирование с пересекающимися направлениями.

По снимкам при помощи фотограмметрических приборов получают с исчерпывающей полнотой и требуемой точностью необходимые метрические данные о снятом объекте.

Снимки, предназначенные для определения метрических данных, получают при помощи высокоточных фотокамер. Фотокамера имеет прикладную рамку, к которой прижимается эмульсионной стороной фотографическая пластинка. Прикладная рамка, являющаяся плоскостью изображения, и объектив фотокамеры жестко связаны между собой. Оптическая ось объектива проходит через центр прикладной рамки — главную точку снимка, служащую началом непосредственно измеряемых координат точек фотоизображения. На прикладной рамке главная точка определяется пересечением горизонтальной и вертикальной линий, отмеченных соответственно указателями xx и zz (рис. 29, а).

Положение определяемых точек по снимкам характеризуют пространственными прямоугольными координатами X , Y , Z , начало которых совпадает с центром объектива S_1 фотокамеры, установленной над левой точкой базиса; при этом ось абсцисс X совмещена с горизонтальной проекцией базиса, ось ординат Y — с оптической осью фотокамеры, а ось высот Z — вертикальная линия.

Переход от координат x , y , z точек, измеренных на снимках, к пространственным X , Y , Z осуществляют по известным формулам, которые могут быть пояснены на основании рис. 29, б.

Точка местности T , сфотографированная с двух концов базиса, на левом снимке изобразится точкой t_1 , а на правом — t_2 . Точке T_0 — проекции точки местности T на горизонтальную плоскость левой точки центра объекта S_1 , базиса съемки, — на снимках будут

соответствовать точки a_1 и a_2 (см. рис. 29, а). Координаты точки t_1 изображения на левом снимке будут x_1 и z_1 , а одноименной точки t_2 на правом — x_2 и z_2 . Разность абсцисс одноименной точки на паре снимков называется горизонтальным, или продольным, параллаксом

$$p = x_1 - x_2. \quad (\text{II. 29})$$

Координаты точки T местности в пространственной системе могут быть выражены через горизонтальное проложение базиса B съемки, фокусное расстояние f фотокамеры и измеренные величины на снимках, характеризующие положение изображенной точки.

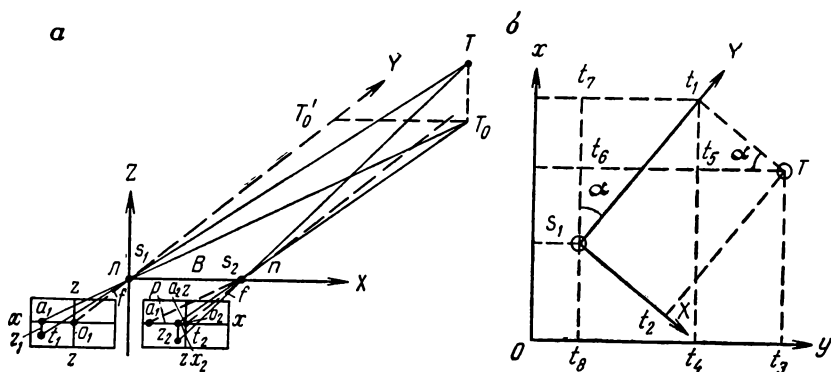


Рис. 29. Схемы определения положения точки

Для выводов формул проведем из точки s_2 линию s_2a_1 , параллельную s_1a_1 . Так как в горизонтальной плоскости треугольники $T_0s_1s_2$ и $s_2a_1a_2$ подобны, то

$$Y = \frac{B}{p} f. \quad (\text{II. 30})$$

Из подобия треугольников $s_1T_0T_0$ и $s_1o_1a_1$, найдем

$$X = \frac{Y}{f} x_1. \quad (\text{II. 31})$$

Рассматривая в вертикальной плоскости подобные треугольники TT_0s_1 и $t_1a_1s_1$, запишем

$$Z = \frac{Y}{f} z_1. \quad (\text{II. 32})$$

При фотографировании местности с концов базиса при равноотклоненных на угол φ направлениях оптической оси фотокамеры вид формул вычисления координат X и Z не меняется, а значение Y находят по формуле

$$Y' = \frac{Bf}{\rho} \left(1 + \frac{x_0}{f} \right) \cos \varphi. \quad (\text{II. 33})$$

На точность наземной стереофотограмметрической съемки влияют ошибки ориентирования камеры, принимаемые $m_x = m_z = \pm 0,01$ мм, а ошибка измерения продольного параллакса $m_p = \pm 0,005$ мм. Согласно формулам (II.30)—(II.32) для нормального случая съемки относительные средние квадратические ошибки координат точек местности определяются формулами

$$\left. \begin{aligned} \frac{m_Y}{Y} &= \sqrt{\frac{m_B^2}{B^2} + \frac{m_p^2}{p^2}} \\ \frac{m_X}{X} &= \sqrt{\frac{m_B^2}{B^2} + \frac{m_p^2}{p^2} + \frac{m_x^2}{x^2}} \\ \frac{m_Z}{Z} &= \sqrt{\frac{m_B^2}{B^2} + \frac{m_p^2}{p^2} + \frac{m_z^2}{z^2}} \end{aligned} \right\} \quad (\text{II. 34})$$

В наибольшей мере на точность определения координат точек местности оказывает влияние ошибка измерения продольного параллакса. Исходя из условий хорошей стереоскопической видимости, длина базиса должна находиться в пределах $1/20$ — $1/4$ расстояния до определяемой точки местности, что соответствует изменению угла засечки от 3 до 16° .

Величину базиса фотографирования определяют по формуле

$$B = \frac{Y}{\left(\frac{m_Y}{Y}\right)} \cdot \frac{m_p}{f}, \quad (\text{II. 35})$$

где Y — наибольшее отстояние снимаемых точек; $m_Y : Y$ — относительная ошибка определения отстояния; m_p — средняя квадратическая ошибка измерения горизонтальных параллаксов; f — фокусное расстояние камеры.

Рекомендуют [52] при топографической съемке руководствоваться следующими дальностями:

для масштаба	1: 500	—0,3 км
»	1:1000	—0,6 »
»	1:2000	—1,0 »
»	1:5000	—2,0 »

Опытом установлено, что при соблюдении этих условий координаты точек местности определяют с относительной ошибкой 1:1000—1:2000. Длину базиса фотографирования измеряют с относительной средней квадратической ошибкой, несколько меньшей (порядка 1:2000—1:3000). Для измерения базиса фотографирования можно использовать рейку Бала, при помощи которой возможно определить длину с относительной средней квадратической ошибкой около 1:3000.

Переход от фотограмметрических прямоугольных координат X, Y, Z пространственной системы к прямоугольным координатам

x_0, y_0, z_0 геодезической сети на местности (см. рис. 29, б) выполняются по известным формулам:

$$\left. \begin{aligned} x_0 &= x_{OS_1} + Y \cos \alpha - X \sin \alpha \\ y_0 &= y_{OS_1} + Y \sin \alpha + X \cos \alpha \\ z_0 &= z_{OS_1} + Z \end{aligned} \right\}, \quad (II. 36)$$

где $x_{OS_1}, y_{OS_1}, z_{OS_1}$ — координаты центра объектива S_1 левой фотокамеры в системе геодезической сети; α — дирекционный угол оптической оси камеры.

Для наглядности спроектируем точку T (см. рис. 29, б) местности на оси пространственной системы координат, основания перпендикуляров будут t_1 и t_2 , геодезической сети — соответственно t_3 и t_4 . Из точек S_1 и t_1 проведем вертикали до пересечения горизонтальных линий, отметим точки t_5, t_6, t_7, t_8 .

Согласно сделанным построениям имеем отрезки:

$$\begin{aligned} t_3 T &= t_8 S_1 + S_1 t_7 - t_5 t_1, \\ Ot_8 &= Ot_8 + t_7 t_1 + t_5 T. \end{aligned}$$

Но

$$\begin{aligned} t_3 T &= x_{OT}, \quad Ot_8 = y_{OT}, \quad t_8 S_1 = x_{OS_1}, \quad Ot_8 = y_{OS_1}, \\ S_1 t_7 &= Y_T \cos \alpha, \quad t_5 t_1 = X_T \sin \alpha, \\ t_7 t_1 &= Y_T \sin \alpha, \quad t_5 T = X_T \cos \alpha, \end{aligned}$$

а потому

$$\left. \begin{aligned} x_{OT} &= x_{OS_1} + Y_T \cos \alpha - X_T \sin \alpha \\ y_{OT} &= y_{OS_1} + Y_T \sin \alpha + X_T \cos \alpha \\ z_{OT} &= z_{OS_1} + z_T \end{aligned} \right\}. \quad (II. 37)$$

Б. Инструменты и приборы наземной стереофотограмметрической съемки

В инженерной практике находят широкое применение при натурных фотосъемках фототеодолиты: «Геодезия», ФГ-1-210 ВНИИМ, TAL, Phototheo 19/1318, UMK 10/1318 и др.

1. Фототеодолит Phototheo 19/1318 (рис. 30, а) завода Народного предприятия «Карл Цейсс» находит применение у различных ведомственных организаций, использующих методы фототеодолитной съемки в производственной практике. В комплект фототеодолита включают: теодолит-тахеометр Theo-030, фотокамеру, 24 кассеты, юстировочное приспособление, двухметровую базисную инварную рейку, три штатива с трегерами, визирные базисные марки.

Фотокамера имеет объектив «Ортопротар» (фокусное расстояние $f_k = 190$ мм и относительное отверстие 1 : 25) с просветленной

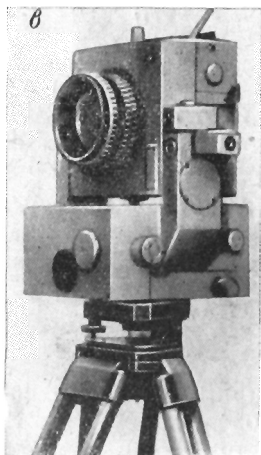
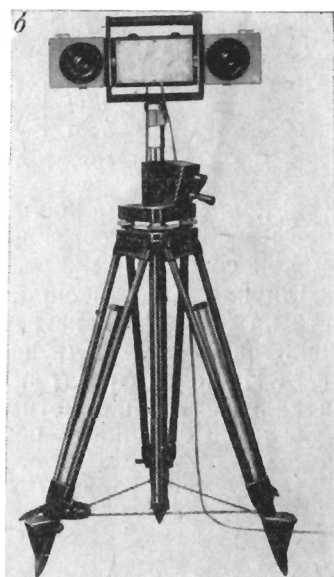
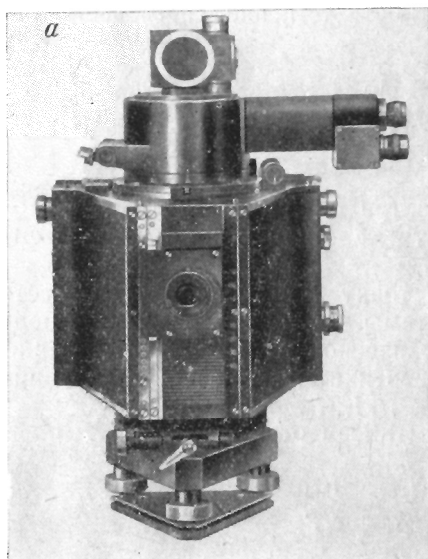


Рис. 30. Стерефотограмметрические камеры.
а — фототеодолит Photheo 19/1318; б — стерефотограмметрическая камера SMK 5,5/0808/40; в — универсальная фотокамера UMK 10/1318

оптикой, уменьшающей потерю света из-за его отражения. Формат снимка 13×18 см при среднем положении объектива соответствует полезному углу зрения 52° ($46,8^\circ$) по горизонтали и 38° ($34,2^\circ$) по вертикали. Возможны перемещения объектива по вертикали (с интервалом 5 мм) вверх на 30 мм и вниз на 45 мм. Вследствие этого с одной станции возможна съемка объекта, видимого под вертикальным углом до 28° ($25,2^\circ$) вверх и до 32° ($28,8^\circ$) вниз. Величина и направление вертикального перемещения объектива фиксируются на

фотопленке изображением индекса коллиматора.

При съемке экспонирование производят снятием и надеванием крышки объектива.

Теодолит применяют при определении положения съемочных точек методом засечки, с его помощью измеряют длину базиса фотогафрирования, используя базисную рейку.

2. Фотограмметрические стереокамеры SMK 5,5/0808/40 и SMK 5,5/0808/120 (рис. 30, б) завода Народного предприятия «Карл Цейсс» предназначены для наземной фотограммет-

рической съемки с постоянным базисом. Выпускают стереокамеры с базами длиной 400 и 1200 мм, обеспечивающими расстояния наименьшей фокусировки соответственно 4 и 8 м. В первом случае, например, расстояние 10 м до точки объекта определяют с ошибкой порядка 45 мм, во втором — 17 мм.

Стереокамеры могут найти применение при решении разнообразных технических задач в инженерном строительстве, маркшейдерии, топографии, при геодезических съемках для подсчетов объемов выемки и насыпи, карьерных разработок, при составлении профилей на скальных участках, поперечных сечений тоннелей и т. д. Синхронное включение затворов с выдержкой от 1 до 1/500 сек позволяет снимать движущиеся цели, что еще больше расширяет область применения стереокамер.

Установку диафрагмы, выдержки и номера стереопары осуществляют в обоих корпусах камер одновременно при помощи рукоятки.

Масса стереокамер 15 и 21 кг, штатива — 17,5 кг.

3. Универсальная фотограмметрическая камера УМК 10/1318 завода Народного предприятия «Карл Цейсс» (рис. 30, в) предназначена для съемки местности разнообразных объектов с различной удаленностью — от 2 м до ∞ . В условиях строительства УМК 10/1318 может найти самое разнообразное применение при решении инженерно-технических задач.

Фотокамера обладает плавной настройкой на разные расстояния съемки. Выдвижение объектива осуществляется на подшипниках высокой точности, при этом сохраняется внутреннее ориентирование системы, что освобождает от смены оптических систем, промежуточных рамок и колец. Возможность применения фотокамеры соответствует назначению фототеодолитов типа Phototheo 19/1318 и фотограмметрических стереокамер SMK 5,5/0808/40 или SMK 5,5/0808/120 с неизменным базисом.

Фототеодолит с нормальным объективом имеет большое фокусное расстояние, поэтому он предназначен главным образом для производства наземной топографической съемки. Фотограмметрические стереокамеры с широкоугольными объективами имеют короткое фокусное расстояние, а потому их применение ограничивается получением снимков крупного плана близко расположенных объектов.

Выдвижением тубуса объектива можно фокусировать на среднее съемочное расстояние по одному из фиксированных на шкале восьми положений для дистанций от ∞ до 3,6 м. Центральный затвор обеспечивает экспозицию в пределах от 1 до 1/400 сек, а также режим длительной выдержки. Оптическую систему можно диафрагмировать от 1 : 8 до 1 : 32.

При съемке можно задать положение камеры для горизонтального направления съемки с горизонтальным или вертикальным форматом кадров съемки с оптической осью, направленной вертикально вверх.

В. Приборы для измерения по фотоснимкам

1. Стереоскоп — простейший портативный прибор для получения стереозффекта по стереопаре фотоснимков. Прибор увеличивает глазной базис и улучшает стереоскопическое восприятие рассматриваемого изображения на стереопаре. При ознакомлении с натурным видом объекта стереоскоп весьма удобен. Существуют различные конструкции стереоскопов.

2. Четырехзеркальный стереоскоп (рис. 31, а) [13] наиболее употребителен. На раме закреплены попарно парал-

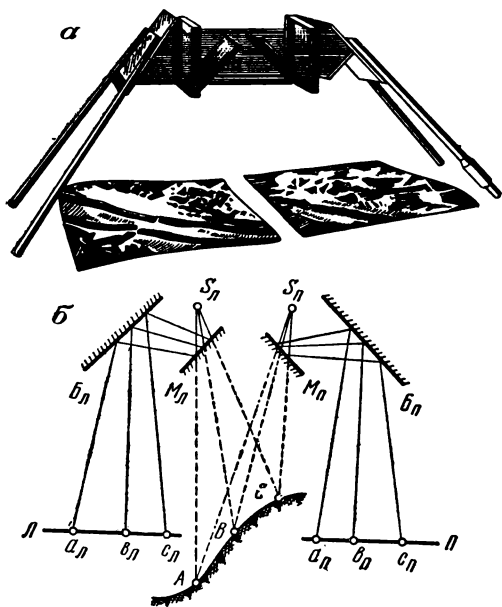


Рис. 31. Схема получения искусственного стереозффекта

лельно. четыре зеркала. Поверхности внутренних меньших зеркал $M_л$ и $M_п$ (рис. 31, б), называемых глазными, расположены под прямым углом. Большие по размерам наружные зеркала $B_л$ и $B_п$ параллельны соответственно малым. Рассматривая одновременно в стереоскоп ориентированную стереопару л и п, лучи света от одноименных точек снимков $a_л$ и $a_п$, $b_л$ и $b_п$, $c_л$ и $c_п$ попадут на большие зеркала, отразятся в направлении малых зеркал, где также отразятся и попадут соответственно в левый $s_л$ и правый $s_п$ глаз. На пересечении продолженных проектирующих лучей наблюдатель воспримет мнимые точки как стерео-

модели точек A , B , C , которые в совокупности составят стереоскопическую модель местности.

3. Стереоскоп 1818 (рис. 32), выпускаемый заводом Народного предприятия «Карл Цейсс», позволяет производить измерения по стереопарам аэроснимков форматом 186×186 мм и наземной фототеодолитной съемки форматом 13×18 см, а также при дополнительных приспособлениях — и по снимкам меньшего формата.

По конструкции стереоскоп 1818 представляет собой настольный прибор на массивной чугунной станине с главной кареткой для перемещения снимков по направлению оси x и кареткой для перемещения элементов оптики по направлению оси z ,

бинокулярным микроскопом 8-кратного увеличения. Станина покоится на трех опорах, двумя из них станину приводят точно в горизонтальное положение.

Левый и правый снимки стереопары эмульсией вниз укрепляют на соответственных держателях снимков стереокомпаратора. Отсчеты числовых значений измеряемых величин берут по мерным барабанам с большой точностью.

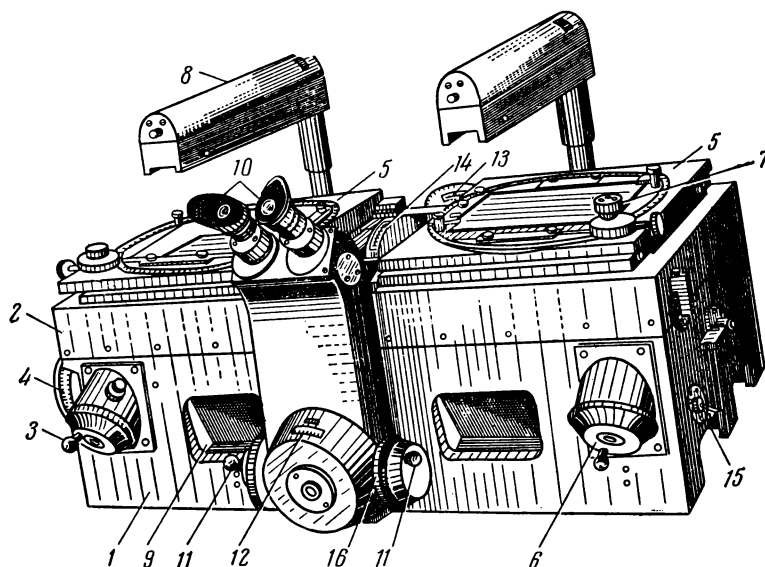


Рис. 32. Стереокомпаратор 1818

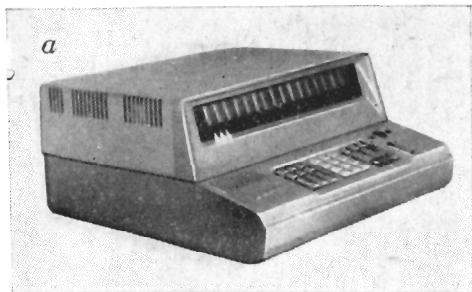
1 — станина; 2 — главная каретка; 3 — штурвал и 4 — мерный барабан главной каретки; 5 — каретки левого и правого снимков; 6 — штурвал правой каретки и снимка; 7 — винты поворота каретки; 8, 9 — осветители снимков сверху и снизу; 10 — бинокулярный микроскоп; 11 — штурвал микроскопа; мерные барабаны; 12 — координат z ; 13 — параллакса p_z и 14 — p_x ; 15 — выключатель; 16 — кольцо с накаткой

§ 22. СРЕДСТВА ВЫЧИСЛИТЕЛЬНОЙ ТЕХНИКИ

Выполнение инженерно-геодезических работ на строительных площадках сопряжено с большим числом вычислений. Конечные результаты вычислений геодезисты должны получать быстро и с высокой точностью. Для выполнения этого требования необходимы рациональная технология измерений с помощью наиболее современных приборов и инструментов, а также применение современной вычислительной техники, автоматизирующей процессы расчетов.

В инженерно-геодезических подразделениях на строительствах все шире применяют настольные электронные вычислительные машины.

Электронная клавишная вычислительная машина «Искра-110» (рис. 33, а) предназначена для выполнения четырех арифметических действий, заменяя собою арифмометр. Машина настольная, портативная, в работе бесшумная, автоматически выполняющая операции; вычисления на ней производят со скоростью нажатия клавиатуры управления. Машина работает от однофазной сети переменного тока с частотой 50 ± 1 гц напряжением 220 В с допустимыми отклонениями от +10 до —15%.



Нормальные условия эксплуатации машины: температура окружающей среды от +10 до +35° С, влажность $65 \pm 15\%$ и давление воздуха 760 ± 25 мм рт. ст. Ввод чисел и команд действия выполняют вручную с клавиатуры.

Общее количество значащих цифр (целого и дробной части) не должно превышать 8, так как при большем числе произойдет блокировка. Блокировку сбрасывают нажатием клавиши С.

Последовательность действий на лицевой панели иллюстрируется примером (табл. 11).

Электронная клавишная вычислительная машина «Искра-12» (рис. 33, б). Машину подключают к розетке электроосвещения переменного тока напряжением 127/220 В.

«Искра-12» имеет основные конструктивные элементы для простейшего выполнения автоматических и основных полуавтоматических операций: А — регистр клавиатуры; В и С — операционные регистры; регистры памяти I и II — запоминающие регистры.

Регистрами А, В, С непосредственно пользуются при выполнении четырех арифметических операций и извлечения квадратного корня. Регистры I и II служат для заполнения промежуточных результатов вычислений и хранения постоянных чисел, которые будут использованы при дальнейших вычислениях. Запоминающим регистром I пользуются и в операционных накоплениях вводимых дополнительных данных или результатов вычислений. Запо-



Рис. 33. Настольные электронно-вычислительные машины

минающим регистром *II* пользуются в операции умножения на постоянное число.

Т а б л и ц а 11

Числовые примеры	Положение запятой	Набор числа	Последовательность нажатия операционных клавишей	Индицируемое число
$\frac{-12,3 \times 31,25}{0,25} = -1537,5$	4	12,3	С —	12,3
			=	—12,3
		31,25	×	12,3000
			=	31,25
			:	—384,3750
		0,25	=	—384,3750
			=	0,25
				—1537,5000

Каждый регистр может содержать 16-разрядное число со знаком. Вывод информации из машины для визуального чтения числа осуществляется на индикаторном устройстве, показывающем 16-разрядное число с запятой на соответствующем месте и знаком числа.

Сочетанием взаимодействий различных регистров выполняют арифметические операции:

- 1) регистры *A* и *C* участвуют при сложении и вычитании;
- 2) регистры *A* и *B* используют, когда умножают, делят, производят обратное деление;
- 3) регистры *A* и *II* участвуют при умножении на постоянное число, находящееся в запоминающем регистре *II*;
- 4) регистры *A* и *I* вводят в действие, когда осуществляют операцию накопления в запоминающий регистр *I*;
- 5) регистры *A* и *B* используют при операции извлечения квадратного корня.

Во время работы машины автоматическое переключение передает на индикаторное устройство числовое значение одного из регистров. Имеется также и неавтоматическое переключение индикаторного устройства, которым пользуются по желанию оператора.

Различные последовательные вычислительные действия выполняют нажатием соответствующей клавиши.

На панели машины «Искра-12» расположена клавиатура действия вычислений: 12 клавиш набора — клавиши десяти цифр от 0 до 9, клавиша изменения знака и клавиша занесения запятой; 17 клавиш управления, каждая из которых имеет соответствующее обозначение, указывающее на исполнение действия после нажатия клавиши.

В заводской инструкции подробно изложены правила обращения и пользования машиной «Искра-12». На практических примерах проиллюстрированы действия вычислений.

Если, например, требуется по данным измерений сторон треугольника вычислить один из углов, то задачу записывают и действия на машине вычисляют в последовательности, указанной в табл. 12. Дано: $a = 424,73$; $b = 359,47$; $c = 322,68$.
Вычислить: угол C , противолежащий стороне c .

Т а б л и ц а 12

Элементы задачи и вычислительных операций	Набор числа на клавиатуре	Последовательность нажатия на клавиши управления
Положение переключателя запятой —(10)		
Определение		
$(424,73)^2 = 180395,5729000000$	424,73	($\uparrow$) (X) (+)
$+ (359,47)^2 = 309614,2538000000$	359,47	($\uparrow$) (X) (+)
$- (322,68)^2 = 205491,8714000000$	322,68	(X) , (=) , (÷) , ($\downarrow$) (÷)
$= 0,6729597075$	2	($\downarrow$) , (÷)
Ограничиваясь пятизначным числом, имеем $\cos C = 0,67296$, откуда $C = 47^\circ 42,2'$		(=)

Пользуясь теоремой косинусов и подставив числовые значения, запишем

$$\cos C = \frac{a^2 + b^2 - c^2}{2ab} = \frac{(424,73)^2 + (359,47)^2 - (322,68)^2}{2 \cdot 424,73 \cdot 359,47}.$$

Время, затрачиваемое на вычисление приведенного примера, определяется скоростью последовательного нажатия на клавиши управления.

Глава III

ТОЧНОСТИ ИЗМЕРЕНИЙ ПРИ ГЕОДЕЗИЧЕСКОМ ОБЕСПЕЧЕНИИ СТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ

§ 23. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Для достижения необходимой точности измерений как при топографических съемках, так и при геодезическом обслуживании строительного производства необходимо еще на стадии изысканий учитывать не только требования проектирования, но и технические условия возведения сооружений, нормативные допуски, перспективу организации и производства строительного-монтажных работ, возможную динамику формирования строительной ситуации.

Это очень важно, так как проектные организации на всей территории строительства ведут не только топографо-геодезические работы, но и переносят на местность проектные основные оси гидротехнических сооружений, делают выноски положения проектных точек, направления створов и закрепляют их за контурами расположения сооружения.

Положения сооружения в плане на проектных чертежах определяют координатами точек главных продольных и поперечных осей. Главные оси сооружения промышленного здания симметрично делят его в продольном и поперечном направлениях; гидротехнических — обычно совпадают с общим створом для всех напорных сооружений и их лицевыми гранями на участках примыканий.

Перенесение на местность проектов сооружений в целом и детальные разбивки их частей по точности резко различаются

Само собою разумеется, что вынесение на местность точек проектной продольной оси подпорных гидротехнических сооружений от местных систем геодезического обоснования (особенно от съемочного обоснования) не будет строго увязанным и с требованиями детальных разбивок; погрешности в расстояниях между вынесенными смежными точками могут достигать до $\pm 50-60$ см в плане [80, стр. 244].

На земляных сооружениях в начале строительства определяют положение проектных точек, осей сооружений и выносных (вспомогательных) точек от пунктов, закрепленных изыскательской организацией.

Согласно техническим условиям, к земляным работам предъявляют требования в пределах, соответствующих нормальной эксплуатации сооружения. Тщательность выполнения земляных работ диктуется и последующими строительными операциями по защите откосов, возведению верхнего строения и т. д. К большим отклонениям от проекта поверхности земляных сооружений приводит неровность слоев строительных материалов (щебня, гравия, песка, бетона); выравнивание поверхностей сооружения требует излишней затраты более дорогостоящих строительных материалов. Поэтому планировочные работы, предшествующие очередным видам строительных работ, должны быть тщательно выполнены.

По земляным сооружениям уменьшают величины допусков на разбивку в основании, в частности при закладке железобетонных плит для глубинных марок, предусматриваемых программой наблюдений за деформацией тела плотины. Строгая привязка заложённых железобетонных плит на различных горизонтах земляной плотины обуславливается необходимостью спустя 2—3 года определять местоположение этих плит с тем, чтобы попасть на них при бурении для установки нивелирных знаков.

Это является одним из примеров необходимости заблаговременно предусматривать предстоящие виды разбивочных работ и точность их исполнения.

§ 24. ИНДУСТРИАЛИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА СООРУЖЕНИЙ

Индустриализация строительства гидротехнических и промышленных сооружений приводит к типизации аналогичных конструктивных элементов. В зависимости от целевого назначения и размеров сооружения возводят монолитные (бетонных и железобетонных конструкций) и из сборных металлических и железобетонных конструкций, а также комбинацией монолитных и сборных конструкций.

В монолитных бетонных гидротехнических сооружениях все больше стремятся заменять некоторые монолитные части на составные из сборных железобетонных и предварительно-напряженных железобетонных конструкций.

Заменой отдельных железобетонных конструкций индивидуального изготовления на поточный выпуск унифицированных сборных элементов вынесен значительный объем строительных работ за пределы возводимого сооружения. Соответственные геодезические разбивки также частично выполняют на специализированных площадках, стендах изготовления крупногабаритных сборных конструкций, при их исполнительной съемке. Многие прежние строительные операции, выполнявшиеся при возведении сооружений, заменены монтажом готовых изделий.

Железобетонные гидротехнические сооружения, например здания гидроэлектростанций, состоят из большого объема сборных элементов железобетонных и стальных конструкций, разнообраз-

ных металлических закладных и опорных частей, подкрановых путей, механического стационарного и подвижного оборудования. Массовое применение находят железобетонные плиты-оболочки (с плоскими и криволинейными поверхностями), заменяющие деревянную опалубку блоков.

Поверхности водопропускных устройств гидротехнических сооружений, облицованные железобетонными плитами-оболочками, являются рабочими, поэтому их с участием геодезиста приводят в проектное положение со всей тщательностью, например поверхности отсасывающей трубы гидроагрегата и др.; предельные допуски в отклонениях от проекта регламентируются нормами.

Металлоконструкции различного назначения точно сопрягаются с железобетонными конструкциями блоков.

Промышленные здания бывают различной этажности. Распространены промышленные здания каркасного типа, в которых все нагрузки воспринимают металлический или железобетонный каркас, стены же являются лишь ограждающими конструкциями.

Места расположения фундаментов и колонн на проектах обозначают пересечением двух взаимно перпендикулярных осевых линий.

Расстояния между продольными осями рядов колонн называют пролетами здания, а между поперечными осями — шагом колонн. Оси поперечных колонн обозначают слева направо порядковыми номерами, а ряды — буквами.

В пролетах промышленных зданий для опирания рельсов мостовых кранов устанавливают металлические или сборные железобетонные подкрановые балки.

Монтаж сборных элементов строительных конструкций составляет основу индустриального метода возведения сооружений. Сложной и ответственной частью строительства промышленного здания или сооружения, требующей постоянного геодезического инструментального контроля, является возведение каркаса из составных элементов. Применение сборных элементов металлических и из предварительно напряженного железобетона позволяет монтировать большепролетные арки, подкрановые балки, подстропильные и стропильные фермы и другие конструкции.

За последние годы наибольшее распространение получили сборные железобетонные конструкции, позволившие унифицировать промышленное, гидротехническое, городское и другие виды инженерного строительства.

При возведении одноэтажных промышленных зданий из сборных элементов различают дифференцированный (раздельный) и комплексный (сосредоточенный) методы монтажа, определяемые принятой последовательностью установки конструкций как металлических, так и железобетонных.

Массовое распространение получают сборные фундаменты стандартного типа. Точность и эффективность монтажа устанавливаемых на фундаментах конструкций в значительной мере определяется

правильным выполнением фундаментной части, фиксируемым исполнительными съемками, а также применяемыми методами и средствами монтажа.

Традиционным методом является свободный монтаж сборных элементов с применением простейших монтажных приспособлений. Установленную конструкцию временно закрепляют с помощью подкосов, расчалок, струбцин, одиночных кондукторов, соединяющих составные элементы.

Все большее распространение получает ограниченно свободный монтаж, осуществляемый с помощью отдельных или групповых приспособлений, фиксаторов, приборов и др. Здесь особое значение имеет монтажное оснащение, которое различают двух видов: индивидуальное, предназначенное для установки в заданное положение одного конструктивного элемента, и групповое — одновременно для группы сборных элементов.

Каркасы промышленных и жилых зданий монтируют из колонн высотой на один этаж (с совмещенным стыком колонн и ригелей) и из колонн высотой на два этажа (рис. 34).

Дифференцированный метод монтажа конструкций состоит в том, что в пределах всего здания или некоторой его части устанавливают все колонны, выверяют и после исполнительной съемки замоноличивают в основании и дополнительно крепят свободные концы оттяжками. Затем монтируют подкрановые балки и подстропильные фермы, наконец — строительные фермы или балки покрытия, прогоны, связи и элементы кровли.

Комплексный метод монтажа заключается в полной сборке всех разноименных конструкций одной или нескольких смежных ячеек здания. Первоначально обычно устанавливают четыре колонны ячейки, придают им проектное положение и сразу же монтируют продольные связи между ними. Затем устанавливают подкрановые балки, подстропильные фермы, строительные фермы со связями и прогоны, распорки и сборные железобетонные плиты перекрытия.

Подкрановые балки монтируют сразу после установки колонн, так как они заменяют собой жесткие распорки, а совместно с вертикальными связями по колоннам обеспечивают устойчивость их в плоскости рада.

При возведении жилых зданий из сборных элементов монтажным оснащением является кондукторная конструкция, назначение которой не только как удерживающее устройство, но и как средство установки сборных элементов в проектное положение. Кондуктор оснащен двумя лотаппаратами двойного визирования, при помощи которых конструкцию ориентируют в плане относительно осей здания. В проектное положение по высоте и вертикали кондуктор приводят по данным геометрического нивелирования регулируемой трех винтовых домкратных опор.

Каждый из видов монтажа требует обеспечения точными планово-высотными данными и исполнительными съемками смонтированных конструкций.

Отклонения в плановом положении от проектного верха установленных колонн вызовут необходимость увеличивать уступ в стыке оголовков колонн и производить дополнительные сварочные работы либо придавать наклон колонне, чтобы центр верха ее оголовка привести в проектное положение.

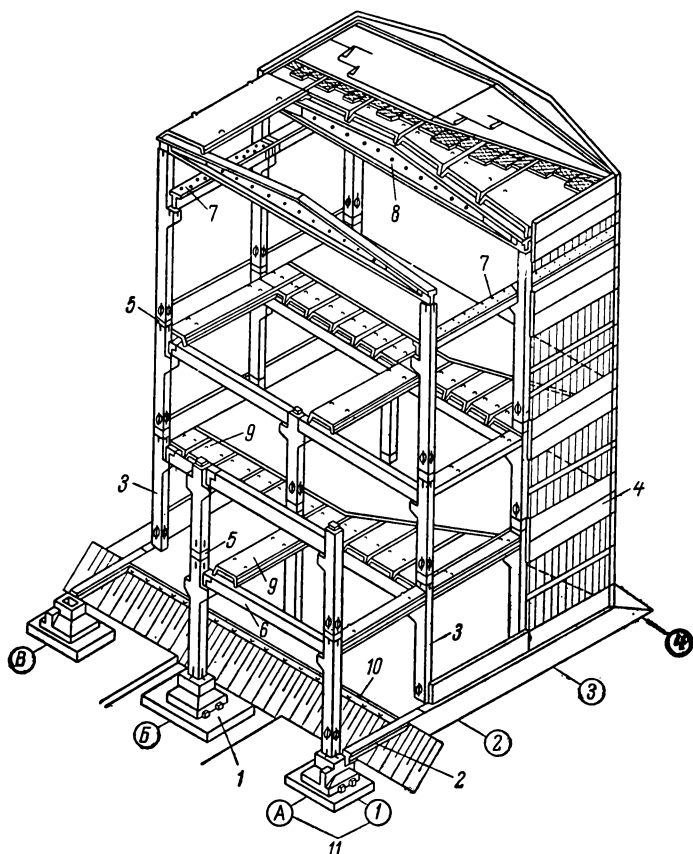


Рис. 34. Железобетонный каркас ячейки промышленного здания
1 — фундамент; 2 — ригель; 3 — колонна; 4 — стеновая панель; 5 — узлы стыковки колонн; 6 — ригель; 7 — подкрановая балка; 8 — балка крыши; 9 — плиты перекрытия; 10 — уровень пола; 11 — разбивочные оси здания

В собранной ячейке проверяют соответствие геометрических размеров проектным и при отсутствии недопустимых отклонений окончательно закрепляют монтажные стыки.

Монтаж сборных конструкций выполняют в соответствии с проектом производства работ, в котором предусматривают также методы организации и точность их установки, способы временного

Таблица 13

**Допускаемые отклонения для монолитных бетонных и
железобетонных конструкций и сооружений**

Отклонения	Величина допускае- мых отклонений
Отклонения плоскостей и линий их пересечения от верти- кали или от проектного наклона на всю высоту кон- струкции:	
а) для фундаментов	20 мм
б) для стен, возведенных в неподвижной опалубке, и для колонн, поддерживающих монолитные перекры- тия	15 »
в) для колонн каркаса, связанных подкрановыми и обвязочными балками	10 »
г) для сооружений, возведенных в скользящей опалубке	1/500 высоты сооружения, но не более 100 мм
д) для зданий, возведенных в скользящей опалубке . .	1/1000 высоты, но не более 50 мм
Отклонения горизонтальных плоскостей от горизонтали:	
на 1 м плоскости в любом направлении	5 мм
на всю плоскость выверяемого участка	20 мм
Местные отклонения верхней поверхности бетона от про- ектной при проверке конструкций рейкой длиной 2 м, кроме опорных поверхностей	8 »
Отклонения в длине или пролете элементов	±20 »
Отклонения в размерах поперечного сечения элементов . .	+8 »
Отклонения в отметках поверхностей и закладных частей, служащих опорами для металлических или сборных железобетонных колонн и других сборных элементов . .	±5 »
Отклонения от проектных размеров в отдельных местах при устройстве дорожных покрытий:	
а) отметка верха покрытия (на пикет)	±50 »
б) поперечный уклон	+0,25—0,5%
в) ширина покрытия	±50 мм
г) толщина плиты	±5%
Отклонения от проектных размеров пазов, шахт и других аналогичных устройств в гидротехническом строитель- стве:	
а) местоположение	±10 мм
б) расстояние между осями	±15 »
в) поперечные размеры	±10 »
Отклонения в расположении анкерных болтов:	
а) в плане при расположении внутри контура опоры . .	5 мм
б) то же, вне контура опоры	10 »
в) по высоте	+20 »
Отклонения при разбивке осей оснований фундаментов и других опор под металлические конструкции с нефрезе- рованными торцами	$1,1 \sqrt{L}$ мм, где L — величина пролета или шага конструкции в м

П р и м е ч а н и е. Для конструкций с фрезерованными после сборки торцами эти откло-
нения не должны превышать $0,7 \sqrt{L}$ мм (СНиП III—В. 5—62).

и постоянного закрепления, а также методы геодезического обеспечения монтажа.

Принципиальной основой проекта организации работ служит непрерывность механизации всех главных операций монтажного процесса, включая и закрепление сборных элементов в конструкции здания (сооружения), поточный метод монтажных работ, требующий высокой оперативности геодезических разбивок.

Монтаж каждого вышележащего яруса начинают только после окончательного закрепления и геодезической выверки элементов нижележащего яруса.

§ 25. ТЕХНИЧЕСКИЕ ДОПУСКИ НА ВОЗВЕДЕНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ СООРУЖЕНИЙ

Для размеров и положения в пространстве типовых конструктивных элементов сооружений строительными нормами и правилами (СНиП) установлены допуски.

Строительными допусками руководствуются в процессе возведения сооружений при промежуточной и окончательной приемке отдельных секций или законченного сооружения.

Монолитные бетонные и железобетонные конструкции на всех ярусах имеют строгую конструктивную связь; при выполнении таких конструкций и сооружений руководствуются нормами, приведенными в СНиП III-B. 1—70 (табл. 13).

В монолитных железобетонных гидротехнических сооружениях устанавливают большое число металлических конструкций для технологического оборудования, гидроагрегатов, механических установок и т. п. Установка производится с высокой точностью, предусмотренной СНиП III-B. 5—62 (табл. 14).

Правила координации размеров объемно-планировочных и конструктивных элементов зданий и сооружений, строительных изделий и оборудования основаны на единой модульной системе, принятой в строительстве (СНиП II-A. 4—62), с основным модулем $M = 100$ мм.

Единая модульная система (ЕМС) служит основой для типизации и стандартизации в проектировании, производстве строительных изделий и в строительстве.

Один и тот же модульный размер изделия может иметь несколько допусков по величине, обусловленных точностью технологических процессов производства. Степень приближения действительного размера к номинальному, определяемая одинаковой технологией производства, называют **классом точности**.

В Советском Союзе основные положения системы строительных допусков, соответствующие требованиям индустриального строительства на данном уровне его развития, отражены в СНиП I-A. 4—62 «Система допусков. Основные положения». Ниже в таблицах допусков приведены нормы погрешностей однотипных технологических процессов производства (изготовление элементов, разбивка

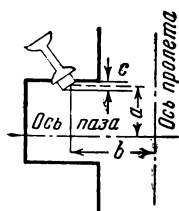


Таблица 14

Допускаемые отклонения от проектных размеров
при установке путей плоских затворов в мм

Тип конструкций закладных частей	Прокатные для колесных затворов	Литые для колесных затворов
Наименование отклонения		
Отклонение расстояния a от рабочей поверхности закладных частей до оси паза (см. примечание 1): в рабочей зоне	+3 -1	+2 -1
вне рабочей зоны	+5 -2	+3 -2
Отклонение расстояния b от оси закладных частей до оси пролета (см. примечание 1): в рабочей зоне	± 3 ± 5	± 3 ± 5
вне рабочей зоны		
Винтообразность c в рабочей зоне при ширине рабочей поверхности: до 100 мм	± 1 ± 2	$\pm 0,5$ ± 1
более 100 мм	2	2
вне рабочей зоны допуски увеличиваются на . .		
Местные неровности на рабочей поверхности: в рабочей зоне	± 1 ± 3	$\pm 0,1$ ± 1
вне рабочей зоны		
Уступы в стыках: в рабочей зоне	1 2	0,5 0,5
вне рабочей зоны		

Примечания: 1. Измерение расстояний до закладных частей производится по оси рабочей поверхности. 2. Разность между двумя соседними по высоте промерами c не должна превышать 1 мм. 3. Допуски для затворов с деревянными опорами по величине соответствуют приведенным в графе 2.

осей и вынесение высотных отметок, монтаж сборных элементов), соответствующие принятым классам точности.

Технические нормативные допуски являются связующим звеном между проектированием и производством строительно-монтажных и сопряженных с ними работ, инженерно-геодезических в частности.

В пояснительной записке к проекту указываются обоснования выбора нормативов точности (изготовление, монтаж сборных элементов, разбивка осей), классы точности линейных размеров основных элементов, разбивочных и монтажных работ.

Допуски в линейных размерах элементов характеризуются величинами (СНиП I—А. 4—62), приведенными в табл. 15.

Т а б л и ц а 15

Допуски линейных размеров сборных конструкций в мм

Интервалы проектных размеров	Величины допусков при классах точности							
	5и	6и	7и	8и	9и	10и	11и	12и
До 1500	0,9	1	2	4	6	10	14	22
От 1500 до 2500	1,2	2	3	5	8	12	20	30
» 2500 до 4500	1,5	3	4	6	10	16	24	38
» 4500 » 9000	2,3	4	6	9	14	22	36	56
» 9000 » 1500	3,4	5	9	14	22	34	54	86
» 15000 » 21000	4	6	10	16	26	40	64	100
» 21000 » 27000	4,6	7	11	10	28	46	72	—
» 27000 » 33000	5	8	13	20	32	50	—	—

Разбивки, выполняемые для строительства сооружений, различают двух видов: плано-высотное размещение сооружения на местности — перенесение проекта основных осей и отметок в натуру; детальные разбивки частей сооружения и его элементов относительно закрепленных на местности основных осей и отметок.

Допуски в расстояниях между осями сооружений установлены (СНиП I—А. 4—62) для трех классов точности разбивки и сведены в табл. 16.

Приведенные технические допуски в определении проектного положения разбивочных осей промышленных и гражданских зданий относятся к любому этажу, если проектом не предусматриваются требования к разбивкам более высокой точности.

При назначении допусков определения положения конструктивных элементов по высоте руководствуются (СНиП I—А. 4—62) табл. 17.

Разбивочные допуски назначают при расчетах точности в соответствии с проектными требованиями.

Монтажные допуски соответствуют основным монтажным операциям — установке и выверке элементов.

Таблица 16

Допуски осевых разбивочных размеров в мм

Расстояния между осями	Допуски при классах точности разбивки		
	1-р	2-р	3-р
До 9000	2	5	6
От 9000 до 15000	3	6	8
» 15000 » 21000	4	7	10
» 21000 » 27000	4	8	12
» 27000 » 33000	5	9	14
» 33000	$4\sqrt{n}$	$8\sqrt{n}$	$11\sqrt{n}$

Примечание: n — число отложений 20-метровой стальной рулеткой.

Таблица 17

Допуски отметок уровенных маяков в мм

Характеристика определения высот	Допуски при классах точности разбивки		
	1-р	2-р	3-р
Разность высотных отметок установленных маяков в пределах одной станции технического нивелирования	6	10	20
То же, маяков для двух соседних элементов	2	4	10

При возведении промышленно-гражданских зданий и сооружений конструкции устанавливают с соблюдением допускаемых отклонений от проектных размеров при монтаже сборных элементов (СНиП III—В. 3—62 и 5—62), приведенных в табл. 18.

Строительная часть возведенных фундаментов и других оснований для монтажа оборудования характеризуется геометрическими размерами планового и высотного положения всех граней, расположения закладных деталей и отверстий, предусмотренными рабочими чертежами.

Одной из основных операций при монтаже сборной конструкции является установка ее в вертикальное положение, затем контрольные измерения при последующей выверке, когда достигнута полная завершенность строительно-монтажных работ и сняты основные приспособления принудительного монтажа.

Величины допускаемых отклонений от вертикали устанавливаемых сборных конструкций (СНиП III—В. 3—62) зависят от высоты элементов и технологии производства работ (табл. 19).

Приведенные значения допусков на установку в проектное положение сборных строительных элементов служат исходными при геодезическом обеспечении монтажа конструкций.

Таблица 18

Таблица 10

Наименование отклонений	Величина допускаемых отклонений, мм		
	Железобетонных конструкций для промышленных зданий		стальных конструкций
	одноэтажных	многоэтажных	
I. Фундаменты			
Смещение относительно разбивочных осей:			
осей фундаментных блоков нижнего ряда	± 20	± 20	—
то же, верхнего ряда	± 10	± 10	—
осей стаканов фундаментов	± 10	± 10	—
Отклонения отметок верхних опорных поверхностей фундаментов от проектных:			
опорной поверхности стакана	— 20	— 20	—
при непосредственном опирании вышележащей конструкции	± 10	± 5	± 5
Отклонения внутренних размеров (длина, ширина) стакана фундаментов	+ 20	+ 15	—
Отклонения отметок опорных поверхностей железобетонных или бетонных подушек на стеновых пилястрах	± 20	± 20	—
Смещение анкерных болтов в плане	± 10	± 10	± 5
Отклонение отметки верхнего торца анкерного болта от проектной	+ 20	+ 20	+ 20
II. Колонны			
Смещение осей колонн в нижнем сечении относительно разбивочных осей	± 3	± 5	± 5
Отклонения осей колонн от вертикали в верхнем сечении при высоте колонн H , м	± 0,001 H , но не более 35	± 10 ± 15	— ± 15 ± 0,001 H , но не более 35
до 4,5			
от 4,5 до 15			
свыше 15			
Разница отметок верха колонн каждого яруса в пределах выверяемого участка	(12 + 12 n), где n — порядковый номер яруса		$\frac{H}{750}$, но не более 15
Стрела прогиба (кривизна) колонны	—	—	
Отклонения опорной поверхности колонны от проектной отметки	—	—	
Отклонения отметок опорных площадок подкрановых балок или балок (ферм) одного пролета	± 10	± 10	—

Наименование отклонений	Величина допускаемых отклонений, мм		
	Железобетонных конструкций для промышленных зданий ^в		стальных конструкций
	одноэтажных	многоэтажных	
Отклонения отметок прочих опорных площадок на колоннах, а также кронштейнов, столиков, консолей, привариваемых до установки при высоте, м:			
до 10	±15	±10	—
свыше	±25	±15	—
Отклонения отметок стальных кронштейнов, столиков, консолей, привариваемых после установки колонн на высоте, м:			
до 10	±5	±5	—
свыше 10	±8	±8	—
III. Подкрановые балки и подкрановые пути			
Смещение продольной оси подкрановой балки с разбивочной оси на опорной поверхности колонны	±5	±5	—
Отклонения отметок верхних полок подкрановых балок на двух соседних колоннах вдоль ряда и на двух колоннах в одном поперечном разрезе пролета	±15	±15	—
Отклонение расстояния между осями подкрановых рельсов одного пролета	±10	±10	±10
Смещение оси подкранового рельса с оси подкрановой балки	15	15	15
Отклонение оси подкранового рельса от прямой	15	На длине участка 40 м	
Разность отметок головки подкрановых рельсов в одном разрезе пролета в даний			
на опорах	15	15	15
в пролете	20	20	20
Разность отметок подкрановых рельсов на соседних колоннах одного ряда при расстоянии между колоннами . . .	0,001 l, но не более 10		
Взаимное смещение торцов смежных подкрановых рельсов по высоте и в плане	2	2	2
IV. Балки, фермы, ригели, прогоны перекрытия			
Смещение осей элементов относительно разбивочных осей на опорных конструкциях	±5	±5	—
Отклонения отметок опорных узлов ферм, ригелей	±20	±20	±20

Продолжение табл 18

Наименование отклонений	Величина допускаемых отклонений, мм		
	Железобетонных конструкций для промышленных зданий		стальных конструкций
	одноэтажных	многоэтажных	
Отклонения расстояний между осями ферм, балок, ригелей, перекрытия по верхнему поясу	±25	±25	±15
Отклонения расстояний между прогонами	±7	±7	±5
Стрела прогиба (кривизна) прямолинейного участка сжатого пояса из плоскости фермы, ригеля или балки . . .			$\frac{H}{750}$, величины закрепленного участка, но не более 15
V. Стены и перегородки, плиты перекрытий			
Смещение осей панелей стен и перегородок в нижнем сечении относительно разбивочных осей	±5	±5	—
Отклонения плоскостей панелей стен и перегородок от вертикали (в верхнем сечении)	±5	±5	—
Разница отметок опорных поверхностей панелей стен и перегородок (поверху выравнивающего раствора) в пределах выверяемого участка (блока) . .	10	10	—

Таблица 19

Допуски неперпендикулярности установки элементов конструкций в мм

Высота элемента конструкции	Величина допуска при классах точности установки	
	1-й	2-й
До 4500	10	20
От 4500 до 15000	20	30
Свыше 15000	—	0,002 H, по не более 70

§ 26. ТЕХНИЧЕСКИЕ РЕШЕНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ СБОРНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Успешное развитие и накопленный опыт возведения гидротехнических сооружений, промышленных и жилых зданий способствуют переходу к массовому применению сборных конструкций.

Качество геометрического состояния возведенных узлов сооружений зависит от точности разбивки осей и вынесения отметок, изготовления и установки сборных элементов, жесткости связи. Точность ориентирования и сопряжений сборных конструкций находится в прямой зависимости от параметров точности (отклонений), возникающих при конкретных технологических операциях, которые отражаются на эксплуатационных качествах сооружения.

Принято различать конструктивную и технологическую точность.

Конструктивная точность обуславливается конструктивными решениями, допускаемыми отступлениями от проектных размеров, конфигурации элементов и ориентирования в пространстве.

Технологическая точность характеризует степень соответствия фактических натурных отклонений в размерах, конфигурации и положения в пространстве от проекта.

Соответственно различают конструктивные и производственные допуски. Первые регламентируют качество проектируемой конструкции, соответствие условиям взаимозаменяемости, а вторые устанавливают возможности выдерживать заданные допуски. Если на данном уровне развития технологии строительного производства нельзя удовлетворить выдвинутые требования, то пересматривают принятые решения по конструкции или разрабатывают новую технологию строительных процессов.

Технические условия по строгому соблюдению геометрических размеров изделий исходят из того, чтобы детали любых партий изготовления однотипных элементов могли быть беспрепятственно установлены с заданной точностью в проектное положение. Такое свойство однотипных сборных элементов принято называть взаимозаменяемостью.

Взаимозаменяемость деталей и узлов рассматривают как структурную (определяемую физико-механическими свойствами) и габаритную (по геометрическим формам и размерам). Первая из названных взаимозаменяемостей относится к разделу конструирования; вторая имеет непосредственное отношение к установке сборных конструкций и ориентированию их в пространстве. В сборных элементах имеется ряд деталей, по которым при установке добиваются точного сопряжения, чтобы обеспечить проектное положение составяемого узла. Качество положения сборного элемента в конструкции характеризуется величиной зазоров между сопрягаемыми элементами, величиной площадки опирания на нижележащие детали или специальные опорные устройства и

смещением поверхностей сопрягаемых частей, размерами общего отклонения их от вертикали.

На хорошо оборудованном предприятии по промышленному изготовлению строительных деталей имеются все возможности для точного изготовления сборных элементов и точной разметки установочных осевых и высотных рисков на конструкциях. При этом следует учитывать, что разметка установочных рисков на сборных элементах перед монтажом представляет иногда серьезные затруднения, так как монтаж ведется круглосуточно.

Теоретические расчеты прогнозируемых величин ошибок по различным источникам отрицательного влияния на положение устанавливаемой сборной конструкции, равно как и опытно-экспериментальные данные, полученные при монтаже первых узлов каркаса здания, являются исходными сведениями при определении технологических процессов работ.

Предпринятые статистические исследования влияний различных источников погрешностей на положение колонн каркаса дают некоторое представление о размерах погрешностей. Расчетная суммарная погрешность отклонения от проектного положения верха колонн (высотой на два этажа) составила $\pm 13,6 — \pm 16,6$ мм, по данным геодезической исполнительной съемки фактические отклонения не превышали $\pm 12,6 — \pm 14,8$ мм [10].

Следует отметить, что повышенные требования к допускам в положении конструкций сооружений в пространстве не имеют должного теоретического обоснования и поэтому, возможно, вызывают необходимость производства более точных измерений, чем это требуется.

Индустриализация строительства требует дальнейших изысканий возможности механизации и автоматизации возведения сооружений и, следовательно, совершенствования технологии инженерно-геодезических работ.

§ 27. НОРМЫ ТОЧНОСТИ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ

К строительству сооружения приступают по рабочим чертежам после выполнения разбивочных работ. На местности разбивочные данные закрепляют знаками соответствующей конструкции, четко обозначающими основные створы, и с учетом особенностей применения землеройных строительных механизмов. Для производства земляных работ при выемке грунта в котловане сооружения выполняют предварительные разбивки с несколько большими погрешностями, чем допустимо при детальных разбивках. Однако и предварительные и детальные разбивочные работы стремятся вести от одних и тех же пунктов геодезической сети, чтобы исключить влияние ошибок исходных данных на положение определяемых точек.

На крупных объектах гидротехнического строительства от пунктов геодезической основы выносят основные створы осей

сооружений и лицевые грани или плоскости сооружений; при строительстве комплекса промышленных сооружений вначале переносят на местность проект разбивочной строительной сетки, потом от нее определяют проектное положение главных осей сооружения; в городском строительстве предварительно выносят красные линии, от которых затем ведут детальные разбивочные работы.

На начальной стадии строительства сооружения одновременно с производством разбивочных работ организуют специальные геодезические наблюдения за вспучиванием грунта в основании глубоких выемок и др. согласно проектным прогнозам о возможном проявлении процессов деформации.

Контрольные геодезические наблюдения осуществляют и при производстве строительных работ: при разработке траншей и котлованов, зачистке оснований, отсыпке или намыве грунта и планировке поверхностей земляных сооружений, возведении железобетонных конструкций и сооружений.

Точность возведения отдельных элементов сооружений зависит от их конструкции и качества изготовления сборных деталей, технологических особенностей производства работ, разбивочных данных.

Обычно рассматривают три основных фактора, независимо влияющих на положение возводимых конструкций. Они суммарно определяются средней квадратической ошибкой

$$m_c^2 = m_n^2 + m_t^2 + m_p^2, \quad (\text{III. } 1)$$

где m_n — средняя квадратическая ошибка изготовления сборного элемента; m_t — средняя квадратическая ошибка, обусловленная технологией монтажа конструкции; m_p — средняя квадратическая ошибка геодезических измерений.

Суммарная ошибка не должна превосходить расчетной величины в отклонениях от проектного положения конструкции, указанной на чертеже либо в технических условиях.

Степень соответствия проекту возведенных элементов сооружений устанавливается по данным инструментальной исполнительной съемки. Проверке подвергаются линейные размеры, высотные отметки и уклоны построенных частей сооружений.

Производственные возможности в соблюдении строительных допусков определяются точностью выполнения составных операций, в том числе и по ориентированию в пространстве возводимых конструкций.

В СНиП приведены допуски на возведение конструктивных элементов частей сооружений, но не даны технические нормы на разбивочные работы и геодезическое обслуживание строительных операций.

При выделении из суммарной погрешности выполнения строительных операций доли, приходящейся на геодезические работы, исходят из следующих соображений.

Некоторые авторы [8] величину строительного допуска Δ рассматривают как предельную ошибку, равную удвоенному значению средней квадратической ошибки $2m_k$ возведения конструктивного элемента. Последняя складывается из средних квадратических ошибок (технологических строительных процессов в выполнении строительных работ) m_r и геодезических разбивок m_p , т. е.

$$m_k = \sqrt{m_r^2 + m_p^2} = \pm \frac{\Delta}{2} \quad (\text{III. 2})$$

Вместе с тем стремятся погрешности геодезических работ свести к неощутимым по сравнению с погрешностью строительных работ.

Принято считать достаточным вычисление величины m_k с погрешностью, не превышающей $\frac{1}{4}$ ее значения. В абсолютных значениях величин это составляет

$$m_k - m_r \leq \frac{1}{4} m_k,$$

откуда

$$4m_k \leq m_k + 4m_r.$$

После подстановки (III. 2) в левую часть неравенства получим

$$4\sqrt{m_r^2 + m_p^2} \leq m_k + 4m_r.$$

Допуская практически равными $m_r \cong m_k$ из неравенства находят

$$m_p^2 \leq \frac{9}{16} m_k^2$$

или

$$m_p \leq \frac{3}{4} m_k.$$

Но так как $m_k = 0,5\Delta$, то

$$m_p \leq 0,38\Delta. \quad (\text{III. 3})$$

Другие авторы [13] принимают в формуле (III. 2) значения членов подкоренного выражения равными между собой, а поэтому

$$m_p = \frac{m_k}{\sqrt{2}} = \frac{\Delta}{2\sqrt{2}} \approx 0,35\Delta. \quad (\text{III. 4})$$

Вывод формул (III. 3) и (III. 4) сделан с произвольными допущениями, в которых, однако, получены близкие значения коэффициентов.

Таким образом, на долю погрешностей геодезических измерений относят величину технического допуска Δ , уменьшенную в 3 раза. Такое допущение в целом ряде случаев оправдывает себя, однако часто приходится повышать точность измерений для более надежного выяснения действительной картины.

Допуски на геодезические измерения при выверке установленных (возведенных) конструкций все же следует ставить в зависимость от преследуемой цели:

а) обеспечение данными в процессе строительства или монтажа для корректировки положения конструкций;

б) получение данных характеристики положения возведенной части сооружения или установленной и жестко закрепленной конструкции.

В первом случае представляется возможность по данным инструментальных замеров монтажными средствами приводить конструкцию в проектное положение. Тогда точность установки конструкции будет практически соответствовать точности инструментальных замеров, а потому суммарное влияние погрешностей измерений не должно превышать допусков на установку конструкций.

При характеристике установленной конструкции величина погрешности геодезических измерений должна быть в два—три раза меньше технического допуска на отклонение от проектного положения. В противном случае результаты геодезических измерений не будут характеризовать действительных отклонений точек конструкций от проектного положения.

Для обеспечения должного качества строительства сооружений необходимо, в частности, строго соблюдать допуски на все предусмотренные проектом формы и размеры, чтобы фактические отклонения не вызывали отрицательных последствий при эксплуатации сооружений.

§ 28. ПРЕДВЫЧИСЛЕНИЕ ТОЧНОСТИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПОЛОЖЕНИЯ ТОЧЕК И НАПРАВЛЕНИЯ ЛИНИИ

Для перенесения проекта сооружения на местность составляют разбивочный чертеж. Для этого необходимы данные привязки главных осей сооружения к пунктам геодезической основы, аналитический расчет проекта, проект организации и производства геодезических разбивочных работ.

При переносе в натуру сооружений на топографической основе проектные данные получают аналитическим и графоаналитическим способами.

Точность проектирования графическим способом зависит главным образом от масштаба плана и определяется величиной

$$\Delta = \delta M, \quad (\text{III. } 5)$$

где δ — ошибка определения на плане отрезка или координаты; M — знаменатель масштаба плана.

По плану масштаба 1 : 2000 при $\delta = 0,2$ мм расстояние может быть определено с ошибкой $\Delta = 0,2 \cdot 2000 = 0,4$ м.

Графоаналитический способ проектирования заключается в том, что некоторые элементы определяют на плане графически, затем по ним ведут дальнейшие расчеты.

1. Положение точки на плане может быть выражено графически определенными координатами x и y . При независимом определении координат со средними квадратическими ошибками соответственно m_x и m_y ошибка положения точки будет

$$m_r = \sqrt{m_x^2 + m_y^2}. \quad (\text{III. 6})$$

Предполагая равноточное определение графических координат, можно принять $m_x = m_y = m_k$.

Тогда согласно формуле (III. 6)

$$m_r = m_k \sqrt{2}. \quad (\text{III. 7})$$

Расстояние между точками A и B , выбранными на плане, может быть вычислено по графически определенным их координатам x_A , y_A и x_B , y_B согласно формуле

$$s^2 = (x_B - x_A)^2 + (y_B - y_A)^2. \quad (\text{III. 8})$$

Для оценки точности определения расстояния перепишем формулу в таком виде:

$$s^2 = \Delta x^2 + \Delta y^2. \quad (\text{III. 9})$$

Продифференцировав это выражение и перейдя к средним квадратическим ошибкам, найдем

$$s^2 m_s^2 = \Delta x^2 m_{\Delta x}^2 + \Delta y^2 m_{\Delta y}^2. \quad (\text{III. 10})$$

Но $\Delta x = x_B - x_A$ и $\Delta y = y_B - y_A$, а потому вследствие независимого определения координат связь средних квадратических ошибок будет

$$m_{\Delta x}^2 = m_{x_B}^2 + m_{x_A}^2 \text{ и } m_{\Delta y}^2 = m_{y_B}^2 + m_{y_A}^2. \quad (\text{III. 11})$$

Так как координаты точек определяют независимо и равноточно, то можно принять

$$m_{x_A} \approx m_{y_A} \approx m_{x_B} \approx m_{y_B} = m_k. \quad (\text{III. 12})$$

Тогда из (III. 10) — (III. 12) получим

$$s^2 m_s^2 = 2 m_k^2 (\Delta x^2 + \Delta y^2),$$

откуда

$$m_s = m_k \sqrt{2}, \quad (\text{III. 13})$$

а с учетом (III. 7)

$$m_s = m_r, \quad (\text{III. 14})$$

т. е. средняя квадратическая ошибка расстояния, вычисленного по графическим равноточным координатам, соответствует средней квадратической ошибке определения планового положения точки на плане.

При $m_k = 0,1$ мм по (III. 13) и (III. 14) получим $m_r = m_s = 0,1$ мм $\sqrt{2} = \pm 0,14$ мм.

Для оценки дирекционного угла линии AB формулу

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{y_B - y_A}{x_B - x_A} = \frac{\Delta y}{\Delta x} \quad (\text{III. 15})$$

прологарифмируем

$$\ln \operatorname{tg} \alpha = \ln \Delta y - \ln \Delta x$$

и продифференцируем

$$\frac{1}{\sin \alpha \cos \alpha} d\alpha = \frac{d\Delta y}{\Delta y} - \frac{d\Delta x}{\Delta x};$$

затем перейдем к средним квадратическим ошибкам

$$\frac{1}{\sin^2 \alpha \cos^2 \alpha} m_\alpha^2 = \frac{m_{\Delta y}^2}{\Delta y^2} + \frac{m_{\Delta x}^2}{\Delta x^2}$$

или, так как

$$\Delta x = s \cos \alpha, \quad \Delta y = s \sin \alpha,$$

$$m_\alpha^2 = \frac{\Delta x^2 m_{\Delta y}^2 + \Delta y^2 m_{\Delta x}^2}{s^4}.$$

С учетом (III. 11)

$$m_\alpha^2 = \frac{\Delta x^2 (m_{yB}^2 + m_{yA}^2) + \Delta y^2 (m_{xB}^2 + m_{xA}^2)}{s^4}. \quad (\text{III. 16})$$

При равноточности определения координат в соответствии с (III. 12) и принимая во внимание (III. 9)

$$m_\alpha = \frac{m_k \sqrt{2}}{s} = \frac{m_s}{s}, \quad (\text{III. 17})$$

а в угловой мере

$$m'_\alpha = \frac{m_s}{s} \rho' \quad (\text{III. 18})$$

($\rho = 3438'$).

Принимая $m_k = \pm 0,1$ мм, $m_s = \pm 0,1 \sqrt{2} = \pm 0,14$ мм, для $s = 150$ мм найдем по (III. 18)

$$m'_\alpha = \pm \frac{0,14}{150} \cdot 3438' = \pm 3,2'.$$

При графических определениях с плана как координат точек, так и длин линии следует учитывать деформацию бумаги, которая при неблагоприятных условиях хранения планов может достигать значительной величины.

§ 29. ДОПУСТИМЫЕ ОШИБКИ ИЗМЕРЕНИЙ ПРИ ПЕРЕНЕСЕНИИ ПРОЕКТНЫХ ТОЧЕК НА МЕСТНОСТЬ

Положение проектной точки на местности определяют в результате геодезических измерений. Данные связи проектных точек с пунктами геодезической сети получают из вычислений: длины

линий и горизонтальные углы — из решений обратных геодезических задач по координатам, а превышения — по высотным отметкам проектной и исходной точек.

При достаточно развитой сети разбивочных пунктов плановые проектные точки выносят преимущественно способом полярных либо прямоугольных координат.

Способ полярных координат заключается в том, что на местности от пунктов геодезической основы (или оси сооружения) строят заданный угол α , откладывают длину линии s и фиксируют положение проектной точки C (рис. 35, а).

Квадрат средней квадратической ошибки m_q положения определяемой точки C находят как сумму квадратов продольного сдвига m_s и поперечного m_u , т. е.

$$m_q^2 = m_s^2 + m_u^2, \quad (\text{III. 19})$$

где

$$m_s = \mu \sqrt{s} \quad (\text{III. 20})$$

(μ — коэффициент случайного влияния при линейных измерениях),

$$m_u = \frac{m_\alpha}{\rho} s; \quad (\text{III. 21})$$

здесь m_α — средняя квадратическая ошибка построения (измерения) угла; s — расстояние до определяемой точки; ρ — число секунд или минут в радиане.

В формуле (III. 19) не учитываются другие источники ошибок измерений: исходных данных (m_u), центрирования и редукции ($m_{ц}$, m_p), фиксации ($m_{ф}$). Если принять соответствующие меры, эти ошибки можно свести к пренебрегаемо малым величинам. Так, чтобы исключить влияние ошибки исходных данных, следует разбивки отдельных комплексов конструктивных элементов осуществлять от одного исходного пункта и постоянного направления. Величина ошибки совместного влияния центрировки и редукции может быть определена по формуле [134])

$$m_{ц, p} = e^2 \left[1 + \left(\frac{s}{b} \right)^2 - \frac{s}{b} \cos \beta \right], \quad (\text{III. 22})$$

где e — линейный элемент центрирования, не превышающий 0,5 мм при применении оптического центрира и 2—3 мм, если используют нитяной отвес в безветренную погоду; s — расстояние до определяемой точки; b — длина исходной стороны.

При равных условиях ошибка $m_{ц, p}$ будет наибольшей при $\beta = 180^\circ$. Но так как на строительной площадке, как правило,

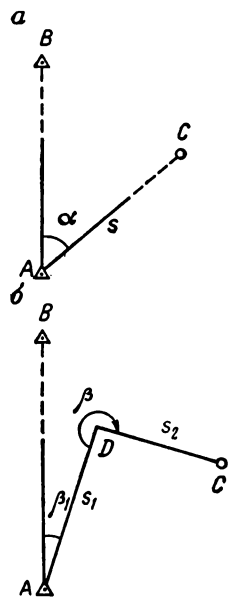


Рис. 35. Определение положения точек способом прямоугольных координат

радиус-вектор полярных координат намного короче исходной стороны, то второе и третье слагаемые в квадратной скобке не превышают 0,1, а потому можно принять

$$m_{ц.р} = e. \quad (\text{III. 23})$$

В зависимости от точности разбивки точки четко фиксируют прочерчиванием карандашом, острым зубилом или керном с ошибкой $m_{\phi} \leq 0,3$ мм.

При учете сделанных выше замечаний и соблюдении условий можно оперировать более простыми по виду расчетными формулами.

Подставив (III. 20) и (III. 21) в (III. 19), получим

$$\left. \begin{aligned} m_q^2 &= \mu^2 s + \frac{m_a^2}{\rho^2} s^2 \\ m_q^2 &= m_s^2 + \frac{m_a^2}{\rho^2} s^2 \end{aligned} \right\}. \quad (\text{III. 24})$$

При возможности измерения угла с большей точностью, чем линии, следует определить соотношение между ошибками измерений, подставить в соответствующую формулу (III. 24) и вычислить необходимую точность линейных измерений.

Если принять влияния ошибок поперечного и продольного сдвигов определяемой точки равными, т. е. $m_u = m_s = m$, то из (III. 19) получим $m_q = \sqrt{2}m$, откуда $m = 0,7 m_q$.

Таким образом, ошибка измерения разбивочных элементов не должна превышать 0,7 допустимой ошибки положения определяемой точки.

Способ прямоугольных координат состоит в том, что от исходного пункта A (рис. 35, б) опорной сети в закрепленном створе откладывают длину линии AD , а в точке D по перпендикуляру к AB — расстояние DC и фиксируют точку C .

Если предположить, что ось абсцисс с началом в точке A не совпадает с направлением AB (см. рис. 35, б), то координаты точки C определяются по формулам:

$$\left. \begin{aligned} x_c &= x_A + \Delta x_{AD} + \Delta x_{DC} \\ y_c &= y_A + \Delta y_{AD} + \Delta y_{DC} \end{aligned} \right\} \quad (\text{III. 25})$$

или

$$\left. \begin{aligned} x_c &= x_A + s_1 \cos \alpha_1 + s_2 \cos \alpha_2 \\ y_c &= y_A + s_1 \sin \alpha_1 + s_2 \sin \alpha_2 \end{aligned} \right\} \quad (\text{III. 26})$$

(где α_1 и α_2 — дирекционные углы).

В условиях сложной строительной обстановки иногда нет возможности по створу исходных пунктов откладывать (измерять) линию. Тогда начальное направление задают под углом β_1 .

Следовательно, на пункте A от направления AB строят угол β_1 , откладывают расстояние s_1 , фиксируют точку D , в которой затем от направления DA строят угол β_2 , откладывают расстояние s_2 и намечают точку C .

Обозначим дирекционные углы направлений: AB через α_0 , AD через α_1 и DC через α_2 .

Поэтому, имея в виду, что $\alpha_1 = \alpha_0 + \beta_1$, $\alpha_2 = \alpha_1 + 180^\circ + \beta_2$, в соответствии с (III. 26) напомним

$$\begin{aligned} x_C &= x_A + s_1 \cos(\alpha_0 + \beta_1) - s_2 \cos[\alpha_0 + (\beta_1 + \beta_2)] \\ y_G &= y_A + s_1 \sin(\alpha_0 + \beta_1) - s_2 \sin[\alpha_0 + (\beta_1 + \beta_2)] \end{aligned} \quad (III. 27)$$

Дифференцируя равенства (III. 27) и принимая при этом координаты пункта A и дирекционный угол α_0 за твердые, получим

$$\begin{aligned} dx_C &= ds_1 \cos(\alpha_0 + \beta_1) - ds_2 \cos[\alpha_0 + (\beta_1 + \beta_2)] - \{s_1 \sin(\alpha_0 + \beta_1) - \\ &\quad - s_2 \sin[\alpha_0 + (\beta_1 + \beta_2)]\} \frac{d\beta_1}{\rho} + s_2 \sin[\alpha_0 + (\beta_1 + \beta_2)] \frac{d\beta_2}{\rho}, \\ dy_G &= ds_1 \sin(\alpha_0 + \beta_1) - ds_2 \sin[\alpha_0 + (\beta_1 + \beta_2)] + \{s_1 \cos(\alpha_0 + \beta_1) - \\ &\quad - s_2 \cos[\alpha_0 + (\beta_1 + \beta_2)]\} \frac{d\beta_1}{\rho} - s_2 \cos[\alpha_0 + (\beta_1 + \beta_2)] \frac{d\beta_2}{\rho}. \end{aligned}$$

Переходя к средним квадратическим ошибкам, найдем

$$\begin{aligned} m_{x_G}^2 &= m_{s_1}^2 \cos^2(\alpha_0 + \beta_1) + m_{s_2}^2 \cos^2[\alpha_0 + (\beta_1 + \beta_2)] + \\ &\quad + \{s_1 \sin(\alpha_0 + \beta_1) - s_2 \sin[\alpha_0 + (\beta_1 + \beta_2)]\}^2 \frac{m_{\beta_1}^2}{\rho^2} + \\ &\quad + s_2^2 \sin^2[\alpha_0 + (\beta_1 + \beta_2)] \frac{m_{\beta_2}^2}{\rho^2} \\ m_{y_G}^2 &= m_{s_1}^2 \sin^2(\alpha_0 + \beta_1) + m_{s_2}^2 \sin^2[\alpha_0 + (\beta_1 + \beta_2)] + \\ &\quad + \{s_1 \cos(\alpha_0 + \beta_1) - s_2 \cos[\alpha_0 + (\beta_1 + \beta_2)]\}^2 \frac{m_{\beta_1}^2}{\rho^2} + \\ &\quad + s_2^2 \cos^2[\alpha_0 + (\beta_1 + \beta_2)] \frac{m_{\beta_2}^2}{\rho^2} \end{aligned} \quad (III. 28)$$

Когда же дирекционный угол направления AB $\alpha_0 = 0$,

$$\begin{aligned} m_{x_G}^2 &= m_{s_1}^2 \cos^2 \beta_1 + m_{s_2}^2 \cos^2(\beta_1 + \beta_2) + \{s_1 \sin \beta_1 - \\ &\quad - s_2 \sin(\beta_1 + \beta_2)\}^2 \frac{m_{\beta_1}^2}{\rho^2} + s_2^2 \sin^2(\beta_1 + \beta_2) \frac{m_{\beta_2}^2}{\rho^2} \\ m_{y_G}^2 &= m_{s_1}^2 \sin^2 \beta_1 + m_{s_2}^2 \sin^2(\beta_1 + \beta_2) + \{s_1 \cos \beta_1 - \\ &\quad - s_2 \cos(\beta_1 + \beta_2)\}^2 \frac{m_{\beta_1}^2}{\rho^2} + s_2^2 \cos^2(\beta_1 + \beta_2) \frac{m_{\beta_2}^2}{\rho^2} \end{aligned} \quad (III. 29)$$

В случае определения точки D строго в створе AB угол $\beta_1 = 0$, и при построении прямого угла $\beta_2 = 90^\circ$ или $\beta_2 = 270^\circ$ последние формулы примут следующий вид:

$$\begin{aligned} m_{x_C}^2 &= m_{s_1}^2 + s_2^2 \frac{m_{\beta_1}^2}{\rho^2} + s_2^2 \frac{m_{\beta_2}^2}{\rho^2} \\ m_{y_G}^2 &= m_{s_1}^2 + s_1^2 \frac{m_{\beta_1}^2}{\rho^2} \end{aligned} \quad (III. 30)$$

Можно принять $m_{\beta} = \sqrt{2} m_o$ (m_o — средняя квадратическая ошибка визирования).

Выясним, при каких условиях можно пренебречь величиной второго слагаемого первого выражения формулы (III. 30).

Для этого согласно теории ошибок измерений напомним неравенство

$$s_2 \frac{m_{\beta_1}}{\rho} \leq \frac{1}{5} \sqrt{m_{s_1}^2 + s_2^2 \frac{m_{\beta_2}^2}{\rho^2}}.$$

Принимая величины подкоренных слагаемых равными, найдем

$$m_{\beta_1} \leq 0,3 m_{\beta_2}. \quad (\text{III. 31})$$

Ошибка визирования обычно значительно меньше ошибки измерения (построения) угла, поэтому вторыми слагаемыми формул (III. 30) можно пренебречь. Тогда

$$\left. \begin{aligned} m_{x_C}^2 &= m_{s_1}^2 + s_2^2 \frac{m_{\beta_2}^2}{\rho^2} \\ m_{y_C}^2 &= m_{s_2}^2 \end{aligned} \right\}. \quad (\text{III. 32})$$

Ошибку положения искомой точки определим по формуле (III. 6)

$$M_C^2 = m_{x_C}^2 + m_{y_C}^2, \quad (\text{III. 33})$$

а с учетом (III. 32)

$$M_C^2 = m_{s_1}^2 + m_{s_2}^2 + s_2^2 \frac{m_{\beta_2}^2}{\rho^2} \quad (\text{III. 34})$$

или, принимая во внимание (III. 20),

$$M_C^2 = \mu_1^2 s_1 + \mu_2^2 s_2 + s_2^2 \frac{m_{\beta_2}^2}{\rho^2}; \quad (\text{III. 35})$$

наконец, при $\mu_1 = \mu_2 = \mu$

$$M_C^2 = \mu^2 (s_1 + s_2) + s_2^2 \frac{m_{\beta_2}^2}{\rho^2}. \quad (\text{III. 36})$$

Для сравнения точности определения способами полярных и прямоугольных координат положения точки C вблизи исходного створа согласно формулам (III. 24) и (III. 35) можно принять $s \cong s_1 + s_2$. При s_2 , значительно меньшем s , второе слагаемое (III. 36) также будет меньше второго слагаемого (III. 24).

Таким образом, точки, расположенные вблизи исходного створа, выгоднее разбивать способом прямоугольных координат. Для массовых разбивок на строительных площадках это обстоятельство имеет существенное практическое значение.

§ 30. ОШИБКИ ДИРЕКЦИОННОГО УГЛА И ДЛИНЫ ОПРЕДЕЛЯЕМОЙ ЛИНИИ НА МЕСТНОСТИ

На строительных площадках довольно часто приходится переносить пункты геодезической сети за зону строительных работ, а также передавать координаты с пунктов, закрепленных наземными знаками, на центры ственных знаков и т. п.

В случае определения точки A способом полярных координат с пункта I и направления $I—I$ (рис. 36, a) будут определены новое направление IA и длина закрепленной линии. Вследствие ошибок измерений угла β и линии S_{IA} точка A будет смещена на линейную величину t , расположенную под углом θ к линии AI . Угол θ может изменяться от 0 до 360° , в соответствии с этим и ошибка в направлении будет принимать различные значения.

Так как величина t очень мала, то ошибку $\Delta\alpha$ дирекционного угла линии AI выразим согласно чертежу

$$\Delta\alpha = \rho \frac{t \sin \theta}{s_{IA}}. \quad (\text{III. 37})$$

Принимая $\Delta\alpha$ и t за дифференциалы и имея в виду вычисления среднего из квадратов средних квадратических ошибок, напомним

$$m_a^2 = \rho^2 \frac{m_t^2}{s_{IA}^2} \sin^2 \theta. \quad (\text{III. 38})$$

Найдем среднее значение $\sin^2 \theta$, для чего возьмем $\sin \theta$ через бесконечно малые интервалы $d\theta$ от 0 до 2π , просуммируем и разделим на количество $\frac{2\pi}{d\theta}$ этих значений, т. е.

$$\begin{aligned} \sin^2 \theta &= \frac{\int_0^{2\pi} \sin^2 \theta d\theta}{2\pi} = \frac{1}{2\pi} \left| \left(-\frac{1}{4} \sin 2\theta + \frac{1}{2} \theta \right) \right|_0^{2\pi} = \\ &= \frac{1}{2\pi} \left(-\frac{1}{4} \sin 4\pi + \frac{2\pi}{2} \right) = \frac{1}{2} \end{aligned} \quad (\text{III. 39})$$

(так как $\sin 4\pi = 0$).

Из (III. 38) получим

$$m_a^2 = \frac{\rho^2}{2} \frac{m_t^2}{s_{IA}^2}. \quad (\text{III. 40})$$

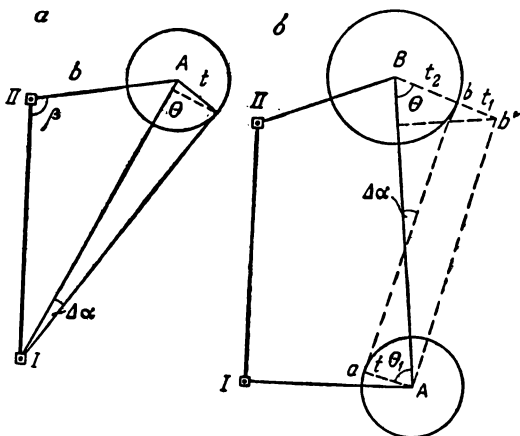


Рис. 36. Ошибки положения линии на местности

Для выражения ошибки в длине линии s_{IA} согласно рис. 34, а напомним

$$\Delta s_{IA} = t \cos \theta, \quad (\text{III. 41})$$

а следовательно, принимая Δs_{IA} и t за дифференциалы и переходя к средним квадратическим ошибкам, находим

$$m_{sIA}^2 = m_t^2 \cos^2 \theta. \quad (\text{III. 42})$$

Рассуждая так же, как и при выводе формулы (III. 39), получим

$$\begin{aligned} \cos^2 \theta &= \frac{\int_0^{2\pi} \cos^2 \theta d\theta}{2\pi} = \frac{1}{2\pi} \int_0^{2\pi} \left(\frac{1}{4} \sin 2\theta + \frac{1}{2} \right) d\theta = \\ &= \frac{1}{2\pi} \left(\frac{1}{4} \sin 4\pi + \frac{2\pi}{2} \right) = \frac{1}{2}, \end{aligned} \quad (\text{III. 43})$$

тогда

$$m_{sIA}^2 = \frac{1}{2} m_t^2. \quad (\text{III. 44})$$

Прямоугольные координаты точки A будут:

$$\begin{aligned} x_A &= x_{II} + l \cos (\alpha_{I, II} + 180^\circ - \beta) \\ y_A &= y_{II} + l \sin (\alpha_{I, II} + 180^\circ - \beta) \end{aligned} \quad (\text{III. 45})$$

где l — расстояние от пункта II до точки A ; $\alpha_{I, II}$ — дирекционный угол направления $I-II$; β — полярный угол.

Принимая пункты I и II за твердые, а $\alpha_{I, II} = 0$, формулам (III. 45) придадим вид

$$\begin{aligned} x_A &= x_{II} - l \cos \beta \\ y_A &= y_{II} + l \sin \beta \end{aligned} \quad (\text{III. 46})$$

Дифференцируя формулы (III. 46) и переходя к средним квадратическим ошибкам, получим

$$\left. \begin{aligned} m_{x_A}^2 &= m_l^2 \cos^2 \beta + l^2 \sin^2 \beta \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \\ m_{y_A}^2 &= m_l^2 \sin^2 \beta + l^2 \cos^2 \beta \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{III. 47})$$

Здесь m_x , m_y — проекции средней величины перемещения точки A на оси абсцисс и ординат, а потому в соответствии с (III. 6)

$$m_i^2 = m_{x_A}^2 + m_{y_A}^2 \quad (\text{III. 48})$$

или с учетом (III. 47)

$$m_i^2 = m_l^2 + l^2 \frac{m_\beta^2}{\rho^2}. \quad (\text{III. 49})$$

Придерживаясь принципа равного влияния ошибок измерений, можно записать

$$\left. \begin{aligned} m_t &= \sqrt{2} m_l \\ m_t &= \sqrt{2} l \frac{m_\beta}{\rho} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{III.50})$$

Подставляя первое выражение из (III.50) в (III.40), находим

$$m_\alpha = \rho \frac{m_l}{s_{IA}}, \quad (\text{III.51})$$

а второе — в (III.44), получим

$$m_{s_{IA}} = \frac{l}{\rho} m_\beta. \quad (\text{III.52})$$

Согласно (III.48) $m_t = M$ — есть средняя квадратическая ошибка положения точки, одиночно определяемой любым из способов. Тогда средняя квадратическая ошибка направления с твердого пункта на определяемую точку согласно (III.40) будет

$$m_\alpha = \frac{\rho}{\sqrt{2}} \frac{M}{s}, \quad (\text{III.53})$$

а средняя квадратическая ошибка в расстоянии s_{IA} в соответствии с (III.44).

$$m_s = \frac{M}{\sqrt{2}}. \quad (\text{III.54})$$

В случае определения положения точек A и B (рис. 36, б) на местности от пунктов I и II , принимаемых за безошибочные, погрешности в дирекционном угле и длине линии AB могут быть установлены аналогично предыдущему.

Предположим, что A и B — истинное положение точек, а t_1 , t_2 — линейные ошибки определяемых точек, расположенных под углами соответственно Θ_1 и Θ_2 к прямой AB , $\Delta\alpha$ — ошибка дирекционного угла нового створа.

Примем $\theta_1 = \theta_2 = \theta$ и проведем из точки A линию, параллельную ab , а ее пересечение с продолжением линии Bb обозначим b' .

Имея в виду, что t_1 и t_2 очень малы по сравнению с s_{AB} , выразим связь независимых ошибок:

$$\left. \begin{aligned} \Delta\alpha &= \rho \frac{(t_1 + t_2) \sin \theta}{s_{AB}} \\ \Delta s &= (t_1 + t_2) \cos \theta \end{aligned} \right\}. \quad (\text{III.55})$$

Переходя от истинных ошибок к средним квадратическим ошибкам, находим

$$\left. \begin{aligned} m_\alpha^2 &= \rho^2 \frac{(m_{t_1}^2 + m_{t_2}^2)}{s_{AB}^2} \sin^2 \theta \\ m_{s_{AB}}^2 &= (m_{t_1}^2 + m_{t_2}^2) \cos^2 \theta \end{aligned} \right\} \quad (\text{III.56})$$

или, принимая во внимание (III.39) и (III.43), из (III.55) получим

$$\left. \begin{aligned} m_a &= \frac{\rho}{s_{AB}} \frac{\sqrt{m_{l_1}^2 + m_{l_2}^2}}{\sqrt{2}} \\ m_{sAB} &= \frac{\sqrt{m_{l_1}^2 + m_{l_2}^2}}{\sqrt{2}} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{III.57})$$

Далее, учитывая зависимости (III.50), находим

$$m_a = \frac{\rho \sqrt{m_{l_1}^2 + m_{l_2}^2}}{s_{AB}}. \quad (\text{III.58})$$

Если $m_{l_1} = m_{l_2} = m_l$, то из (III.58)

$$m_a = \rho \frac{m_l}{s_{AB}} \sqrt{2}. \quad (\text{III.59})$$

В свою очередь

$$m_{sAB} = \frac{\sqrt{l_1^2 m_{\beta_1}^2 + l_2^2 m_{\beta_2}^2}}{\rho} \quad (\text{III.60})$$

или при $m_{\beta_1} = m_{\beta_2} = m_{\beta}$

$$m_{sAB} = \frac{m_{\beta}}{\rho} \sqrt{l_1^2 + l_2^2}. \quad (\text{III.61})$$

Наконец, при $l_1 = l_2 = l$

$$m_{sAB} = \frac{m_{\beta}}{\rho} l \sqrt{2}. \quad (\text{III.62})$$

Вычислим по (III.59) погрешности m_l (в мм) при перенесении разбивочного створа на сооружение с заданной средней квадратической ошибкой m_a и составим табл. 20.

Т а б л и ц а 20

s, м	Средняя квадратическая ошибка m_a , сек								
	1	2	3	4	5	7	10	15	20
60	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,4	2,1	3,1	4,1
80	0,3	0,5	0,8	1,1	1,4	1,9	2,7	4,1	5,5
100	0,4	0,7	1,0	1,4	1,7	2,4	3,4	5,1	6,9
150	0,5	1,1	1,6	2,1	2,6	3,7	4,2	7,8	10,3
200	0,7	1,4	2,1	2,7	3,4	4,8	6,8	10,3	13,7
400	1,4	2,7	4,1	5,5	6,8	9,6	13,7	20,4	27,4

Данные табл. 20 позволяют судить о влиянии ошибок измерений расстояний как при определении в натуре вспомогательных створов, так и при разбивке от них. В соответствии с этим

имеется возможность наиболее рационально организовать и производить геодезические работы в сложной обстановке на строительном объекте.

Полагая $m_{t_1} = M_1$ и $m_{t_2} = M_2$, на основании (III.59) и (III.60) запишем:

$$\left. \begin{aligned} m_a &= \frac{\rho}{s_{1,2}} \frac{\sqrt{M_1^2 + M_2^2}}{\sqrt{2}} \\ m_{s_{1,2}} &= \frac{\sqrt{M_1^2 + M_2^2}}{\sqrt{2}} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{III.63})$$

При $M_1 = M_2 = M$ получим формулы, аналогичные (III.18) и (III.14),

$$\left. \begin{aligned} m_a &= \frac{M}{s_{1,2}} \rho \\ m_{s_{1,2}} &= M \end{aligned} \right\} \quad (\text{III.64})$$

($s_{1,2}$ — расстояние между определяемыми точками).

§ 31. ПРЕДВЫЧИСЛЕНИЕ ОШИБОК В ЛИНЕЙНЫХ И УГЛОВЫХ ИЗМЕРЕНИЯХ

Большие объемы угловых и линейных измерений выполняют на строительных площадках при сгущении пунктов разбивочной сети, перенесении пунктов за зону строительных работ, восстановлении нарушенных или уничтоженных знаков, при ежедневных массовых детальных разбивках, исполнительных съемках, геодезическом обеспечении строительно-монтажных работ и т. п. В практике строительства инженерных сооружений постоянно возникает необходимость определения положения точек с высокой точностью.

На строительных площадках геодезические измерения нередко выполняют в неблагоприятных условиях. Всевозможные измерения производят на участках глубокой разработки и возведения высокой насыпи грунта, размещения строительных материалов, стационарного и подвижного механического оборудования, в местах производства строительных работ. Все это, с одной стороны, вызывает необходимость учесть при развитии геодезической основы для разбивок, с другой, требует производить измерения с необходимой точностью, так как с ними связаны строительные и монтажные работы.

На строительных объектах результаты измерения углов и линий часто могут быть проверены проведением измерений по измененной схеме.

Каждому виду геодезических работ на местности или строящемся сооружении должно предшествовать предвычисление требуемой точности измерений. Для этого нужно знать источники, возможные размеры и влияние погрешностей, возникающих в конкретных

условиях измерений с тем, чтобы в определенной производственной обстановке принять тот или иной метод измерений.

Геодезические действия должны определять плано-высотное положение возводимых частей сооружений для того, чтобы отклонения от проектного положения не вызвали отрицательных последствий в устойчивости и эксплуатации сооружений.

А. Ошибки измерений и отложений линий

На точность измеряемой (откладываемой) линии в разной степени оказывают влияние основные источники ошибок: 1) компарирование мерного прибора, 2) уклонение мерного прибора от створа измеряемой (откладываемой) линии (ошибка вешения), 3) наклон мерного прибора, 4) переменное натяжение, 5) действие ветра, 6) температурная разность мерного прибора при измерении и компарировании, 7) собственно измерение и фиксация концов мерного прибора.

Так как при разбивочных работах и исполнительных съемках на возводимых сооружениях и строительных площадках обычно измеряют короткие линии, в которых влияние перечисленных источников сказывается по-разному, то рассмотрим каждый в отдельности*.

1. Ошибка компарирования мерного прибора. Основными мерными приборами на строительных площадках служат стальные 20-метровые ленты и рулетки разных размеров. Если мерный прибор сравнивать с контрольным метром, принимая среднюю квадратическую ошибку совмещения штрихов или отсчета при помощи лупы равной $\pm 0,05$ мм, то средняя квадратическая ошибка компарирования при двукратном сравнении составит

$$m_1 = 0,05 \sqrt{l} \text{ мм}, \quad (\text{III.65})$$

где l — длина мерного прибора в м.

Для 20-метровой стальной рулетки найдем $m_1 = 0,05 \sqrt{20} = \pm 0,2$ мм.

2. Ошибка вешения линии. При отклонении концов мерного прибора (длиной l) в разные стороны от створа измеряемой линии на величину ϵ ошибка в длине линии будет

$$m_2 \approx \frac{2\epsilon^2}{l}. \quad (\text{III.66})$$

Допуская $\epsilon = 3$ см, для $l = 20$ м получим

$$m_2 = \pm \frac{2 \cdot 9}{0,2 \cdot 10^3} = \pm 0,1 \text{ мм}.$$

* Учет влияния источников погрешностей при линейных измерениях в ходах полигонометрии подробно рассматривают в учебниках и руководствах [8], [54], [93] и др.

3. Ошибка, обусловленная наклоном мерного прибора. Поправку за наклон измеренной длины линии находят преимущественно по превышению концов мерного прибора. Обычно при измерениях стремятся по возможности уменьшить наклон.

Ошибку в длине линии, вызванную погрешностью m_h определения превышения h концов мерного прибора длиной l , вычисляют по формуле

$$m_3 = \frac{h}{l} m_h. \quad (\text{III.67})$$

Например, допуская ошибку определения превышения $m_h = \pm 5$ мм, а $h \leq 0,02l$, найдем $m_3 = \pm 5 \cdot 0,02 = 0,1$ мм.

4. Ошибка из-за неправильного натяжения мерного прибора. Ошибку измерения линии, обусловленную погрешностью натяжения мерного прибора, вычисляют по формуле

$$m_4 = \left(\frac{P^2}{12F^3} + \frac{1}{\omega E} \right) l m_F = k_1 m_F, \quad (\text{III.68})$$

если мерным прибором измеряют на весу, и

$$m_4' = \frac{l}{\omega E} m_F = k_2 m_F, \quad (\text{III.69})$$

если мерный прибор укладывают на плоскости.

Здесь P — масса прибора в кг; F — сила натяжения мерного прибора в кг; ω — площадь поперечного сечения мерного прибора в мм²; E — модуль эластичности (упругости материала) мерного прибора в килограммах на квадратный миллиметр, принимаемый для стали равным $2 \cdot 10^4$ и для инвара $1,6 \cdot 10^4$; l — длина рабочей части мерного прибора в м; m_F — ошибка натяжения мерного прибора в кг.

Стальные мерные ленты имеют ширину 15—20 мм и толщину 0,3—0,4 мм, стальные рулетки — ширину 6—10 мм и толщину 0,10—0,15 мм. Вычислим по (III.68) и (III.69) средние квадратические ошибки m_4 и m_4' при $F = 10$ кг и различных ошибках натяжений (табл. 21).

Т а б л и ц а 21

Мерный прибор l , м	Поперечное сечение мерного прибора ω , мм ²	Масса P , кг	Коэффициенты формул		Ошибка натяжения m_F , кг			
			k_1	k_2	0,5		3,0	
					m_4	m_4'	m_4	m_4'
Лента 20 м	$30 \cdot 0,4 = 12$	1,9	6,08	0,08	3,0	0,04	18,2	0,24
То же	$20 \cdot 0,4 = 8,0$	1,3	2,94	0,12	1,5	0,06	8,8	0,36
«	$15 \cdot 0,3 = 4,5$	0,7	1,04	0,22	0,5	0,11	3,1	0,66
Рулетка 20 м	$10 \cdot 0,15 = 1,5$	0,2	0,74	0,67	0,4	0,34	2,2	2,00
То же	$6 \cdot 0,1 = 0,6$	0,1	1,84	1,67	0,9	0,84	5,5	5,00

Результаты табл. 21 свидетельствуют, что ошибка натяжения ленты на весу заметно сказывается на длине измеряемой линии, тогда как при натяжении ее на плоскости влияние становится незначительным. Для рулетки нет существенной разницы, в каком состоянии она находится, однако для повышения точности измерения линии ошибку натяжения следует уменьшить применением чувствительного динамометра. Влияние натяжения возрастает пропорционально длине рабочей части мерного прибора.

5. Ошибка, возникающая вследствие действия ветра. Для приближенного суждения о влиянии ветра на определяемое расстояние при измерении стальной рулеткой навесу воспользуемся формулой [82] определения давления ветра, действующего со скоростью v (м·сек) на 1 м подвешенного провода или троса

$$p = aks \frac{v^2}{16} = aksq, \quad (\text{III.70})$$

где $q = \frac{v^2}{16}$ — скоростной напор ветра в кг/м²: a — коэффициент, учитывающий неравномерность скорости ветра и равный 1 при $q \leq 27$ кг/м², 0,85 при $q = 40$ кг/м²; k — аэродинамический коэффициент, принимаемый равным 1,1 для проводов и тросов диаметром 20 мм и 1,2 — для меньшего диаметра; s — площадь, подверженная давлению ветра, в м².

Во время действия ветра подвешенная рулетка вращается относительно своей оси, поэтому ее поверхность сопротивления меняется в пределах толщины и ширины полотна. Предельную величину давления вычислим для наиболее неблагоприятного случая, когда $\Theta = 90^\circ$, полотно рулетки длиной l и шириной a перпендикулярно к направлению потока воздуха, т. е. $a = s$. С учетом коэффициентов $\alpha = 1$ и $k = 1,2$, преобразуем формулу (III.70) и получим

$$p = 0,77v^2al. \quad (\text{III.71})$$

Давление ветра действует равносильно весу прибора, поэтому ошибку в длине измеряемой линии, обусловленную ветровой нагрузкой, вычислим по формуле

$$m_b = \frac{p^2 l}{24F} \quad (\text{III.72})$$

(F — сила натяжения мерного прибора в кг).

Например, если скорость ветра $v = 5$ м/сек, длина рулетки $l = 20$ м, ширина полотна $a = 6$ мм, натяжение мерного прибора $F = 10$ кг, то для определения ошибки в длине измеряемой линии по формуле (III.71) вычислим $p = 0,77 \cdot 25 \cdot 6 \cdot 20 = 0,23$ кг, а по формуле (III.72) найдем

$$m_b = \frac{20}{24} \left(\frac{0,23}{10} \right)^2 = 0,4 \text{ мм.}$$

Действие ветра на мерный прибор оказывает кроме статической нагрузки и динамические усилия, которые практически трудно учесть. Поэтому при скорости ветра свыше 5 м/сек измерения линии следует производить на поверхности площадки либо разделить линию на несколько отрезков и измерять короткими частями мерного прибора.

6. Ошибки, вызванные неточным измерением температуры мерного прибора. Среднюю квадратическую ошибку в длине линии, обусловленную ошибкой учета температуры мерного прибора, вычисляют по формуле

$$m_a = \alpha l m_t, \quad (\text{III.73})$$

где α — коэффициент линейного расширения стали, принимаемый равным $12 \cdot 10^{-6}$; l — длина мерного прибора в м.

При определении температуры прибора с ошибкой $m_t = \pm 1^\circ$ длина 20-метровой рулетки изменится на величину $m_a = 12 \cdot 10^{-6} \times \times 2 \cdot 10^4 \cdot 1 = \pm 0,2$ мм.

Нужно отметить, что обычно измеряют температуру не прибора, а окружающей среды, так как определить температуру мерного прибора довольно сложно. Линейные измерения непосредственно на сооружениях, как правило, производят при помощи стальной рулетки. Коэффициенты расширения бетона, металлических конструкций и самой рулетки приблизительно одинаковы, поэтому, если рулетка прокомпарирована при расчетной температуре сооружения, температурные поправки в измеренные линии не вводят [84].

7. Ошибка собственно измерения и фиксации концов мерного прибора. Среднюю квадратическую ошибку в длине линии под влиянием ошибок совмещения и фиксации штрихов рулетки вычисляют по формуле

$$m_7 = \sqrt{m_{\text{окр}}^2 + m_{\text{ф}}^2}, \quad (\text{III.74})$$

где $m_{\text{окр}} = \frac{\alpha}{\sqrt{3}}$ — средняя квадратическая ошибка округления (α — предельная ошибка округления при отсчете или отложении); $m_{\text{ф}}$ — средняя квадратическая ошибка фиксации конца отложенного отрезка.

Если принять $\alpha = \pm 0,5$ мм и $m_{\text{ф}} = \pm 0,3$ мм, то

$$m_7 = \sqrt{\frac{0,25}{3} + 0,09} = \pm 0,4 \text{ мм.}$$

При разбивочных работах или вынесении осей и закреплении их следует принимать меры предосторожности: фиксировать концы мерного прибора при помощи острого ножа или стальной иголки, а вынесенные на знаки крепления точки обозначать острым зубилом, керном, трехгранным напильником.

Рассмотренные ошибки m_1, m_2, m_5 относятся к систематическим, а m_3, m_4, m_6, m_7 — к случайным. Вследствие этого суммарное их влияние на одно отложение мерного прибора составит

$$m_i^2 = (m_1 + m_2 + m_5)^2 + m_3^2 + m_4^2 + m_6^2 + m_7^2. \quad (\text{III.75})$$

Подставляя в (III.75) предвычисленные числовые значения средних квадратических ошибок по каждому источнику погрешностей: $m_1 = 0,2$ мм, $m_2 = 0,1$ мм, $m_3 = 0,1$ мм, $m_4 = 0,3$ мм, $m_5 = 0,4$ мм, $m_6 = 0,2$ мм и $m_7 = 0,4$ мм, найдем

$$m_i = \sqrt{(0,2 + 0,1 + 0,4)^2 + (0,1)^2 + (0,3)^2 + (0,2)^2 + (0,4)^2} = \\ = \pm 0,9 \text{ мм.}$$

Если мерный прибор откладывают n раз, то средняя квадратическая ошибка измерения линии будет

$$m_s^2 = (m_1 + m_2 + m_5)^2 n^2 + (m_3^2 + m_4^2 + m_6^2 + m_7^2) n \quad (\text{III.76})$$

или

$$m_s^2 = m_{\text{сл}}^2 n^2 + m_{\text{сст}}^2 n, \quad (\text{III.77})$$

где $m_{\text{сл}}$ и $m_{\text{сст}}$ — средние квадратические ошибки соответственно случайные и систематические.

При многократных равноточных измерениях (отложениях) отрезка средняя арифметическая ошибка одного измерения (отложения) составит

$$m_{l_n} = \frac{m_s}{\sqrt{n}}. \quad (\text{III.78})$$

В свою очередь, средняя квадратическая ошибка арифметического среднего из результатов измерений определится формулой

$$M = \frac{m_{l_n}}{\sqrt{n}}. \quad (\text{III.79})$$

Подставляя в эту формулу выражения (III.78) и (III.79), получим

$$M = \sqrt{m_{\text{сст}}^2 + \frac{m_{\text{сл}}^2}{n}}. \quad (\text{III.80})$$

Из этой формулы следует, что при многократных измерениях (отложениях) отрезка влияние систематических ошибок на конечный результат не изменяется, тогда как влияние случайных ошибок уменьшается в $\sqrt{n}$ раз.

При трехкратном измерении отрезка и принятых выше значениях ошибок по (III.80) получим

$$M_3 = \sqrt{(0,2 + 0,1 + 0,4)^2 + \frac{(0,1)^2 + (0,3)^2 + (0,2)^2 + (0,4)^2}{3}} = \pm 0,8 \text{ мм.}$$

Полученное значение M_3 показывает, что трехкратным измерением отрезка точность результата существенно не повысилась, так как влияние систематических ошибок значительно больше случайных. Приведенные расчеты показывают, что при измерении (отложении) линий наибольшие ошибки могут появиться вследствие недостаточной точности учета натяжения мерного прибора, собственно измерения и фиксации его концов. Это указывает на необходимость при компарировании и измерении тщательно определять натяжения, применять мерные приборы по возможности большей длины. В зависимости от конкретных условий можно предвычислить ошибки измерений, обусловленные каждым источником погрешностей, выбрать необходимые мерные приборы и составить программу действий в натуре.

Б. Ошибки измерения углов

В зависимости от требуемой точности измерений углов применяют соответствующей точности теодолиты. В полигонометрии и при основных разбивочных работах на строительных объектах углы измеряют преимущественно оптическими теодолитами, оснащенными в большинстве случаев оптическими центрами. На строительных площадках массовые детальные разбивки и геодезическое обслуживание участков работ чаще выполняют с помощью теодолитов 30-секундной точности.

Измеренный теодолитом угол содержит ошибку, обусловленную главным образом погрешностями:

1) центрирования инструмента ($m_{ц}$), 2) редукции вследствие неточного центрирования визирных целей ($m_{р}$), 3) инструментальными ($m_{и}$), 4) внешними условиями ($m_{в}$), 5) собственно измерений ($m_{с}$).

Под влиянием указанных источников погрешностей, рассматривая их как случайные, средняя квадратическая ошибка измерения угла составит

$$m_{\beta} = \sqrt{m_{ц}^2 + m_{р}^2 + m_{и}^2 + m_{в}^2 + m_{с}^2}. \quad (\text{III.81})$$

Применяя принцип равных влияний источников ошибок, т. е. $m_{ц} = m_{р} = m_{и} = m_{в} = m_{с} = m_{\delta}$, влияние отдельного фактора необходимо ограничить величиной

$$m_{\delta} = \frac{m_{\beta}}{\sqrt{5}}. \quad (\text{III.82})$$

Если считать m_{β} средней квадратической ошибкой измерения угла, заданной инструкцией или предвычисленной для данного вида работ, то погрешность каждого из основных источников должна быть меньше в $\sqrt{5}$ раз.

При необходимости измерения угла со средней квадратической ошибкой $m_\beta = \pm 5''$, влияние каждого из названных факторов не должно превышать

$$m_\delta = \frac{5''}{\sqrt{5}} = \pm 2, 2''.$$

1. Средняя квадратическая ошибка центрирования теодолита определяется по формуле

$$m_{\text{ц}} = \rho \frac{e}{s_1 s_2 \sqrt{2}} C, \quad (\text{III.83})$$

в которой e — линейный элемент центрирования в мм; s_1, s_2 — длины сторон измеряемого угла в м; $C = \sqrt{s_1^2 + s_2^2 - 2s_1 s_2 \cos \beta}$ — расстояние между точками визирования в м (β — измеряемый угол); $\rho = 206265''$.

Обозначим $s_2 : s_1 = n$ и подставим в формулу (III.83), тогда после преобразования получим

$$m_{\text{ц}} = \rho \frac{e}{s_1} \sqrt{\frac{1}{2} + \frac{1}{2n^2} - \frac{\cos \beta}{n}}. \quad (\text{III.84})$$

Подкоренное выражение представляет собою переменный коэффициент, зависящий от величины измеряемого угла и соотношения длин его сторон.

Обозначив

$$\sqrt{\frac{1}{2} + \frac{1}{2n^2} - \frac{\cos \beta}{n}} = k,$$

формуле (III.84) придадим вид

$$m_{\text{ц}} = \rho \frac{e}{s_1} k. \quad (\text{III.85})$$

Вычислим коэффициенты k , задавшись величинами β и n (табл. 22).

Т а б л и ц а 22

Углы β°	Величина n									
	1	2	3	4	5	7	10	20	50	100
0	0	0,35	0,47	0,53	0,57	0,61	0,64	0,67	0,69	0,71
45	0,51	0,54	0,56	0,60	0,62	0,64	0,66	0,68	0,70	0,71
90	1,00	0,79	0,75	0,73	0,72	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71
135	1,31	0,99	0,89	0,84	0,81	0,78	0,76	0,73	0,72	0,71
180	1,41	1,06	0,94	0,88	0,85	0,81	0,78	0,74	0,72	0,71

На основании данных табл. 22 и формулы (III.85) приходим к следующим выводам: 1) ошибка возрастает пропорционально линейной величине центрирования, 2) при равных условиях ошибка возрастает с увеличением самого измеряемого угла: если угол $\beta = 0$,

ошибка минимальная; когда угол $\beta = 180^\circ$, ошибка максимальная; 3) при n , близком к 100, ошибка центрирования не зависит от величины измеряемого угла. Пользуясь табл. 22, можно предвычислить влияние ошибки центрирования для измеряемого угла. В формуле (III.85) выразим s_1 и e — в миллиметрах, тогда

$$m_{\alpha} = 206265'' \frac{e \text{ (мм)}}{s_1 \text{ (мм)}} \cdot k; \quad (\text{III.86})$$

так, если угол $\beta = 90^\circ$ с длинами сторон $s_1 = 50$ м и $s_2 = 250$ м измерен теодолитом, центрированным с линейной ошибкой e , равной 0,5 мм, в табл. 22 по строке $\beta = 90^\circ$ (в колонке $n = 2$) найдем $k = 0,79$, тогда согласно (III.86) получим $m_{\alpha} = \pm 1,6''$. Вычисленная величина ошибки при $m_{\beta} = \pm 5''$ не превышает установленной нормы $\pm 2,2''$.

2. Влияние ошибки р е д у к ц и и при измерении угла вычисляют по формуле

$$m_p = \rho \frac{e_1}{\sqrt{\frac{1}{2}}} \sqrt{\frac{1}{s_1^2} + \frac{1}{s_2^2}}. \quad (\text{III.87})$$

Здесь e_1 — линейная ошибка центрирования визирных целей в мм.

Обозначив, как и прежде, $s_2 : s_1 = n$ формуле (III.87) придадим вид

$$m_p = \rho \frac{e_1}{s_1} \sqrt{\frac{1}{2} + \frac{1}{2n^2}} \quad (\text{III.88})$$

или, положив $\sqrt{\frac{1}{2} + \frac{1}{2n^2}} = k_1$, получим ошибку редукции в мм

$$m_p = 206265'' \frac{e_1 \text{ (мм)}}{s_1 \text{ (мм)}} k_1. \quad (\text{III.89})$$

Сравнив формулы (III.88) и (III.84), заметим, что при $e = e_1$, они отличаются в подкоренном выражении на величину $\left(-\frac{\cos \beta}{n}\right)$, которая при $\beta = 90^\circ$ равна нулю.

Следовательно, в табл. 22 изменение коэффициента k при измерении угла $\beta = 90^\circ$ характеризует также и коэффициент k_1 , ошибки центрирования визирных приспособлений (редукции). Вместе с тем величина k_1 не зависит от величины измеряемого угла, а только изменяется соответственно отношению длин сторон угла.

При тех же условиях, как в последнем примере, принимая $e = e_1$, найдем $m_p = \pm 1,6''$.

3. Инструментальные ошибки в основном возникают в результате погрешностей: делений лимба и отсчетных приспособлений; наклона лимба; наклона оси вращения трубы; коллимационной ошибки трубы; эксцентриситета алидады; неустойчивости инструмента.

Для возможно полного исключения инструментальных ошибок из окончательных результатов необходимо применять соответствующие методы измерений.

На современных делительных машинах штрихи на лимбах и отсчетных приспособлениях наносят весьма тщательно.

Влияние случайных ошибок в делениях лимба уменьшается многократным измерением угла на различных частях лимба. Влияние систематических ошибок в делениях лимба устраняется при n -кратных измерениях путем поворота лимба примерно на величину $\frac{180^\circ}{n}$.

Наибольшая ошибка в самом углу под влиянием наклона лимба может быть вычислена по формуле

$$m_n = \frac{1}{4} \frac{\epsilon^2}{\rho}, \quad (\text{III.90})$$

где ϵ — угол наклона лимба; $\rho = 3438'$.

При $\epsilon = 10'$ найдем $m_n = 0,4''$.

Если более тщательно нивелировать лимб, то эта ошибка может стать неощутимой по величине.

Влияние наклона оси вращения трубы на величину измеряемого угла вычисляют по формуле

$$\Delta_j = j (\operatorname{tg} \nu_a - \operatorname{tg} \nu_b), \quad (\text{III.91})$$

где j — угол наклона оси вращения трубы; ν_a, ν_b — углы наклона линий визирования.

Из этой формулы вытекает, что при $\nu_a = \nu_b$ наклон оси вращения трубы не влияет на точность измерения угла, т. е. $\Delta_j = 0$, но при разных знаках углов ν_a и ν_b это влияние получается наибольшим.

Влияние коллимационной ошибки зрительной трубы теодолита находят по формуле

$$\Delta_c = c (\operatorname{sc} \nu_a - \operatorname{sc} \nu_b), \quad (\text{III.92})$$

где c — коллимационная ошибка трубы.

Величина c при перефокусировке трубы может несколько изменяться. Если же принять c за постоянное, то ошибка Δ_c будет равна нулю при $\nu_a = \nu_b$ и станет наибольшей, если один из двух углов наклона визирования будет равным нулю.

Ошибка Δ_c окажется незначительной при измерении угла полным приемом, если ось вращения теодолита приведена в отвесное положение.

Наглядное представление о возрастании погрешностей Δ_j и Δ_c при $j = 10''$ и $c = 10''$ с увеличением угла наклона трубы дает табл. 23, составленная по результатам вычислений абсолютных значений каждого из членов разности формул (III.45) и (III.46), обозначенных

$$\Delta'_j = j \operatorname{tg} \nu_a, \quad \Delta''_j = j \operatorname{tg} \nu_b, \quad \Delta'_c = c \operatorname{sc} \nu_a, \quad \Delta''_c = c \operatorname{sc} \nu_b.$$

Таблица 23

ν°	$\Delta_j' \Delta_j''$	$\Delta_c' \Delta_c''$	ν°	$\Delta_j' \Delta_j''$	$\Delta_c' \Delta_c''$	ν°	$\Delta_j' \Delta_j''$	$\Delta_c' \Delta_c''$
0	0,0	10,0	30	5,8	11,5	60	17,3	20,0
10	1,8	10,2	40	8,4	13,0	70	27,5	29,2
20	3,6	10,6	50	11,9	15,6	80	56,7	57,6

При суммировании значений, найденных по табл. 23, учитывают знаки согласно пояснениям к формулам (III.91) и (III.92), затем умножают на отношение фактических значений j или c к принятым в таблице. Так, если $j = \pm 15''$ и $c = \pm 20''$, то при $\nu_a = +10^\circ$ и $\nu_b = -20^\circ$, пользуясь табл. 23 и придерживаясь формул (III.91), (III.92), найдем $\Delta_j = \pm 8,1''$ и $\Delta_c = \pm 0,8''$.

Подсчет показывает, что влияние наклона оси вращения трубы весьма существенно сказывается на точности измерения горизонтального угла.

Ошибка в угле с заданной $m_\beta = \pm 5''$, обусловленная наклоном оси вращения трубы, в несколько раз превышает предусмотренную норму в $2,2''$. Для понижения этого влияния следует при измерении угла применять накладной уровень и вводить поправки в направления, вычисляемые по формуле (II.8).

Если ограничить влияние наклона оси вращения трубы на ошибку измерения горизонтального угла величиной $\Delta_j = \pm 1,5''$, то при принятых в последнем примере углах наклона линий визирования (10 и 20°) из (III.91) найдем

$$j = \frac{1,5''}{0,18 + 0,36} = \pm 2,7''.$$

Следовательно, наклон оси вращения трубы необходимо определять с ошибкой не более $\pm 2,7''$.

В угломерных инструментах при отсчетах по двум верньерам или двустороннему микроскопу оптического теодолита влияние эксцентриситета алидады на результат измеряемого угла исключается. При отсчете по одностороннему микроскопу оптического теодолита в полуприеме влияние эксцентриситета алидады на величину измеряемого угла сказывается полностью. Устойчивость теодолита может быть обеспечена установкой его на площадке с твердым грунтом или на кольях, применением достаточно жесткого штатива, правильной работой подъемных винтов, подвеской груза к ножкам штатива.

В условиях строительства приходится измерять углы с разными длинами сторон и резко менять фокусировку трубы. Поэтому необходимо выполнять исследование движения окулярного колена в трубе и кольца фокусирующей линзы.

4. К внешним условиям относятся: боковая рефракция; неустойчивость штативов инструментов и визирных целей вследст-

вие вибрации площадок при работе мощных машин и установок, движения автотранспорта или под действием ветра; односторонний нагрев инструментов; неравномерное освещение визирных целей.

Повышение точности измерения углов на строительных объектах иногда лимитируется трудноучитываемыми ошибками из-за вредного влияния боковой рефракции. Световой луч проходит прямолинейно только через оптически однородную среду, которая в условиях строительной площадки маловероятна.

Под влиянием рельефа местности, нагрева почвенного покрова и поверхностей сооружений, их различной теплоемкости и т. п. создаются участки неодинаковой плотности воздуха. При визировании луч стремится пройти в среде оптически кратчайшим путем и описывает неправильную траекторию. Отклонение луча от прямолинейного направления называют дифференциальной рефракцией и делят ее на вертикальную, действующую при измерении угла наклона визирования в геодезическом нивелировании, и горизонтальную (боковую), отрицательно влияющую на измерение (построение) горизонтального угла.

Боковая рефракция является функцией многих переменных, учет которых весьма сложен, поэтому вычислить величину ее вредного влияния практически не представляется возможным.

По данным исследований боковой рефракции, например, в городских условиях рефракционные искажения направления вблизи (на расстоянии 0,2 м) нагреваемых солнцем стен здания доходят до 15", с отдалением направлений на 1 м от стен в тех же условиях влияние рефракции уменьшается до 5", а на расстоянии 2 м становится пренебрегаемо малым. Когда же визирный луч проходит вблизи нагретой поверхности сооружения на небольшом участке створа, то влияние боковой рефракции незначительное [117].

Суммарное действие всех источников ошибок из комплекса внешних условий при принятой норме ($m_p = \pm 5''$) согласно (III.82) не должно превышать $\pm 2,2''$. Неблагоприятные же условия для измерений могут усилить влияние отдельных факторов, таких, как боковая рефракция, в размерах, недопустимых для всего комплекса источников ошибок.

В этой связи при проектировании геодезического построения и организации измерений в натуре должно быть уделено внимание каждому источнику из комплекса внешних условий. Для ослабления влияния внешних условий необходимо придерживаться следующих правил:

а) точки геодезических построений (створов, линий, направлений и др.) размещать так, чтобы визирный луч проходил от стен или конструкций сооружений не ближе чем на 1 м;

б) створы разбивочных точек следует намечать вдоль сооружений, с двух сторон, для возможности работы в тени;

в) измерения углов необходимо производить в пасмурную погоду или когда стороны углов находятся на затененных участках;

г) штативы угломерных инструментов и визирных марок должны быть устойчивы и закрыты от одностороннего нагрева в период всего цикла измерения.

При значительных отклонениях от нормальных условий (сильная вибрация от движения транспорта, строительных и трамбовочных машин, ветер, туман, мелкий дождь) измерения должны быть прекращены.

Борьба с остальными факторами отрицательного влияния на измерение или построение углов возможна при тщательной разработке и осуществлении программы работ.

5. На точность измерения угла влияют ошибки: собственно измерения — наведения трубы на предмет m_v , определяемая по формуле [52]

$$m_v = \pm \frac{20''}{v}$$

или [123]

$$m_v = \pm \frac{18''}{v} \quad (\text{III.93})$$

(v — увеличение зрительной трубы), и округления при отсчетах по лимбу

$$m_o = \frac{t}{2\sqrt{3}} \quad (\text{III.94})$$

(t — точность верньера).

Для повышения точности измерения углов большое значение имеет размер визирных целей. Зрительной трубой угломерного инструмента, сетка нитей которой имеет в одной половине биссектор, а в другой — одну вертикальную нить, с большей точностью визируют биссектором на тонкую, но четко видимую цель.

Толщину визирных целей можно подсчитать по формуле [47]

$$d = 2 \frac{vD}{v\rho}, \quad (\text{III.95})$$

где v — критический угол зрения, равный $60''$; v — увеличение трубы; D — расстояние от инструмента до визирной цели; 2 — коэффициент запаса для обеспечения видимости при неблагоприятных условиях наблюдений.

При работе в городе или на территории промышленного предприятия расстояния визирования резко меняются. Для 30-секундного теодолита, имеющего увеличение зрительной трубы, равное $26\times$, при $D = 100$ м по формуле (III.95) найдем $d = 0,5$ мм.

При отсутствии в сетке нитей биссектора толщину визирной цели рассчитывают по формуле

$$d = \frac{\tau D}{\rho}, \quad (\text{III.96})$$

где τ — угол, под которым нить сетки трубы видна в поле зрения, у теодолита Т2 равный $4''$; D — длина луча визирования; $\rho = 206265''$.

При $D = 100$ м найдем $d = 2$ мм. Для иных расстояний, пользуясь теодолитом Т2, величина d изменяется пропорционально длине луча визирования.

Следовательно, при наблюдениях на небольшие расстояния толщину визирных целей необходимо подбирать с таким расчетом, чтобы они были хорошо видны и помещались в биссекторе, закрывая примерно $\frac{9}{10}$ поля между нитями.

Для доведения влияния некоторых источников ошибок до неощутимых размеров углы измеряют способом круговых приемов.

Среднюю квадратическую ошибку измерения угла способом круговых приемов вычисляют по формуле (II. 9).

Для данного теодолита в (II. 9) величина в скобках подкоренного выражения постоянна, следовательно, средняя квадратическая ошибка собственно измерения угла уменьшается в корень квадратный из величины, обратной числу приемов.

При измерении углов оптическим теодолитом, например Т2, у которого увеличение зрительной трубы $v = 25^{\times}$ и точность отсчета по оптическому микрометру $0,1''$, ожидаемая ошибка собственно измерения угла одним приемом согласно (III. 93) и (III. 94) составит

$$m_c = \sqrt{\left(\frac{18''}{25}\right)^2 - \left(\frac{0,1''}{2\sqrt{3}}\right)^2} = \pm 0,7''.$$

Современные оптические теодолиты характеризуются средней квадратической ошибкой μ измерения горизонтального угла одним приемом (см. табл. 2). Однако необходимо иметь в виду, что ошибки вычисляют по отклонениям результатов от среднего значения, полученного не менее чем из 12 приемов измерений согласно формуле

$$\mu = \sqrt{\frac{\sum v_i^2}{n-1}}, \quad (\text{III. 97})$$

где v_i — вероятнейшие ошибки измерений; n — число приемов.

Испытания теодолитов выполняют в лабораторных условиях, при этом между приемами лимб переставляют на 15° .

Анализ источников ошибок дает возможность рассчитывать необходимую точность измерений углов.

Глава IV

РАЗВИТИЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ СЕТЕЙ НА ТЕРРИТОРИИ СТРОИТЕЛЬСТВА МЕТОДОМ ТРИАНГУЛЯЦИИ

§ 32. ОСНОВНЫЕ ПРЕДПОСЫЛКИ, ОПРЕДЕЛЯЮЩИЕ ПРИНЦИПЫ СОЗДАНИЯ ГЕОДЕЗИЧЕСКОЙ ПЛАНОВОЙ СЕТИ

Природные условия района строительства, виды, размеры и размещение основных и промышленно-вспомогательных сооружений, конфигурация отведенной территории, существующая планово-высотная опорная сеть и топографическая изученность местности являются основными факторами, определяющими постановку топографо-геодезических работ.

До сих пор все еще отсутствует четкая программа комплексного решения вопросов топографо-геодезических работ на территории строительства нового экономического района, в состав которого первым его крупным объектом входит строительство гидроузла.

К этому весьма важному вопросу многие исследователи геодезического производства, изыскатели и строители относились по-разному.

1. За редким исключением, существующая опорная сеть в районе размещения гидроузла может служить основой для развития съемочного обоснования.

В районе размещения одной из крупных ГЭС топографо-геодезические работы были выполнены в такой последовательности. На всей территории была построена триангуляция 3 класса, а на отдельных участках — 4 класса. Высотная основа была осуществлена из сети реперов II и III классов нивелирования. При проработке проектного задания была развита сплошная сеть триангуляции 4 класса с расстояниями между пунктами от 1 до 6 км. Высотное обоснование создавали передачей от ходов III класса нивелированием IV класса отметок на пункты планового обоснования топографической съемки.

Составленные планы масштаба 1 : 10 000 с сечением рельефа через 1 м фотомеханическим способом увеличили до масштаба 1 : 5000; эти планы явились топографической основой при составлении проектного задания гидроузла.

В период составления технического проекта было создано плановое обоснование для крупномасштабных съемок, выполнена аэро-

фотосъемка в масштабе 1 : 3000 части территории с изготовлением фотопланов в масштабе 1 : 2000; по фотопланам была произведена съемка рельефа и дешифрирование контуров. Кроме того, на отдельных участках произвели мензультную съемку в масштабе 1 : 2000, а полоса левого коренного берега была снята в масштабе 1 : 1000.

Проектное положение осей сооружений гидроузла на местности определялось от пунктов триангуляции и полигонометрии различных классов и разрядов, а также от пунктов съемочного обоснования и опознаков. Расхождения между проектными и исполнительными координатами некоторых точек земляных плотин доходили до 0,3—0,5 м.

В начальный период строительства на территории гидроузла изыскательские организации производили топографо-геодезические работы на небольших площадях и отдельные трассировочные работы при проектировании линейных инженерных сооружений.

Через несколько лет в связи с расширением городской застройки, перепроектированием инженерных коммуникаций, газификацией жилых зданий, строительством промышленных предприятий сеть неоднократно создавалась заново, так как наземные знаки уничтожались.

2. По укоренившейся в гидростроительстве практике на ряде ГЭС в начале строительства заново создавалась опорная геодезическая сеть [116]. Как правило, из-за уничтожения знаков в период строительства гидроузла не ограничиваются однократным созданием опорной геодезической сети, повторно развивают триангуляцию и выносят в натуру проектные основные оси сооружений. Кроме того, для целей наблюдений за деформациями сооружений создают специальную сеть триангуляции высокой точности.

3. К точности построения триангуляционных сетей на территории строительства гидроузла в разное время предъявлялись неодинаковые условия.

Так, на строительстве Куйбышевского гидроузла проектом предусматривалось создать: 1) каркасную сеть из 18 пунктов, с измерением углов в ней со средней квадратической ошибкой порядка $\pm 1''$ и определением длины слабой стороны с относительной средней квадратической ошибкой не более 1 : 240 000; 2) разбивочные сети, опирающиеся на каркасные сети, на строительных площадках гидроэлектростанции должны были состоять из 7 пунктов и водосливной плотины из 5 пунктов. Для разбивочных сетей предусматривалась средняя квадратическая ошибка измерения угла $\pm 1,4''$, относительная средняя квадратическая ошибка определения длины слабой стороны — 1 : 80 000.

До практического построения сети основные и некоторые вспомогательные оси сооружений уже были вынесены на местность; существенно изменился и генеральный план гидроузла. Поэтому была вновь запроектирована и осуществлена в натуре каркасная

сеть триангуляции из 15 пунктов с $m_B = \pm 0,7''$ и ошибкой определения длины слабой стороны 1 : 111 000.

На строительных площадках здания ГЭС и водосливной плотины были развиты локальные сети триангуляции сложной конструкции, от пунктов которых были вынесены в натуру точки разбивочной сети и оси частей сооружений [97].

4. Вторая фаза создания гидроузла — строительство занимает более длительный период, чем основное проектирование. Район строительства с самого начала производства работ начинает заметно преобразоваться и к концу строительства принимает совершенно иной вид.

Изменения в проектах некоторых сооружений или их частей и в программе производства строительных работ возникают из-за появления новых достижений в науке и технике, от внедрения в производство которых существенно возрастает экономическая эффективность инженерных решений, или из-за несвоевременного поступления на строительство требуемых строительных материалов или оборудования.

Съемки отдельных территорий на местном геодезическом обосновании, выполняемые для целей проектирования, непригодны для решения ряда инженерных задач, в частности проектирования инженерных коммуникаций.

Связь в единую систему, перевычисления и пересоставления топографо-геодезических данных могут быть осложнены, а полученные данные — пониженной точности; неизбежно съемки приходится производить заново.

5. Плановые опорные сети гидротехнического строительства издавна принято различать двух назначений: а) для топографических съемок и трассирования линейных сооружений при проектировании; б) для переноса в натуру проектов сооружений, производства детальных разбивок и геодезического обслуживания строительного-монтажных работ.

На строительствах крупных гидроузлов в пользу развития сети триангуляции высокой точности обычно выдвигают следующие соображения: высокие требования строительного производства к точности детальных разбивок не только сооружений в целом, но и всех элементов сооружений, эксплуатационных установок и оборудования; одновременное выполнение на строительном объекте различных видов работ — земляных, бетонных и монтажных; частая необходимость восстанавливать положение утраченных или определять новые пункты. Кроме того, при строительстве гидротехнических сооружений на скальных основаниях необходимость построения высокоточной сети еще больше увеличивается в связи с наблюдениями за деформациями возводимых сооружений и по продолжению их в период эксплуатации сооружений.

В технической литературе в связи с этими соображениями настаивают на развитии высокоточной триангуляции уже в начальной стадии строительства гидроузла, однако имеются рекомен-

дации для проектирования раздельного развития разбивочной сети созданием на крупных объектах локальных сетей по специальным схемам [104].

§ 33. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО УСТАНОВЛЕНИЮ ПРИНЦИПА СОЗДАНИЯ ОПОРНОЙ ГЕОДЕЗИЧЕСКОЙ СЕТИ

Период организации территории гидроузла — строительство жилых поселков, базы строительной индустрии, сетей дорог, причалов, механизированных складов и т. п. — длится значительное время.

В период освоения территории строительства нет необходимости в развитии густой сети пунктов геодезического обоснования на большой территории. Практически для производства разбивок по рабочим чертежам только в стадии зачистки котлованов и укладки бетонной подготовки в основании гидротехнических сооружений возникает необходимость в геодезической сети повышенной точности.

После завершения первоочередных подготовительных строительных работ начинается строительство основных объектов.

Принцип развития опорной геодезической сети на территории строительства индустриального центра, учитывающий стадии проектирования, строительства и эксплуатации, может быть следующим.

1. Геодезическую сеть следует различать по признакам целевого назначения: главная геодезическая сеть, сеть съемочного обоснования, разбивочная сеть.

Главная геодезическая сеть должна охватывать всю территорию строительства; сеть съемочного обоснования — участки производства топографических съемок определенного масштаба, в основном на площадках между строительными участками; разбивочная сеть — на участках объектов строительства.

2. Необходимо на стадии разработки проектного задания строительства гидроузла на всей его территории создавать плановую главную геодезическую сеть. Теперь это положение нашло отражение в СНиП II-A. 13—69.

Высший класс главной геодезической сети следует устанавливать в соответствии с требованиями топографической съемки в масштабе 1:500. Это обеспечит производство трассировочных и разбивочных работ с нужной точностью.

3. Проектировать главную геодезическую сеть следует исходя из условий сгущения ее на отдельных участках вставкой несложных жестких систем или отдельных пунктов.

4. В период подготовки к строительству основных объектов строительства (гидротехнических, промышленных) на их территориях рекомендуется развивать локальные разбивочные сети для геодезического обеспечения строительно-монтажных работ.

5. Перед затоплением водой котлованов гидротехнических сооружений необходимо перенести на сооружения основные и дополнительные оси, а также разбивочные створы; некоторые пункты разбивочной сети вынести за границу котлована.

6. Если возникает необходимость наблюдений за горизонтальными сдвигами сооружений, то перед затоплением целесообразно создавать постоянные створы, строить небольшие высокоточные сети триангуляции или линейно-угловой триангуляции.

7. Высотную опорную сеть необходимо развивать в соответствии с требуемой точностью и правилами определенного класса нивелирования, предусматривая цели обеспечения топографических работ, строительства сооружений и наблюдений за их осадками.

8. Исключить непроизводительные затраты по многократному восстановлению пунктов или повторному развитию опорной сети. Для этого необходимо в проекте сети предусматривать своевременное перенесение пунктов, закрепленных наземными знаками, на капитальные инженерные сооружения.

9. Предусматривать проектом и программой перспективного развития опорной сети на участках гидротехнических сооружений, промышленных и городских комплексов закрепление пунктов в основной массе одинарными стенными знаками совмещенного типа.

При своевременном выполнении всех указанных условий может быть надежно обеспечена долговременная сохранность необходимого числа пунктов опорной геодезической сети во время строительства и эксплуатации сооружений и, следовательно, оперативное выполнение геодезических работ.

Производственный опыт подтверждает техническую и экономическую эффективность геодезического производства при осуществлении изложенного принципа построения геодезической сети на территории строительства крупного гидроузла.

§ 34. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СЕТИ ТРИАНГУЛЯЦИИ

В настоящее время получило направление строительство промышленных комплексов с включением их территорий в границы нового города. Поэтому главная геодезическая основа должна быть рассчитана для съемок обширной территории.

Если вблизи района намеченного строительства гидроузла расположены пункты 1 и 2 классов государственной триангуляции, то на основе их может быть построена триангуляция 3 и 4 классов [36] (табл. 24).

При отсутствии пунктов триангуляции высших классов и срочной производственной необходимости в опорных сетях для проектно-изыскательских целей с разрешения государственного геодезического надзора строят самостоятельные сети [39]. Свободные сети должны иметь самостоятельные базы и ориентировку.

Самостоятельность опорной сети для изысканий и строительства гидроузла носит временный характер до развития общегосу-

дарственной сети. Затем их связывают с общей сетью и перевычисляют координаты пунктов в единую систему.

Т а б л и ц а 24

Элементы сети	Классы триангуляции			
	1	2	3	4
Расстояние между пунктами, км	20—25	7—20	5—8	1—5
Средняя квадратическая ошибка угла по невязкам треугольников, сек	$\pm 0,7$	$\pm 1,0$	$\pm 1,5$	$\pm 2,0$
Максимальная невязка треугольников, сек	$\pm 2,5$	$\pm 4,0$	$\pm 6,0$	$\pm 8,0$
Максимальная относительная ошибка:				
выходной стороны	1:400 000	1:300 000	—	1:100 000
наиболее слабой стороны	—	—	1:120 000	1:50 000

Триангуляция 2 класса рассматривается как сплошная сеть со сторонами около 13 км, заполняющая площадь полигонов, образованных рядами триангуляции 1 класса.

Дальнейшее сгущение пунктов опорной сети осуществляют путем развития триангуляции 3 класса со сторонами в среднем около 6 км и триангуляции 4 класса со сторонами около 4 км.

Инструкцией [65] установлена норма из расчета одного пункта государственной триангуляции 2, 3 и 4 классов (или полигонометрии) в среднем на 20—30 км² при съемке в масштабе 1 : 5000 и на 5—15 км² при съемке в масштабе 1 : 2000.

Т а б л и ц а 25

Площадь топографи- ческой съемки. км²	Виды опорных геодезических сетей			Съемочное обоснование
	триангуляция, трилатерация, нивелиро- вание и полигонометрия			
	государст- венная гео- дезическая сеть (классы)	геодезиче- ская сеть местного значения (раз- ряды)	нивелирная сеть (классы)	
200 и более	2, 3 и 4	1 и 2	II, III, IV	Теодолитные ходы или микротриангуляция (вза- мен теодолитных ходов) Ходы технического ни- велирования
От 50 до 200	3 и 4	1 и 2	II, III и IV	
» 10 » 50	4	1 и 2	III и IV	
» 5 » 10	4	1 и 2	IV	
» 2,5 » 5	—	1 и 2	IV	
» 1 » 2,5	—	2	IV	То же
До 1	—	—	—	

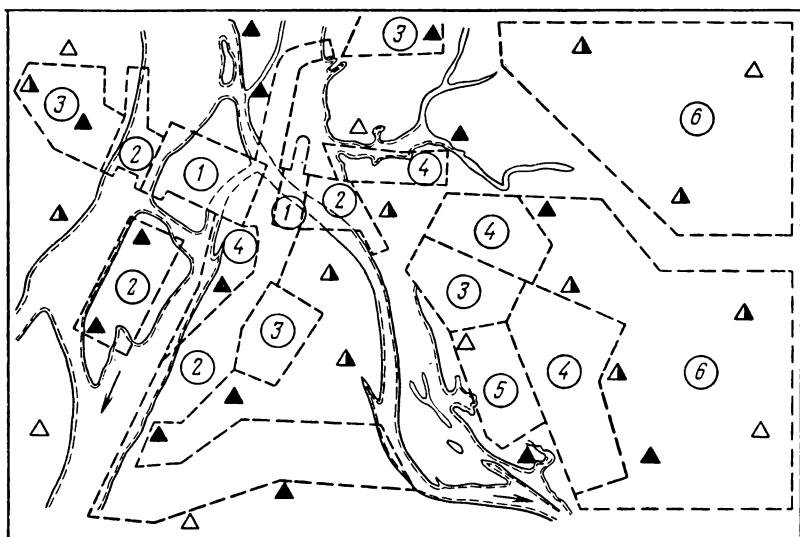
П р и м е ч а н и я: 1. При съемке территорий, вытянутых узкой полосой, могут быть допущены отклонения от требований в сторону повышения класса или разряда опорных геодезических сетей.

2. Для территорий действующих промышленных предприятий строят опорные геодезические сети, класс и разряд которых обосновывается в техническом проекте (программе работ).

Однако, имея в виду, что территорию строительства гидроузла впоследствии включают в генеральный план строительства города,

создание главной геодезической сети на стадии изысканий следует подчинять требованиям общеобязательной Инструкции (СН-212-73), приведенным в табл. 25.

Из указанных норм один пункт триангуляции или полигонометрии должен приходиться при съемке в масштабе 1 : 2000 в застроенной части города на 8—12 га, в незастроенной части — на 30—50 га; при съемке в масштабе 1 : 5000 — на 70—100 га.



Условные обозначения:
 Пункты триангуляции: $\triangle$ сохранившиеся до конца строительства;
 $\blacktriangle$ с ограниченной видимостью по горизонту,
 $\blacktriangle$ уничтоженные при подготовке территории

Рис. 37. Проектный генеральный план города, строящегося на базе крупного гидроузла

Зоны строительства: 1 — гидротехнического (железобетонные сооружения); 2 — гидротехнического (земляные сооружения); 3 — городского; 4 — промышленного; территория перспективного строительства: 5 — города; 6 — промышленных предприятий

При проектировании опорной геодезической сети следует выявлять наиболее ответственные участки геодезических работ, требующих повышенной точности измерений, и места более частого расположения пунктов. Надлежит руководствоваться генеральным планом застройки на территории строительства гидроузла, включая основные и производственно-вспомогательные объекты, рабочие поселки, город, а также перспективный план промышленного строительства (рис. 37).

Из сбора сведений в проектных организациях, беседы со специалистами, из осмотров местности, на которой намечено размещение индустриального центра, можно получить правильное пред-

ставление о назначении главной геодезической сети, ее схеме и необходимой точности определения положения пунктов.

Построению геодезической сети на местности предшествует составление проекта сети и расчет необходимой точности измерений.

После выполнения работ результаты измерений уравнивают и производят оценку точности либо наиболее слабо определяемого элемента (длину удаленной стороны и ее дирекционный угол), либо наиболее ответственного (например, сторону в сети триангуляции, которую в дальнейшем предполагается использовать как базис угловых засечек разбивочной сети). Часто вместо ошибок координат пунктов вычисляют продольную и поперечную ошибки хода.

Оцениваемый элемент выражают в виде функции измеренных величин

$$F = \varphi(x, y, z, \dots), \quad (IV.1)$$

где x, y, z — измеренные величины, и характеризуют средней квадратической ошибкой

$$m_F = \mu \sqrt{\frac{1}{p_F}}, \quad (IV.2)$$

в которой μ — средняя квадратическая ошибка единицы веса, полученная из уравнивания либо принимаемая по инструкции или согласно выполненному расчету; $1:p_F$ — обратный вес оцениваемой величины.

Обратный вес оцениваемого элемента находят по формулам, применительным к типовым построениям сети или по схеме решения нормальных уравнений.

Проект сети наносят на топографический план в масштабе $1:5000$ — $1:10\,000$. Транспортиром на плане измеряют углы в сети, составляют условные уравнения, принимая свободные члены равными нулю.

Для оцениваемого элемента сети составляют весовую функцию, выражая ее через поправки измеренных величин, затем присоединяют к условным уравнениям сети.

В результате совместного решения нормальных уравнений по схеме Гаусса находят обратный вес функции оцениваемого элемента по формуле

$$\frac{1}{p_F} = [ff] - \frac{[af]^2}{[aa]} - \frac{[bf.1]^2}{[bb.1]} - \frac{[cf.2]}{[cc.2]} - \dots \quad (IV.3)$$

Практическое применение этого метода расчета проиллюстрировано на примере в § 36.

§ 35. МЕТОДЫ ПРЕДВЫЧИСЛЕНИЯ ТОЧНОСТИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ СЕТИ ТРИАНГУЛЯЦИИ

При наличии на большой территории пунктов главной геодезической основы (рис. 38) производят сгущение сети. Для этого необходимо предвычисление ожидаемых ошибок в элементах сети

нового построения с целью установления допусков при измерениях и соответствующей организации производства работ.

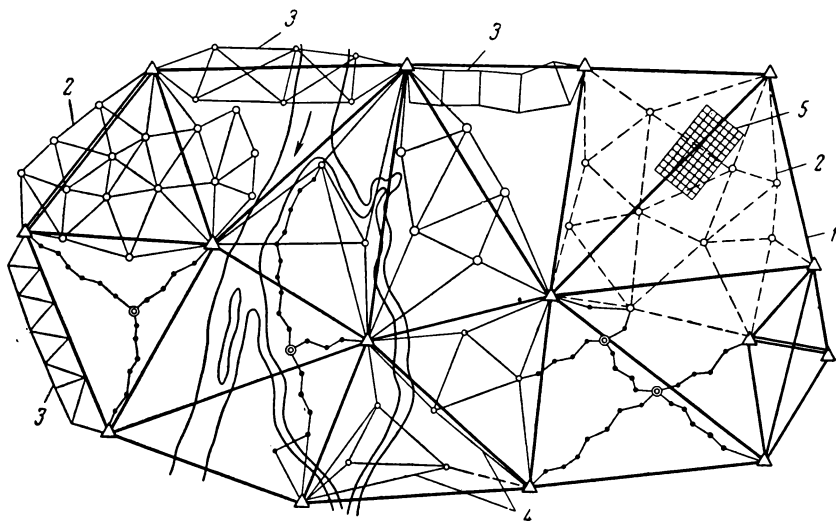


Рис. 38. Главная геодезическая сеть и последующее сгущение пунктов в разное время

1 — главная геодезическая сеть; 2 — сгущения пунктов построением сети триангуляции; 3 — построение ряда из треугольников и четырехугольников; 4 — вставка пунктов триангуляции в стороны главной геодезической сети; 5 — строительная сетка

Форма треугольников при построении сети триангуляции существенно влияет на точность определения длин сторон.

При вычислениях дирекционных углов и длин сторон треугольников и координат триангуляционного ряда в углы предварительно вводят поправки за $\frac{1}{3}$ невязки треугольника с обратным знаком.

А. Оценка точности длины стороны, составленной цепью треугольников. В запроектированной цепи треугольников (рис. 39, а) обратный вес стороны a_n равен

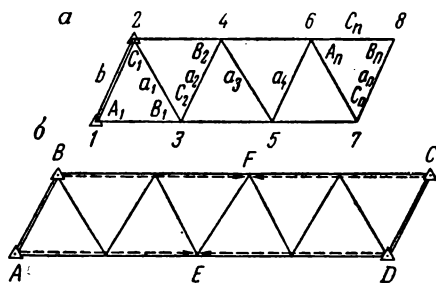


Рис. 39. Цепи треугольников

$$\frac{1}{p_a} = \frac{2}{3} a_n^2 \sum_{i=1}^n (\operatorname{ctg}^2 A_i + \operatorname{ctg}^2 B_i + \operatorname{ctg} A_i \operatorname{ctg} B_i), \quad (\text{IV.4})$$

где

$$a_n = b \frac{\sin A_1 \sin A_2 \dots \sin A_n}{\sin B_1 \sin B_2 \dots \sin B_n}. \quad (\text{IV.5})$$

Среднюю квадратическую ошибку в стороне a_n , обусловленную ошибками углов, согласно (IV.2) — (IV.5) находят по формуле

$$m_{a_n}^2 = \frac{m^2}{\rho^2} \frac{1}{p_{a_n}} = \frac{m^2}{\rho^2} \frac{2}{3} a_n^2 \sum_{i=1}^n (\operatorname{ctg}^2 A_i + \operatorname{ctg}^2 B_i + \operatorname{ctg} A_i \operatorname{ctg} B_i), \quad (\text{IV.6})$$

где m — средняя квадратическая ошибка измерения углов (в сек); $\rho = 206265''$

В относительной мере с учетом (IV.5) будем иметь

$$\frac{m_{a_n}}{a_n} = \frac{m}{\rho} \sqrt{\frac{2}{3} \sum_{i=1}^n (\operatorname{ctg}^2 A_i + \operatorname{ctg}^2 B_i + \operatorname{ctg} A_i \operatorname{ctg} B_i)} \quad (\text{IV.7})$$

Если влияние ошибки m_b исходной стороны нельзя не учитывать, то формула (IV.6) примет вид

$$m_{a_n}^2 = \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 a_n^2 + \frac{2}{3} a_n^2 \frac{m^2}{\rho^2} \sum_{i=1}^n (\operatorname{ctg}^2 A_i + \operatorname{ctg}^2 B_i + \operatorname{ctg} A_i \operatorname{ctg} B_i) \quad (\text{IV.8})$$

и формула (IV.7)

$$\frac{m_{a_n}}{a_n} = \sqrt{\frac{m_b^2}{b^2} + \frac{2}{3} \frac{m^2}{\rho^2} \sum_{i=1}^n (\operatorname{ctg}^2 A_i + \operatorname{ctg}^2 B_i + \operatorname{ctg} A_i \operatorname{ctg} B_i)}. \quad (\text{IV.9})$$

Если бы потребовалось вычислить относительную среднюю квадратическую ошибку стороны c_n n -го треугольника, то в соответствии с формулой (IV.9) имели бы

$$\frac{m_{c_n}}{c_n} = \sqrt{\left(\frac{m_b}{b}\right)^2 + \frac{2}{3} \frac{m^2}{\rho^2} \left[\sum_{i=1}^{n-1} (\operatorname{ctg}^2 A_i + \operatorname{ctg}^2 B_i + \operatorname{ctg} A_i \operatorname{ctg} B_i) + \right.} \\ \left. + \operatorname{ctg}^2 C_n + \operatorname{ctg}^2 B_n + \operatorname{ctg} C_n \operatorname{ctg} B_n \right]}. \quad (\text{IV.10})$$

В равностороннем треугольнике

$$\operatorname{ctg}^2 A_i + \operatorname{ctg}^2 B_i + \operatorname{ctg} A_i \operatorname{ctg} B_i = 1. \quad (\text{IV.11})$$

Поэтому при построении цепи треугольников из равносторонних треугольников в формулах (IV.6) — (IV.10) значение выражения суммы равно n .

Выражение

$$\frac{2}{3} (\operatorname{ctg}^2 A_i + \operatorname{ctg}^2 B_i + \operatorname{ctg} A_i \operatorname{ctg} B_i)$$

называют величиной влияния геометрической формы i -го треугольника на оценку определяемого элемента сети триангуляции.

Расчетные формулы оценки определяемого элемента представляют и в ином виде, используя приближенные равенства

$$\left. \begin{aligned} \frac{\Delta a}{a} &= \frac{\Delta \lg s}{\eta} \\ \frac{\operatorname{ctg} A}{\rho} &= \frac{\delta_A}{\eta}, \quad \frac{\operatorname{ctg} B}{\rho} = \frac{\delta_B}{\eta} \end{aligned} \right\} \quad (\text{IV.12})$$

где $\eta = 0,434 \cdot 10^6$ — модуль непервых логарифмов; δ_A, δ_B — изменения логарифмов синусов углов соответственно A и B при перемещении их на одну секунду; $\rho = 206265''$.

Тогда формула (IV.9) получит выражение

$$\frac{m_{a_n}}{a_n} = \frac{m_{lg a_n}}{\eta} = \sqrt{\left(\frac{m_b}{b}\right)^2 + \left(\frac{m}{\eta}\right)^2 \cdot \frac{2}{3} \sum_{i=1}^n (\delta_{A_i}^2 + \delta_{B_i}^2 + \delta_{A_i} \delta_{B_i})} \quad (IV.13)$$

($m_{lg a_n}$ — средняя ошибка в логарифме стороны a_n) или

$$m_{lg a_n} = \sqrt{m_{lg b}^2 + \frac{2}{3} m^2 \sum_{i=1}^n (\delta_{A_i}^2 + \delta_{B_i}^2 + \delta_{A_i} \delta_{B_i})}; \quad (IV.14)$$

для краткости записи обозначают

$$R_i = \delta_{A_i}^2 + \delta_{B_i}^2 + \delta_{A_i} \delta_{B_i},$$

тогда

$$m_{lg a_n} = \sqrt{m_{lg b}^2 + \frac{2}{3} m^2 \sum_{i=1}^n R_i}. \quad (IV.15)$$

Значения R_i находят по специально составленной таблице, приводимой в руководствах по триангуляции.

Среднюю квадратическую ошибку дирекционного угла стороны последнего треугольника ряда вычисляют по формуле

$$m_{a_n} = \sqrt{m_{a_0}^2 + m^2 \frac{2}{3} n} \quad (IV.16)$$

и при безошибочном значении исходного дирекционного угла

$$m_{a_n} = m \sqrt{\frac{2}{3} n}. \quad (IV.17)$$

Б. Ошибка продольного сдвига конечной точки ряда из равносторонних треугольников. Применительно к схеме, приведенной на рис. 39, а, ошибку продольного сдвига определяемой точки или продольную ошибку диагонали L ряда вычисляют по формуле проф. А. С. Чеботарева

$$m_i^2 = L^2 \left(\frac{m_b^2}{b^2} - \frac{4k^2 - 3k + 5}{9k} \cdot \frac{m^2}{\rho^2} \right), \quad (IV.18)$$

где $\frac{m_b}{b}$ — относительная ошибка исходной стороны; m — средняя квадратическая ошибка измерения угла; k — число промежуточных сторон, составляющих длину диагонали ряда; $L = ks$ (s — длина стороны треугольника).

При четном числе равносторонних треугольников диагонали по обоим сторонам ряда равны между собой, при нечетном — будут различаться на длину стороны треугольников.

Так, продольная ошибка бóльшей диагонали ряда при $L = 5,0$ км, $m_b : b = 1 : 120\,000$, $m = \pm 2''$, $k = 2$, $\rho = 206265''$ будет по (IV.18) равна

$$m_t = \sqrt{\left(\frac{5 \cdot 10^5}{12 \cdot 10^4}\right)^2 + \frac{4 \cdot 4 - 3,2 + 5}{9 \cdot 2} \left(\frac{2 \cdot 5 \cdot 10^5}{2,06 \cdot 10^5}\right)^2} = \pm 6,0 \text{ см.}$$

При пренебрегаемо малой ошибке исходной стороны относительная ошибка диагонали ряда будет

$$\frac{m_t}{L} = \frac{m}{\rho} \sqrt{\frac{4k^2 - 3k + 5}{9k}}. \quad (\text{IV.19})$$

Ряд цепи можно рассматривать как построение для косвенного определения строго вытянутого хода полигонометрии между двумя твердыми пунктами. Если предельная относительная невязка хода полигонометрии IV класса не должна превышать $1 : 25\,000$, то можно принять $m_t : L = 1 : 50\,000$, и при $k = 3$ по (IV.19) найдем

$$m = \frac{1 \cdot 2,06 \cdot 10 \cdot 3 \sqrt{3}}{5 \cdot 10^4 \sqrt{36 - 9 + 5}} = \pm 3,8'';$$

соответственно допустимая невязка в углах треугольников не должна превышать

$$f_\beta = m \sqrt{3} = \pm 3,8'' \cdot 1,73 = \pm 6,6''.$$

В. Поперечный сдвиг конечной точки триангуляционного ряда. В случае прямолинейности триангуляционного ряда ошибку в направлении диагонали ряда вычисляют по формуле

$$m_a = m \sqrt{\frac{(2n+1)(n+1)}{6n}}, \quad (\text{IV.20})$$

причем здесь $(n+1)$ — номер определяемой точки на конце диагонали.

Номер определяемой точки можно выразить числом k промежуточных сторон, составляющих диагонали ряда, и в формуле (IV.20) следует вместо n подставить $k+1$. Например, ошибка дирекционного угла диагонали L обусловит поперечную ошибку m_u сдвига точки на конце ряда. В соответствии с (IV.20)

$$m_u = \frac{m}{\rho''} L \sqrt{\frac{(2k+3)(k+2)}{6(k+1)}} \quad (\text{IV.21})$$

или с учетом ошибки m_{a_b} — дирекционного угла выходной стороны

$$m_u = \frac{L}{\rho''} \sqrt{m_{a_b}^2 + m^2 \frac{(2k+3)(k+2)}{6(k+1)}}. \quad (\text{IV.22})$$

Так, если $L = 5$ км, $m_{a_b} = \pm 1,5''$, $m = 1,0''$, $k = 1$, то по (IV.22) найдем

$$m_u = \frac{5 \cdot 10^5}{2,06 \cdot 10^5} \sqrt{(1,5)^2 + 1^2 \frac{(2+3)(1+2)}{6(1+1)}} = \pm 4,5 \text{ см.}$$

Г. Триангуляционный ряд, опирающийся на две выходные стороны высшего разряда (рис. 39, б). Среднюю квадратическую ошибку длины и дирекционного угла связующей стороны подсчитывают по формуле [71]

$$M_{a_k} = \frac{m_1 m_2}{\sqrt{m_1^2 + m_2^2}}, \quad (\text{IV.23})$$

где m_1 , m_2 — средние квадратические ошибки связующей стороны, подсчитанные от одной и от другой выходных сторон, выраженные в единицах шестого знака логарифма.

Определением весового среднего уменьшается поперечный сдвиг ряда примерно в 1,5 раза, а также повышается точность определения дирекционных углов сторон ряда.

§ 36. ОПРЕДЕЛЕНИЕ СИСТЕМЫ ПУНКТОВ МЕТОДОМ ТРИАНГУЛЯЦИИ

Одним из маневренных и простых методов сгущения пунктов плановой сети является триангуляционный.

1. Способ вставки пунктов между сторонами триангуляции [46, вып. 1], сущность которого заключается в том, что в середине участка намечают два пункта 1 и 2 (рис. 40, а) так, чтобы имелась видимость между ними и с них на пункты главной сети. В дальнейшем пункты вставки используют при условии видимости с каждого из них на два пункта главной сети и на пункты предыдущих построений. Здесь не обязательно следить за формой треугольника, образуемого смежными тремя определяемыми пунктами.

2. Построение вытянутого геодезического четырехугольника. Построением геодезического четырехугольника можно осуществить переход от длинной диагонали к короткой. Чтобы установить необходимую точность измерений элементов сети, следует выполнить расчеты по правилам предвычисления веса выходной стороны в соответствии с формулами (IV. 2) и (IV. 3).

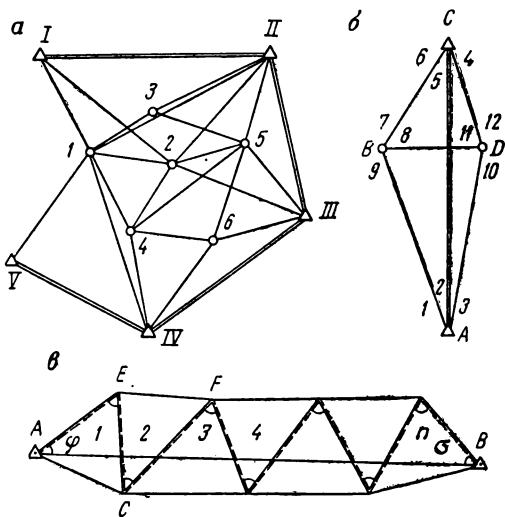


Рис. 40. Схемы сгущения пунктов

Пусть в запроектированной сети из геодезического четырехугольника $ABCD$ (рис. 40, б) на плане транспортом измерены углы, выписанные в табл. 26. Необходимо установить величину допустимой средней квадратической ошибки измерения углов, чтобы сторону BD определить с относительной ошибкой не более 1 : 50 000; сторона AC принимается за безошибочную.

Т а б л и ц а 26

Разности направлений	Углы	Изменения $\frac{\log \sin}{(\delta)}$	Разности направлений	Углы	Изменения $\frac{\log \sin}{(\delta)}$
3—1	24,6°	4,6	2—1	19,8°	—
9—8	74,9	0,6	6—5	27,7	4,0
11—10	80,5	0,4	9—7	132,5	—1,9
6—4	36,4	2,8	3—2	4,8	25,1
8—7	57,6	1,3	5—4	8,7	13,8
12—11	86,0	—	12—10	166,5	—

Число условий в геодезическом четырехугольнике: фигур — 3, полюсное — 1.

Вид условий фигур:

$$\triangle ABC : (2) - (1) + (6) - (5) + (9) - (7) = 0, \quad (a)$$

$$\triangle ABD : (3) - (1) + (9) - (8) + (11) - (10) = 0, \quad (b)$$

$$\triangle CBD : (6) - (4) + (8) - (7) + (12) - (11) = 0. \quad (c)$$

Полюсное условие, выраженное через синусы углов, полюс D :

$$\frac{\sin (9-8) \sin (6-4) \sin (3-2)}{\sin (3-1) \sin (8-7) \sin (5-4)} = 1.$$

После логарифмирования полюсного условия, принимая во внимание соотношение $\lg \sin [A + \Delta A] = \lg \sin A + \delta_A (\Delta A)''$, где δ_A — изменение шестого знака логарифма синуса угла A при изменении его на одну секунду, получим

$$\delta_{9-8} [(9) - (8)] + \delta_{6-4} [(6) - (4)] + \delta_{3-2} [(3) - (2)] - \\ - \delta_{3-1} [(3) - (1)] - \delta_{8-7} [(8) - (7)] - \delta_{5-4} [(5) - (4)] + \omega_4 = 0$$

или, подставив значения δ из табл. 26 и приведя подобные члены,

$$+ 4,6 (1) - 25,1 (2) + 20,5 (3) + 11,0 (4) - 13,8 (5) + 2,8 (6) + \\ + 1,3 (7) - 1,9 (8) + 0,6 (9) + \omega_4 = 0. \quad (d)$$

В уравнении (d) сумма коэффициентов должна равняться нулю. Составим в логарифмической форме функцию, вес которой подлжит определению,

$$F = \lg \frac{\sin (9-7)' \sin (11-10)'}{\sin (6-5)' \sin (3-1)'},$$

причем штрихи указывают на значения уравненных направлений. Далее

$$F = F_0 + \delta_{9-7} [(9) - (7) + \delta_{11-10} [(11) - (10)] - \\ - \delta_{6-5} [(6) - (5) - \delta_{3-1} [(3) - (1)]].$$

Величину F_0 не вычисляют, а весовая функция после подстановки δ из табл. 26 примет вид

$$\Delta F = 4,6 (1) - 4,6 (3) + 4,0 (5) - 4,0 (6) + 1,9 (7) - 1,9 (9) - \\ - 0,4 (10) + 0,4 (11). \quad (f)$$

Коэффициенты условных уравнений (a) — (d) и весовой функции (f) выпишем в табл. 27.

Т а б л и ц а 27

№ на- прав- ления	a	b	c	d	f	s
1	—1	—1		+4,6	+4,6	+7,2
2	+1			—25,1		—24,1
3		+1		+20,5	—4,6	+16,9
4			—1	+11,0		+10,0
5	—1			—13,8	+4,0	—10,8
6	+1		+1	+2,8	—4,0	+0,8
7	—1		—1	+1,3	+1,9	+1,2
8		—1	+1	—1,9		—1,9
9	+1	+1		+0,6	—1,9	+0,7
10		—1			—0,4	—1,4
11		+1	—1		+0,4	+0,4
12			+1			+1,0

В графе s табл. 27 выписаны построчные суммы коэффициентов. По данным табл. 27 составим нормальные уравнения и суммы произведений

$$+ 6k_1 + 2k_2 + 2k_3 - 13,8k_4 + w_1 = 0; \quad [af] = -16,4 \\ + 6k_2 - 2k_3 + 18,4k_4 + w_2 = 0; \quad [bf] = -10,3 \\ + 6k_3 - 11,4k_4 + w_3 = 0; \quad [cf] = -6,3 \\ + 1396,3k_4 + w_4 = 0; \quad [df] = -138,2 \\ [as] = +20,2; \quad [bs] = +14,1; \quad [ff] = +81,9 \\ [cs] = -11,7; \quad [ds] = +1251,2; \quad [fs] = -89,4.$$

Нормальные уравнения решают по схеме Гаусса, а для определения обратного веса $1:p_F$ оцениваемого элемента вводят дополнительную колонку f (табл. 28).

Согласно полученной величине обратного веса и принимая среднюю ошибку направления $\mu = \frac{m}{\sqrt{2}}$ (m — средняя квадратичес-

кая ошибка измеренного угла), выразим среднюю ошибку в логарифме определяемой диагонали BD :

$$m_{lg DB} = \mu \sqrt{\frac{1}{p_F}}, \quad (IV.24)$$

$$(m_{lg DB} = m_{lg a}),$$

откуда, имея в виду равенство

$$m_a : a = m_{lg a_n} : \eta \cdot 10^6,$$

$$\mu = \frac{m_a}{a} \eta \cdot 10^6 \sqrt{p_F} \quad (IV.25)$$

($\eta = 0,434$).

Т а б л и ц а 28

k_1	k_2	k_3	k_4	f	s
+6	+2 -0,3334	+2 -0,3334	-13,8 +4,3005	-16,4 +2,7339	-20,2 +3,3673
	+6,0 +5,33	-2 -2,67 +0,5009	+18,4 +23,0 -4,3148	-10,3 -4,83 +0,9061	+14,1 +20,83 -3,9077
		+6 3,99	-11,4 +4,71 -1,1775	-6,3 -3,26 +0,8150	-11,7 +5,46 -1,3650
			+1396,3 +1259,85	-138,2 -151,25 +0,1196	+1251,2 +1108,56
				+81,90 -69,92	-89,40 +101,00
			1 : $p_F = 11,98$		+11,60

Подставив числовые величины в (IV.25), получим

$$\mu = \frac{1}{5 \cdot 10^4} \cdot 0,434 \cdot 10^6 \sqrt{\frac{1}{12}} = \pm 2,5'',$$

а

$$m = \mu \sqrt{2} = \pm 2,5'' \sqrt{2} = \pm 3,5''.$$

Из этого следует, что в рассматриваемой сети угловые невязки в треугольниках не должны превышать величины

$$f_{\Delta} = \pm m \sqrt{3} = \pm 3,5'' \sqrt{3} = \pm 6,1''.$$

3. Способ вставки цепи треугольников между пунктами главной геодезической сети (рис. 40, в). При этом спо-

собе измеряют углы во всех треугольниках цепи. Уравнивание цепи сводится к исправлению измеренных углов на треть невязки в соответствующем треугольнике.

Дальнейшие вычисления длин сторон и координат вершин треугольников выполняют в условной системе, назначив произвольное значение длины s' и дирекционного угла α' одной из сторон (например, AE) любого крайнего треугольника цепи. По условным координатам конечных пунктов (являющихся одновременно и исходными) цепи вычисляют расстояние L и дирекционный угол α_L створа AB . Длину L_0 и дирекционный угол α_0 створа, ограниченного этими же исходными пунктами, вычисляют по координатам в общестроительной системе.

Далее, обозначив действительную длину s исходной стороны AE цепи, составляют пропорцию

$$\frac{s}{s'} = \frac{L_0}{L}, \quad (IV.26)$$

откуда $s = \frac{L_0}{L} s'$ или, принимая $L_0 : L = k$,

$$s = ks'. \quad (IV.27)$$

Действительный дирекционный угол α исходной стороны AE цепи треугольников будет

$$\alpha = \alpha' + \alpha_0 - \alpha_L. \quad (IV.28)$$

Затем вводят поправки в ориентирование и длины сторон цепи триангуляции, вычисляют окончательные значения координат.

4. Построение цепи равносторонних треугольников. С целью как сгущения пунктов, так и определения длины отдельных коротких линий на стороне триангуляции может быть построена цепь равносторонних треугольников (см. рис. 39, 40, *в*).

Для того чтобы вычислить относительную ошибку длины удаленной стороны в сети 4 класса, составленной из трех равносторонних треугольников (см. рис. 39, *а*), следует исходить из требования ограничить относительную среднюю квадратическую ошибку наиболее слабой стороны в триангуляции 4 класса величиной $1 : 50000$ (см. табл. 24), а среднюю квадратическую ошибку измерения угла $m_\beta = \pm 2,5''$.

Если принять исходную сторону сети за безошибочную, а $\rho = 206265''$, то в соответствии с (IV.7) и (IV.11)

$$\frac{m_a}{a} = \frac{m}{\rho} \sqrt{\frac{2}{3} \cdot n} = \frac{2,5}{206 \cdot 10^5} \sqrt{\frac{2}{3} \cdot 3} = \frac{1}{59000}.$$

Результат показывает, что поставленное условие выдерживается.

5. Триангуляционные сети 1 и 2 разряда. а) Сеть развивают в виде висечей цепи (см. рис. 39, *а*), в которой никаких условий, кроме условий фигур, не возникает.

В этих сетях обычно применяют более простой способ обработки результатов наблюдений, поэтому при расчетах, если

выполнено уравнивание за условие фигур и учтены ошибки исходных данных, пользуются формулами [93]

$$\left. \begin{aligned} \left(\frac{m_{u'}}{L}\right)^2 &= \left(\frac{m_a}{\rho}\right)^2 + \left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2 \frac{n+2,5}{6} \\ \left(\frac{m_{t'}}{L}\right)^2 &= \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 + \left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2 \frac{4n+3}{9} \end{aligned} \right\}, \quad (\text{IV.29})$$

где $m_{u'} : L$ и $m_{t'} : L$ — относительные средние квадратические ошибки сдвига конечной точки висячей цепочки длиной L ; m_a , m_b и m_β — соответственно средние квадратические ошибки дирекционного угла, базиса и измеряемых углов; n — число сторон в ходовой линии.

Ошибка положения конечной точки ходовой линии определяется формулой

$$M = \sqrt{m_{u'}^2 + m_{t'}^2}. \quad (\text{IV.30})$$

Предполагая, что исходные данные безошибочные, и учитывая (IV.29),

$$M = L \frac{m_\beta}{\rho} \sqrt{\frac{11n+13,5}{18}}, \quad (\text{IV.31})$$

Здесь $m_\beta = \sqrt{\frac{[f_\beta^2]}{3k}}$ (где f_β — невязки в треугольниках, k — число треугольников в цепи, $k = 2n$).

Предположим, что точка P находится от точки B на расстоянии $L = 2500$ м и определена в результате построения висячей цепочки из четырех равносторонних треугольников.

Если углы треугольников измерены со средней квадратической ошибкой $m_\beta = \pm 2''$, а исходная сторона принята за безошибочную, то по (IV.31), найдем

$$M = \pm 3,5 \text{ см.}$$

б) Цепь треугольников, опирающаяся на твердые стороны. Сеть делят на две примерно равные висячие цепи (см. рис. 40) и вычисляют координаты общих точек по каждой части аналогично рассмотренному выше примеру. Среднюю величину несходимости координат точек подсчитывают в соответствии с формулой (IV.30)

$$M = \sqrt{2(m_{u'}^2 + m_{t'}^2)}. \quad (\text{IV.32})$$

Если разность координат не превышает допустимой величины, то за окончательные принимают средние значения координат этих точек.

§ 37. ПРЕДВЫЧИСЛЕНИЕ ОШИБОК ЭЛЕМЕНТОВ В НАБЛЮДАЕМЫХ ТРЕУГОЛЬНИКАХ

На территории строительства возникает необходимость в восстановлении в разных местах утраченных и определении дополнительных пунктов.

1. В треугольнике с восстанавливаемым или определяемым пунктом C (рис. 41, a) измеряют все углы, вычисляют угловую невязку и распределяют ее поровну на все углы.

Оценку точности длин определяемых сторон выполняют согласно (IV.9)

$$\left. \begin{aligned} \left(\frac{m_{s_1}}{s_1}\right)^2 &= \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 + \frac{2}{3} \frac{m_\beta^2}{\rho^2} [\operatorname{ctg}^2 \beta_1 + \operatorname{ctg}^2 \beta_3 + \operatorname{ctg} \beta_1 \operatorname{ctg} \beta_3] \\ \left(\frac{m_{s_2}}{s_2}\right)^2 &= \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 + \frac{2}{3} \frac{m_\beta^2}{\rho^2} [\operatorname{ctg}^2 \beta_2 + \operatorname{ctg}^2 \beta_3 + \operatorname{ctg} \beta_2 \operatorname{ctg} \beta_3] \end{aligned} \right\} \quad (\text{IV.33})$$

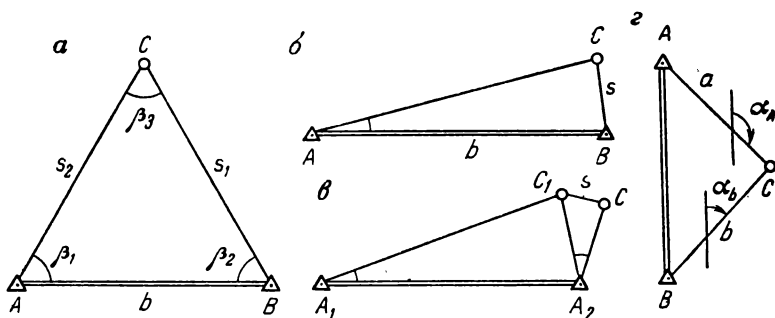


Рис. 41. Построение треугольников

Применительно к рассматриваемому треугольнику связи ошибка положения точки C относительно B определится по формуле проф. Ф. Н. Красовского [46])

$$M = \sqrt{\frac{s_1^2 + s_2^2 + b^2}{3 \sin^2 \beta_3} \left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2 + \left(\frac{m_b}{b} s_2\right)^2 + \left(\frac{m_\alpha}{\rho} s_2\right)^2}. \quad (\text{IV.34})$$

Второй член слагаемого под корнем выражает влияние ошибки измерения базиса m_b , а третий — его ориентирования m_α на точность положения определяемого пункта.

Принимая за безошибочные координаты исходных пунктов A и B , перепишем формулу в виде

$$M = \frac{m_\beta}{\rho \sin \beta_3} \sqrt{\frac{s_1^2 + s_2^2 + b^2}{3}}. \quad (\text{IV.35})$$

Если выразить определяемые стороны треугольника через базис

$$s_1 = b \frac{\sin \beta_1}{\sin \beta_3}, \quad s_2 = b \frac{\sin \beta_2}{\sin \beta_3}, \quad (\text{IV.36})$$

то получим

$$M = \frac{m_\beta b}{\rho \sin^2 \beta_3} \sqrt{\frac{\sin^2 \beta_1 + \sin^2 \beta_2 + \sin^2 \beta_3}{3}} \quad (\text{IV.37})$$

В равностороннем треугольнике согласно (IV.35)

$$M = \frac{m_{\beta}}{\rho} 1,16b. \quad (\text{IV.38})$$

При $b = 2,5$ км и $m_{\beta} = 4''$ найдем $M = \pm 5,6$ см.

Имея в виду, что ошибки в положении пунктов сгущения допускают в среднем 5—6 см [52, стр. 19], вычисленная величина соответствует установленной норме.

Для оценки элементов треугольника служат формулы: средней квадратической ошибки дирекционного угла определяемой стороны s_1 или s_2 — формула (IV.16) и относительной средней квадратической ошибки длины определяемой стороны.

$$\frac{m_s}{s} = \sqrt{\left(\frac{M}{s}\right)^2 - \left(\frac{m_{\alpha_s}}{\rho}\right)^2}. \quad (\text{IV.39})$$

2. Построение вытянутого треугольника. Если вблизи одного из пунктов, например B , стороны AB сети необходимо определить дополнительную точку C (рис. 41, б), то наблюдают все три угла треугольника. После вычисления угловой невязки и распределения ее на все углы поровну с обратным знаком находят длины определяемых сторон и решают прямую геодезическую задачу. Для предвычисления относительной средней квадратической ошибки можно воспользоваться формулой (IV.7), приняв исходную сторону AB за безошибочную.

Предположим, требуется определить сторону BC треугольника с относительной средней квадратической ошибкой $m_s : s = 1 : 20\,000$, если $\angle A = 15^\circ$ и $\angle B = 85^\circ$. Необходимо установить точность измерения углов (m_{β}). Так как величина

$$\begin{aligned} & \sqrt{\text{ctg}^2 15^\circ + \text{ctg}^2 85^\circ + \text{ctg} 15^\circ \text{ctg} 85^\circ} = \\ & = \sqrt{(3,73)^2 + (0,09)^2 + (3,73 \cdot 0,09)} = 3,78, \end{aligned}$$

то из (IV.7)

$$m_{\beta} = \frac{1 \cdot 2,06 \cdot 10^6}{2 \cdot 10^4 \cdot 3,78} \sqrt{\frac{3}{2}} = \pm 3,2''.$$

Отношение длин исходной и определяемой сторон составит

$$\frac{b}{s} = \frac{\sin B}{\sin A} = \frac{0,996}{0,259} = 3,8.$$

Переход от длинных сторон триангуляции главной геодезической сети к сторонам малых фигур нового построения может быть осуществлен по схеме базисной сети.

3. Построение сети из прямоугольных треугольников. Когда направление с пункта A_2 на определяемую точку C (рис. 41, в) расположено под тупым углом к исходной стороне A_1A_2 , переход от большой стороны сети A_1A_2 к малой C_1C нового построения может быть осуществлен построением базисной сети из подобных прямоугольных треугольников [46].

Решая предыдущую задачу для двух подобных прямоугольных треугольников и применяя формулу (IV.7), будем иметь

$$\frac{m_s}{s} = \sqrt{\frac{2}{3}} \frac{m''}{\rho''} \operatorname{ctg} A \sqrt{2} = \frac{2}{\sqrt{3}} \frac{m''}{\rho''} \operatorname{ctg} A, \quad (\text{IV.40})$$

откуда после подстановки числовых значений получим

$$m = \frac{1 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot \sqrt{3}}{2 \cdot 10^4 \cdot 2 \cdot 3,73} = \pm 2,3''.$$

При этом по длине определяемая линия будет меньше исходной приблизительно в $(3,8)^2 = 14,4$ раза.

Если необходимо сохранить уменьшение длины определяемой линии по отношению к исходной в 3,8 раза, то величину угла в прямоугольных треугольниках найдем по формуле

$$A = \arcsin \sqrt{\frac{s}{b}}. \quad (\text{IV.41})$$

Имея в виду, что $s:b = 1:3,8$, получим $A \cong 30,8^\circ$. В таком случае углы в треугольнике следует измерять с ошибкой не более (согласно IV.40)

$$m_\beta = \frac{1 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \sqrt{3}}{2 \cdot 10^4 \cdot 2 \cdot 1,58} = \pm 5,2''.$$

4. Линейная засечка. От исходных пунктов A, B (рис. 41, з), координаты которых известны, по направлениям α_a, α_b на определяемую точку C измеряют расстояния a и b со средними квадратическими ошибками соответственно m_a и m_b .

Для оценки точности координат точки, определяемой линейной засечкой, применяют формулы:

$$\left. \begin{aligned} m_x^2 &= \frac{m_a^2 \sin^2 \alpha_a + m_b^2 \sin^2 \alpha_b}{\sin^2 \gamma} \\ m_y^2 &= \frac{m_a^2 \cos^2 \alpha_a + m_b^2 \cos^2 \alpha_b}{\sin^2 \gamma} \end{aligned} \right\} \quad (\text{IV.42})$$

(γ — угол при определяемой точке).

Среднюю квадратическую ошибку в положении точки относительно исходных пунктов находят согласно (IV.33) по формуле

$$M = \frac{\sqrt{m_a^2 + m_b^2}}{\sin \gamma}. \quad (\text{IV.43})$$

При измерении линий светодальномером, например СТ-65, средние квадратические ошибки в длинах линии можно считать одинаковыми, определяемыми по формуле

$$m_s = \pm (15 + 3D \text{ км}) \text{ мм.}$$

Поэтому в равностороннем треугольнике с $s = 4$ км и $m_a = m_b = m_s$ согласно (IV.43) средняя квадратическая ошибка положения определяемого пункта составит

$$M = \pm 1,6m_s = \pm 4,3 \text{ см.}$$

Таким образом, и в этом случае при общих условиях обеспечивается необходимая точность положения определяемого пункта.

Ожидаемую среднюю квадратическую ошибку в расстоянии между двумя одиночно определенными пунктами находят по формуле

$$M_s = \sqrt{M_1^2 + M_2^2}. \quad (\text{IV.44})$$

§ 38. ОШИБКА ПОЛОЖЕНИЯ ПУНКТА, ОПРЕДЕЛЯЕМОГО УГЛОВОЙ ЗАСЕЧКОЙ

Для контроля и повышения точности определения положения одиночного пункта следует производить избыточные измерения элементов в схеме построения или включать большее число исходных пунктов.

Если для определения положения пункта засечками обозначить общее число измеренных направлений через D , то должно соблюдаться неравенство

$$D - n - 2 = t \geq 1, \quad (\text{IV.45})$$

где n — число пунктов, с которых велись наблюдения;

t — число избыточных и мерений.

Чем больше избыточных измерений в схеме построения, тем точнее определяется положение пункта.

1. Если не представляется возможным произвести избыточные измерения, как в случае прямой угловой засечки с одного базиса, то обязательно во вторую руку проверяют полевые измерения, выписку исходных данных и вычисление координат определяемой точки Q (рис. 42, а).

По известной стороне $AB = b$ и прилежающим к ней углам β_1 и β_2 вычисляют по теореме синусов все остальные элементы треугольника: длины сторон s_1 , s_2 и угол γ между ними:

$$\left. \begin{aligned} \gamma &= 180^\circ - (\beta_1 + \beta_2) \\ s_1 &= b \frac{\sin \beta_2}{\sin (\beta_1 + \beta_2)} = b \frac{\sin \beta_2}{\sin \gamma} \\ s_2 &= b \frac{\sin \beta_1}{\sin (\beta_1 + \beta_2)} = b \frac{\sin \beta_1}{\sin \gamma} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{IV.46})$$

Принимая базис засечки за безошибочный, средние квадратические ошибки координат и положения пункта вычисляют по формулам [93]

$$\left. \begin{aligned} m_x^2 &= \frac{m_p^2 (s_1^2 \cos^2 \alpha_2 + s_2^2 \cos^2 \alpha_1)}{\rho^2 \sin^2 \gamma}, \quad m_y^2 = \frac{m_p^2 (s_1^2 \sin^2 \alpha_2 + s_2^2 \sin^2 \alpha_1)}{\rho^2 \sin^2 \gamma} \\ M^2 &= \frac{m_p^2 (s_1^2 + s_2^2)}{\rho^2 \sin^2 \gamma} \end{aligned} \right\} \quad (\text{IV.47})$$

или, с учетом равенства (IV.46),

$$M = \frac{m_\beta b}{\rho'' \sin^2 \gamma} \sqrt{\sin^2 \beta_1 + \sin^2 \beta_2}, \quad (\text{IV.48})$$

где m_β — средняя квадратическая ошибка измерения угла.

Из формулы (IV.48) вытекает, что при одной и той же ошибке измерения углов ошибка M положения определяемого пункта

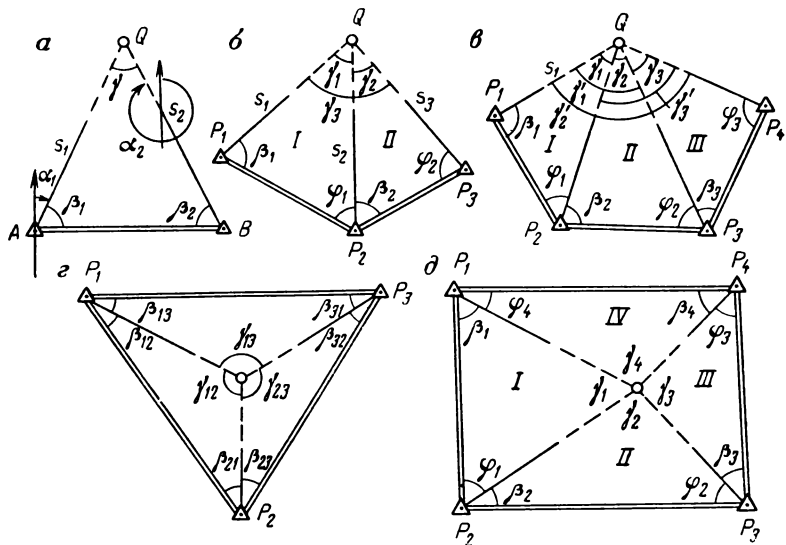


Рис. 42. Определение пункта прямой угловой засечкой

зависит от величины базиса и прилежащих углов. Когда угол засечки γ приближается к 90° , засечка получается точнее. Наиболее точно положение пункта, определяемого угловой засечкой, находится из равнобедренного треугольника с углом засечки, равным $109^\circ 28' [93]$.

В равностороннем треугольнике

$$M = 1,63b \frac{m_\beta}{\rho}. \quad (\text{IV.49})$$

При $b = 2,5$ км и $m_\beta = 3''$ по (IV.49) найдем $M = \pm 5,9$ см.

Полученное значение ошибки в положении определяемой точки несколько больше принятой величины для пунктов сгущения сети, поэтому необходимо включить в задание измерение и угла засечки в точке Q , либо угловую засечку осуществить с трех пунктов.

2. При многократной прямой угловой засечке координаты искомого пункта получают из строгого уравнивания либо (при небольших длинах сторон) вычисляют, как и в случае простой засечки, с одного базиса, но по каждому из двух треугольников, а за окончательный результат принимают среднее значение.

Среднюю квадратическую ошибку M положения определяемого пункта Q при многократной прямой угловой засечке по схеме $P_1Q - P_2Q$ и $P_2Q - P_3Q$ (рис. 42, б) вычисляют по формуле [21]

$$M = \frac{m''}{41,3''} \sqrt{\left(\frac{s_2}{\sin \gamma_1}\right)^2 + \left(\frac{s_3}{\sin \gamma_2}\right)^2 + s_2^2 [4 + (\operatorname{ctg} \gamma_2 - \operatorname{ctg} \gamma_1)^2]}. \quad (\text{IV.50})$$

Если принять измеренные элементы засечки в другой комбинации: $P_1Q - P_3Q$ и $P_1Q - P_2Q$, то величину M определяют по формуле

$$M = \frac{m''}{41,3''} \sqrt{\left(\frac{s_2}{\sin \gamma_1}\right)^2 \left(\frac{s_3}{\sin \gamma_3}\right)^2 + s_2^2 [4 + (\operatorname{ctg} \gamma_3 + \operatorname{ctg} \gamma_1)^2]}. \quad (\text{IV.51})$$

В формулах обозначено: m_β — средняя квадратическая ошибка измерения угла; $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$ — углы при определяемом пункте; s_1, s_2, s_3 — расстояния от исходных пунктов до искомого, выраженные в сотнях метров (при этом величина M получается в см).

3. Величину средней квадратической ошибки положения пункта, дирекционного угла и длины определяемой стороны при многократной прямой угловой засечке (рис. 42, в) можно вычислить по формулам [71]:

$$\left. \begin{aligned} M &= \frac{m}{\rho} \sqrt{\frac{\left[\frac{1}{s^2} \right]}{\frac{\sin^2 \gamma_{tk}}{s_i^2 s_k^2}}} \\ m_{\alpha_n} &= \frac{m}{s_n} \sqrt{\frac{\left[\frac{\sin^2 \gamma_{tn}}{s_i^2} \right]}{\frac{\sin^2 \gamma_{ik}}{s_i^2 s_k^2}}} \\ m_{s_n} &= \sqrt{M^2 - \left(\frac{m_{\alpha_n}}{s_n} \right)^2} \end{aligned} \right\}, \quad (\text{IV.52})$$

где m — средняя квадратическая ошибка измерения угла в сек; s — расстояние от твердого пункта до определяемого; γ — угол при вершине определяемого пункта, причем в знаменателе берутся значения во всех комбинациях индексов i и k ; n — число направлений.

Наиболее показательно выделяются ошибки m_{α_n} и m_{s_n} , относящиеся к коротким сторонам.

При определении пункта с двух базисов засечки

$$M = \frac{m}{\rho} \sqrt{\frac{s_1^2 s_2^2 + s_1^2 s_3^2 + s_2^2 s_3^2}{s_1^2 \sin^2 \gamma_1 + s_2^2 \sin^2 \gamma_3 + s_3^2 \sin^2 \gamma_2}}, \quad (\text{IV.53})$$

где $\gamma_3 = \gamma_1 + \gamma_2$ согласно обозначениям на рис. 42, б.

Применяя схему связи, показанную на рис. 42, в в формуле (IV.53) следует произвести замену углов засечки:

$$\gamma_1 = \gamma_{23}, \quad \gamma_2 = \gamma_{13}, \quad \gamma_3 = \gamma_{12}.$$

В случае определения пункта с трех базисов (рис. 42, в) (с четырех пунктов) согласно формуле (IV.52)

$$M = \frac{m}{\rho} \sqrt{\frac{s_1^2 s_2^2 s_3^2 + s_1^2 s_2^2 s_4^2 + s_2^2 s_3^2 s_4^2 + s_1^2 s_3^2 s_4^2}{s_3^2 s_4^2 \sin^2 \gamma_1 + s_1^2 s_4^2 \sin^2 \gamma_2 + s_1^2 s_2^2 \sin^2 \gamma_3 + s_2^2 s_4^2 \sin^2 \gamma_1' + s_2^2 s_3^2 \sin^2 \gamma_2' + s_1^2 s_3^2 \sin^2 \gamma_3'}}. \quad (\text{IV.54})$$

Здесь обозначения по схеме связи (рис. 42, в).

Применительно к рис. 42, в формуле (IV.54) следует заменить обозначения углов засечки, имея в виду, что

$$\gamma_1 = \gamma_{12}, \gamma_2 = \gamma_{23}, \gamma_3 = \gamma_{34}, \gamma_1' = \gamma_{12} + \gamma_{23} = \gamma_{13}, \gamma_2' = \gamma_{14}, \\ \gamma_3' = \gamma_{23} + \gamma_{34} = \gamma_{24}.$$

В приведенных формулах расстояния выражают в километрах, величину ρ сокращают на 10^5 , что позволяет вычисления производить при помощи логарифмической линейки, а результаты получать в сантиметрах.

При предвычислении точности определения положения пункта величины расстояний и углов можно измерить графически на плане, а средней квадратической ошибкой измерения (построения) угла задаться.

Если предстоит вынести на местность проектную точку с предельной погрешностью M , то необходимую точность построения углов засечки находят, определяя по формуле величину m .

4. Обратная угловая засечка. На измерения при определении одиночных пунктов методом обратной угловой засечки требуется сравнительно немного времени, и в организационном отношении выгоды этого метода перед приведенными выше очевидны и значительны.

Для оценки точности определения положения пункта составляют чертеж обращенного треугольника (рис. 43, а). От определяемого пункта Q по направлениям на исходные пункты A, B, C в принятом масштабе откладывают величины $\frac{\rho''}{s_A}, \frac{\rho''}{s_B}$ и $\frac{\rho''}{s_C}$, обозначают точки соответственно a, b, c , а стороны полученного треугольника — σ_1, σ_2 и σ_3 .

Оценку точности положения пункта производят по следующим формулам [93]:

а) при независимо измеренных углах β_1 и β_2

$$M = m_\beta \sqrt{\frac{1}{h_1^2} + \frac{1}{h_2^2}}; \quad (\text{IV.55})$$

б) при измерении углов способом круговых приемов

$$M = \frac{m_\beta}{\sqrt{2}} \sqrt{\frac{1}{h_1^2} + \frac{1}{h_2^2} + \frac{1}{h_3^2}}. \quad (\text{IV.56})$$

Здесь m_3 — средняя квадратическая ошибка измерения угла; $h_1 = af_1$, $h_2 = bf_2$, $h_3 = cf_3$ — высоты обращенного треугольника.

Погрешность определения пункта обратной засечкой тем меньше, чем больше площадь обращенного треугольника, и, наоборот, погрешность увеличивается с уменьшением этой площади. Задача становится неопределенной при расположении исходных пунктов и определяемой точки на одной окружности.

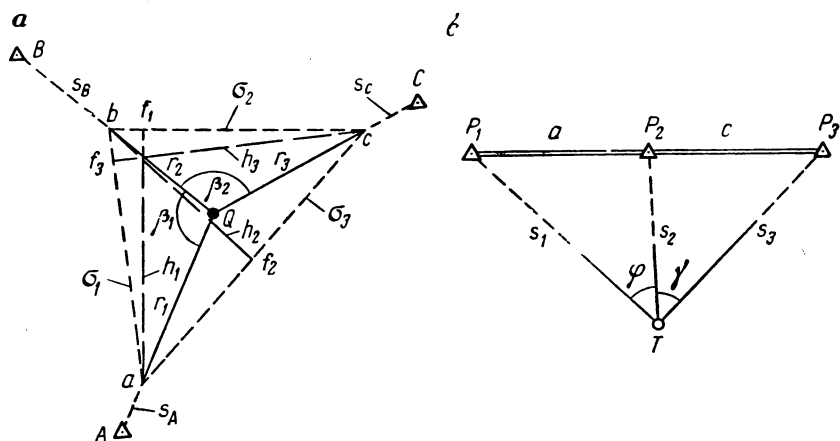


Рис. 43. Обратная угловая засечка

Вместе с тем при одних и тех же расстояниях до исходных пунктов площадь обращенного треугольника зависит от величин углов β_1 и β_2 при определяемом пункте.

Для сопоставления вычислим значения корней формул (IV.53) (предварительно ρ сократим на 10^5 и введем под корень, а расстояния выразим в км) и (IV.55), т. е.

$$\left. \begin{aligned} z_1 &= \sqrt{\frac{1}{\rho^2} \frac{s_1^2 s_2^2 + s_1^2 s_3^2 + s_2^2 s_3^2}{s_1^2 \sin^2 \gamma_1 + s_2^2 \sin^2 \gamma + s_3^2 \sin^2 \gamma_2}} \\ z_2 &= \sqrt{\frac{1}{h_1^2} + \frac{1}{h_2^2}} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{IV.57})$$

Возьмем для примера величины: $s_1 = 4$ км; $s_2 = 3$ км; $s_3 = 5$ км; $\gamma_1 = 90^\circ$; $\gamma_2 = 60^\circ$.

Принимая $\rho = 2''{,}06 \cdot 10^5$ и имея в виду, что $\sin \gamma_1 = 1$,

$$\sin \gamma_2 = \frac{\sqrt{3}}{2}, \quad \sin \gamma = \frac{1}{2},$$

по (IV.57) найдем

$$z_1 = \sqrt{\frac{1}{(2{,}06)^2 \cdot \frac{(4 \cdot 3)^2 + (4 \cdot 5)^2 + (3 \cdot 5)^2}{16 \cdot 1 + 9 \cdot 0{,}25 + 25 \cdot 0{,}78}}} = 2{,}20.$$

Данные для вычисления z_2 находят по чертежу построения обращенного треугольника. В рассматриваемом примере $h_1 = 0,80$, $h_2 = 0,56$, поэтому $z_2 = 2,18$.

Сравнивая величины z_1 и z_2 , замечаем хорошую их сходимость. Ошибку положения точки, определяемой обратной угловой засечкой, вычисляют по формуле

$$M = \frac{s_2}{\sin(\gamma + \varphi)} \frac{m_\beta}{\beta} \sqrt{\left(\frac{s_1}{a}\right)^2 + \left(\frac{s_3}{c}\right)^2}, \quad (IV.58)$$

где s_1, s_2, s_3 — расстояния до исходных пунктов; γ, φ — углы при крайних пунктах между твердой стороной и направлением на определяемый пункт; a, c — расстояния между исходными пунктами.

Пусть расстояния между пунктами P_1, P_2, P_3 (рис. 43, б), расположенными в одном створе, составляют по 1000 м. Определяемая точка T находится в 1000 м от пункта P_2 по перпендикуляру к створу пунктов, $m_\beta = \pm 2''$.

Так как $\gamma + \varphi = 90^\circ$, $s_1 : a = s_3 : c = \sqrt{2}$, то по формуле (IV.58) получим ошибку положения определяемого пункта

$$M = (1 \cdot 10^5 \cdot 2'' \cdot 2) : 2,06 \cdot 10^5 \cong \pm 2 \text{ см.}$$

При обратной угловой засечке наблюдают не менее четырех направлений для контроля и повышения точности определения координат пункта.

§ 39. ОБЩИЙ СПОСОБ УРАВНИВАНИЯ КООРДИНАТ ОПРЕДЕЛЯЕМОГО ПУНКТА

В триангуляции 3 и 4 классов, а также 1 и 2 разрядов и разбивочных сетях измерения направлений или углов обычно принимают за равноточные.

При уравнивании измеренных величин может быть применен способ поправок координат или способ посредственных измерений (параметрический). В качестве необходимых (независимых) неизвестных принимают координаты определяемых пунктов.

Если уравнивания поправок составляют для направлений, то кроме поправок координат включают поправки ориентирующих углов, т. е. дирекционный угол α_{zk} нулевого направления на пункте k .

Измеренное направление N_{ki} представляет собой угол между нулевым направлением и направлением на пункт i , определяемый отсчетом по неподвижному лимбу горизонтального круга на пункте k . Под нулевым направлением подразумевается положение коллимационной плоскости, соответствующее нулевому отсчету на лимбе. При уравнивании нулевого направление представляет собой воображаемое ориентирование в горизонтальной плоскости лимба, соответствующее уравниваемому на станции ряду направлений. Обозначая через α_{ki} дирекционный угол измеряемого направления N_{ki} , напишем

$$N_{ki} = \alpha_{ki} - \alpha_{zk}.$$

Но дирекционный угол вычисляют по формуле

$$\operatorname{tg} \alpha_{kl} = \frac{y_l - y_k}{x_l - x_k},$$

поэтому

$$N_{kl} = -\alpha_{zk} + \operatorname{arc} \operatorname{tg} \frac{y_l - y_k}{x_l - x_k}. \quad (\text{IV.59})$$

Здесь измеренными величинами являются направления N_{kl} , независимыми — дирекционный угол нулевого направления α_{zk} и координаты пунктов x_l , y_l , x_k , y_k .

Обозначив предварительное значение ориентирующего угла через N_k^0 , поправку к нему — через z_k и поправки в координаты определяемого пункта — через ξ и η , напомним уравнения поправок для направления

$$v_{kl} = -z_k + a_{ki}\xi + b_{ki}\eta - a_{ki}\xi_k - b_{ki}\eta_k + l_{ik}, \quad (\text{IV.60})$$

где $a_{ki} = -\rho \frac{\sin \alpha_{kl}}{s_{kl}}$, $b_{ki} = +\rho \frac{\cos \alpha_{kl}}{s_{kl}}$ — коэффициенты уравнений поправок, причем для противоположного направления у коэффициентов знаки меняются на обратные; $l_{ik} = \alpha_{ki}^0 - N_k^0 - N'_{kl}$ — свободный член уравнения поправок (N'_{kl} — измеренное значение направления).

По сторонам, определяемым жесткими пунктами, под α_{ki}^0 понимается исходный дирекционный угол.

В уравнениях поправок (IV.60) при первом неизвестном все коэффициенты одинаковы. Применяют первое правило Шрейбера [92] и это неизвестное исключают из уравнений поправок. Тогда в системе нормальных уравнений на одно неизвестное станет меньше.

Коэффициенты и свободный член преобразованного уравнения направления будут

$$\left. \begin{aligned} a'_{kl} &= a_{ki} - \frac{1}{r} [a] \\ b'_{kl} &= b_{ki} - \frac{1}{r} [b] \\ l'_{kl} &= l_{ki} - \frac{1}{r} [l] \end{aligned} \right\}, \quad (\text{IV.61})$$

где r — число направлений на пункте наблюдений.

В таком случае уравнения поправок (IV.60) будут:

1) для направления с твердого пункта k на определяемый J

$$v_{kl} = a'_{ki}\xi + b'_{ki}\eta + l'_{ki}; \quad (\text{IV.62})$$

2) для направления с определяемого пункта k на твердый J

$$v_{kl} = -a'_{ki}\xi - b'_{ki}\eta + l'_{ki}; \quad (\text{IV.63})$$

3) для направления с твердого пункта k на твердый пункт J

$$v_{kl} = l'_{kl}. \quad (\text{IV.64})$$

Далее составляют нормальные уравнения

$$\left. \begin{aligned} [a'a'] \xi + [a'b'] \eta + [a'l'] &= 0 \\ [a'b'] \xi + [b'b'] \eta + [b'l'] &= 0 \end{aligned} \right\}. \quad (\text{IV.65})$$

При решении этих уравнений получают

$$\left. \begin{aligned} D &= [a'a'] [b'b'] - [a'b'] [a'b'] \\ D_{\xi} &= [a'l'] [b'b'] - [a'b'] [b'l']; \quad \xi = -\frac{D_{\xi}}{D} \\ D_{\eta} &= [a'a'] [b'l'] - [a'b'] [a'l']; \quad \eta = -\frac{D_{\eta}}{D} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{IV.66})$$

Полученные поправки ξ , η будут в единицах коэффициентов a и b уравнений поправок направлений.

Полученные поправки алгебраически суммируют с приближенно вычисленными координатами определяемого пункта, находят уравненные координаты

$$x = x' + \xi; \quad y = y' + \eta.$$

Поправки в измеренные направления вычисляют по формулам (IV.62)—(IV.64).

Контролем всех вычислений служит равенство:

$$[vv] = [a'l'] \xi + [b'l'] \eta + [l'l']. \quad (\text{IV.67})$$

Точность произведенных измерений находят: среднюю квадратическую ошибку μ измеренного направления по формуле

$$\mu = \sqrt{\frac{[vv]}{t}}, \quad (\text{IV.68})$$

где t — число избыточных измерений;

средние квадратические ошибки координат и положения определяемого пункта по формуле (IV.2), при этом

$$\frac{1}{\rho_x} = q_x = \frac{D}{[b'b']}, \quad \frac{1}{\rho_y} = q_y = \frac{D}{[a'a']}. \quad (\text{IV.69})$$

Ошибки исходных данных в последующих построениях не учитываются, так как принимаются в два раза меньше полученных.

Практическое применение общего способа уравнивания координат определяемого одиночного пункта и оценку их точности рассмотрим на примере (рис. 44).

Исходные данные:

	x	y
P_1	5682,822	1328,628
P_2	3768,357	1957,681
P_3	3732,367	5281,216
P_4	6995,473	5734,522

Измеренные углы;

$$\beta_1 = 68^\circ 38' 10,2''; \gamma_1 = 49^\circ 07' 12,5''; \gamma_2 = 85^\circ 20' 09,4'';$$

$$\gamma_3 = 83^\circ 50' 51,6''.$$

Предварительные координаты определяемого пункта T :

$$x = 5552,338; y = 3683,548.$$

Из решения обратных геодезических задач получены α_{kl}^0 и расстояния s .

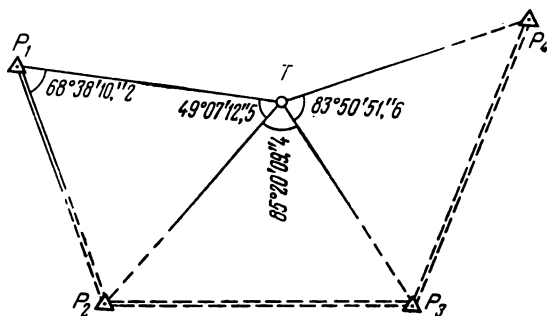


Рис. 44. Определение пункта комбинированной засечкой

Вычислим свободные члены и коэффициенты (табл. 29).

Т а б л и ц а 29

Станция	Наблюда- емые пункты	Расстоя- ние s , км	Дирекционные углы		Свобод- ный член l	Координаты	
			по данным наблюдений N_{kl}^0	вычисленные по координатам N'_{kl}		a	b
P_1	P_2 T	2,36	$161^{\circ}48'38,0''$ 93 10 27,3	$161^{\circ}48'38,0''$ 93 10 17,3	$0,0''$ +10,0	0,000 —0,873	0,000 —0,048
			Среднее . . .		+5,0	—0,436	—0,024
T	P_1 P_2 P_3 P_4	2,36 2,48 2,42 2,51	$273^{\circ}10'27,3''$ 224 03 14,8 138 43 05,4 54 52 13,8	$273^{\circ}10'17,3''$ 224 03 05,0 138 43 17,9 54 52 06,5	$+10,0''$ +9,8 —12,4 +7,3	—0,873 —0,579 —0,562 —0,680	+0,048 —0,597 —0,640 +0,544
			Среднее . . .		+3,7	+0,052	—0,161

Примечание. Средние значения последних трех граф равны среднему арифметическому по всем направлениям на данной станции.

Значения, вычисленные по формулам (IV.61), и поправки в направления — по (IV.62) — (IV.64), показаны в табл. 30.

Вычисления поправок координат согласно (IV.66) приведены в табл. 31.

Т а б л и ц а 30

Станции	Наблю- даемые пункты	a'	b'	l'	$a'\xi$	$b'\eta$	v
P_1	P_2	+0,436	+0,024	-5,0	-2,73	-0,26	-7,99
	T	-0,437	-0,024	+5,0	+2,73	+0,26	+7,99
T	P_1	+0,821	+0,209	+6,3	-5,13	-2,24	-1,07
	P_2	+0,527	-0,436	+6,1	-3,30	+4,67	+7,47
	P_3	-0,614	-0,479	-16,1	+3,84	+5,13	-7,13
	P_4	-0,732	+0,705	+3,6	+4,58	-7,55	-0,63

П р и м е ч а н и е. Значения поправок координат ξ и η выбираются из табл. 31.

Т а б л и ц а 31

$[a'a']$	+2,246	$[a'l']$	+11,272	D	+2,091	ξ	-6,254
$[b'b']$	+0,961	$[b'l']$	+8,667	D_ξ	+13,077	η	-10,706
$[a'b']$	-0,259	$[l'l']$	399,07	D_η	+22,386		

Подставляя числовые значения в (IV.67), убедимся в верности выполненных вычислений, так как $[vv] = 235,86$, а $[a'l']\xi + [b'l']\eta + [l'l'] = 11,27(-6,25) + 8,67(-10,71) + 399,07 = 235,77$. Затем по формуле (IV.68) найдем, имея в виду, что $t = 2$,

$$\mu = \sqrt{\frac{235,86}{2}} = \pm 10,9''.$$

Далее, так как $q_x = 2,18$ и $q_y = 0,93$ то по (IV.2) получим

$$m_x = \pm 0,16, \quad m_y = \pm 0,10, \quad M = \pm 0,19 \text{ м.}$$

Заметим, что прямая и обратная угловые засечки являются частными случаями общего способа определения координат одиночного пункта.

Глава V

ПРИМЕНЕНИЕ МЕТОДОВ ПОЛИГОНОМЕТРИИ И НИВЕЛИРОВАНИЯ НА ТЕРРИТОРИИ СТРОИТЕЛЬСТВА

§ 40. СОЗДАНИЕ ОПОРНОЙ СЕТИ МЕТОДОМ ПОЛИГОНОМЕТРИИ

Метод полигонометрии на территориях строительства находит весьма широкое применение. Пользуясь этим методом, можно сгустить пункты опорной сети в закрытых (залесенных и застроенных) местах, определить с достаточной частотой и с наиболее выгодным размещением точки опорной сети на участках строительства линейных сооружений. В полигонометрическом ходе объем угловых измерений меньше, чем в цепи треугольников такой же длины. Способы параллактических, свето- и радиодальномерных измерений значительно повысили достоинства метода полигонометрии.

Сеть триангуляции в определенных условиях может быть заменена государственной полигонометрией, которую проектируют в виде замкнутых ходов с расстояниями между узловыми точками около 7—10 км.

Вместе с тем сочетание методов триангуляции и полигонометрии при развитии опорной сети на различных ступенях дает значительный технический и экономический эффект [136].

В полигонометрии большое число пунктов всегда доступно, к ним без затруднений привязываются при дальнейшем сгущении опорной сети, выполнении съемочных и разбивочных работ.

Полигонометрия классифицируется по точности согласно инструкции СН-212-73 (табл. 32).

В полигонометрическом ходе при числе поворотных точек свыше 16 необходимо передавать дирекционный угол со стороны триангуляции или определять его астрономически.

В полигонометрической сети полученную среднюю квадратическую ошибку измеренного угла вычисляют по формуле

$$m_{\beta} = \sqrt{\frac{pf_{\beta}^2}{N}}, \quad (V.1)$$

где $p = \frac{1}{n}$ (n — число углов в ходе или полигоне);

f_{β} — угловая невязка хода или полигона;

N — число ходов или полигонов.

Таблица 32

Показатели	4 класс	1 разряд	2 разряд
Предельные длины ходов, км ¹⁾	10	5	3
В свободных сетях периметры полигонов, об- разованные полигонометрическими ходами, не должны превышать, км	30	15	9
Длины сторон хода, км ²⁾	0,25—0,80	0,12—0,60	0,08—0,30
Длина хода от узловой точки до пункта высшего класса или разряда не должна превышать, км	7	3	2
Число сторон в ходе не должно быть более ³⁾	15	15	15
Относительная невязка хода не должна превышать	1 : 25 000	1 : 10 000	1 : 5000
Средняя квадратическая ошибка измерения угла (по невязкам в полигонах)	2"	5"	10"

Примечания: ¹⁾ Предельные длины ходов считаются между опорными пунктами; в случае системы ходов с узловыми точками длина эквивалентного хода (с наибольшей длиной) не должна превышать предельных длин, указанных в таблице. ²⁾ Длины сторон в необходимых случаях могут быть увеличены. ³⁾ При большем числе сторон дополнительно передают с пунктов триангуляции на линию хода дирекционные углы или определяют их астрономическим путем со средней квадратической ошибкой (по внутренней сходимости), не превышающей 2" — для 4 класса, 5" — для 1 разряда и 10" — для 2 разряда.

Углы измеряют точными оптическими теодолитами. Угловая невязка в замкнутых полигонах или по отдельным ходам не должна превышать

$$f_{\beta} = 2m_{\beta}\sqrt{n}, \quad (V.2)$$

где m_{β} — допустимая средняя квадратическая ошибка измерения угла, принимаемая по табл. 32;

n — число углов.

При измерении углов инструмент и марки центрируют оптическими отвесами с ошибкой не более ± 1 мм.

В полигонометрии линии измеряют малыми светодальномерами, инварными и стальными проволоками, параллактическим методом, оптическими дальномерами.

Взамен полигонометрии на открытой пересеченной местности целесообразно строить сети триангуляции 4 класса, 1 и 2 разрядов в виде отдельных рядов, сплошных систем треугольников с длинами сторон, соответственно указанным в табл. 24 и 33 [34].

В разных частях свободных сетей триангуляции измеряют не менее двух сторон (как базисные) с числом треугольников между ними до 10. Углы в триангуляции 1 и 2 разряда измеряют оптическим теодолитом соответствующей разряду точности. Предельная угловая невязка в треугольниках не должна превышать

$$\omega = 2m_{\beta}\sqrt{3}, \quad (V.3)$$

где m_{β} — средняя квадратическая ошибка измерений угла, соответствующая разряду триангуляции.

Т а б л и ц а 33

Показатели	Триангуляция	
	1 разряд	2 разряд
Длина стороны треугольника, км	0,5—5	0,25—3
Относительная средняя квадратическая ошибка базисной (выходной) стороны	1 : 50 000	1 : 20 000
Относительная средняя квадратическая ошибка определяемой стороны в наиболее слабом месте	1 : 20 000	1 : 10 000
Наименьшее значение угла треугольника между направлением данного разряда	20°	20°
Предельная невязка в треугольнике	20"	40"
Средняя квадратическая ошибка измерения угла (вычисленная по невязкам в треугольниках) должна быть не более	5"	10"
Предельная длина цепи треугольников, км	5	3

Примечание. Средняя квадратическая ошибка измерения угла вычисляется по невязкам не менее восьми треугольников.

При выполнении линейных измерений в больших объемах весьма эффективны малые светодальномеры, поэтому их применяют в период создания опорной и разбивочных сетей на крупных объектах. На сторонах значительной длины светодальномерные измерения стремятся производить в середине дня и ночью, а измерения углов приурочивают к часам хорошей видимости (утром и вечером). В ходах со сторонами меньше 500 м дальномерные и угловые измерения выполняют одновременно.

При проложении полигонометрических ходов линии могут быть измерены: двумя инварными проволоками в одном направлении в ходах 4 класса; одной инварной или стальной проволокой в прямом и обратном направлениях в ходах 1 разряда; одной инварной или стальной проволокой в одном направлении в ходах 2 разряда.

§ 41. НАКОПЛЕНИЕ ОШИБОК В ВЫТЯНУТОМ ОДИНОЧНОМ ХОДЕ

В прямолинейном полигонометрическом ходе среднюю квадратическую ошибку дирекционного угла стороны вычисляют по формуле

$$m_{a_n} = \sqrt{m_{a_0}^2 + m_{\beta}^2 n}, \quad (V.4)$$

где m_{a_0} — средняя квадратическая ошибка исходного дирекционного угла;

m_{β} — средняя квадратическая ошибка независимо от измеренных углов в ходе;

n — число сторон хода.

Если не принимают во внимание ошибку исходного дирекционного угла, то

$$m_{a_n} = m_{\beta} \sqrt{n}. \quad (V.5)$$

При привязке на концах полигонометрического хода к исходным дирекционным углам вычисляют ошибку дирекционного угла с двух концов хода по формуле (V. 4) и определяют средневесовое ее значение согласно (IV. 23) для середины

$$m_{a_{n/2}} = m_{\beta} \sqrt{\frac{n}{2}} \frac{1}{\sqrt{2}} = \frac{1}{2} m_{\beta} \sqrt{n}. \quad (\text{V. 6})$$

Таким образом, в вытянутом ходе, опирающемся по концам на исходные дирекционные углы, которые принимают за безошибочные, после уравнивания измерения углов ошибка дирекционного угла стороны в середине хода будет в два раза меньше, чем конечной стороны висячего хода с таким же числом углов.

В ходах полигонометрии стороны измеряют непосредственно и независимо друг от друга. Средние квадратические ошибки сторон хода при равноточных измерениях приблизительно одинаковы и значения их получают по результатам непосредственных измерений.

Продольную среднюю квадратическую ошибку хода можно рассматривать как среднюю квадратическую ошибку длины хода. Обозначая через L длину хода, s — длину стороны и k — число сторон в ходе, напомним

$$L = ks. \quad (\text{V. 7})$$

Соответственно введем обозначения: m_L — средняя квадратическая ошибка измерения длины хода, m_s — средняя квадратическая ошибка измерения стороны хода; будем иметь

$$m_L = m_s \sqrt{k}. \quad (\text{V. 8})$$

Продольная относительная средняя квадратическая ошибка будет

$$\frac{m_L}{L} = \frac{m_s \sqrt{k}}{L} = \frac{m_s \sqrt{k}}{ks} = \frac{m_s}{s} \cdot \frac{1}{\sqrt{k}}. \quad (\text{V. 9})$$

Следовательно, средняя квадратическая ошибка длины хода примерно из равных сторон возрастает пропорционально корню квадратному из их числа, а относительная — уменьшается по той же зависимости.

Если ход проложен между двумя исходными (твердыми) пунктами, то наибольшая продольная ошибка хода будет в его середине. Ошибка уравнинного положения определяемой точки в середине хода равна средней квадратической ошибке арифметической середины

$$m_{\frac{L}{2}} = m_s \sqrt{\frac{k}{2}} \cdot \frac{1}{\sqrt{2}} = \frac{1}{2} m_s \sqrt{k}. \quad (\text{V. 10})$$

Таким образом, в ходе, опирающемся концами на два исходных пункта, максимальная продольная ошибка определяемых пунктов хода в его середине после уравнивания уменьшается в два раза.

Поперечная средняя квадратическая ошибка полигонометрического хода зависит от ошибок измерения углов.

Если прямолинейный ход состоит из k сторон, то под влиянием ошибок измерения углов положение последнего пункта в поперечном направлении будет согласно (IV. 20)

$$m_u = \frac{m_\beta}{\rho} L \sqrt{\frac{(2k+1)(k+1)}{6k}}, \quad (\text{V. 11})$$

а при преобразовании и некоторых упрощениях

$$m_u = \frac{m_\beta}{\rho} L \sqrt{\frac{k+1,5}{3}} \quad (\text{V. 12})$$

и с большими упрощениями

$$m_u = \frac{1}{3} \frac{m_\beta}{\rho} L \sqrt{k} = \frac{1}{3} \frac{m_\beta}{\rho} sk^{3/2}. \quad (\text{V. 13})$$

Относительная поперечная ошибка будет

$$\frac{m_u}{L} = \frac{1}{3} \frac{m_\beta}{\rho} \sqrt{k} \quad (\text{V. 14})$$

Следовательно, в полигонометрическом ходе поперечная ошибка тем меньше, чем меньше углов поворота.

Когда ход полигонометрии на концах привязан к дирекционным углам, принимаемым за безошибочные, то измеренные углы уравнивают, вследствие чего их значения становятся более точными.

Тогда поперечную ошибку хода вычисляют по формуле

$$m_u = \frac{m_\beta}{\rho} L \sqrt{\frac{k+3}{12}}. \quad (\text{V. 15})$$

Поперечная ошибка хода, опирающегося концами на твердые пункты и направления, в середине хода длиной L будет в четыре раза меньше, чем в таком же висячем ходе. Положение определяемого пункта хода вычисляют по формуле (IV. 30).

§ 42. ПОЛИГОНОМЕТРИЧЕСКИЕ ОДИНОЧНЫЕ ХОДЫ

На территории крупного строительства периодически возникает необходимость прокладывать в разных местах одиночные ходы полигонометрии. При проектировании ходов полигонометрии серьезное внимание обращают на их прямолинейность. Известно, что взаимное положение двух пунктов, связанных полигонометрическим ходом, определяется тем точнее, чем более вытянут ход.

Продольная ошибка вытянутого хода определяется в основном ошибками линейных измерений, а поперечная, обусловленная ошибками измерения углов, составляет пренебрегаемо малую величину.

Для проложения полигонометрии составляют проект сети и предвычисляют положение точек в наиболее слабых местах.

Ожидаемую среднюю квадратическую ошибку конечной точки хода, опирающегося по концам на твердые пункты, с предварительным распределением угловой невязки вычисляют по формулам

а) для вытянутого хода

$$M^2 = \mu^2 [s] + \lambda^2 L^2 + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} [s]^2 \frac{n+3}{12}, \quad (\text{V.16})$$

б) для изогнутого хода

$$M^2 = \mu^2 [s] + \lambda^2 L^2 + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} [D_{0,i}^2]; \quad (\text{V.17})$$

к висячим ходам применяют формулы в случае:

а) вытянутого хода

$$M^2 = \mu^2 [s] + \lambda^2 L^2 + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} [s]^2 \frac{n+1,5}{3}, \quad (\text{V.18})$$

б) изогнутого хода

$$M^2 = \mu^2 [s] + \lambda^2 L^2 + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} [D_{n+1,i}^2]; \quad (\text{V.19})$$

Здесь: μ, λ — коэффициенты соответственно случайного и систематического влияния при измерении линий, отнесенные на 1 м измеренного расстояния; $[s]$ — длина хода; L — длина замыкающей хода; m_β — средняя квадратическая ошибка измерения угла; n — число сторон хода; $D_{0,i}$ — расстояние от центра тяжести до вершины i полигона; $D_{n+1,i}$ — расстояние между конечной и текущей вершинами хода.

Если применяют светодальномер, то линии измеряют практически с одинаковой ошибкой m_s , поэтому в формулах (V.16) — (V.19) вместо суммы первых двух слагаемых будет Σm_s^2 , т. е. $nm_s^2 = \mu^2 [s] + \lambda^2 L^2$.

Расчетные значения при подсчетах определяют по плану, составленному в крупном масштабе, на котором намечен ход, а коэффициенты μ, λ принимают установленные опытным путем либо берут из других работ [47].

Средние квадратические ошибки измерения углов m_β выбирают из табл. 32 для соответствующего разряда полигонометрии либо находят предвычислением при составлении проекта.

1. Висячий ход. По измеренным расстояниям, углам в точках хода и дирекционному углу начального направления вычисляют дирекционные углы сторон, решают прямую геодезическую задачу и находят координаты точек.

В коротких ходах при измерениях линий мерными проволокой или лентой влияние случайных ошибок превалирует по сравнению с ошибкой систематического влияния.

Вследствие этого точность положения вершин висячего хода оценивают по формуле

$$\left. \begin{aligned} m_x^2 &= \mu^2 [s \cos^2 \alpha] + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} [(y_{n+1} - y)^2] \\ m_y^2 &= \mu^2 [s \sin^2 \alpha] + \frac{m_\beta^2}{\rho^2} [(x_{n+1} - x)^2] \end{aligned} \right\}. \quad (\text{V.20})$$

Тогда

$$M^2 = m_x^2 + m_y^2 = \mu^2 [s] + \frac{m_p^2}{r^2} [D_{n+1,i}^2], \quad (\text{V.21})$$

где $D_{n+1,i} = \sqrt{(x_{n+1} - x_i)^2 + (y_{n+1} - y_i)^2}$ — расстояние от конечной до i -ой точки хода.

Так, если нужно найти ошибку положения конечной точки строго вытянутого висячего хода, включающего три стороны длиной по 200 м, при случайной линейной ошибке измерения $\mu = 0,0008$ и $m_p = \pm 5''$, то, подставив числовые значения в (V. 21), получим

$$M = \sqrt{(8 \cdot 10^{-4})^2 6 \cdot 10^4 + \left(\frac{5}{2,06 \cdot 10^5}\right)^2 (6^2 + 4^2 + 2^2) \cdot 10^8} = \pm 2,6 \text{ см.}$$

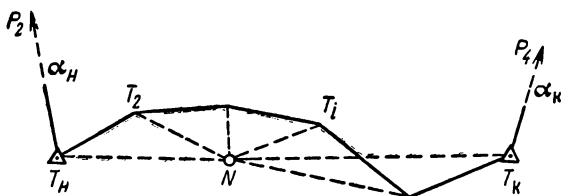


Рис. 45. Ход между твердыми точками и дирекционными углами

2. Ход полигонометрии, опирающийся на твердые пункты и дирекционные углы. В проложенном ходе полигонометрии между твердыми точками T_H , T_K (рис. 45) и дирекционными углами α_H , α_K обеспечивается надежность контроля измерений, а также повышается точность определения точек хода.

Невязку хода вычисляют по формуле

$$f_s^2 = \mu^2 [s] + \lambda^2 L^2 + \frac{m_p^2}{r^2} [D_{i,u}^2], \quad (\text{V.22})$$

где L — длина замыкающей хода; $D_{i,u} = \sqrt{(x_u - x_i)^2 + (y_u - y_i)^2}$ — расстояние от центра тяжести до i -ой точки хода, причем i принимает последовательно значения от 1 до $n+1$ (n — число сторон хода), а координаты центра тяжести вычисляют по формулам:

$$x_u = \frac{[x]}{n+1} \quad \text{и} \quad y_u = \frac{[y]}{n+1}.$$

Координаты x и y точек хода определяют по чертежу, при этом начало осей координат совмещают с начальной точкой хода, ось x — с диагональной линией начальной и конечной точек хода.

Если вытянутый ход полигонометрии состоит из нескольких сторон, полученную невязку в ходе рассматривают как состоящую из продольной и поперечной ошибок хода

$$\left. \begin{aligned} m_l^2 &= [m_s^2] \\ m_u^2 &= \frac{m_p^2}{r^2} [D_{i,u}^2] \end{aligned} \right\} \quad (\text{V.23})$$

При равенстве сторон полигонометрического хода m_u вычисляют по формуле (V. 15), если в углы предварительно введена поправка за угловую невязку; при неувязанных углах применяют формулы (V.12).

Формула (V.12) применима, например, при ходе, опирающемся на два пункта без измерения примычных углов. Однако даже при небольшом числе сторон хода следует предусматривать и угловую привязку.

§ 43. ОШИБКИ ИЗМЕРЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ ПАРАЛЛАКТИЧЕСКОГО ЗВЕНА

Довольно широкое применение в линейных измерениях находит метод короткобазисной параллактической полигонометрии (с постоянным базисом в звеньях) *. Иногда при отсутствии необходимого оснащения для измерения линий значительной длины применяют параллактический метод с переменным базисом в звеньях. Этими методами пользуются в полужакрытой местности, на участках разработки грунта, производства строительных работ, где непосредственное измерение длин сторон затруднено.

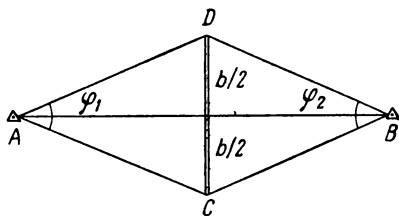


Рис. 46. Параллактическое звено

В параллактических звеньях базис приводят к горизонтальному проложению. Превышение точек звена и дополнительных пунктов хода определяют тригонометрическим нивелированием. Ход полигонометрии привязывают по высоте к ближайшим реперам и маркам; после увязки превышений вычисляют отметки точек хода и дополнительных пунктов.

При хорошей организации работ, оснащенности приборами и инструментами отряд из двух исполнителей и пяти рабочих может в рабочий день проложить ход параллактической полигонометрии длиной 4—6 км.

1. Параллактическое звено проф. В. В. Данилова в виде весьма вытянутого ромба (рис. 46), в котором измеряют острые (параллактические) углы φ_1 , φ_2 и малую диагональ $DC = b$. Длину большой диагонали $AB = s$ вычисляют по формуле [26]

$$s = s_1 + s_2 = \frac{b}{2} \left(\operatorname{ctg} \frac{\varphi_1}{2} + \operatorname{ctg} \frac{\varphi_2}{2} \right). \quad (\text{V.24})$$

В параллактическом звене длину базиса выбирают из расчета, чтобы параллактические углы были в пределах от 5 до 7°.

* Этот вопрос обстоятельно освещен в книге Стародубова В. Л. и Сундакова Я. А. Короткобазисная параллактическая полигонометрия. М., Госгеолтехиздат, 1963, 308 с.

Среднюю квадратическую ошибку определяемой линии вычисляют по формуле

$$m_s^2 = s^2 \frac{m_b^2}{b^2} + \frac{s_1^4}{b^2} \frac{m_{\varphi_1}^2}{\rho^2} + \frac{s_2^4}{b^2} \frac{m_{\varphi_2}^2}{\rho^2}. \quad (\text{V.25})$$

При равенстве $m_{\varphi_1} = m_{\varphi_2} = m_{\varphi}$

$$m_s^2 = s^2 \frac{m_b^2}{b^2} + \frac{s_1^4 + s_2^4}{b^2} \frac{m_{\varphi}^2}{\rho^2}.$$

Если $s_1 = s_2 = \frac{s}{2}$, то

$$m_s^2 = s^2 \left(\frac{m_b^2}{b^2} \right) + \frac{s^4}{8b^2} \frac{m_{\varphi}^2}{\rho^2}$$

или

$$\left(\frac{m_s}{s} \right)^2 = \left(\frac{m_b}{b} \right)^2 + \frac{1}{8} \left(\frac{s}{b} \right)^2 \left(\frac{m_{\varphi}}{\rho} \right)^2. \quad (\text{V.26})$$

Базис в параллактическом звене измеряют согласно инструкции [34].

Исходя из заданной точности определения длины линии, имеющих мерного прибора и теодолита, в формуле (V.26) можно задать более выгодным соотношением слагаемых.

Отношение $s : b = \operatorname{ctg} \frac{\varphi}{2} = n$ определяет продвиг звена, поэтому формуле (V.26) придадим вид

$$\left(\frac{m_s}{s} \right)^2 = \left(\frac{m_b}{b} \right)^2 + \frac{n^2}{8} \left(\frac{m_{\varphi}}{\rho} \right)^2. \quad (\text{V.27})$$

Если принять влияние двух слагаемых на определение длины линии одинаковыми, то

$$\frac{m_b}{b} = \frac{n}{\sqrt{8}} \frac{m_{\varphi}}{\rho}, \quad \text{а} \quad \frac{m_s}{s} = \sqrt{2} \frac{m_b}{b} = \frac{n}{2} \frac{m_{\varphi}}{\rho},$$

откуда

$$\text{и} \quad \left. \begin{aligned} m_{\varphi} &= 2 \frac{m_s}{s} \frac{\rho}{n} \\ \frac{m_b}{b} &= \frac{m_s}{s} \frac{1}{\sqrt{2}} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{V.28})$$

Предположим, что требуется определить линию длиной 800 м с относительной средней квадратической ошибкой 1:10 000 построением параллактического звена с симметричным расположением базиса.

Примем $b = 24$ м, тогда $n = s : b = 800 : 24 \approx 34$. Подставив числовые значения в формулы (V.28), вычислим

$$\frac{m_b}{b} = \frac{1}{10^4} \cdot \frac{1}{1,4} = \frac{1}{14000},$$

$$m_{\varphi} = \frac{1 \cdot 2,06'' \cdot 10^5}{10^4 \cdot 34} \cdot 2 = 1,2''.$$

Измерение длины базиса с относительной средней квадратической ошибкой 1 : 14 000 не представляет особых затруднений и может быть выполнено с помощью инварной проволоки.

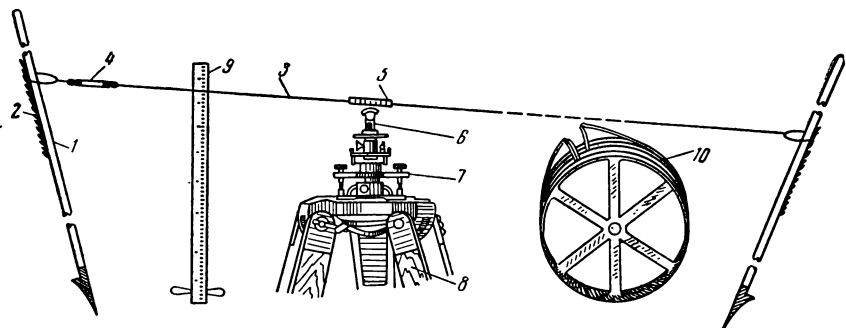


Рис. 47. Комплект измерения базиса параллактического звена
1 — штанга; 2 — металлическая зубчатка; 3 — мерный прибор; 4 — динамометр;
6 — отсчетная шкала; 6 — целик; 7 — треножник; 8 — штатив; 9 — реечка для нивелирования целиков; 10 — мерная проволока, намотанная на барабан

На строительных территориях с успехом можно применить несложную оснастку (рис. 47). Инварную проволоку наматывают на легкий барабан диаметром 0,5 м, при переноске укладываемый в брезентовый чехол. Натяжение проволоки при измерении базиса контролируют по тарированному чувствительному динамометру.

Несимметрию базиса b (рис. 48) можно не учитывать, если она не превышает величины

$$y = \sqrt{\frac{s^3}{8b\rho''} \Delta\varphi_y''}, \quad (V.29)$$

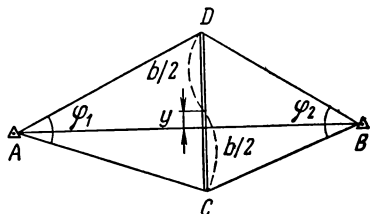


Рис. 48. Несимметрическое звено произвольного построения

где $s = AB$ — длина измеряемой линии;

l — длина базиса;

$\Delta\varphi_y''$ — изменение величины параллактического угла вследствие несимметрии базиса.

При $s = 400$ м, $b = 24$, $\Delta\varphi_y'' = 0,01''$ по формуле (V.29) получим $y = 0,17$ м.

Допустимую величину угла отклонения базиса от нормали к измеряемой линии, которой можно пренебречь, вычисляют по формуле

$$\Delta\theta = \sqrt{\frac{s}{b} \rho'' \Delta\varphi_x''}, \quad (V.30)$$

где $\Delta\varphi''$ — величина изменения параллактического угла, вызванная неперпендикулярностью базиса к измеряемой линии.

Если потребовать, чтобы в рассматриваемом примере соблюдалось условие $\Delta\varphi_x \leq 0,01''$, то получим

$$\Delta\theta = \sqrt{\frac{4 \cdot 10^4}{2,4 \cdot 10^3} 2,06'' \cdot 10^5 \cdot 0,01''} = 3,1'.$$

Такую точность определения отклонения базиса от нормали к измеряемой линии можно выдержать одноминутным теодолитом.

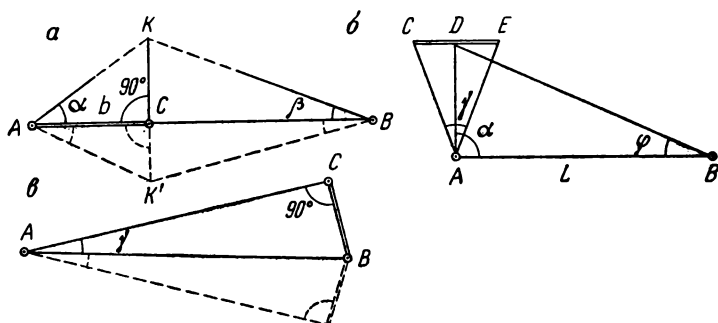


Рис. 49. Схемы параллактических звеньев

2. Параллактическое звено с базисом в створе измеряемой линии. Когда не удастся расположить базис поперек определяемой линии, намечаемой, например, вблизи и вдоль русла реки, или когда более благоприятные условия линейных измерений представляются в створе определяемой линии, проходящей вдоль дороги (железной, автомобильной, грунтовой), наиболее выгодно применять звено проф. А. Д. Моторного [62] (рис. 49, а).

Длина линии может быть вычислена по формуле

$$D = b(1 + \operatorname{ctg} \alpha \operatorname{ctg} \beta). \quad (\text{V.31})$$

С целью контроля и повышения точности определения расстояния рекомендуется строить двойное параллактическое звено. Тогда средняя квадратическая ошибка определения расстояния будет

$$m_D = \sqrt{m_b^2 + \frac{1}{2}(m_n^2 + m_h^2)}. \quad (\text{V.32})$$

причем

$$m_n = b \operatorname{tg} \alpha \frac{\sin \Delta\varphi \sin(\alpha + \beta)}{\cos \alpha \sin \beta} -$$

линейная ошибка в длине определяемой линии, обусловленная неперпендикулярностью заданного направления $СК$ к створу AB ;

$$m_h = \frac{1}{2} \sqrt{2 \left\{ m_b^2 \operatorname{tg}^2 \alpha \operatorname{ctg}^2 \beta + b^2 \frac{m_b^2}{\rho^2} \left(\frac{\operatorname{ctg}^2 \beta}{\cos^2 \alpha} + \frac{\operatorname{tg}^2 \alpha}{\sin^2 \beta} \right) \right\}} -$$

ошибка вычисления длины определяемого отрезка.

Наиболее целесообразное отношение длины базиса к длине определяемой линии установлено $b : D \approx 1 : 5$.

Построением звена без особых осложнений определяют линии с относительной ошибкой порядка $1 : 7000$ — $1 : 10\,000$ и точнее.

3. Короткобазисное параллактическое звено основано на построении вытянутого равнобедренного треугольника, у которого измеряют основание, представляемое двухметровым инварным жезлом или рейкой Бала, и противоположные (параллактические) углы. Для увеличения продвига в параллактическом звене проф. А. С. Филоненко предложил сдвигать фигуры построений (рис. 49, б). В точке A определяемой линии AB на перпендикуляре к ней устанавливают жезл $CE = b$, образуя равнобедренный треугольник CAE с противолежащим углом γ . Длину линии $AD = l$ вычисляют по формуле

$$l = \frac{b}{2} \operatorname{ctg} \frac{\gamma}{2}. \quad (\text{V.33})$$

В свою очередь длина линии l является базисом в параллактическом звене BAD с измеряемым параллактическим углом φ и углом α .

Длину линии $AB = L$ вычисляют по теореме синусов

$$L = l \frac{\sin(\alpha + \varphi)}{\sin \varphi}$$

или, принимая во внимание, что $l = \frac{b}{2} \operatorname{ctg} \frac{\gamma}{2}$,

$$L = \frac{b \operatorname{ctg} \frac{\gamma}{2} \sin(\alpha + \varphi)}{2 \sin \varphi}. \quad (\text{V.34})$$

Относительную среднюю квадратическую ошибку вычисляют по формуле

$$\left(\frac{m_L}{L}\right)^2 = \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 + \frac{1}{\sin^2 \gamma} \cdot \frac{m_\gamma^2}{\rho^2} + \frac{1}{\sin^2 \varphi} \cdot \frac{m_\varphi^2}{\rho^2}.$$

Полагая измерения углов γ и φ равноточными, т. е. $m_\gamma = m_\varphi = m$, перепишем формулу

$$\left(\frac{m_L}{L}\right)^2 = \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 + \left(\frac{1}{\sin^2 \gamma} + \frac{1}{\sin^2 \varphi}\right) \frac{m^2}{\rho^2}. \quad (\text{V.35})$$

Можно положить коэффициенты $\frac{1}{\sin \gamma} \approx \frac{l}{b} = k_1$, $\frac{1}{\sin \varphi} \approx \frac{l}{L} = k_2$, характеризующие продвиг звена, тогда

$$\left(\frac{m_L}{L}\right)^2 = \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 + (k_1^2 + k_2^2) \frac{m^2}{\rho^2}; \quad (\text{V.36})$$

наконец, при $k_1 = k_2 = k$

$$\left(\frac{m_L}{L}\right)^2 = \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 + 2k^2 \frac{m^2}{\rho^2}, \quad (\text{V.37})$$

откуда

$$m = \frac{\rho}{\sqrt{2k}} \sqrt{\left(\frac{m_L}{L}\right)^2 - \left(\frac{m_b}{b}\right)^2}. \quad (\text{V.38})$$

На компараторе определяют длину инварного жезла со средней квадратической ошибкой $m_b : b \approx 1 : 50\,000$. Ввиду очень малого коэффициента линейного расширения инвара при малых перепадах температуры воздуха жезл практически не меняет своей длины. Таким образом, в формуле (V.38) величиной $m_b : b$ можно пренебречь, тогда

$$m = \frac{\rho}{\sqrt{2k}} \cdot \frac{m_L}{L}. \quad (\text{V.39})$$

Принимая для определенного разряда полигонометрии значение $m_L : L$ по табл. 32 или согласно предвычислению при решении инженерной задачи и задавшись величиной k , можно вычислить необходимую точность измерения параллактических углов.

Если необходимо измерить линию со средней квадратической ошибкой $m_L : L = 1 : 25\,000$, то при $k = 10$ (параллактические углы порядка $5 - 6^\circ$, а длина определяемой линии $L \approx 200$ м), найдем

$$m = \frac{2,06 \cdot 10^5}{\sqrt{2} \cdot 10} \frac{1}{5^2 \cdot 10^3} \approx 2,9''.$$

4. Прямоугольное параллактическое звено. На территории строительства часто приходится определять длины линии с большой точностью при весьма неблагоприятных для производства линейных измерений внешних условиях и строительной обстановки. Кроме того, возникает практическая необходимость получить окончательные данные непосредственно в поле.

Горизонтальное проложение длины линии можно определить с наименьшим объемом измерений и затратой времени путем построения прямоугольного параллактического звена (рис. 49, в). До выхода на местность из шестизначных таблиц тригонометрических функций выписывают величины острых углов γ , принимаемых за параллактические, секанс которых равен одно- или двузначному числу n . Например, при n равном 5; 10; 15; 20, найдем соответственно γ , равное $11^\circ 32' 13''$; $5^\circ 44' 21''$; $3^\circ 49' 21''$ и $2^\circ 31' 57''$. Противлежащий определяемой линии AB угол должен быть прямым.

На местности в точке A устанавливают теодолит, в точке B — визирную марку, от направления AB строят соответствующий угол γ , и на заданном направлении при помощи эккера определяют точку C — основание перпендикуляра, опущенного из точки B , над которой также центрируют визирную марку. После построения звена с заданными величинами углов измеряют горизонтальное проложение отрезка $BC = b$, умножают на коэффициент продвижения n , получают значение горизонтального проложения линии $AB = s$.

Связь элементов звена в горизонтальной проекции определяется выражением

$$s = b \csc \gamma \sin \theta, \quad (\text{V.40})$$

а при $\Theta = 90^\circ$ и $\csc \gamma = n$

$$s = bn.$$

Необходимую точность определения элементов звена установим, если прологарифмируем формулу (V.40), затем продифференцируем и перейдем к средним квадратическим ошибкам

$$\left(\frac{m_s}{s}\right)^2 = \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 + \operatorname{ctg}^2 \gamma \frac{m_\gamma^2}{\rho^2} + \operatorname{ctg}^2 \Theta \frac{m_\Theta^2}{\rho^2}. \quad (\text{V.41})$$

При условии равного влияния первого и второго слагаемых формула (V.41) примет вид

$$\left.\begin{aligned} \left(\frac{m_s}{s}\right)^2 &= 2 \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 + \operatorname{ctg}^2 \Theta \frac{m_\Theta^2}{\rho^2} \\ \left(\frac{m_s}{s}\right)^2 &= 2 \operatorname{ctg}^2 \gamma \frac{m_\gamma^2}{\rho^2} + \operatorname{ctg}^2 \Theta \frac{m_\Theta^2}{\rho^2} \end{aligned}\right\}. \quad (\text{V.42})$$

Второй член слагаемого формул (V.42) при $\Theta \cong 90^\circ$ становится очень малой величиной, которую можно отбросить, если удовлетворяется неравенство

$$\operatorname{ctg} \Theta \frac{m_\Theta}{\rho} \leq \frac{\sqrt{2} m_b}{5 b}. \quad (\text{V.43})$$

Выразив m_Θ в минутах и решив неравенство относительно Θ , получим

$$\Theta \geq \operatorname{arc} \operatorname{ctg} \frac{962,6 m_b}{m_\Theta b}. \quad (\text{V.44})$$

Придавая различные значения Θ и m_Θ , произведем вычисления по (V.44) и результаты поместим в табл. 34.

Т а б л и ц а 34

$m_b : b$	$m_{\Theta \text{ мин}}$		$m_b : b$	$m_{\Theta \text{ мин}}$	
	5	10		5	10
1 : 500	68°40'	79°00'	1 : 5 000	87°40'	88°50'
1 : 2000	84 30	87 10	1 : 1 0000	88 50	89 27

Из данных табл. 34 видно, что даже при $m_b : b = 1 : 10\,000$ и $m_\Theta = 10'$ угол Θ может отличаться от прямого на 33'. Поэтому построить прямой угол можно даже эккером, которым достигают точности порядка 5'.

Следовательно, без заметной погрешности вторые слагаемые формул (V.42) при $\Theta = 90^\circ$ можно отбросить, после чего получим

$$\left.\begin{aligned} \frac{m_b}{b} &= \frac{m_s}{s} \frac{1}{\sqrt{2}} \\ m_\gamma &= \frac{m_s}{s} \frac{\operatorname{tg} \gamma}{\sqrt{2} \rho} \end{aligned}\right\}. \quad (\text{V.45})$$

Из формул (V.42) следует, что базис параллактического прямоугольного звена необходимо измерять с относительной средней квадратической ошибкой, меньшей в $\sqrt{2}$, чем допустимая ошибка для определяемой линии.

Средние квадратические ошибки m_γ (в сек) построения параллактического угла не должны превышать величин, подсчитанных по второй формуле (V.45) при $m_s = 1:1000$ и приведенных в табл. 35.

Т а б л и ц а 35

n	m_γ''	n	m_γ''	n	m_γ''	n	m_γ''
5	29,8"	9	16,4"	13	11,2"	17	8,6"
6	24,7	10	14,6	14	10,5	18	8,2
7	20,9	11	13,3	15	9,8	19	7,8
8	18,4	12	12,3	16	9,2	20	7,3

Базис следует измерять с относительной ошибкой не более 1:1400.

При иной заданной точности 1: T' определения линии следует табличные значения и расчетную относительную ошибку измерения базиса разделить на число тысяч в знаменателе принимаемой относительной ошибки. Например, для определения длины линии с относительной ошибкой 1:10 000 в звене с $n = 15$ необходимо измерить угол с ошибкой не более $m_\gamma = \pm 1''$ и базис — с ошибкой $m_b : b = 1:14\ 000$.

При измерении базиса используют оснастку, приведенную на рис. 47.

§ 44. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДЛИН ЛИНИЙ ГЕОДЕЗИЧЕСКОЙ ЗАСЕЧКОЙ

Метод, разработанный проф. А. И. Дурневым [28], весьма эффективен в условиях открытой, но довольно пересеченной местности. По известным дирекционному углу α_0 (рис. 50, а), длине первой стороны s_1 , измеренным при ней углам A_1, B_1 и A'_1, B'_1 определяют прямой угловой засечкой боковые пункты M и M' и дирекционные углы на них. Измерением в точке II дополнительно углов A_2, A_3 и A'_2, A'_3 находят дирекционный угол линии $II-III$ и направления на боковые точки N, N' . По измеренным в точке III углам B_2 и B'_2 дважды получают значение линии $II-III$, которая становится исходной для аналитических дальнейших построений.

Длину стороны с порядковым номером i ходовой линии в сети из двухфигурных засечек вычисляют по теореме синусов дважды:

$$\begin{aligned}
 s_i &= s_1 \frac{\sin A_1 \sin (A_2 + B_2) \sin A_3 \dots \sin (A_{2i-2} + B_{2i-2})}{\sin (A_1 + B_1) \sin B_2 \sin (A_3 + B_3) \dots \sin B_{2i-2}} = \\
 &= s_1 \frac{\sin A_1^1 \sin (A_2' + B_2') \sin A_3^1 \dots \sin (A_{2i-2}' + B_{2i-2}')}{\sin (A_1' + B_1') \sin B_2' \sin (A_3' + B_3') \dots \sin B_{2i-2}'}. \quad (V.46)
 \end{aligned}$$

В каждом пучке направлений возникают два условных уравнения: условие горизонта

$$(B_1) + (B'_1) + (A_2) + (A'_2) + w = 0$$

и полюсное условие

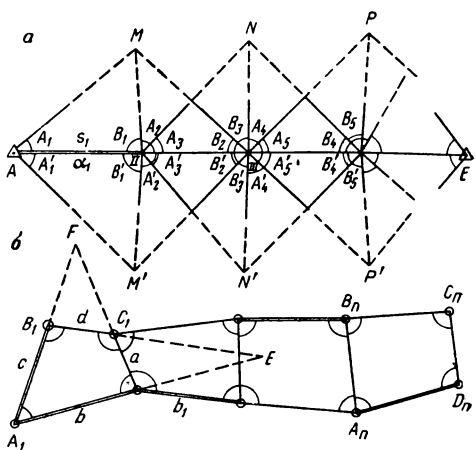
$$\frac{\sin(A_1 + B_1) \sin A'_1 \sin(A'_2 + B'_2) \sin B_2}{\sin A_1 \sin(A'_1 + B'_1) \sin(A_2 + B_2) \sin B'_2} = 1.$$

Точность элементов свободных сетей различной конфигурации оценивают по формуле [28]:

$$m_{lg s_i}^2 = m_{lg s_1}^2 + m^2 \sum \left(Q + \frac{n-2}{2} R \right), \quad (V.47)$$

дирекционного угла этой стороны

$$m_{\alpha_i}^2 = m_{\alpha_1}^2 + m^2 \sum_1^r (n-1), \quad (V.48)$$



плану масштаба 1 : 10 000 или 1 : 5000), вычисляют дирекционные углы и длины последующих линий. По полученным данным вычисляют от пункта A условные координаты пункта E , а по ним из решения обратной геодезической задачи находят условный дирекционный угол α' и длину диагонали $AE = s'$. По твердым координатам пунктов A, E также вычисляют дирекционный угол α и длину диагонали $AE = s$. По полученным данным находят точное значение: исходного дирекционного угла α_0 — по формуле (IV.28), исходной стороны s_0 — по формуле (IV.27).

По данным s_0 и α_0 повторяют вычисления по ходу, получают окончательные значения его элементов, а затем и координаты определяемых точек.

Для контроля рекомендуется одну из сторон в середине хода между пунктами A и E измерить и сравнить результат с вычисленным значением при обработке хода. Если расхождение будет отличаться на величину, в $\sqrt{2}$ меньшую допустимой, по техническим условиям средней квадратической ошибки измерения линии, то в положенном ходе отсутствуют грубые погрешности. Создавая геодезическое обоснование по способу пучков засечек не следует конечные пункты A и E принимать из разных систем геодезической сети.

До начала полевых работ на основе топографического плана (или схемы специального построения сети) составляют проект геодезического обоснования или сгущения сети по методу засечек.

По предварительным данным и намечаемой точности измерений вычисляют ожидаемые точности определений элементов сети. Затем выполняют полевую рекогносцировку по выбору мест для закрепления вершин ходовой линии и боковых пунктов, проверке обеспеченности видимости на них.

В период выполнения полевых работ рекомендуется на пунктах ходовой линии измерять направления способом круговых приемов.

Метод пучков засечек имеет перед триангуляцией и обычной полигонометрией следующие преимущества.

— достаточно обеспечить взаимную видимость только между пунктами ходовой линии, а на вспомогательные можно ограничиться односторонней;

— в треугольниках измеряют только два угла;

— вспомогательными пунктами могут служить: шпили громотоводов на фабричных трубах, шпили зданий и водонапорных башен, вершины металлических опор высоковольтных линий электропередачи и другие наиболее четко выделяющиеся местные предметы;

— ходовая линия может быть произвольной формы, не связанная никакими ограничениями;

— линейные измерения достаточно выполнить на исходной и конечной сторонах и иногда для контроля в середине хода;

— представляются более широкие возможности для приспособления метода к условиям местности;

— существенно сокращаются время и средства на выполнение работ.

2. Способ четырехугольников без диагоналей, предложенный проф. И. В. Зубрицким, применим на любых, в том числе залесенных и застроенных территориях, на участках, затрудненных для непосредственных линейных измерений. В каждом четырехугольнике без диагоналей измеряют четыре угла и сторону, а в первом — и вторую смежную (рис. 50, б). Для повышения точности сети в последнем четырехугольнике измеряют все углы и две смежные стороны. Измеренные углы в каждом четырехугольнике уравнивают. В первом четырехугольнике по уравненным углам A, B, C, D и двум измеренным сторонам b, c вычисляют длины двух других сторон (a, d). В следующем четырехугольнике также станут известны две смежные стороны: измеренная b_1 и вычисленная a . Дальнейшие вычисления продолжают в такой же последовательности.

Расчетные формулы можно получить из построения четырехугольника без диагоналей. Продолжим стороны b и d до пересечения в точке E , а стороны c, a — до пересечения в точке F .

Из треугольников ABE и DCE выразим

$$DE = AE - b$$

Но

$$AE = c \frac{\sin B}{\sin [180^\circ - (A + B)]}, \quad DE = a \frac{\sin (180^\circ - C)}{\sin [180^\circ - (A + B)]},$$

поэтому

$$a = \frac{c \sin B - b \sin (A + B)}{\sin C}$$

или, так как $\sin (A + B) = -\sin (C + D)$,

$$a = \frac{b \sin B + C \sin (D + C)}{\sin C}. \quad (V.50)$$

Из треугольников ADF и BCF по аналогии получим

$$d = \frac{b \sin D + c \sin (B + C)}{\sin C} \quad (V.51)$$

Для оценки точности длин определяемых сторон продифференцируем формулы (V.50) и (V.51) по измеренным аргументам (при неуравненных углах), перейдем к средним квадратическим ошибкам, принимая во внимание равноточность измерения углов, т. е.

$$m_A \approx m_B \approx m_C \approx m_D = m_\beta,$$

получим

$$\left. \begin{aligned} m_a^2 &= \frac{1}{\sin^2 C} \left\{ \sin^2 B m_c^2 + \sin^2 (C + D) m_b^2 + [c^2 \cos^2 B + \right. \\ &+ 2b^2 \cos (C + D) - 2ab \cos C \cos (C + D) + a^2 \cos^2 C] \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \left. \right\} \\ m_d^2 &= \frac{1}{\sin^2 C} \left\{ \sin^2 D m_b^2 + \sin^2 (B + C) m_c^2 + [b^2 \cos^2 D + \right. \\ &+ 2C^2 \cos^2 (B + C) - 2cd \cos C \cos (B + C) + d^2 \cos^2 C] \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \left. \right\} \end{aligned} \right\} \quad (V.52)$$

Для прямоугольного четырехугольника:

$$\left. \begin{aligned} m_a^2 &= m_c^2 + 2b^2 \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \\ m_d^2 &= m_b^2 + 2c^2 \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \end{aligned} \right\} \quad (V.53)$$

Если обозначить $\frac{b}{c} = k$ — коэффициент вытянутости прямоугольника, то формулам (V.53) придадим вид:

$$\left. \begin{aligned} \left(\frac{m_a}{a} \right)^2 &= \left(\frac{m_c}{c} \right)^2 + 2k^2 \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \\ \left(\frac{m_d}{d} \right)^2 &= \left(\frac{m_b}{b} \right)^2 + \frac{2}{k^2} \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \end{aligned} \right\} \quad (V.54)$$

При $\frac{m_c}{c} = \frac{m_b}{b} = \frac{1}{50\,000}$; $m_\beta = \pm 3''$ и $k = 2$ получим

$$\begin{aligned} \frac{m_a}{a} &= \sqrt{\left(\frac{1}{5 \cdot 10^4} \right)^2 + 2 \cdot 4 \left(\frac{3}{20,6 \cdot 10^4} \right)^2} = \frac{1}{22\,000}, \\ \frac{m_d}{d} &= \sqrt{\left(\frac{1}{5 \cdot 10^4} \right)^2 + \frac{2}{4} \left(\frac{3}{20,6 \cdot 10^4} \right)^2} = \frac{1}{45\,000}. \end{aligned}$$

В четырехугольнике — квадрате при равноточных измерениях по обеим формулам получим одинаковые значения.

Поскольку стороны четырехугольника вычисляют по предварительно уравненным углам (а потому зависимым величинам), ошибки сторон находят из решения весовой функции.

В четырехугольниках, близких к прямоугольникам (при уравненных углах), средние квадратические ошибки определяемых сторон вычисляют по формулам:

$$\left. \begin{aligned} m_a^2 &= m_c^2 + bd \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \\ m_d^2 &= m_b^2 + ac \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \end{aligned} \right\} \quad (V.55)$$

Для квадратов относительные средние квадратические ошибки будут

$$\left. \begin{aligned} \left(\frac{m_a}{a}\right)^2 &= \left(\frac{m_c}{c}\right)^2 + \left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2 \\ \left(\frac{m_d}{d}\right)^2 &= \left(\frac{m_b}{b}\right)^2 + \left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2 \end{aligned} \right\} \quad (\text{V.56})$$

В цепи из прямоугольных четырехугольников с измеренными сторонами $c, b, b_1, \dots, b_n$ и уравненными углами за условия фигур вычисляют среднюю квадратическую ошибку удаленной стороны по формуле

$$m_{c_n}^2 = m_c^2 + \sum_{i=1}^{i=n} b_i^2 \frac{m_\beta^2}{\rho^2}. \quad (\text{V.57})$$

В цепи из четырехугольников, близких к квадрату,

$$\left(\frac{m_{c_n}}{c_n}\right)^2 = \left(\frac{m_c}{c}\right)^2 + n \left(\frac{m_\beta}{\rho}\right)^2. \quad (\text{V.58})$$

При $\frac{m_c}{c} = \frac{1}{25\,000}$; $m_\beta = 2''$ и $n = 4$ получим $\frac{m_{c_n}}{c_n} = \frac{1}{23\,000}$.

Стороны наиболее точно определяются, когда углы четырехугольника около 90° . Величины углов допускают в пределах $30-150^\circ$.

Существенные выгоды применения четырехугольников без диагоналей вместо проложения ходов полигонометрии весьма ощутимы на заселенных и застроенных территориях, на участках, затрудненных для непосредственных линейных измерений.

§ 45. ВЫСОТНАЯ СЕТЬ СТРОИТЕЛЬСТВА

Опорную высотную сеть (см. табл. 25), удовлетворяющую требованиям проектно-изыскательских работ, строительства сооружений и наблюдений за осадками в период возведения и эксплуатации сооружений, следует создавать уже на стадии рабочего проектирования.

Повышение класса нивелирования в период изыскательских работ потребует несколько увеличенных затрат, но в дальнейшем такая высотная сеть не раз себя оправдает.

При достаточно развитой высотной сети представляется возможным, как правило, ограничиваться проложением одиночных нивелирных ходов.

Уравнивание одиночного хода состоит в распределении невязки (с обратным знаком) пропорционально длинам звеньев. Этим в значительной мере исключается и действие систематических ошибок, поскольку их влияние возрастает пропорционально длинам звеньев. В отдельных случаях прокладывают несколько ходов с узловой точкой. Ожидаемую среднюю квадратическую

ошибку отметки узловой точки находят по правилам уравнивания сети.

Вес узловой точки нивелирных ходов определяют по известной формуле

$$P = \sum_{i=1}^n p_i, \quad (\text{V.59})$$

где p_i — вес хода (i — хода, принимающие последовательные значения от 1 до n , где n — количество ходов).

В случае равенства ходов вес узловой точки будет

$$P = np. \quad (\text{V.60})$$

Средняя квадратическая ошибка отметки узловой точки ходов равной длины будет

$$M = \frac{m}{\sqrt{n}} \quad (\text{V.61})$$

или, так как

$$m = \eta \sqrt{L} \quad (\text{V.62})$$

(η — средняя квадратическая ошибка хода длиной 1 км; L — длина хода в км),

$$M = \eta \frac{\sqrt{L}}{\sqrt{n}}. \quad (\text{V.63})$$

При $n = 3$, $L = 4$ км и $\eta = \pm 5$ мм по формуле (V.63) найдем $M = \pm 5,8$ мм.

Нивелирные сети, в зависимости от класса нивелирования, уравнивают способом эквивалентной замены, разработанным проф. А. С. Чеботаревым, способами полигонов и узлов, предложенными проф. В. В. Поповым, составлением уравнений погрешностей.

Весьма существенным является рациональное размещение высотных пунктов на обширной территории строительства в целом и на отдельных участках основной застройки, подбор конструкций знаков, наиболее устойчивых при данных геологических свойствах грунтов. Часть исходных реперов должна быть достаточно удалена от участков глубоких разработок котлованов, за сферу влияния производственных процессов на устойчивость знаков. Со временем по данным нивелирования можно выявить степень устойчивости той или иной конструкции знаков реперов в конкретных геологических условиях, обеспечить надежный контроль результатов нивелирования, повысить точность высотной связи реперов, установить целесообразность закрепления знаков на конструктивных элементах сооружений.

Высотная основа для наблюдений за осадками гидротехнических земляных и железобетонных сооружений одного из гидрозноулов была запроектирована и выполнена в натуре из четырех

кустов (рис. 51), каждый из которых состоял из двух глубинных реперов (см. рис. 56, б) с расстояниями между ними 70—150 м. Кусты реперов, объединяющие знаки 1 и 2, 5 и 6, размещены в пойменной части, в нижнем бьефе гидротехнического створа: первый — на острове (в 0,8 км от створа), второй — на пирсе из намывного песчаного грунта (в 0,4 км от створа). Куст из глубинных реперов 3 и 4 находится ниже створа, на левом коренном берегу, удален на 0,5 км, а куст из глубинных реперов 7 и 8 — на правом берегу, в 1,5 км от поймы, но примерно в створе гидросооружений.

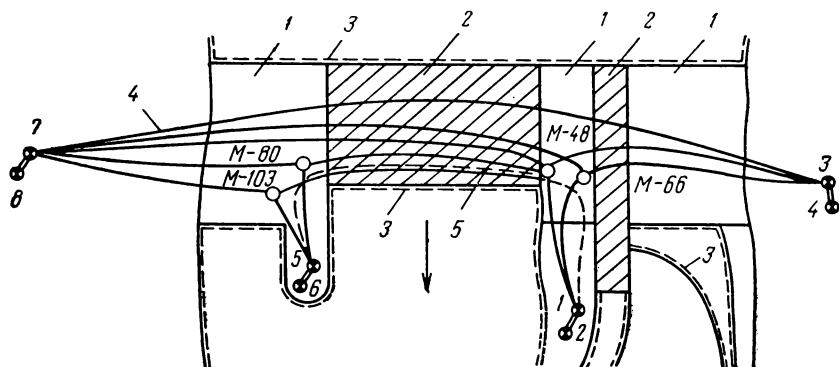


Рис. 51. Сеть глубинных реперов гидроузла

1 — земляные плотины; 2 — железобетонные сооружения: здание гидроэлектростанции и водосливная плотина, судоходные шлюзы; 3 — урез воды; 4 — ходы нивелирования; 5 — оптимальный ход нивелирования повышенной точности

Незыблемость знака по высоте обеспечивают в известной мере доведением его основания до уровня практически несжимаемых грунтов. Глубина заложения основания знаков конструкции Гидропроекта составила от 13 до 64 м.

Реперы куста находятся примерно в одинаковых условиях, тогда как сами кусты размещены в различных средах, отличающихся геолого-гидрологическими факторами, влиянием меняющегося водного режима и функционирующих сооружений. Марки 103, 80, 48 и 66 находятся на сооружениях; их использовали как рабочие реперы в период текущего цикла инструментальных наблюдений.

Глубинные реперы нивелировали отдельными ходами либо с включением общей части на небольших участках. Высотная сеть рассматривалась как локальная. За исходный пункт принимали глубинный репер.

Определение отметок глубинных реперов и марок, включенных в ходы I класса, требовало совместного уравнивания превышений в каждом цикле нивелирования: при одинаковой длине хода вычислением среднего арифметического, при разных длинах — среднего весового значения. Полученные таким образом отметки

глубинных реперов служили исходными при уравнивании ходов нивелирования.

В принятой схеме высотной связи глубинных реперов необходимо, пользуясь методом математической статистики, тщательно анализировать результаты нивелирования: выявлять грубые ошибки, проверять наличие систематических ошибок и исключать их перед оценкой точности отметок реперов.

В табл. 36 выписаны результаты нивелирования глубинных реперов 3 и 7 (расстояние между которыми составляет 10 км) за 10-летний период; причем пройденный период между первым и текущим циклами нивелирования x_i (графа 2) выражен в десятках месяцев, а в превышениях y_i (графа 3) оставлены лишь изменявшиеся части в мм (общая часть для всех циклов опущена).

Т а б л и ц а 36

№ цикла	x_i	y_i	$\delta x_i = x_i - \bar{x}$	$\delta y_i = y_i - \bar{y}$	$(x_i - \bar{x})^2$	$(y_i - \bar{y})^2$	$\delta x_i, \delta y_i$	$\epsilon_i, i+1$
1	0	46,1	-6,2	-2,5	38,44	6,25	+15,50	-3,0
2	1,2	54,1	-5,0	+5,5	25,00	30,25	-27,50	+9,5
3	2,2	53,2	-4,0	-4,0	16,00	21,16	-18,40	0
4	4,0	44,6	-2,2	-4,0	4,84	16,00	+8,80	+1,8
5	4,6	42,8	-1,6	-5,8	2,56	33,64	+9,28	-0,0
6	6,0	52,8	-0,2	+4,2	0,04	17,64	-0,84	-1,0
7	7,1	53,8	+0,9	+5,2	0,81	27,04	+4,68	+7,5
8	8,8	46,3	+2,6	-2,3	6,76	5,29	-5,98	-2,7
9	10,0	49,0	+3,8	+0,4	14,44	0,16	+1,52	+1,3
10	11,2	47,7	+5,0	-0,9	25,00	0,81	-4,50	+3,5
11	12,4	44,2	+6,2	-4,4	38,44	19,36	-27,28	-1,9

$$\bar{x} = 6,2 \quad \bar{y} = 48,6 \quad \Sigma = 0,7 \quad \Sigma = 0 \quad \Sigma = 172,33 \quad \Sigma = 177,60 \quad \Sigma = -44,72 \quad B' = 339,58$$

Реперы 3 и 7 нивелировали практически при одинаковых условиях, поэтому результаты превышений принимаются за равнозначные. Вследствие этого

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n}, \quad \bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^n y_i}{n} \quad (\text{V.64})$$

(n — число циклов).

Для проверки возможных в ряду измерений грубых ошибок применим критерий В. Диксона, предложившего статистики (оценки) вида [7]

$$\tau' = \frac{y_n - y_{n-1}}{y_n - y_1}; \quad \tau'' = \frac{y_n - y_{n-1}}{y_n - y_2}; \quad \tau''' = \frac{y_n - y_{n-2}}{y_n - y_1}. \quad (\text{V.65})$$

Критические области определяются выражениями

$$p(\tau' > \tau'_q) = q; \quad p(\tau'' > \tau''_q) = q; \quad p(\tau''' > \tau'''_q) = q, \quad (\text{V.66})$$

где τ'_q , τ''_q , τ'''_q — теоретические значения для соответствующего q — уровня значимости.

Если превышения выписать из таблицы в возрастающий ряд, то последовательность значений будет соответствовать циклам: 5, 11, ..., 7 и 2.

Тогда, подставляя в формулу (V.65) числовые значения из таблицы, найдем:

$$\tau' = \frac{54,1 - 53,8}{54,1 - 42,8} = 0,027,$$

$$\tau'' = \frac{54,1 - 53,8}{54,1 - 44,2} = 0,030,$$

$$\tau''' = \frac{54,1 - 53,2}{54,1 - 42,8} = 0,080.$$

При $q = 0,05$ и $n = 11$ теоретические значения τ_q равны [7, табл. 55]: $\tau'_q = 0,40$; $\tau''_q = 0,46$; $\tau'''_q = 0,50$.

Из сопоставления соответственных значений τ и τ_q видно, что для пятипроцентного уровня значимости полученные оценки меньше теоретических, а потому все результаты должны включаться в обработку.

Для проверки наличия систематических ошибок в ряду измерений превышений воспользуемся критерием [42], по которому принятие ложных гипотез составляет порядка 5%,

$$\left| \frac{B'}{2A'} - 1 \right| > \frac{2}{\sqrt{n}}, \quad (\text{V.67})$$

где

$$A' = (\delta y_1)^2 + \delta (y_2)^2 + \dots + (\delta y_n)^2,$$

$$B' = (\delta y_1 - \delta y_2)^2 + (\delta y_2 - \delta y_3)^2 + \dots + (\delta y_n - \delta y_1)^2$$

($\delta y_1, \delta y_2, \dots, \delta y_n$ — отклонения результатов измерений от их арифметической середины).

Обозначая $\delta y_i - \delta y_{i+1} = \epsilon_{i, i+1}$, запишем

$$B' = \epsilon_{1, 2}^2 + \epsilon_{2, 3}^2 + \dots + \epsilon_{n, n+1}^2.$$

В табл. 36 вычисленные $\epsilon_{i, i+1}$ выписаны в последнюю графу, а значения B' — внизу этой же графы.

При подстановке числовых значений в (V.67) получим

$$\left| \frac{339,58}{2 \cdot 177,60} - 1 \right| < \frac{2}{\sqrt{11}}.$$

Легко видеть, что полученный результат меньше принятого критерия, следовательно, результаты измерений не содержат систематических ошибок.

Пользуясь правилами определения корреляционной связи изучаемых явлений, проверим неизменяемость превышения между рассматриваемыми реперами разных кустов во времени.

Коэффициент корреляции вычисляют по формуле

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{(n-1) \sigma'_x \sigma'_y}, \quad (\text{V.68})$$

где $\bar{x}$, $\bar{y}$ определяются по (V.64),

$$\sigma'_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}}, \quad \sigma'_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}{n-1}} \quad (\text{V.69})$$

(n — число значений x_i , y_i).

Подставляя числовые значения из таблицы, по формулам (V.69) найдем

$$\sigma'_x = \sqrt{\frac{172,33}{10}} = 4,15; \quad \sigma'_y = \sqrt{\frac{177,60}{10}} = 4,22.$$

После подстановки числовых значений соответствующих компонентов в формулу (V.68) вычислим $r = -0,23$.

Данные вычислений указывают на отсутствие явно выраженного изменения с течением времени в превышении между реперами 3 и 7. Величины превышений, полученные из циклов нивелирования, содержат преимущественно случайные ошибки измерений.

Окончательный результат из ряда измерений с вероятностью $p(t)$ определяется по формуле

$$y = \bar{y} \pm t m_0, \quad (\text{V.70})$$

где $\bar{y}$ — весовое среднее из результатов измерений; t — коэффициент, зависящий от доверительной вероятности и степени свободы; m_0 — средняя квадратическая ошибка общего арифметического среднего, определяемая по формуле

$$m_0 = \sqrt{\frac{1}{[p][n-1]} \sum_{i=1}^n p_i (\delta y_i)^2}, \quad (\text{V.71})$$

в которой p_i — вес измеренной величины; $\delta y_i = y_i - \bar{y}$, n — число измерений.

Имея в виду равноточность измерений, данные таблицы подставим в (V.71), найдем

$$m_0 = \pm 1,27 \text{ мм.}$$

Для оценки стандарта σ_0 измерений применяют χ^2 — квадрат распределения, пользуясь формулой

$$\sigma_0 = 0,5 (\gamma_2 + \gamma_1) m_0 \pm 0,5 (\gamma_2 - \gamma_1) m_0. \quad (\text{V.72})$$

Стандарт $\sigma_{\bar{y}}$ величины $\bar{y}$ вычисляют по формуле

$$\sigma_{\bar{y}} = \frac{\sigma_0}{\sqrt{p_{\bar{y}}}}, \quad (\text{V.73})$$

где $p_{\bar{y}}$ — вес весового среднего значения; для арифметического среднего $p_{\bar{y}} = n$.

Проф В. Н. Ганьшин при решении уравнения вероятности ввел дополнительное условие

$$(\gamma - \gamma_1) = \min,$$

в результате чего были получены для различной вероятности $p(t)$ коэффициенты t и значения $0,5(\gamma_2 + \gamma_1)$, $0,5(\gamma_2 - \gamma_1)$ при заданной степени свободы k , для $k = n - 1 = 10$ выпишем $t = 2,284$, $0,5(\gamma_2 + \gamma_1) = 1,143$, $0,5(\gamma_2 - \gamma_1) = 0,505$.

Пользуясь данными вычислений и табличными значениями, по формулам (V.70)—(V.73) найдем:

$$y = h = 48,6 \pm 2,284 \cdot 1,27 = (48,6 \pm 2,9) \text{ мм},$$

$$\sigma_0 = \sigma_{0h} = 1,143 \cdot 4,22 \pm 0,505 \cdot 4,22 = (4,8 \pm 2,1) \text{ мм},$$

$$\sigma_{\bar{y}} = \sigma_{\bar{h}} = 1,143 \cdot 0,94 \pm 0,94 \pm 0,505 \cdot 0,94 = (1,4 \pm 0,6) \text{ мм}.$$

По изложенному принципу исследования данных высотной связи выполнен анализ полученных превышений между реперами 3 и 1, а также между реперами в каждом кусте. Результаты анализа подтвердили наличие только случайных ошибок измерений.

Из выполненных анализов результатов нивелирования установлено:

1. Так как кусты глубинных реперов связывают висячими ходами, то весьма важно выбрать пункт, по отношению к которому следует определять превышения остальных. Таким пунктом мог быть репер 1 или 5.

2. Реперы 1 и 2, 5 и 6 расположены ближе к железобетонным гидротехническим сооружениям, а потому следовало определить оптимальный ход связи этих кустов (см. рис. 51) и увеличить число нивелирований для получения данных большей точности.

Практика показывает, что по истечении 1—2 лет у высотных знаков, закрепленных в фундаментах одиночных инженерных сооружений, отметки практически не меняются. Это дает возможность использовать реперы, заложенные в фундаментах, осадка которых стабилизировалась, в качестве исходных.

§ 46. РАЗМЕЩЕНИЕ И ЗАКРЕПЛЕНИЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ ПУНКТОВ

Сохранность знаков, обозначающих положение опорных точек на местности, может быть обеспечена применением соответствующих строительных материалов (бетона, металла, кирпича, камня и др.), но придать им устойчивость довольно сложно из-за воздействия различных трудноучитываемых факторов.

Пункты опорной геодезической сети закрепляют знаками, на которых четко обозначают их центры. Конструкции знаков выби-

рают в зависимости от класса геодезического пункта геологических свойств грунта, климатического пояса, места расположения знака.

А. Знаки плановой сети

На территории строительства комплекса крупных объектов геодезические пункты следует размещать на командных высотах, чтобы с них непосредственно представлялась возможность производить измерения. Рекомендуются конструкции знаков облегченного типа (рис. 52).

Над пунктом главной геодезической сети целесообразно возводить металлическую усеченную пирамиду высотой 4—5 м. На верхней площадке можно закреплять визирную цель, а иногда при необходимости устанавливать угломерный инструмент.

Для наблюдателя опорой служит предпоследний пояс конструкции из углового проката, который иногда покрывают настилом из досок.

Такой же конструкции металлические усеченные пирамиды высотой 4,5 м (рис. 53, а) устанавливают над основными пунктами разбивочной сети строительных площадок. Обычно с верхней площадки пирамиды открывается свободная видимость по горизонту. Пирамиды большей частью служат для закрепления на них визирных целей, а углы измеряют с земли.

Если местные условия позволяют видеть визирные цели, устанавливаемые на штативе, то центры пунктов геодезической сети и строительной разбивочной сетки на незастроенных территориях ограждают металлической обноской (рис.

53, б). Пирамиды и ограждения окрашивают краской оранжевого цвета, на одной из стоек указывают номер пункта и прикрепляют щиток с записью об ответственности за повреждение знака.

Пункты триангуляции на территории строительства могут закрепляться в скальных породах знаками (рис. 54), позволяющими принудительно центрировать визирную марку или теодолит. С такого знака удобно вести наблюдения.

Вспомогательные пункты и разбивочные точки закрепляют знаками облегченной конструкции: кусками газовых труб с бетонным якорем и оголовком или бетонным столбиком с заделан-

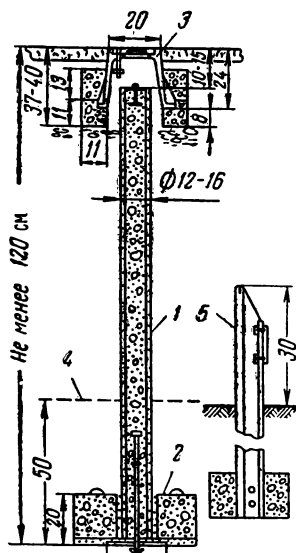


Рис. 52. Наземный знак

1 — труба; 2 — якорь; 3 — колпак; 4 — линия наибольшего промерзания; 5 — рельс

ной металлической пластиной в верхнем торце; вокруг знаков делают окопку с канавой.

Применяемые проектно-изыскательскими организациями геодезические знаки облегченного типа в условиях строительства гидросооружений недовговечны. Основную часть пунктов опорной сети уничтожают в подготовительный период и при земляных работах на основных объектах, т. е. еще до начала возведения гидротехнических бетонных сооружений.

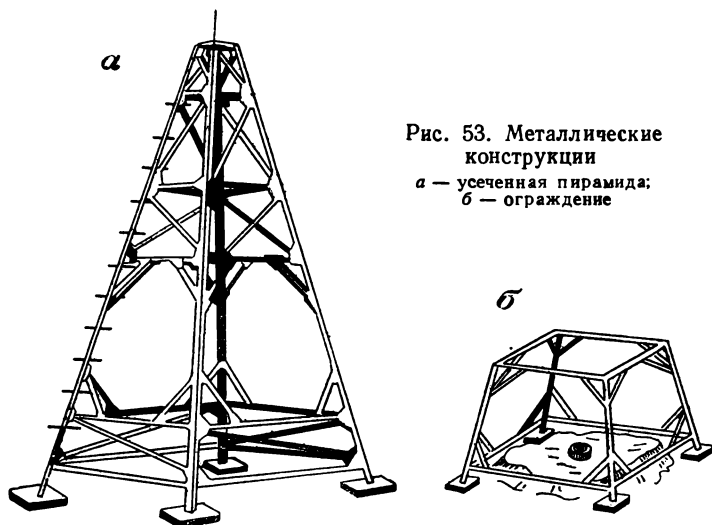


Рис. 53. Металлические конструкции

а — усеченная пирамида;
б — ограждение

Долговременную сохранность геодезических знаков на строительном участке в значительной мере можно обеспечить, если их положение оформить проектным чертежом с утверждением главным инженером строительства. В таком случае геодезические знаки приобретают значение инженерных сооружений.

Как показала практика, надежными наземными знаками в условиях строительных территорий здания ГЭС и плотины оказались бетонные пустотелые параллелепипеды (рис. 55, *а*). Их устойчивость в плановом отношении обуславливается большой опорной площадью и чрезвычайно малой нагрузкой на грунт в основании. Поверхность знака, соприкасающаяся с грунтом, составляет около 20 м², чем обеспечивается достаточно надежное сцепление знака с грунтом, создается как бы единая среда.

Закладка ряда бетонных знаков в створе (см. рис. 61 и 62) дает возможность проводить контроль за их устойчивостью.

Бетонные знаки указанной конструкции использовали и на намывных земляных дамбах (рис. 55, *б*), а также на земляной плотине высотой 25 м для закрепления створов оси агрегата и разбивочной оси сооружений.

На территории строительства водосливной плотины и здания Волжской ГЭС им. XII съезда КПСС было заложено сорок два пустотелых бетонных знака с заглублением на 1,5—2,0 м.

Бетонными знаками закрепляли створы поперечных осей каждого нечетного агрегата и каждого третьего пролета плотины.

Бетонные пустотелые знаки возвышались на 0,5—0,8 м над землей, поэтому были хорошо видны на местности.

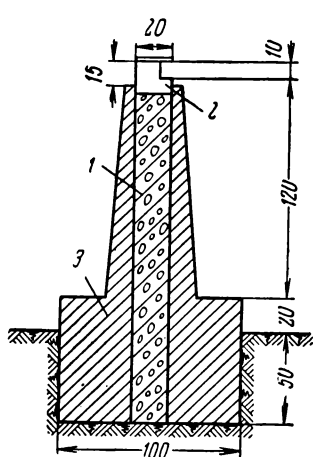


Рис. 54. Знак триангуляции на скальном участке

1 — труба; 2 — вырез для вставления станového винта; 3 — монолит

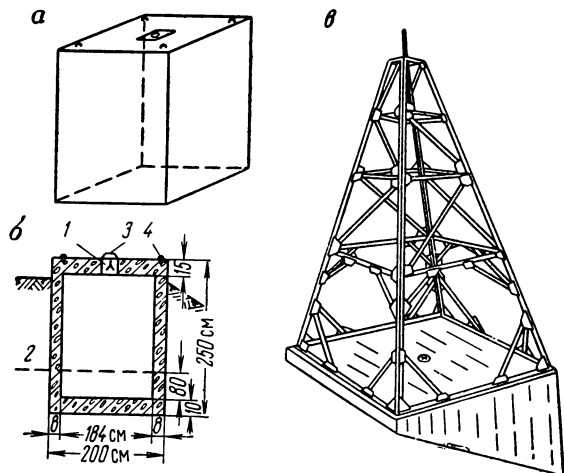


Рис. 55. Геодезический знак — бетонный пустотелый параллелепипед

а — общий вид; б — разрез знака: 1 — штраба; 2 — линия промерзания грунта; 3 — марка центра; 4 — высотные марки; в — металлическая усеченная пирамида на знаке

Результаты периодической проверки створности центров бетонных знаков в рядах, линейных измерений расстояний между ними и нивелирования марок на углах этих знаков подтверждали их надежную устойчивость.

Б. Знаки высотной сети

На строительных территориях применяют конструкции фундаментальных и облегченных типов высотных знаков; используют и детали устойчивых сооружений.

К фундаментальным знакам относятся глубинные реперы (рис. 56, а), основание которых закладывают ниже зоны сжимаемых грунтов; длина основного стержня знака поэтому может составлять несколько десятков метров.

Грунтовые реперы устанавливают на незастроенных участках и в некотором отдалении от сооружений, за осадками которых предусматриваются инструментальные наблюдения.

Основание грунтового репера должно находиться в достаточно плотном и устойчивом слое грунта с заглублением по крайней мере на 0,5 м ниже горизонта промерзания.

На строительных площадках стремятся устанавливать знаки совмещенного типа для закрепления пунктов плановой и высотной сети.

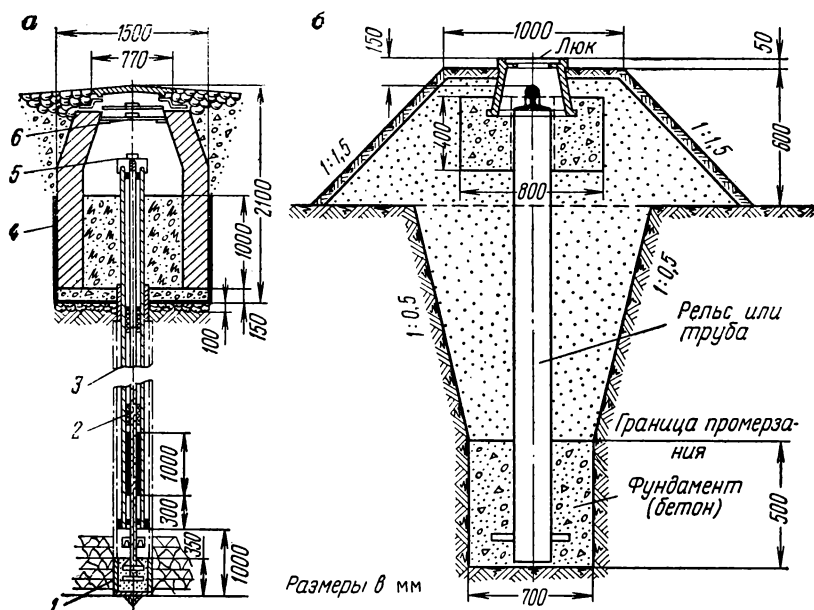


Рис. 56. Фундаментальные реперы

а — глубинный: 1 — якорь; 2 — труба — стержень репера; 3 — обсадная труба; 4 — бетонный колодец; 5 — головка репера; 6 — крышки; 6 — облегченный знак

Для этого по оси головки грунтового высотного репера сверлят отверстие двухмиллиметрового диаметра для обозначения планового центра. Головку репера защищают металлической крышкой. В верхней части грунтового репера возводят ограждение, кольцевую кладку, сверху устраивают люк. Знак фундаментального репера, вполне оправдавший свое назначение на ряде строительных, имеет вывод основного стержня выше естественной поверхности земли (рис. 56, б). Вокруг защитного кольца делают насыпь из привозного грунта, поэтому не требуется устраивать отсыпку вокруг репера. В качестве высотных знаков используют и детали устойчивых сооружений (анкерные болты опор ЛЭП и канатной дороги и др.).

В. Стенные геодезические знаки

Наземные знаки геодезического обоснования, несмотря на их прочность, подвержены нарушениям устойчивости и уничтожению, а пункты триангуляции на крышах зданий и сооружений неудобны для всевозможных геодезических привязок.

Еще в конце прошлого столетия в связи с началом сооружения водопроводных и канализационных сетей появилась надобность в надежной высотной сети, которая сохранялась бы длительное время. Тогда и начали использовать капитальные здания для за-

крепления на них высотных пунктов. Позднее при проложении государственных нивелирных сетей такое закрепление стало повсеместным.

Для закрепления пунктов полигонометрии на стенах зданий разработаны специальные конструкции знаков, состоящих из двух частей: чугунного отлива якоря, закладываемого в стену, и металлической штанги, соединяемой с якорем (рис. 57).

Знаки консольного типа вследствие сложности изготовления, громоздкости, необходимости иметь переносную штангу, а также ограниченной возможности пользования ими на строительной площадке не находят широкого применения и не рекомендуются к применению [77].

Знаки крепления на инженерных сооружениях пунктов плановой геодезической сети применяют и других конструкций, а связь с ними осуществляют косвенно. Некоторые конструкции знаков разработаны для определенного способа геодезической связи, другие — применительно к различным схемам построений. Механический перенос опыта закрепления стенными знаками пунктов полигонометрии в кварталах города в условиях застраиваемой площадки, особенно промышленных предприятий, не имел успеха.

На строительных территориях весьма широко применяют знаки стенного репера, отлитого из ковкого чугуна (рис. 58, а), на лицевой грани диска которого имеется прилив, выступающий на 40—50 мм с наклоном полочки к оси знака в сторону диска. На выступающей части полочки перпендикулярно к оси знака просверливают отверстие глубиной 10—15 мм и диаметром 1,5—2 мм, ось которого служит центром пункта плановой сети. Высшая точка выступающей полочки закрепляет высотную отметку. В послед-

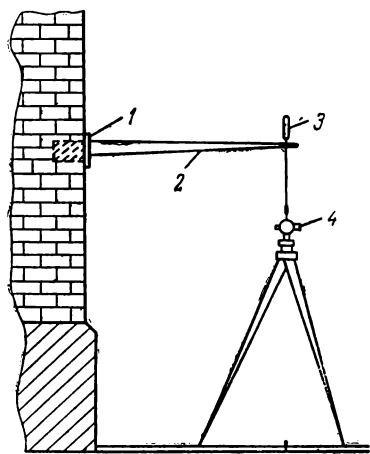


Рис. 57. Общий вид стенного знака консольного типа

1 — якорь; 2 — штанга; 3 — визирное приспособление; 4 — теодолит

нее время предложена несколько иная форма стенового знака совмещенного типа (рис. 58, б). У таких знаков обеспечивается полная определенность высотной точки, даже если допущена небольшая негоризонтальность оси знака, заложенного в стену.

Знаки совмещенного типа закладывают в строящиеся капитальные здания и сооружения (выше отмотки на 30—40 см) сразу же, как только выведут цокольную часть или поднимут блоки над земной поверхностью.

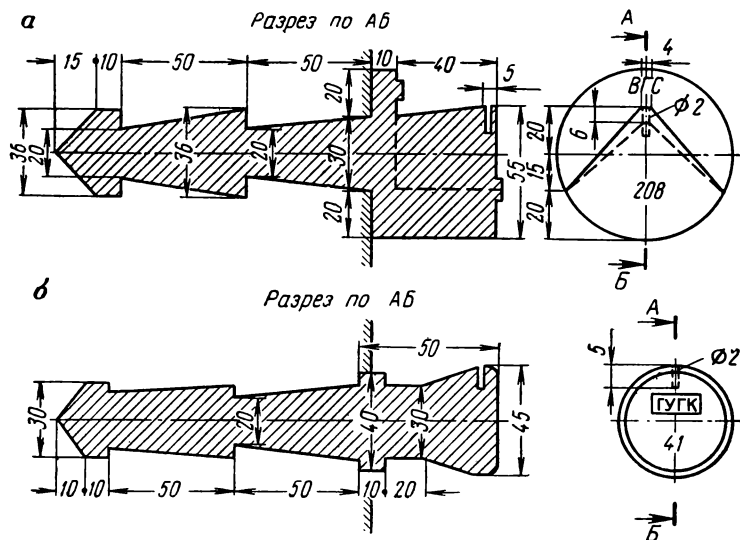


Рис. 58. Стенные знаки совмещенного типа
а — с наклонной полочкой; б — круглого сечения

В период строительства и эксплуатации здания или сооружения стенные знаки практически не меняют своего планового положения. До полной стабилизации осадки сооружения стеной репер временно используют для обслуживания земляных работ.

Достоинство стенового репера как совмещенного знака еще в большей мере возрастает, если проектом предусмотрено наблюдение за деформациями сооружений.

Для фиксирования точек на сооружениях целесообразно в качестве знаков использовать специальные крепежные элементы — стальные гвозди, винты и дюбели, забиваемые в незакрываемую поверхность конструкции при помощи строительного монтажного пистолета СМП-1 (рис. 59). Наличие крепежных элементов разных типов и размеров позволяет закреплять планово-высотные точки (рис. 60) в самых разнообразных конструкциях (кирпичных, бетонных, железобетонных и металлических). После забивки винта (с внутренней или наружной резьбой) в крепежный элемент ввинчи-

вают специально выточенную головку марки, на которой обозначают положение точки в пространстве. Широко пользуются для обозначения пунктов накерновкой или насечкой на металлических частях самих сооружений, окраской масляной краской (рис. 60,б).

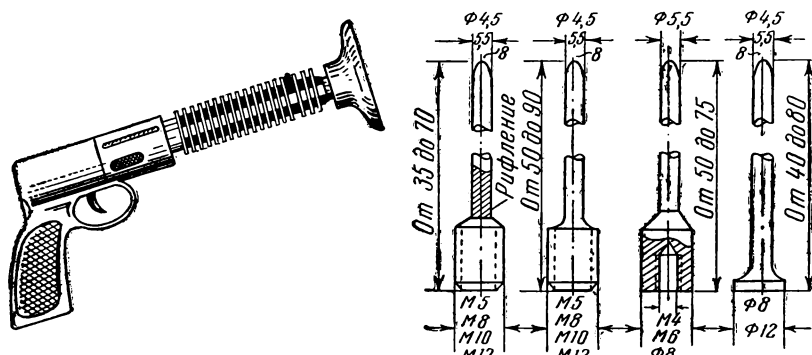


Рис. 59. Строительно-монтажный пистолет и крепежные элементы-дюбели (размеры в мм)

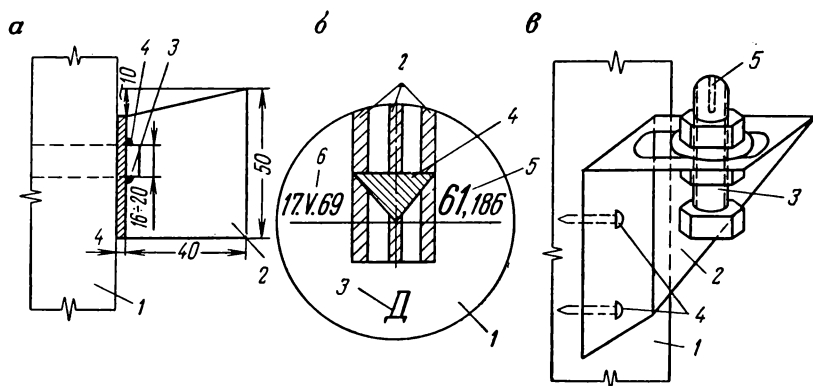


Рис. 60. Стенные знаки

а: 1 — железобетонная колонна; 2 — уголкового проката; 3 — выпуск арматуры; 4 — электроприварка; б: 1 — фон; 2 — риски; 3 — обозначение оси; 4, 5 и 6 — обозначение, отметка и дата определения; в: 1 — колонна; 2 — уголкового проката; 3 — болт с гайками и шайбами; 4 — закрепление знака дюбелями; 5 — отверстие 2 мм

С большой эффективностью применяют знак с принудительным подвижным центром (рис. 60, в). В прорези полочки (из уголкового стального проката), прикрепленной двумя дюбелями к боковой поверхности строительной конструкции, удерживается болт двумя гайками и прокладками. Центр знака точно приводят в проектное плановое и высотное положение, после чего натягивают между знаками монтажную струну.

Глава VI

ПОСТРОЕНИЕ ПЛАНОВЫХ РАЗБИВОЧНЫХ СЕТЕЙ

§ 47. РАЦИОНАЛЬНЫЕ СХЕМЫ ЛОКАЛЬНЫХ РАЗБИВОЧНЫХ СЕТЕЙ

Создание разбивочной сети при строительстве крупного гидроузла — работа трудоемкая, требует учета специфических особенностей гидростроительства.

В 1928 г. на Днепрострое впервые в практике гидротехнического строительства была построена высокоточная разбивочная сеть для всех сооружений гидроузла, а спустя 16 лет там же впервые осуществили развитие локальных по точности разбивочных сетей на участках восстановления сооружений.

Сооружения были настолько разрушены и деформированы, что даже в их основаниях изменились первоначальные геометрические формы. Железобетонная плита здания ГЭС, несмотря на 20-метровую толщину, деформировалась в сторону нижнего бьефа на 30—40 см [56].

Построением локальных геодезических сетей на здании ГЭС, плотине и шлюзе обеспечили, не ожидая завершения работ по развитию общей плановой сети на территории строительства, производство съемок и привязок сохранившихся конструктивных элементов сооружений. На основании результатов геодезических работ проектировщики наметили оси сооружений и их частей (в частности, продольная ось здания гидроэлектростанции была принята в виде ломаной линии).

Локальная разбивочная сеть — это сеть геодезических пунктов, определенных с повышенной точностью, зависящей от требований, предъявляемых к разбивкам. Пункты таких сетей размещают строго в створах проектных осей и вспомогательных разбивочных линий.

При развитии локальных разбивочных сетей предусматривается одноступенчатое построение; пункты сети одновременно являются разбивочными точками и точками проектных створов.

Локальные разбивочные сети существенно отличаются по конструкции от сети местного геодезического обоснования, которое служит основой для следующих ступеней построений при определении положения разбивочных точек. Локальные сети можно рассматривать как свободные. Поскольку в триангуляции точность

уравненных элементов сети в значительной степени зависит от формы геометрических фигур, то при развитии локальных сетей и это обстоятельство учитывается. На строительствах Горьковского,

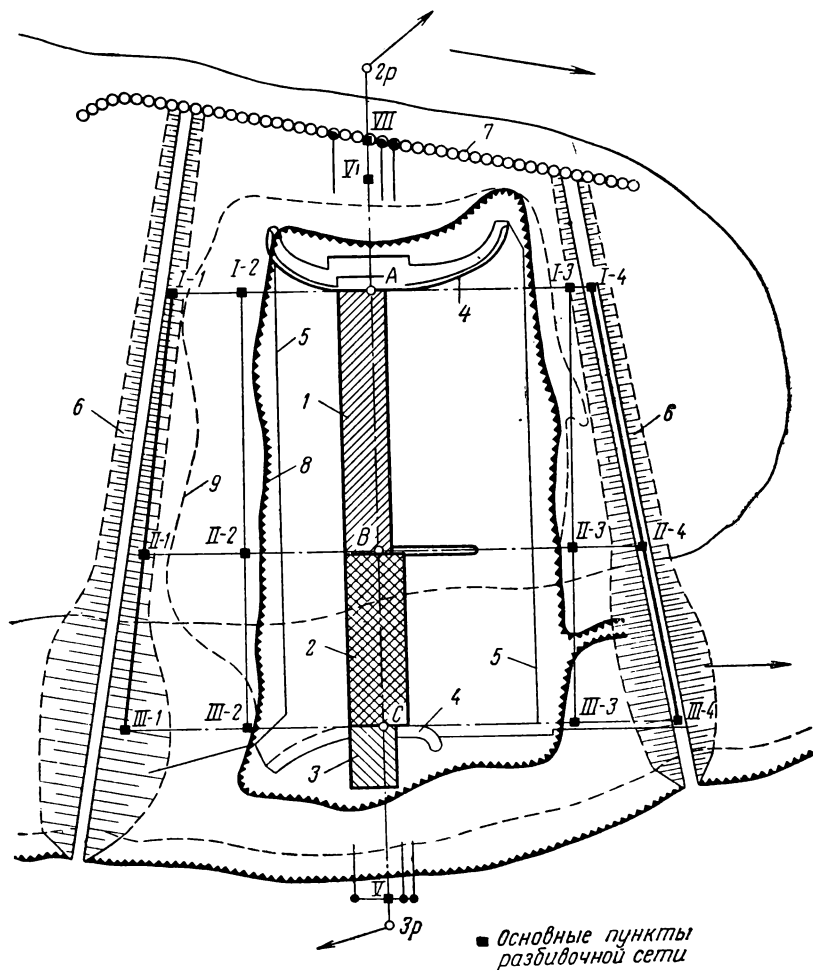


Рис. 61. Схема разбивочной сети

1 — водосливная плотина; 2 — здание ГЭС; 3 — монтажная площадка; 4 — береговые устои; 5 — контуры подводных элементов сооружений; 6 — верховая и низовая земляные перемычки; 7 — шпунтовая перемычка; 8 — граница котлована, разработанного гидромеханизмами; 9 — граница работы сухоройных строительных механизмов. А, В, С — точки пересечения продольной и поперечных осей сооружений:
 $2p$, $3p$ — углы поворота оси гидротехнического створа

а затем и Волгоградского гидроузлов развивали локальные разбивочные сети подобно тому, как это сделано при восстановлении Днепрогэса.

В котловане здания ГЭС и водосливной плотины Горьковского гидроузла фигуры разбивочной сети были построены так, что часть сторон совмещалась со створами основных проектных линий, например $(I-I) - (I-4)$ и $(III-I) - (III-4)$ — лицевые грани соответственно левобережного и правобережного устоев, а часть сторон была параллельна проектным створам (рис. 61). По створам измеряемых сторон $(III-I) - (I-I)$ и $(III-4) - (I-4)$ заранее был установлен ряд дополнительных геодезических знаков для закрепления проектных створов границ, секций, осей агрегатов и пролетов сооружений. Параллельно продольной оси сооружений также были вынесены вспомогательные створы верховой и низовой граней сооружений и т. п.

Для большей сохранности вынесенных проектных створов устанавливали в естественном грунте знаки дублирующих точек по линиям $(III-2) - (I-2)$ и $(III-3) - (I-3)$.

После уравнивания сети редуцировали центры знаков, приводя их в проектное положение.

Все последующие разбивочные работы сводились прежде всего к перенесению проектных осей на блоки прямым створением при помощи теодолита. По рабочим чертежам, на которых все размеры дают от основных осей, производили детальные разбивки, причем специальные разбивочные чертежи не составлялись.

На строительстве здания ГЭС и бетонной водосливной плотины Волгоградского гидроузла командными высотами оказались не гребни земляных перемычек, а бровки котлована, где и были размещены пункты локальной разбивочной сети (рис. 62).

В разбивочную сеть были включены основные проектные створы: в котловане здания ГЭС — проектные положения поперечных и продольных осей агрегатов, в котловане водосливной плотины — оси пролетов между бычками и продольная ось плотины.

Длины сторон сети, расположенных параллельно оси сооружений, измеряли непосредственно или определяли из измерений по ломаным звеньям. Линейные измерения производили компарированными стальными проволоками по программе полигонометрии 1 разряда повышенной точности (по действовавшей в то время классификации). Измерения углов производили теодолитом ТБ-1 шестью приемами.

Установкой нескольких знаков в одном створе существенно упрощались способы контроля за их устойчивостью, вынесения или определения вспомогательных осей частей сооружения, наконец, восстановления поврежденного или уничтоженного пункта разбивочной сети.

Такое построение разбивочной сети оказалось вполне оправданным и не потребовало до конца строительства дополнительных работ.

Монтажные оси выносили от ближайших закрепленных створов.

Взаимную связь монтажных осей, определяющих ширину пролета для установки закладных частей щитовых затворов, решеток

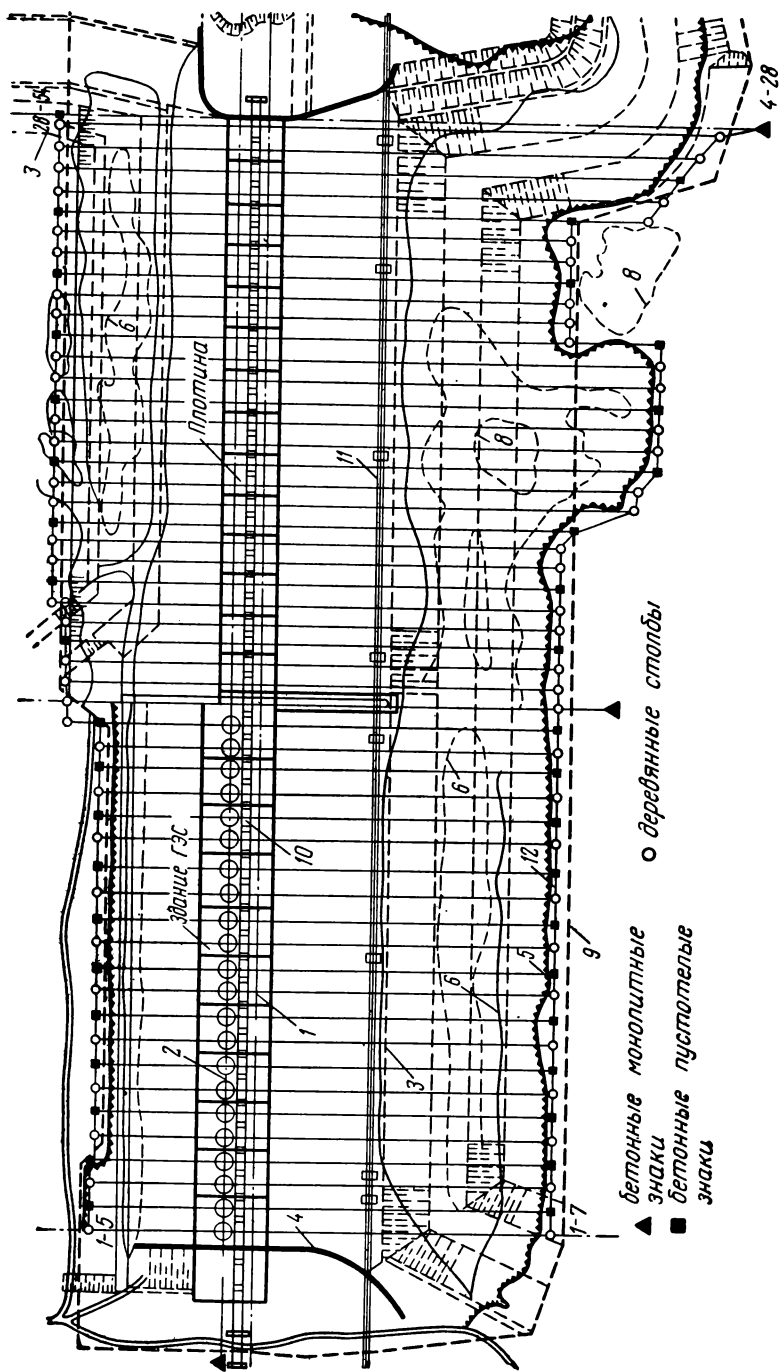


Рис. 62. Схема разбивочной сети в котловане здания ГЭС и водосливной плотины

1 — разбивочная ось сооружений; 2 — створ оси агрегатов ГЭС; 3 — проектные контуры сооружений; 4 — береговые сопряжения сооружений; 5 — верхняя бровка котлована; 6 — бровка экскаваторных разработок грунта; 7 — намытый грунт земной плотины; 8 — отвалы грунта; 9 — глиняный водоотлив; 10 — бетонная эстакада; 11 — канатная дорога; 12 — линия размещения геодезических знаков

и прочего оборудования, осуществляли непосредственными программами.

При строительстве судоходных шлюзов, как только определился контур котлована, оформились его верхние бровки, была построена сеть глубинного водоотлива, проложены основные подъездные автомобильные и железные дороги, пути кабельных кранов, стало возможным развивать точную разбивочную прямоугольную сеть (рис. 63).

Пункты этой сети закрепляли у бровок котлована и осуществляли с них геодезическое обслуживание строительных работ до уровня днища камер. Затем основные и вспомогательные разбивочные створы перенесли на бетон и закрепили металлическими марками, а на боковых поверхностях — створными рисками (рис. 64).

Особенность гидротехнического строительства заметно отражается на организации и производстве геодезических работ. Здесь нельзя ограничиваться общими соображениями и рекогносцировкой местности, а приходится обращать пристальное внимание на перспективное развитие строительного производства.

Разбивочная сеть с постоянными створами пересечений, определяющих положение проектных центров конструктивных элементов, освобождает от необходимости производства подготовительных работ на местности и в камеральных условиях.

Идея создания локальной разбивочной сети из прямоугольных геометрических фигур с закреплением основных и вспомогательных разбивочных створов и осей сооружений позже привлекла внимание и других исследователей и практиков [141].

В зарубежной практике также стали применять построение локальной разбивочной сети строго прямоугольной формы и закреп-

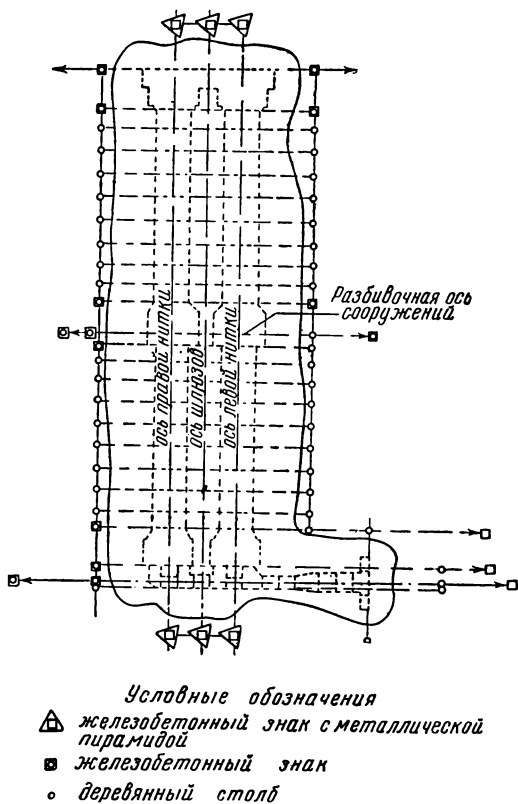


Рис. 63. Разбивочная сеть шлюзов перед зачисткой котлована

ление дополнительно нескольких параллельных створов (в частности, на строительстве гидроузла Никаджек на р. Теннесси [110]).

На тех объектах строительства, где нет возможности построить разбивочную сеть из системы взаимно перпендикулярных линий, как, например, при возведении мостов через водоток, на-

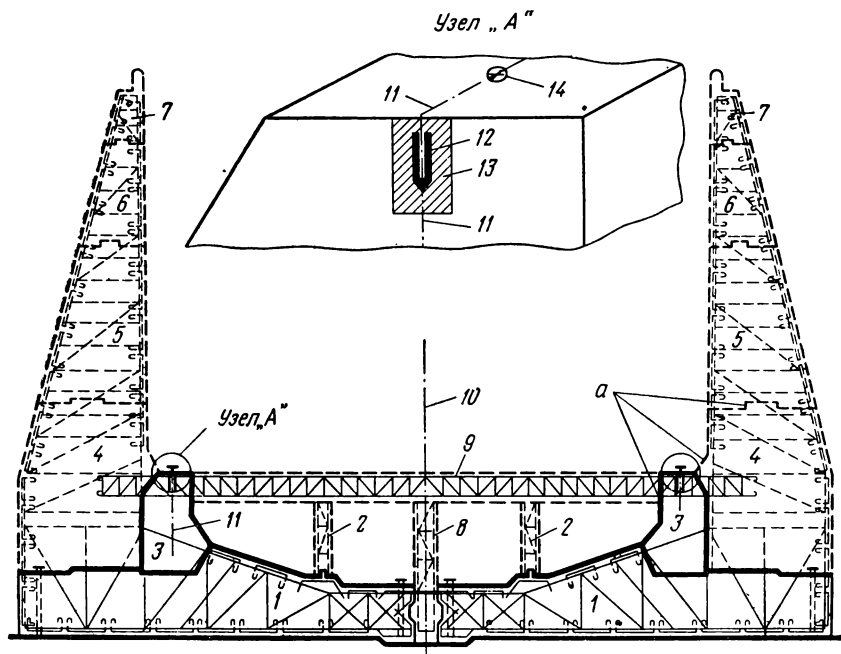


Рис. 64. Закрепление осей в камере шлюза

a — границы блоков; 1, 2, ..., 9 — номера блоков; 10 — ось шлюза; 11 — выносная ось; 12 — риски; 13 — фон; 14 — металлическая марка

порных бетонных плотин, целесообразно развивать разбивочную сеть с включением системы пересекающихся неортогональных створов.

§ 48. ТОЧНОСТЬ ПРИВЯЗКИ ЛОКАЛЬНЫХ РАЗБИВОЧНЫХ СЕТЕЙ К ПУНКТАМ ГЛАВНОГО ГЕОДЕЗИЧЕСКОГО ОБОСНОВАНИЯ

Раздельный подход к перенесению на местность проектов сооружений (т. е. проект компоновки осуществлять от пунктов общестроительной сети, а для детальных разбивок развивать высокоточные локальные разбивочные сети) позволяет при самых минимальных затратах удовлетворять технические требования и

многогранные запросы строительного производства; в локальной разбивочной сети проще оценивать ошибку в положении вынесенной на местность проектной точки и центра восстановленного знака сети.

1. Если в створе линии AB (рис. 65, а) длиной L , определенной с ошибкой m_L , измерить линию $CD = l_0$ со средней квадратической ошибкой m_0 , то изменится точность определения отрезков $AC = l_1$ и $DB = l_2$, ошибки которых обозначим соответственно m_1 и m_2 .

В предположении, что $m_0 < m_L$, допуская пропорциональность абсолютных величин ошибок m_1 и m_2 , т. е. $m_2 = \frac{l_2}{l_1} m_1 = k m_1$, получим зависимость между ошибками

$$m_L^2 - m_0^2 = m_1^2 (1 + k^2),$$

откуда

$$m_1 = \sqrt{\frac{m_L^2 - m_0^2}{1 + k^2}}. \quad (\text{VI.1})$$

Величина m_1 указывает на необходимую точность измерения отрезка l_1 .

При $k = 0$ ошибка в длине линии l_1 составит

$$m_1 = \sqrt{m_L^2 - m_0^2}. \quad (\text{VI.2})$$

Для участков, примыкающих к основным объектам строительства, отрезки AC и DB должны определяться с предельной относительной ошибкой не менее 1 : 5000, что соответствует ошибке хода полигонометрии 2 разряда (см. табл. 32).

2. На сторонах локальной разбивочной сети определяют положение проектных точек створа оси какого-либо основного конструктивного элемента (ось агрегатов, ось бычка и др.).

Если сторона RQ (рис. 65, б), равная длине L , определена со средней квадратической ошибкой m_L , то, откладывая отрезки $RC = l_1$ и $QC = l_2$ со средними квадратическими ошибками соответственно m_1 и m_2 , получим два положения точки C . Таким образом, из двойного определения положения точки будем иметь

$$m_{RC} = m_1;$$

$$m_Q^2 = m_L^2 + m_2^2.$$

Веса этих определений получим

$$p_{C_1} = \frac{1}{m_1^2} \text{ и } p_{C_2} = \frac{1}{m_Q^2} = \frac{1}{m_L^2 + m_2^2}.$$

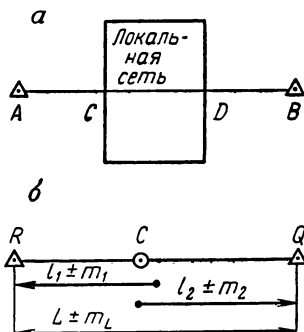


Рис. 65. Привязка локальных сетей и точек к общей геодезической сети

Общий вес определения положения точки равен сумме частных весов, поэтому

$$\rho_C = \frac{m_L^2 + m_1^2 + m_2^2}{m_1^2 m_L^2 + m_1^2 m_2^2} \quad (\text{VI.3})$$

Среднюю квадратическую ошибку положения определяемой точки относительно пункта R выразим формулой

$$m_C^2 = \frac{m_1^2 (m_2^2 + m_L^2)}{m_1^2 + m_2^2 + m_L^2}. \quad (\text{VI.4})$$

3. В створах сторон локальной сети разбивочные точки сооружения обычно располагают с одинаковым расстоянием между ними. В случае уничтожения одного из знаков его быстро восстанавливают измерением по створу от соседних пунктов.

Предвычислить точность линейных измерений от смежных пунктов до восстанавливаемой створной точки можно по формуле (VI.4), при этом надо выбрать из оценки точности локальной сети значение величины m_L , задаться величиной m_C , принять $m_1 = m_2 = m_i$.

§ 49. ПРЕДВЫЧИСЛЕНИЕ ТОЧНОСТИ ПОСТРОЕНИЯ РАЗБИВОЧНОЙ СЕТИ

На выбор геометрической формы разбивочной сети строительного объекта влияют многие факторы, в том числе и техническая целесообразность и экономическая эффективность принятой конструкции разбивочной сети.

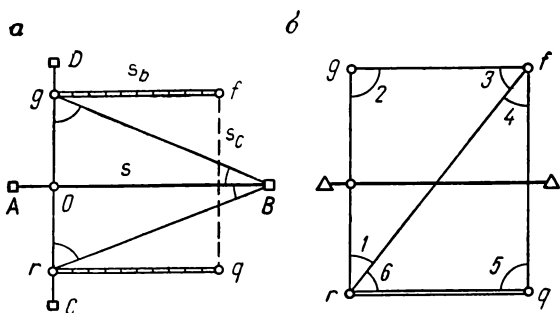


Рис. 66. Схема связи разбивочной сети с закрепленными створами основных осей сооружений

Изыскатели обычно выносят на местность (для своих целей, затем передают строительству) проектные точки A_1B створа продольной оси и C_1D — поперечной оси сооружения (рис. 66, а). На строительном объекте следует принять за исходное начало направление AB и точку O .

1. В разбивочной сети в виде ортогональных линий, совмещенных или параллельных проектным осям сооружений, среднюю

квадратическую ошибку проектного расстояния между смежными точками сооружения найдем

$$m_l = m_0 \sqrt{2} \quad (\text{VI.5})$$

(m_0 — средняя квадратическая ошибка разбивки проектной точки).

Средняя ошибка в длине продольной оси сооружения, состоящего из n равных секций, получится равной

$$m_s = m_l \sqrt{n}. \quad (\text{VI.6})$$

Согласно СНиП III-B.5-62 ошибка в длине секции $l = 60$ м не должна превышать $+9,6$ мм.

При $s = 660$ м, $n = 11$ и средней квадратической ошибке, равной половине допустимой ошибки в длине секции, по формуле (VI.6) найдем

$$m_s = \pm 4,8 \sqrt{11} = \pm 16,0 \text{ мм.}$$

Вспомогательные створы следует измерять со средней квадратической ошибкой $m_b = m_s : \sqrt{2} = \pm 11,4$ мм, при этом относительная средняя квадратическая ошибка составит $m_b : s = 1 : 58\,000$.

Ошибку за непараллельность крайних створов rq и gf подсчитаем по формуле (III.59)

$$m_{aC} = \frac{m_b \sqrt{2}}{s_C} \rho, \quad (\text{VI.7})$$

где s_C — расстояние между базисами; $\rho = 206265''$.

Примем $s_C = 700$ м, $m_b = \pm 11,4$ мм, по (VI.7) найдем $m_{aC} = \pm 4,6''$.

Ошибка m_{aC} неперпендикулярности створа qf к AB зависит от ошибок m_{aH} направления створа rq и m_{a_s} , т. е.

$$m_{aC}^2 = m_{aH}^2 + m_{a_s}^2. \quad (\text{VI.8})$$

Дирекционное направление створа rg можно определить измерением углов rgB , grB , rBA и gBA (рис. 66, а).

При равноточных измерениях ошибка уравненного угла этой фигуры будет

$$m_{\beta_{yp}} = m \sqrt{\frac{3}{4}}, \quad (\text{VI.9})$$

где m — средняя квадратическая ошибка измерения угла.

Ошибка передачи дирекционного угла от направления AB на rg составит

$$m_{aH} = m_{\beta_{yp}} \sqrt{2} = m \sqrt{\frac{3}{2}}. \quad (\text{VI.10})$$

Далее поставим условие, чтобы $m_{aC} = \pm 6''$, а $m_{a_s} = \pm 4,6''$, тогда согласно (VI.8)

$$m_{aH} = \pm 3,9'',$$

а по (VI.10) получим

$$m = 3,9 \sqrt{\frac{2}{3}} = \pm 3,3''$$

Из подсчетов следует, что ранее вынесенные на местность и закрепленные створы AB и CD должны составлять прямой угол с отклонением не более $\pm 4''$.

2. Для предвычисления необходимой точности измерения углов в простой сети триангуляции из двух треугольников (рис. 66, б) применим формулы (IV.2) и (IV.3).

Условные уравнения фигур будут

$$(1) + (2) + (3) + w_1 = 0,$$

$$(4) + (5) + (6) + w_2 = 0.$$

Весовая функция передачи дирекционного угла от направления rg :

$$f_g = + (1) + (5) + (6).$$

В таком случае коэффициенты нормальных уравнений будут

$$[aa] = 3, [ab] = 0, [bb] = 3, [af] = 1, [bf] = 2, [bb] = 3.$$

После подстановки числовых значений в (IV.3) найдем $\frac{1}{p_F} = 1,33$.

На основании формулы (IV.2), приняв $m_a = \pm 3,0''$, найдем

$$\mu = m_a : \frac{1}{\sqrt{p_{Fa}}} = \pm 3,0 : \sqrt{1,33} = \pm 2,6''.$$

Средняя квадратическая ошибка μ единицы веса по величине близка к средней квадратической ошибке m_β угла, определяемой по невязкам треугольников, поэтому $m_\beta \cong \mu = \pm 2,6''$.

3. Если в сети измеряют все углы и базисы rq и gf , то их уравнивают совместно под условием

$$[p_\beta v_\beta^2] + [p_s v_s^2] = \min; \quad (\text{VI.11})$$

здесь $p_\beta = \frac{1}{m_\beta^2}$ — вес измеренного угла; m_β — средняя квадратическая ошибка измерения угла; v_β — поправка в угол из уравнивания; $p_s = \frac{1}{m_s^2}$ — вес измеренного значения базиса; m_s — средняя квадратическая ошибка измерения базиса; v_s — поправка в базис из уравнивания.

Необходимую точность измерения углов и базисов сети устанавливают в результате составления функции уравненных величин и решения в дополнительной колонке схемы Гаусса. При этом принимают $p_\beta = p_s$ и $\frac{m_\beta}{p} = \frac{m_s}{s}$.

§ 50. ТОЧНОСТЬ ПОЛОЖЕНИЯ ТОЧКИ, ОПРЕДЕЛЯЕМОЙ ПЕРЕСЕЧЕНИЕМ СТВОРОВ

Конечные точки створов A, B, C, D (рис. 67), располагаемые за пределами границ котлована сооружения, обычно определяют независимо. Координаты точки E пересечения створов AC и BD

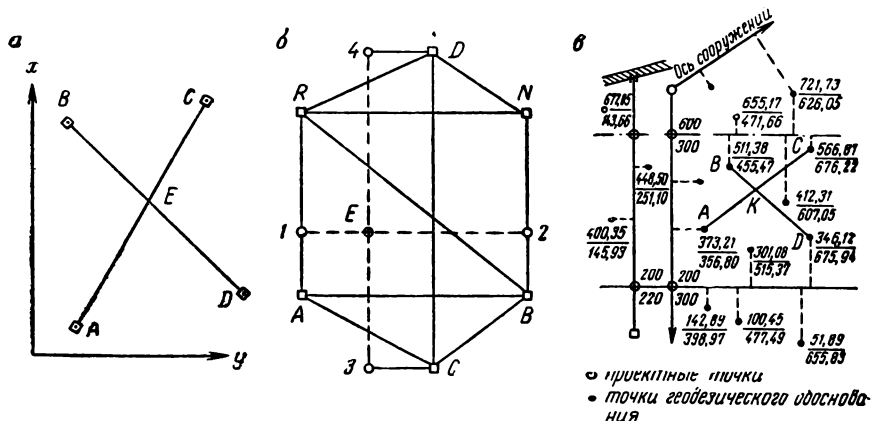


Рис. 67. Определение точки пересечением створов

находят из решения уравнений прямых (согласно правилам аналитической геометрии)

$$x_E = \frac{(y_C - y_A)(x_D - x_B)x_A - (x_C - x_A)(x_D - x_B)y_A + (y_C - y_A)(x_D - x_B)y_B - (y_D - y_B)(x_C - x_A)x_B}{(y_C - y_A)(x_D - x_B) - (y_D - y_B)(x_C - x_A)}$$

$$y_E = \frac{(x_C - x_A)(y_D - y_B)y_A - (y_C - y_A)(y_D - y_B)x_A + (y_D - y_B)(y_C - x_A)x_B - (x_D - x_B)(y_C - y_A)y_B}{(y_D - y_B)(x_C - x_A) - (y_C - y_A)(x_D - x_B)}$$

(VI.12)

или

$$\left. \begin{aligned} x_E &= f(x_A, y_A, \dots, x_D, y_D) \\ y_E &= \varphi(x_A, y_A, \dots, x_D, y_D) \end{aligned} \right\} \quad (VI.13)$$

Индексы указывают на принадлежность координат x и y к точке.

Целесообразно предварительно вычесть одноименные координаты какой-либо одной точки, например точки A , из всех данных координат; тогда из (VI.12) найдем

$$\left. \begin{aligned} x_E &= \frac{y_B - x_B \operatorname{tg} \alpha_{BD}}{\operatorname{tg} \alpha_{AC} - \operatorname{tg} \alpha_{BD}} \\ y_E &= \frac{(y_B - x_B \operatorname{tg} \alpha_{BD}) \operatorname{tg} \alpha_{AC}}{\operatorname{tg} \alpha_{AC} - \operatorname{tg} \alpha_{BD}} \end{aligned} \right\} \quad (VI.14)$$

или

$$y_E = x_E \operatorname{tg} \alpha_{AG}$$

Выполняя в такой же последовательности действия и в отношении второго уравнения (VI.12), находим выражения частных производных функций F_y , которые равны частным производным функции F_x по соответствующим аргументам, умноженным на тангенс дирекционного угла створа, противолежащего исследуемой точке, т. е.

$$\left. \begin{aligned} F_{x_G} &= F'_{x_G} \operatorname{tg} \alpha_{BD}, \quad F_{y_G} = F'_{y_G} \operatorname{tg} \alpha_{BD} \\ F_{x_B} &= F'_{x_B} \operatorname{tg} \alpha_{AC}, \quad F_{y_B} = F'_{y_B} \operatorname{tg} \alpha_{AG} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VI.21})$$

Можно также убедиться в получении по вторым производным очень малых величин.

При наиболее выгодном варианте перенесения створов $\alpha_{AC} = 0$ ($\alpha_{BD} = 90^\circ$) средние квадратические ошибки координат точки E вычисляются по формулам:

$$\left. \begin{aligned} m_{x_E}^2 &= \left(\frac{y_D}{y_D - y_B} \right)^2 m_{x_B}^2 + \left(\frac{y_B}{y_D - y_B} \right)^2 m_{x_D}^2 \\ m_{y_E}^2 &= \left(\frac{x_C - x_E}{x_C} \right)^2 m_{y_A}^2 + \left(\frac{x_E}{x_C} \right)^2 m_{y_G}^2 \end{aligned} \right\}, \quad (\text{VI.22})$$

где m_{x_B} , m_{x_D} , m_{y_A} , m_{y_G} — средние квадратические ошибки координат точек закрепления створов.

Ошибками центрирования инструмента и визирных целей (устанавливаемых при помощи оптических отвесов) визирования и фиксирования точки можно пренебречь ввиду их незначительности.

2. Имея построенную на местности прямоугольную разбивочную сеть (рис. 67, б), можно определять и вспомогательные створы (например, 1—2 и 1—3). Погрешности в координатах точек 1, 2, 3, 4 вычислим по формулам:

$$\left. \begin{aligned} m_{x_1} &= \sqrt{m_{x_A}^2 + m_{A1}^2}; \quad m_{y_1} = m_{y_A} \\ m_{x_2} &= \sqrt{m_{x_B}^2 + m_{B2}^2}; \quad m_{y_2} = m_{y_B} \\ m_{x_3} &= m_{x_G}; \quad m_{y_3} = \sqrt{m_{y_G}^2 + m_{G3}^2} \\ m_{x_4} &= m_{x_D}; \quad m_{y_4} = \sqrt{m_{y_D}^2 + m_{D4}^2} \end{aligned} \right\}, \quad (\text{VI.23})$$

в которых m_{A1} , m_{B2} , m_{G3} , m_{D4} — погрешности отложения на местности линий по нормальям к основным створам, которые вычисляются по формуле (III.20).

При безошибочном значении исходных точек $m_{x_1} = m_{A1}$; $m_{y_1} = 0$; $m_{x_2} = m_{B2}$; $m_{y_2} = 0$; $m_{x_3} = 0$; $m_{y_3} = m_{G3}$; $m_{x_4} = 0$; $m_{y_4} = m_{D4}$.

Обозначив расстояния от точки пересечения E до точек створов соответственно d_1 , d_2 , d_3 , d_4 , по (VI.22) найдем

$$\left. \begin{aligned} m_{x_E}^2 &= \left(\frac{d_4}{d_3 + d_4} \right)^2 m_{x_3}^2 + \left(\frac{d_3}{d_3 + d_4} \right)^2 m_{x_4}^2 \\ m_{y_E}^2 &= \left(\frac{d_2}{d_1 + d_2} \right)^2 m_{y_1}^2 + \left(\frac{d_1}{d_1 + d_2} \right)^2 m_{y_2}^2 \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VI.24})$$

3. Для текущего повседневного геодезического обслуживания строительных работ целесообразно перевычислить координаты пунктов геодезической опорной сети в систему проектной разбивочной сетки (рис. 67, в), пользуясь правилами перевычисления координат из одной системы в другую.

Например, положение точки K определится пересечением створов AC и BD . Координаты (в системе разбивочных осей сооружений) точки K можно вычислить по формулам (VI.12). Получим $x_K = 454,61$; $y_K = 490,90$.

Оценку точности координат точки K можно произвести по формулам (VI.17).

§ 51. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЕСОВЫХ КОЭФФИЦИЕНТОВ ГЕОДЕЗИЧЕСКОГО ЧЕТЫРЕХУГОЛЬНИКА

В сети из одного самостоятельного геодезического четырехугольника (рис. 68) примем пункты A, B за твердые, а пункты C, D — за определяемые.

Величины средних квадратических ошибок абсцисс или ординат определяемых пунктов в сети зависят от ее ориентирования, но средняя квадратическая ошибка положения пункта не зависит от направления осей координат.

Для оценки точности элементов сети триангуляции воспользуемся весовыми коэффициентами.

Результаты наблюдений в сети могут быть уравнены параметрическим способом.

Неизвестными будут поправки в координаты пунктов C и D , т. е. $\delta x_C, \delta y_C, \delta x_D, \delta y_D$.

Уравнения ошибок составим согласно (IV.60) для прямоугольного геодезического четырехугольника двойной вытянутости (табл.

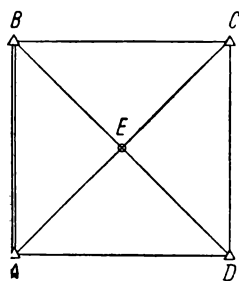


Рис. 68. Свободный геодезический четырехугольник

37), причем свободные члены, как не имеющие значения при отыскании весовых коэффициентов, отбросим.

По данным табл. 37, пользуясь формулами (IV.61)—(IV.65), найдем коэффициенты при неизвестных нормальных уравнений, которые выписаны в строках N_{st} табл. 38.

Веса двух последних неизвестных при решении нормальных уравнений вычисляют по способу Энке, основанному на использовании преобразованных коэффициентов [11], [92]. При четырех нормальных уравнениях обратный вес последнего неизвестного составляет

$$\frac{1}{p_4} = \frac{1}{N_{44}^{(3)}} = Q_{44}, \quad (\text{VI.25})$$

Таблица 37

№ пункта	Направление	Расстояние, км	Дирекционный угол	z	a	b	c	d	e
A	A — B	1,000	0°00'	—z ₁					
	A — C	2,236	63 26	—z ₁	—0,825	+0,412			—0,413
	A — D	2,000	90 00	—z ₁			—1,031		—1,031
			Σ ₁	—3z ₁	—0,825	+0,412	—1,031		—1,444
B	B — C	2,000	90°00'	—z ₂	—1,031				—1,031
	B — D	2,236	116 34	—z ₂			—0,825	—0,412	—1,237
	B — A		180 00	—z ₂					
			Σ ₂	—3z ₂	—1,031		—0,825	—0,412	—2,268
C	C — D	1,000	180°00'	—z ₃		+2,062		—2,062	0
	C — A		243 26	—z ₃	—0,825	+0,412			—0,413
	C — B		270 00	—z ₃	—1,031				—1,031
			Σ ₃	—3z ₃	—1,856	+2,474		—2,062	—1,444
D	D — A		270°00'	—z ₄			—1,031		—1,031
	D — B		296 34	—z ₄			—0,825	—0,412	—1,237
	D — C		0 00	—z ₄		+2,062		—2,062	0
			Σ ₄	—3z ₄		+2,062	—1,856	—2,474	—2,268

а вес предпоследнего неизвестного

$$P_3 = \frac{N_{33}^{(2)}}{N_{44}^{(2)}} p_4, \quad (\text{VI.26})$$

где

$$N_{44}^{(2)} = N_{44}^{(3)} - \left(-\frac{N_{34}^{(2)} N_{34}^{(2)}}{N_{33}^{(2)}} \right).$$

Т а б л и ц а 38

Обозначения строк	a	b	c	d	s
N_{1i}	+1,758	+0,965	-0,566	-1,418	+0,719
E_{1i}		-0,54892	+0,32196	+0,80660	
N_{2i}		+5,329	+1,418	-5,104	+2,608
$N_{2i}^{(1)}$		+4,7993	+1,7287	-4,3262	
E_{2i}			-0,36020	+0,90142	
N_{3i}			+1,758	-0,965	+1,645
$N_{3i}^{(2)}$			+0,9531	+0,1368	
E_{3i}				-1,14353	
N_4				+5,333	-2,154
$N_4^{(3)}$				+0,2699	

Для отыскания остальных весовых коэффициентов вычисления выполняют по способу Ганзена, учитывают свойство весовых коэффициентов $Q_{si} = Q_{is}$, получают

$$\left. \begin{aligned} Q_{43} &= E_{34} Q_{44}; \quad Q_{42} = E_{23} Q_{43} + E_{24} Q_{44}; \quad Q_{41} = E_{12} Q_{42} + E_{13} Q_{43} + E_{14} Q_{44} \\ Q_{33} &= E_{34} Q_{34} + \frac{1}{N_{33}^{(2)}}; \quad Q_{32} = E_{23} Q_{33} + E_{24} Q_{34}; \quad Q_{21} = E_{12} Q_{32} + \\ &\quad + E_{13} Q_{33} + E_{14} Q_{34} \\ Q_{22} &= E_{23} Q_{23} + E_{24} Q_{24} + \frac{1}{N_{22}^{(1)}}; \quad Q_{21} = E_{12} Q_{22} + E_{13} Q_{23} + E_{14} Q_{24} \\ Q_{11} &= E_{12} Q_{12} + E_{13} Q_{13} + E_{14} Q_{14} + \frac{1}{N_{11}} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VI.27})$$

В формулах (VI.25)—(VI.27) введено обозначение E — коэффициенты элиминационных строк таблицы решения нормальных уравнений

$$E_{1i} = -\frac{N_{1i}}{N_{11}}; \quad E_{2i} = -\frac{N_{2i}^{(1)}}{N_{22}^{(1)}}; \quad E_{3i} = -\frac{N_{3i}^{(2)}}{N_{33}^{(2)}},$$

где

$$N_{2i}^{(1)} = N_{2i} - \frac{N_{12}}{N_{11}} N_{1i}; \quad N_{3i}^{(2)} = N_{3i} - \frac{N_{13}}{N_{11}} N_{1i} - \frac{N_{2i}^{(1)}}{N_{22}^{(1)}} N_{2i}^{(1)};$$

$$N_{44}^{(3)} = N_{44} - \frac{N_{14}}{N_{11}} N_{14} - \frac{N_{24}^{(1)}}{N_{22}^{(1)}} - \frac{N_{34}^{(2)}}{N_{33}^{(2)}} N_{34}^{(2)}.$$

На основании соотношений (VI.27) весовые коэффициенты вычислены для нескольких прямоугольных фигур с одинаковой длиной и ориентированием исходной стороны (табл. 39).

Т а б л и ц а 39

Весовые коэффициенты	1 : 0,5	1 : 0,75	1 : 1	1 : 1,25	1 : 1,5	1 : 1,75	1 : 2
$Q_{11} = Q_{33}$	0,070	0,164	0,294	0,456	0,648	0,871	1,125
$Q_{12} = Q_{21} = -(Q_{34} = Q_{43})$	-0,033	-0,029	0	0,063	0,160	0,310	0,528
$Q_{13} = Q_{31}$	0,007	0,065	0,118	0,181	0,253	0,315	0,418
$Q_{14} = Q_{41} = -(Q_{23} = Q_{32})$	0,056	0,103	0,177	0,276	0,421	0,621	0,887
$Q_{22} = Q_{44}$	0,232	0,331	0,52	0,881	1,448	2,378	3,705
$Q_{24} = Q_{42}$	0,055	0,155	0,353	0,548	1,270	2,204	3,512

При этом имеем: $Q_{11} = Q_{33} = q_{x_C} = q_{x_D}$ и $Q_{22} = Q_{44} = q_{y_C} = q_{y_D}$.

По данным табл. 39 можно построить график, кривые которого покажут, что характер функций неперiodический.

Для исследования характера кривых применим способ П. Л. Чебышева «параболического интерполирования», составив функцию параболы высшего порядка [11].

$$y = v_1 + v_2 k + v_3 k^2 + v_4 k^3 + v_5 k^4 + \dots \quad (\text{VI.28})$$

Составим уравнение связи весового коэффициента: для первого приближения, ограничиваясь тремя членами функции (VI.28), а для второго — четырьмя, т. е.

$$\left. \begin{aligned} Q_{is}^* &= bk^2 + ck + d \\ Q_{is} &= ak^3 + bk^2 + ck + d \end{aligned} \right\}, \quad (\text{VI.29})$$

где $k = s_{AB} : s_{AD}$ — коэффициент вытянутости прямоугольника; a, b, c, d — неизвестные.

Обозначим коэффициенты при неизвестных: $k_i^3 = A_i$, $k_i^2 = B_i$, $k_i = C_i$; коэффициент при d равен 1; тогда на основании (VI.29) составим уравнения ошибок

$$A_i a + B_i b + C_i c + d - Q_{is} = v_i. \quad (\text{VI.30})$$

Свободный член Q_{is} может принимать значения любого весового коэффициента, соответственно и ошибки v_i будут принадлежать исследуемому весовому коэффициенту.

О степени приближения параболы к действительной кривой судят по средней квадратической ошибке единицы веса

$$\mu = \sqrt{\frac{[\rho v^2]_l}{n-1}}, \quad (\text{VI.31})$$

где i — число коэффициентов $k_1, k_2, \dots, k_l$.

Если в результате решения нормальных уравнений по Q'_{is} полученные значения μ_s соответствуют предъявленным условиям, то вычисления заканчивают. В противном случае продолжают вычисления по дальнейшему приближению, получая уравнения Q''_{is} и значения μ_s , и т. д.

Основным элементом формул оценки точности определяемой величины может служить вес функции уравновешенных величин.

В предположении, что ошибка единицы веса известна, по функции $F(t_1, t_2, t_3, t_4)$, выраженной через уравненные величины, определяя обратный вес функции

$$q = \frac{1}{p_F} = F_1 F_1 Q_{11} + 2F_1 F_2 Q_{12} + 2F_1 F_3 Q_{13} + 2F_1 F_4 Q_{14} + F_2 F_2 Q_{22} + \\ + 2F_2 F_3 Q_{23} + 2F_2 F_4 Q_{24} + F_3 F_3 Q_{33} + 2F_3 F_4 Q_{34} + F_4 F_4 Q_{44}, \quad (\text{VI.32})$$

где $F_i = \left(\frac{\partial F}{\partial t_i} \right)_0$ — частные производные.

§ 52. ОБРАТНЫЕ ВЕСА КООРДИНАТ ПУНКТА, ОПРЕДЕЛЯЕМОГО ПЕРЕСЕЧЕНИЕМ ДИАГОНАЛЕЙ ГЕОДЕЗИЧЕСКОГО ЧЕТЫРЕХУГОЛЬНИКА

Координаты пункта E на пересечении створов AC и BD (см. рис. 68) могут быть вычислены по формулам (VI. 12).

Т а б л и ц а 40

Функция	Частные производные	Вытянутость фигур						
		1 : 0,5	1 : 0,75	1 : 1	1 : 1,25	1 : 1,5	1 : 1,75	1 : 2
x_E	F'_1	+0,250	+0,250	+0,250	+0,250	+0,250	+0,250	+0,250
	F'_2	—0,500	—0,333	—0,250	—0,200	—0,167	—0,143	—0,125
	F'_3	+0,250	+0,250	+0,250	+0,250	+0,250	+0,250	+0,250
	F'_4	+0,500	+0,333	+0,250	+0,200	+0,167	—0,143	—0,125
y_E	F''_1	—0,125	—0,187	—0,250	—0,312	—0,375	—0,438	—0,500
	F''_2	+0,250	+0,250	+0,250	+0,250	+0,250	+0,250	+0,250
	F''_3	+0,125	+0,187	+0,250	+0,312	+0,375	+0,438	+0,500
	F''_4	+0,250	+0,250	+0,250	+0,250	+0,250	+0,250	+0,250

При оценке точности координат пункта E частные производные функции F_y находят по формуле (VI. 19).

Частные производные функции F_y пункта E (VI. 12) определяются выражениями (VI. 21).

Для рассматриваемой сети из геодезического четырехугольника прямоугольной формы величины частных производных функций x_E и y_E приведены в табл. 40.

Используя величины весовых коэффициентов (см. табл. 39) и частных производных (см. табл. 40), по формуле (VI. 32) находят обратные веса координат и положения пункта триангуляции в пересечении прямоугольного геодезического четырехугольника принятой вытянутости. Например, обратные веса координат точки E — пересечения диагоналей геодезического четырехугольника — квадрата с основанием 1 км будут $q_{x_E} = 0,12$ и $q_{y_E} = 0,07$.

§ 53. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОБРАТНЫХ ВЕСОВ ЭЛЕМЕНТОВ СЕТИ ТРИАНГУЛЯЦИИ

Для оценки точности определения длины стороны триангуляции выразим ее как функцию координат пунктов

$$L_{HN} = \sqrt{(x_N - x_H)^2 + (y_N - y_H)^2}, \quad (\text{VI.33})$$

где N и H — индексы, соответствующие номерам пунктов.

Приращение функции (VI.33) получим

$$\delta F_L = f_1 \delta x_N + f_2 \delta y_N + f_3 \delta x_H + f_4 \delta y_H. \quad (\text{VI.34})$$

Для удаленной стороны частные производные будут:

$$\left. \begin{aligned} f_1 &= \left(\frac{dL}{dx_C} \right)_0 = \cos \alpha_{DC}; \quad f_2 = \left(\frac{dL}{dy_C} \right)_0 = \sin \alpha_{DC} \\ f_3 &= \left(\frac{dL}{dx_D} \right)_0 = -\cos \alpha_{DC}; \quad f_4 = \left(\frac{dL}{dy_D} \right)_0 = -\sin \alpha_{DC} \end{aligned} \right\}, \quad (\text{VI.35})$$

поэтому по (VI.34)

$$\delta F_{L_{DC}} = \cos \alpha_{DC} \delta x_D + \sin \alpha_{DC} \delta y_C - \cos \alpha_{DC} \delta x_D - \sin \alpha_{DC} \delta y_D. \quad (\text{VI.36})$$

Поскольку сеть ориентирована так, что $\alpha_{AD} = 0$ и $\alpha_{DG} = 0$, то

$$\delta F_{L_{DC}} = \delta x_C - \delta x_D. \quad (\text{VI.37})$$

В таком случае по формуле (VI.32) и так как $f_1 = 1$, а $f_3 = -1$,

$$q_{L_{DG}} = Q_{11} + Q_{33} - 2Q_{13}. \quad (\text{VI.38})$$

Для стороны AD и BC в соответствии с формулами (VI.32), (VI.33)—(VI.35) будем иметь

$$\left. \begin{aligned} q_{L_{AD}} &= Q_{44} \\ q_{L_{BG}} &= Q_{22} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VI.39})$$

Но $Q_{22} = Q_{44}$, поэтому

$$q_{L_{AD}} = q_{L_{BG}}.$$

Это в равной мере относится и к диагоналям геодезического четырехугольника, т. е. $q_{LAC} = q_{LBD} = Q_{22} = Q_{44}$.

Если вычисленные данные по (VI.32) и (VI.38) для фигур разной вытянутости нанести на график, то линии изменения величин обратных весов представят собой кривые неперiodического характера.

Дирекционный угол направления с пункта H на пункт N в виде функции координат будет

$$\alpha_{HN} = \arctg \frac{y_N - y_H}{x_N - x_H}. \quad (\text{VI.40})$$

Частные производные этой функции $\left(\frac{\partial \alpha}{\partial t_i}\right)_0 = \varphi_i$ будут

$$\left. \begin{aligned} \varphi_1 &= -\rho \frac{\sin \alpha_{HN}}{s_{HN}}, \quad \varphi_2 = +\rho \frac{\cos \alpha_{HN}}{s_{HN}} \\ \varphi_3 &= +\rho \frac{\sin \alpha_{HN}}{s_{HN}}, \quad \varphi_4 = -\rho \frac{\cos \alpha_{HN}}{s_{HN}} \end{aligned} \right\} \quad (\text{VI.41})$$

или, выразив и соответственно уменьшив ρ'' в 10^{-5} раз, получим s в км,

$$\left. \begin{aligned} \varphi_1 &= -\frac{2,06'' \sin \alpha_{HN}}{s_{HN}^{KM}}, \quad \varphi_2 = +\frac{2,06'' \cos \alpha_{HN}}{s_{HN}^{KM}} \\ \varphi_3 &= +\frac{2,06'' \sin \alpha_{HN}}{s_{HN}^{KM}}, \quad \varphi_4 = -\frac{2,06'' \cos \alpha_{HN}}{s_{HN}^{KM}} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VI.42})$$

Приращение функции (VI.40) в соответствии с (VI.42) для стороны $DC = 1$ км и $\alpha_{DC} = 0$ будет

$$\delta F_{\alpha_{DG}} = +2,06 \delta y_C - 2,06 \delta y_D. \quad (\text{VI.43})$$

Обратный вес функции дирекционного угла можно вычислить согласно (VI.32) по формуле

$$q_{\alpha_{DG}} = \varphi_2^2 Q_{22} + \varphi_4^2 Q_{44} + 2\varphi_2 \varphi_4 Q_{24} \quad (\text{VI.44})$$

или, имея в виду равенство весовых коэффициентов и частных производных

$$q_{DG} = 8,5 (Q_{22} - Q_{24}). \quad (\text{VI.45})$$

Наконец, подставляя значения Q_{22} и Q_{24} из табл. 39, можно установить, что в геодезических четырехугольниках различной вытянутости $q_{\alpha_{DC}} = 1$.

По аналогии могут быть вычислены величины обратных весов функций дирекционных углов и остальных сторон сети.

В подобных прямоугольных геодезических четырехугольниках соотношение весов изменяется пропорционально квадрату длины

исходной стороны s_{AB} , выраженной в километрах. Ограничивая вытянутость в интервале $0,75 \div 1,75$, расчетные формулы будут:

$$\left. \begin{aligned} q_x &= (0,25k^2 + 0,08k - 0,04) s_{AB}^2 \\ q_y &= (1,92k^2 - 2,78k + 1,36) s_{AB}^2 \\ q_L &= (0,36k^2 - 0,05k + 0,03) s_{AB}^2 \\ q_{xE} &= (0,11k^2 - 0,19k + 0,20) s_{AB}^2 \\ q_{yE} &= (0,25k^2 - 0,30k + 0,12) s_{AB}^2 \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VI.46})$$

В геодезическом четырехугольнике прямоугольной формы со сторонами $1,00 \times 1,25$ км в случае измерения длины меньшей стороны (для $k = 1,25$) по формулам (VI.46) найдем: $q_x = 0,45$, $q_y = 0,88$, $q_L = 0,54$, $q_{xE} = 0,13$, $q_{yE} = 0,14$, а при измерении длины большей стороны (для $k = 0,8$) получим: $q'_x = 0,28$, $q'_y = 0,48$, $q'_L = 0,36$, $q'_{xE} = 0,19$, $q'_{yE} = 0,06$.

Следовательно, во втором варианте обратные веса координат определяемых пунктов сети и расстояний между ними уменьшаются не менее чем в 1,5 раза.

§ 54. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОШИБКИ ПОЛОЖЕНИЯ ТОЧЕК НА СТОРОНАХ ГЕОДЕЗИЧЕСКОГО ЧЕТЫРЕХУГОЛЬНИКА

Обычно построение разбивочной сетки производят в 4 этапа [6], [8]:

а) предварительное перенесение проекта сетки на местность и закрепление вершин знаками;

б) производство точных линейных и угловых измерений, уравнительные вычисления и получение координат точек;

в) вычисление элементов редукции и смещение центров на знаках строительной сетки;

г) контрольные измерения и оценка точности окончательных результатов.

Однако на открытых территориях, что чаще всего имеет место на новостройках, технология построения разбивочной сетки может быть существенно упрощена, если центры определяемых пунктов основной фигуры построения привести к проектному положению. Затем на внешних сторонах сети линейными промерами определить проектные положения вершин малых фигур, которые потом будут служить и точками створов при определении положения вершин заполняющих малых прямоугольных фигур [24].

Координаты любой точки створа выразим зависимостями:

$$\left. \begin{aligned} x_{z_0} &= x_H + \frac{s_{Hz_0}}{s_{HN}} (x_N - x_H) \\ y_{z_0} &= y_H + \frac{s_{Hz_0}}{s_{HN}} (y_N - y_H) \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VI.47})$$

Здесь индексы H и N у координат обозначают пункты створов: при длинах линий s — взятый отрезок $H z_0$ в створе HN , z_0 — текущая точка в створе пунктов.

Коэффициенты при координатах пунктов в (VI.47) будем рассматривать как постоянные величины. Придерживаясь изложенных выше правил, выразим приращения функций координат намеченных точек так:

$$\left. \begin{aligned} \delta F_{x_{z_0}} &= \frac{s_{Hz_0}}{s_{HN}} \delta x_N + \frac{s_{HN} - s_{Hz_0}}{s_{HN}} \delta x_H \\ \delta F_{y_{z_0}} &= \frac{s_{Hz_0}}{s_{HN}} \delta y_N + \frac{s_{HN} - s_{Hz_0}}{s_{HN}} \delta y_H \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VI.48})$$

Если оба пункта H и N искомые, то, придавая различные значения коэффициентам, например для δx_N и δy_N : 0,1; 0,2; 0,8; 0,9; 1,0; для δx_H и δy_H : 0,9; 0,8; 0,2; 0,1; 0,0, и подставляя соответственно в (VI.48), можно получить ряд приращений функций.

На стороне DC найдем:

$$\left. \begin{aligned} \delta F_{x_{z_0}} &= f_1 \delta x_C + f_3 \delta x_D \\ \delta F_{y_{z_0}} &= f_2 \delta y_C + f_4 \delta y_D \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VI.49})$$

Обратные веса функций координат текущей точки согласно (VI.32) и (VI.49) и с учетом, что $Q_{11} = Q_{33}$, $Q_{22} = Q_{44}$, будут

$$\left. \begin{aligned} q_{x_{z_0}} &= (f_1^2 + f_3^2) Q_{11} + 2f_1 f_3 Q_{13} \\ q_{y_{z_0}} &= (f_2^2 + f_4^2) Q_{22} + 2f_2 f_4 Q_{24} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VI.50})$$

По створам AD и BC согласно (VI.48) приращения функций координат текущей точки z_0 будут

$$\left. \begin{aligned} \delta F_{x_{z_0}} &= f_1 \delta x_C = f_3 \delta x_D \\ \delta F_{y_{z_0}} &= f_2 \delta y_C = f_4 \delta y_D \end{aligned} \right\}, \quad (\text{VI.51})$$

а обратные веса функций

$$\left. \begin{aligned} q_{x_{z_0}} &= f_1^2 Q_{11} = f_3^2 Q_{33} \\ q_{y_{z_0}} &= f_2^2 Q_{22} = f_4^2 Q_{44} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VI.52})$$

По данным вычислений на основании (VI.50) и (VI.52) для установленных выше интервалов между точками и значениями весовых коэффициентов геодезического четырехугольника квадратной формы с основанием в 1 км (см. табл. 39) построен график (рис. 69, а).

Для точек на стороне DC по изложенным ранее правилам и в соответствии с формулами (VI.28) — (VI.30) получены уравнения обратных весов координат:

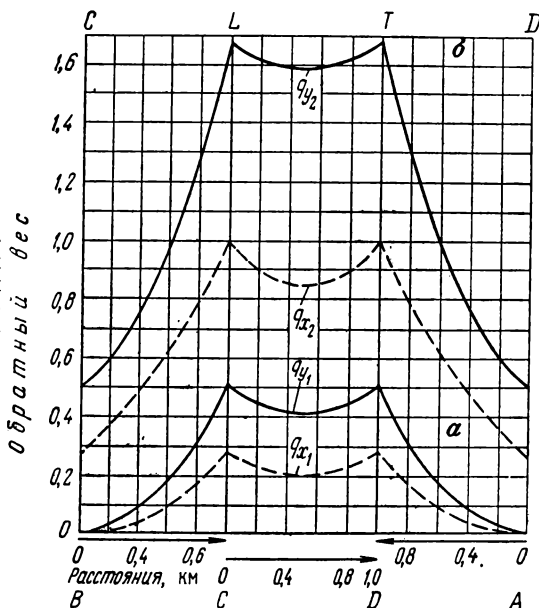
$$\left. \begin{aligned} q_{x_{z_0}} &= 0,35h^2 - 0,35h + q_{x_N} \\ q_{y_{z_0}} &= 0,34h^2 - 0,33h + q_{y_N} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VI.53})$$

Соответственно имеем и для текущих точек в створах AD и BC :

$$\left. \begin{aligned} q_{x_{z_0}} &= q_{x_N} h^2 \\ q_{y_{z_0}} &= q_{y_N} h^2 \end{aligned} \right\} \quad (\text{VI.54})$$

В формулах (VI.53) и (VI.54) введено обозначение $h = s_{Hz_0}; s_{HN}$; q_{x_N}, q_{y_N} — обратные веса координат искомым пунктов (D или C).

Рис. 69. График обратных весов координат вспомогательных точек на сторонах сдвоенных геодезических четырехугольников квадратной формы с основанием 1 км
а — первого; б — второго



Выполнив вычисления по (VI.53) и (VI.54) и задавшись различными значениями h , для прямоугольного геодезического четырехугольника любой вытянутости можно составить график (см. рис. 69, б).

Положение точки z на сторонах геодезического четырехугольника можно определить отложением от пунктов сети отрезков s_{Hz} . Координаты текущей точки z будут:

$$\left. \begin{aligned} x_z &= x_H + \Delta x_{Hz} \\ y_z &= y_H + \Delta y_{Hz} \end{aligned} \right\} \quad (\text{VI.55})$$

Приращения функций (VI.55)

$$\left. \begin{aligned} \delta F_{x_z} &= \left(\frac{\partial x}{\partial x_H} \right)_0 \delta x_H + \left(\frac{\partial x}{\partial \Delta x_{Hz}} \right)_0 \delta \Delta x_{Hz} \\ \delta F_{y_z} &= \left(\frac{\partial y}{\partial y_H} \right)_0 \delta y_H + \left(\frac{\partial y}{\partial \Delta y_{Hz}} \right)_0 \delta \Delta y_{Hz} \end{aligned} \right\} \quad (\text{VI.56})$$

Здесь:

$$\left(\frac{\partial x}{\partial x_H}\right)_0 = 1, \left(\frac{\partial x}{\partial \Delta x_{Hz}}\right)_0 = 1, \left(\frac{\partial y}{\partial y_H}\right)_0 = 1, \left(\frac{\partial y}{\partial \Delta y_{Hz}}\right)_0 = 1,$$

$$\Delta x_{Hz} = s_{Hz} \cos \alpha_{HN} = s_{Hz} \frac{x_N - x_H}{\sqrt{(x_N - x_H)^2 + (y_N - y_H)^2}},$$

$$\Delta y_{Hz} = s_{Hz} \sin \alpha_{HN} = s_{Hz} \frac{y_N - y_H}{\sqrt{(x_N - x_H)^2 + (y_N - y_H)^2}}.$$

Приращения функции (VI.55) могут быть представлены в общем виде

$$\left. \begin{aligned} \delta F_{x_z} &= \delta F_{x_z}^{\text{зав}} + \delta F_{x_z}^{\text{незав}} \\ \delta F_{y_z} &= \delta F_{y_z}^{\text{зав}} + \delta F_{y_z}^{\text{незав}} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VI.57})$$

Вследствие этого обратные веса функций координат текущей точки будут

$$\left. \begin{aligned} q_{x_z} &= q_{x_z}^{\text{зав}} + q_{x_z}^{\text{незав}} \\ q_{y_z} &= q_{y_z}^{\text{зав}} + q_{y_z}^{\text{незав}} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VI.58})$$

Обратные веса зависимой части функций находят по изложенному выше принципу, а независимой части — по формуле

$$\frac{1}{p_F} = \left[\frac{f}{p} \right]. \quad (\text{VI.59})$$

В нашем случае

$$\frac{1}{p_F} = \left(\frac{1}{p_{x_z}} \right)^{\text{незав}} = q_{x_z}^{\text{незав}}, \quad f = \left(\frac{\partial F_{x_z}}{\partial s_{Hz}} \right)_0 = \cos \alpha_{HN},$$

$$p = \frac{c}{m_s^2} \text{ или, принимая } c = m^2, \quad p = \frac{m^2}{m_{s_{Hz}}^2}.$$

Тогда

$$q_{x_z}^{\text{незав}} = \frac{m_{s_{Hz}}^2}{m^2} \cos^2 \alpha_{HN}, \quad q_{y_z}^{\text{незав}} = \frac{m_{s_{Hz}}^2}{m^2} \sin^2 \alpha_{HN}. \quad (\text{VI.60})$$

На основании (IV.2), (VI.58) — (VI.60) средние квадратические ошибки координат определяемой точки будут:

$$\text{или} \quad \left. \begin{aligned} m_{x_z}^2 &= m^2 q_{x_z}^{\text{зав}} + m_{s_{Hz}}^2 \cos^2 \alpha_{HN} \\ m_{y_z}^2 &= m^2 q_{y_z}^{\text{зав}} + m_{s_{Hz}}^2 \sin^2 \alpha_{HN} \\ m_{x_z}^2 &= (m_{x_z}^{\text{зав}})^2 + (m_{x_z}^{\text{незав}})^2 \\ m_{y_z}^2 &= (m_{y_z}^{\text{зав}})^2 + (m_{y_z}^{\text{незав}})^2 \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VI.61})$$

Среднюю квадратическую ошибку положения определяемой точки найдем после подстановки из (VI.61) в (IV.2)

$$M_z^2 = m^2 (q_{x_z}^{3ab} + q_{y_z}^{3ab}) + m_{s_{Hz}}^2 \quad (\text{VI.62})$$

В частном случае, когда дирекционный угол исходной стороны $\alpha_{AB} = 0$,

по створу AB :

$$q_{x_z}^{3ab} = q_{x_{z_0}} = 0, \quad q_{y_z}^{3ab} = q_{y_{z_0}} = 0, \quad m_{x_z}^{\text{незав}} = m_{s_{Hz}}$$

по створам AD и BC :

$$q_{x_z}^{3ab} = q_{x_{z_0}}, \quad q_{y_z}^{3ab} = q_{y_{z_0}} = 0, \quad m_{y_z}^{\text{незав}} = m_{s_{Hz}}$$

поэтому

$$\begin{aligned} m_{x_z} &= m \sqrt{q_{x_{z_0}}}, \quad m_{y_z} = m_{s_{Hz}} \\ M_z^2 &= m^2 q_{x_{z_0}} + m_{s_{Hz}}^2 \end{aligned} \quad \rangle. \quad (\text{IV.63})$$

по створу CD :

$$q_{x_z}^{3ab} = q_{x_C}, \quad q_{y_z}^{3ab} = q_{y_{z_0}}, \quad m_{x_z}^{\text{незав}} = m_{s_{Hz}}$$

отсюда

$$\begin{aligned} m_{x_z}^2 &= m^2 q_{x_C} + m_{s_{Hz}}^2, \quad m_{y_z}^2 = m^2 q_{y_{z_0}} \\ M_z^2 &= m^2 (q_{x_C} + q_{y_{z_0}}) + m_{s_{Hz}}^2 \end{aligned}$$

Числовые значения q_{y_z} для точек геодезического четырехугольника-квадрата с основанием $AB = 1000$ м можно определить по графику (см. рис. 69), а величины q_{x_C} вычислить по (VI.46).

Среднюю квадратическую ошибку измерения отрезка вычисляют по формуле (III.20).

Если точки определять равноточным измерением отрезков от двух пунктов створа, то

$$m_{s_{Hz}} = \mu \sqrt{\frac{s_{Hz} s_{Nz}}{s_{HN}}}, \quad (\text{VI.64})$$

где μ — коэффициент случайного влияния при измерении линий.

Из этой формулы следует, что точка, расположенная в середине створа, определяется линейными измерениями с наибольшей ошибкой.

§ 55. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОШИБКИ ПОЛОЖЕНИЯ ТОЧКИ НА СТОРОНАХ СПАРЕННЫХ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ ЧЕТЫРЕХУГОЛЬНИКОВ

При уравнивании измерений в сети триангуляции из спаренных геодезических четырехугольников параметрическим способом число нормальных уравнений увеличивается вдвое по сравнению с одним первым четырехугольником. Если уравнивать сеть, используя весовые коэффициенты, то общее число их составит 64: из них парных 8 и непарных 56; определению подлежат 36, так как $q_{is} = q_{si}$. Это существенно усложняет вычисления. Поэтому выгоднее вычислять вес функции уравненных величин в дополнительных колонках решения нормальных уравнений.

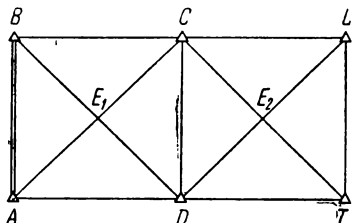


Рис. 70. Сеть триангуляции из двух геодезических четырехугольников

Из решения нормальных уравнений по схеме Гаусса находят вес последнего неизвестного t по формуле

$$p_{\delta u} = [tt \cdot (t - 1)] \quad (\text{VI.65})$$

и предпоследнего s

$$p_{\delta(u-1)} = p_{\delta u} \frac{[ss \cdot (t - 2)]}{[tt \cdot (t - 2)]}.$$

Обратный вес неизвестного t_i получают при подстановке по строке неизвестного уравнения основной системы в дополнительную колонку частных производных F_i с обратными знаками и выполнении соответствующих вычислений.

Обратный вес функции со знаком минус находят при k неизвестных по формуле

$$-\frac{1}{p_F} = E_{1F}F_1 + E_{2F}F_2 + \dots + E_{kF}F_k^{(k-1)}, \quad (\text{VI.66})$$

где E — число в дополнительной колонке по строке элиминационного уравнения; F — число в дополнительной колонке, предшествующее числу E .

Результаты исследований сети триангуляции из спаренных геодезических четырехугольников-квадратов с основанием 1 км (рис. 70) показывают следующее.

1. Обратные веса координат определяемых пунктов, точки пересечения диагоналей и длины удаленной стороны первого геодезического четырехугольника определяются формулами (VI.46).

2. Обратные веса координат текущей точки на сторонах первого четырехугольника вычисляют по формулам (VI.53) и (VI.54).

3. Если точки на сторонах первого четырехугольника определяют линейным промером, то оценка точности их положения производится по формулам (VI.63).

4. Из решения нормальных уравнений по схеме Гаусса получены обратные веса q координат определяемых пунктов:

$$q_{x_C} = q_{x_D} = 0,29; \quad q_{y_C} = q_{y_D} = 0,51;$$

$$q_{x_L} = q_{x_T} = 1,03; \quad q_{y_L} = q_{y_T} = 1,68.$$

Ошибки положения пунктов *C* и *D*, таким образом, являются ошибками исходных пунктов для второго геодезического четырехугольника *CLTD*.

Обратные веса координат пунктов, одинаково удаленных от исходных, по схеме сдвоенных четырехугольников получаются меньше, чем в одном четырехугольнике с коэффициентом вытянутости, равным двум, так как по формулам (VI.46) вычислим $q_{x_T} = 1,12$ и $q_{y_T} = 3,62$.

5. Чтобы получить обратные веса координат пунктов в подобной сети, достаточно умножить полученные значения на квадрат длины основания исходной стороны, выраженной в километрах. Например, для сети с исходной стороной, равной 0,5 км, обратные веса соответствующих пунктов будут меньше в четыре раза, т. е.

$$\begin{aligned} q'_{x_C} &= q'_{x_D} = 0,07; & q'_{y_C} &= q'_{y_D} = 0,13; \\ q'_{x_L} &= q'_{x_T} = 0,26; & q'_{y_L} &= q'_{y_T} = 0,42. \end{aligned}$$

6. Выражая координаты точки пересечения диагоналей и длины удаленной стороны второго четырехугольника как функции координат пунктов сети, находят приращения этих функций; в дополнительных столбцах схемы решения нормальных уравнений вычисляют обратные веса функций согласно (VI.66).

В рассматриваемой сети получены значения

$$q_{x_E} = 0,48; \quad q_{y_E} = 0,78; \quad q_{s_{LT}} = 0,74.$$

7. В прямоугольных геодезических четырехугольниках, симметрично расположенных относительно базиса, обратные веса соответственных элементов по величине равны [105].

8. Вычисленные обратные веса координат текущей точки, заданной уравнениями (VI.47), нанесены на график (см. рис. 69). Согласно формулам (VI.28)—(VI.30) и результатам вычислений получены уравнения для точек на сторонах второго четырехугольника:

в створе *DT*:

$$q_{x_{z_0}} = q_{x_D} + (q_{x_T} - q_{x_D}) h^2$$

$$q_{y_{z_0}} = q_{y_D} + (q_{y_T} - q_{y_D}) h^2$$

в створе *CL*:

$$q_{x_{z_0}} = q_{x_C} + (q_{x_L} - q_{x_C}) h^2$$

$$q_{y_{z_0}} = q_{y_C} + (q_{y_L} - q_{y_C}) h^2$$

в створе *LT*:

$$q_{x_{z_0}} = 0,76h(h-1) + q_{x_L}$$

$$q_{y_{z_0}} = 0,46h(h-1) + q_{y_L}$$

$$\left. \begin{array}{l} q_{x_{z_0}} = q_{x_D} + (q_{x_T} - q_{x_D}) h^2 \\ q_{y_{z_0}} = q_{y_D} + (q_{y_T} - q_{y_D}) h^2 \\ q_{x_{z_0}} = q_{x_C} + (q_{x_L} - q_{x_C}) h^2 \\ q_{y_{z_0}} = q_{y_C} + (q_{y_L} - q_{y_C}) h^2 \\ q_{x_{z_0}} = 0,76h(h-1) + q_{x_L} \\ q_{y_{z_0}} = 0,46h(h-1) + q_{y_L} \end{array} \right\} \quad (VI.67)$$

Здесь q_x, q_y — обратные веса координат точек и пунктов, обозначенных индексами; $h = s_{Hz_0} : s_{HN}$ — отношение длины отрезка от пункта до точки к длине стороны, на которой намечается точка z_0 .

9. Если положение любой точки z на сторонах второго четырехугольника определяется линейным промером, то ошибку положения находят по формулам, аналогичным (VI.63):

по створу CD :

$$q_x^{zAB} = q_{xC}, \quad q_y^{zAB} = q_{y_{z_0}} \quad \text{по [(VI.53)]}$$

поэтому

$$m_{x_{z_0}}^2 = m^2 q_{xC} + m_{s_{Hz}}^2, \quad m_{y_z}^2 = m^2 q_{y_{z_0}}$$

$$M_z^2 = m^2 (q_{xC} + q_{y_{z_0}}) + m_{s_{Hz}}^2$$

по створу DT и CL :

$$q_{x_z}^{zAB} = q_{x_{z_0}} \quad [\text{по (VI.67)}], \quad q_{y_z}^{zAB} = q_{y_{z_0}} = 0, \quad m_{y_z}^{zAB} = m_{s_{Hz}}$$

отсюда

$$m_{x_z} = m \sqrt{q_{x_{z_0}}}, \quad m_{y_z} = m_{s_{Hz}}$$

$$M_z^2 = m^2 q_{x_{z_0}} + m_{s_{Hz}}^2$$

по створу LT :

$$q_{x_z}^{zAB} = q_L; \quad q_{y_z}^{zAB} = q_{y_{z_0}} \quad [\text{по (VI.67)}], \quad m_{x_z}^{zAB} = m_{s_{Hz}}$$

следовательно,

$$m_{x_z}^2 = m^2 q_{x_L} + m_{s_{Hz}}^2, \quad m_{y_z}^2 = m^2 q_{y_{z_0}}, \quad M_z^2 = m^2 (q_{x_L} + q_{y_{z_0}}) + m_{s_{Hz}}^2$$

(VI.68)

Индекс H обозначает начальный пункт рассматриваемой стороны сети.

Ошибку положения точки z на середине удаленной стороны LT сети выразим, имея в виду, что $q_{x_L} = 1,03$, $q_{y_{z_0}} = 0,47h \cdot (h-1) + q_L = 0,47 \cdot 0,5(-0,5) + 1,68 = 1,56$ и, согласно (VI.64), $m_{s_{LT}} = 0,5\mu \sqrt{s_{LT}}$,

$$M_z^2 = m^2 (1,03 + 1,56) + 0,25\mu^2 s_{LT} = 2,59m^2 + 0,25s_{LT}\mu^2.$$

Если необходимо определить положение точки z со средней квадратической ошибкой не более ± 5 см, то при различном соотношении величин слагаемых установим требуемую точность измерений. Принимая влияния источников погрешности равными, найдем

$$\sqrt{2,59}m = 0,5\mu \sqrt{s_{LT}} = \frac{5}{\sqrt{2}} = \pm 3,5 \text{ см},$$

откуда $m = 3,5 : \sqrt{2,59} = \pm 2,2''$ или $m_{y2} = m \sqrt{2} = \pm 3,1''$, $\mu = 0,035 : (0,5 \sqrt{1000}) = 0,0022$, т.е. линейные измерения на стороне достаточно выполнять шкаловой лентой.

При заданной точности определения положения точки можно устанавливать различные соотношения величин ошибок измерений и составлять программу работ, подбирая необходимые геодезические приборы.

§ 56. ЭЛЛИПСЫ ОШИБОК ПОЛОЖЕНИЯ ТОЧКИ НА СТОРОНАХ СЕТИ

Средняя квадратическая ошибка положения M пункта, вычисляемая по формуле (IV.2), преувеличена, особенно при резком различии величин m_x и m_y . Более полную характеристику ошибки положения и направления наибольшего смещения определяемого пункта, как известно, дает эллипс ошибок.

Для установления величины и направления осей эллипса ошибок положения пункта воспользуемся формулами, предложенными проф. Ю. В. Кемницем [118]. В дополнение к вычислениям значений q_x и q_y необходимо определить величину

$$q_{xy} = 2 \left(\frac{f_1 f'_1}{[aa]} + \frac{[f_2 \cdot 1] [f'_2 \cdot 1]}{[bb \cdot 1]} + \frac{[f_3 \cdot 2] [f'_3 \cdot 2]}{[cc \cdot 2]} + \frac{[f_4 \cdot 3] [f'_4 \cdot 3]}{[dd \cdot 3]} \right). \quad (\text{VI.69})$$

Угол ориентирования полуосей a и b эллипса ошибок определяется по формуле

$$\operatorname{tg} 2\varphi = \frac{q_x q_y}{q_x - q_y}, \quad (\text{VI.70})$$

а величины полуосей — по формулам:

$$\left. \begin{aligned} a &= \frac{m}{\sqrt{2}} \sqrt{q_x + q_y + \sqrt{(q_x - q_y)^2 + q_{xy}^2}} \\ b &= \frac{m}{\sqrt{2}} \sqrt{q_x + q_y - \sqrt{(q_x - q_y)^2 + q_{xy}^2}} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VI.71})$$

Для пункта E на пересечении диагоналей геодезического четырехугольника прямоугольной формы при вычислении в таблице решения нормальных уравнений в соответствии с (VI.69) получается $q_{xEyE} = 0$. Поэтому на основании (VI.70) $\operatorname{tg} 2\varphi = 0$, откуда угол φ равен 0 или 90° .

Тогда согласно (VI.71)

$$\left. \begin{aligned} a &= m \sqrt{q_{xE}} \\ b &= m \sqrt{q_{yE}} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VI.72})$$

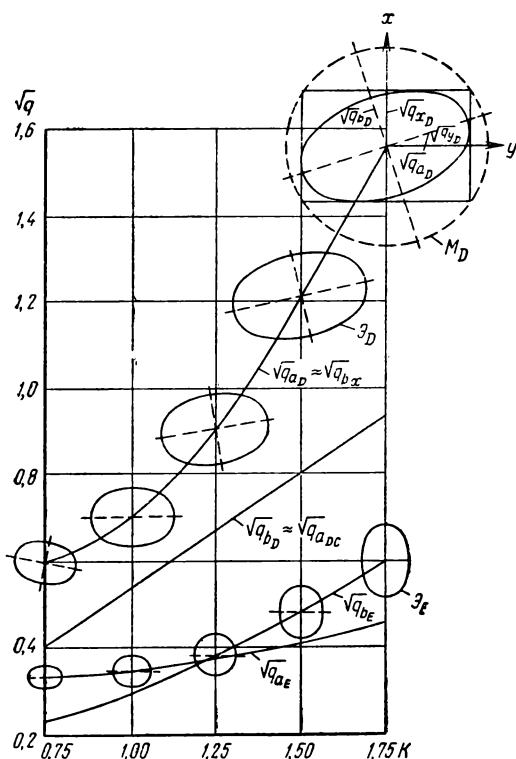


Рис. 71. Корни обратных весов, формы и ориентирования эллипсов ошибок

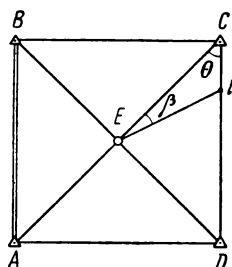


Рис. 72. Створно-угловая засечка

Величины q_{xE} и q_{yE} вычисляют по формулам (VI.46). Для определяемых пунктов прямоугольных геодезических четырехугольников в табл. 41 приведены числовые значения $\sqrt{q_{xE}}$ и $\sqrt{q_{yE}}$, и по этим данным построены формы эллипсов ошибок $\mathcal{E}_E$ и $\mathcal{E}_D$ (рис. 71) положения соответственно пунктов E и D в зависимости от вытянутости фигур.

§ 57. ОЦЕНКА ТОЧНОСТИ ПОЛОЖЕНИЯ ТОЧЕК, ОПРЕДЕЛЯЕМЫХ СТВОРНО-УГЛОВОЙ ЗАСЕЧКОЙ

Положение точек, соответствующих вершинам малых квадратов или прямоугольников, на сторонах геодезического четырехугольника можно определять как линейными промерами по створу, так и способом створно-угловой засечки — пересечением створа стороны сети HN (H — начальный, N — конечный пункт сети) с направлением E_{iHN} , заданным в точке пересечения диагоналей основной фигуры опорной сети (рис. 72).

Абсциссы точки i_{HN} в створе HN определяют согласно обозначениям на рис. 72.

$$x_{iHN} = x_H + s_{HE} \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \theta)} \cos \alpha_{HN}, \quad (\text{VI.73})$$

где x_H — абсцисса пункта H ; s_{HE} — длина полудиagonали EH , $\angle HE_i = \beta$ — угол в точке E между полудиagonалью EN и на-

правлением на точку i_{HN} ; θ — угол в сети между диагональю $H(N+1)$ ($N+1$ — номер следующего пункта сети по направлению движения текущей точки) и стороной CD , α_{HN} — дирекционный угол стороны HN (в данном случае стороны CD).

Т а б л и ц а 41

Наименование элементов	Коэффициенты вытянутости четырехугольника				
	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75
$q_{x_E y_E}$	0	0	0	0	0
$\sqrt{q_{x_E}}$	0,35	0,35	0,36	0,40	0,46
$\sqrt{q_{y_E}}$	0,20	0,27	0,38	0,48	0,60
φ , в градусах	90	90	90	90	90
$q_{a_D b_D}$	—0,06	0,0	0,12	0,32	0,64
$\sqrt{q_{a_D}}$	0,58	0,71	0,94	1,22	1,56
$\sqrt{q_{b_D}}$	0,40	0,54	0,67	0,78	0,90
φ , в градусах	99,8	90,0	82,0	79,0	78,5
$q_{(\Delta x \cdot \Delta y)_{DG}}$	0	0	0	0	0
$\sqrt{q_{\Delta x_{DC}}}$	0,40	0,54	0,67	0,80	0,93
$\sqrt{q_{\Delta y_{DC}}}$	0,60	0,71	0,94	1,23	1,56
φ , в градусах	90	90	90	90	90

Множитель второго слагаемого формулы (VI.73)

$$\frac{\sin \beta \cos \alpha_{HN}}{\sin \beta \cos \theta + \sin \theta \cos \beta} = \frac{\cos \alpha_{HN}}{\cos \theta + \sin \theta \operatorname{ctg} \beta},$$

причем

$$\theta = \alpha_{H(N+1)} - \alpha_{HN};$$

$$\cos \alpha_{H, N+1} = \frac{x_{N+1} - x_H}{\sqrt{(x_{N+1} - x_H)^2 + (y_{N+1} - y_H)^2}},$$

$$\sin \alpha_{H, N+1} = \frac{y_{N+1} - y_H}{\sqrt{(x_{N+1} - x_H)^2 + (y_{N+1} - y_H)^2}},$$

$$\operatorname{tg} \alpha_{HN} = \frac{y_N - y_H}{x_N - x_H}$$

Учтем также, что

$$s_{HE} = \sqrt{(x_E - x_H)^2 + (y_E - y_H)^2},$$

при этом координаты x_E и y_E в развернутом виде представлены формулами (VI.12).

Тогда получим

$$x_{i_{HN}} = x_N + \frac{(x_N - x_H) \sqrt{(x_{N+1} - x_H)^2 + (y_{N+1} - y_H)^2} \times \\ \times \sqrt{(x_E - x_N)^2 + (y_E - y_N)^2}}{(x_{N+1} - x_H)(x_N - x_H) - (y_{N+1} - y_H)(y_N - y_H) + \\ + [(y_{N+1} - x_H)(x_N - x_H) - (x_{N+1} - x_H)(y_N - y_H)] \operatorname{ctg} \beta} \quad (\text{VI.74})$$

Ордината той же текущей точки i_{HN} найдется по формуле

$$y_{i_{HN}} = y_H + s_{HE} \frac{\sin \beta}{\sin(\beta + \theta)} \sin \alpha_{HN}. \quad (\text{VI.75})$$

или после соответствующей замены, как и для абсциссы, выражение (VI.75) примет вид

$$y_{i_{HN}} = y_H + \frac{(y_N - y_H) \sqrt{(x_{N+1} - x_H)^2 + (y_{N+1} - y_H)^2} \times \\ \times \sqrt{(x_E - x_H)^2 + (y_E - y_H)^2}}{(x_{N+1} - x_H)(x_N - x_H) - (y_{N+1} - y_H)(y_N - y_H) + \\ + [(y_{N+1} - y_H)(x_N - x_H) - (x_{N+1} - x_H)(y_N - y_H)] \operatorname{ctg} \beta} \quad (\text{VI.76})$$

Рассматривая координаты точки как функции зависимых и независимых величин, по изложенным ранее правилам выразим приращения функций (VI.74) и (VI.76):

$$\left. \begin{aligned} \delta F_x &= \sum_{i=1}^n F'_i \delta t + F'_\beta \delta \beta \\ \delta F_y &= \sum_{i=1}^n F''_i \delta t + F''_\beta \delta \beta \end{aligned} \right\} \quad (\text{VI.77})$$

или

$$\left. \begin{aligned} \delta F_x &= \delta F_x^{\text{зав}} + \delta F_x^{\text{незав}} \\ \delta F_y &= \delta F_y^{\text{зав}} + \delta F_y^{\text{незав}} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VI.78})$$

Возьмем частные производные функции (VI.74) точки i_{GD} , перемещающейся на стороне CD сети от пункта C , по аргументам. Получим:

$$\left. \begin{aligned} F'_{x_G} &= 1 - \frac{s^2 + 3x_G^2}{2x_C(x_G + y_G \operatorname{ctg} \beta)} - \frac{s^2(2x_G + y_C \operatorname{ctg} \beta)}{2x_C(x_C + y_C \operatorname{ctg} \beta)^2} \\ F'_{y_G} &= -\frac{x_G^2 + 2y_G^2}{2x_G y_G(x_G + y_G \operatorname{ctg} \beta)} + \frac{s^2 y_G}{2x_C^2(x_G + y_G \operatorname{ctg} \beta)^2} \\ F'_{x_D} &= -\frac{s^2}{4x_G(x_G + y_G \operatorname{ctg} \beta)} + \frac{s^2(x_C + y_C \operatorname{ctg} \beta)}{2x_C^2(x_C + y_G \operatorname{ctg} \beta)^2} \\ F'_{y_D} &= \frac{s^2}{4x_G(x_C + y_G \operatorname{ctg} \beta)} - \frac{s^2(y_C - x_G \operatorname{ctg} \beta)}{2x_C^2(x_C + y_C \operatorname{ctg} \beta)^2} \\ F'_\beta &= -\frac{s^2 y_G}{2p(x_G \sin \beta + y_G \cos \beta)^2} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VI.79})$$

Соответственно частные производные функции (VI.76) для точки будут:

$$\left. \begin{aligned} F''_{x_C} &= 0 \\ F''_{y_G} &= \frac{s^2}{x_C (x_C + y_G \operatorname{ctg} \beta)} \\ F''_{x_D} &= 0 \\ F''_{y_D} &= 1 - \frac{s^2}{x_C (x_C + y_G \operatorname{ctg} \beta)} \\ F''_{\beta} &= 0 \end{aligned} \right\} \cdot \quad (\text{VI.80})$$

В такой же последовательности определяются частные производные и приращение функций координат точки i_{DG} , удаляющейся от пункта D с увеличением угла β между направлениями ED и Ei_{DC} .

Для точек i на остальных внешних сторонах сети поступают аналогично.

В соответствии с (IV.2), (VI.32) и (VI.78) запишем

$$m_x^2 = m^2 q_x = m^2 (q_x^{\text{зав}} + q_x^{\text{незав}}) = m^2 q_x^{\text{зав}} + m^2 q_x^{\text{незав}}.$$

Но $m^2 q_x^{\text{незав}} \left(\frac{\partial x}{\partial \beta_i} \right)_0^2 m_{\beta_i}^2$ (i — текущая точка), откуда

$$q_x^{\text{незав}} = \left(\frac{\partial x}{\partial \beta_i} \right)_0^2 \frac{m_{\beta_i}^2}{m^2},$$

поэтому

$$m_x^2 = m^2 q_x^{\text{зав}} + \left(\frac{\partial x}{\partial \beta_i} \right)_0^2 m_{\beta_i}^2. \quad (\text{VI.81})$$

Точно так же получим

$$m_y^2 = m^2 q_y = m^2 (q_y^{\text{зав}} + q_y^{\text{незав}}).$$

В свою очередь

$$m^2 q_y^{\text{незав}} = \left(\frac{\partial y}{\partial \beta_i} \right)_0^2 m_{\beta_i}^2, \quad q_y^{\text{незав}} = \left(\frac{\partial y}{\partial \beta_i} \right)_0^2 \frac{m_{\beta_i}^2}{m^2}.$$

Таким образом,

$$m_y^2 = m^2 q_y^{\text{зав}} + \left(\frac{\partial y}{\partial \beta_i} \right)_0^2 m_{\beta_i}^2. \quad (\text{VI.82})$$

Средняя квадратическая ошибка в положении текущей точки будет

$$M^2 = m_x^2 + m_y^2 = m^2 (q_x^{\text{зав}} + q_y^{\text{зав}}) + \left\{ \left(\frac{\partial x}{\partial \beta} \right)_0^2 + \left(\frac{\partial y}{\partial \beta} \right)_0^2 \right\} m_{\beta}^2. \quad (\text{VI.83})$$

Здесь m_{β} — средняя квадратическая ошибка измерения (построения) угла.

Если разбить каждую сторону геодезического четырехугольника-квадрата с основанием 1 км на несколько равных отрезков, найти значения частных производных по (VI.79), (VI.80), подставить в (VI.32), воспользовавшись весовыми коэффициентами, приведенными в табл. 39, то найдем $q_x^{\text{заб}}$, $q_y^{\text{заб}}$ и f_β . По полученным данным составим график (рис. 73), на котором видно, что выгоднее определять точки от пунктов C и D до середины стороны.

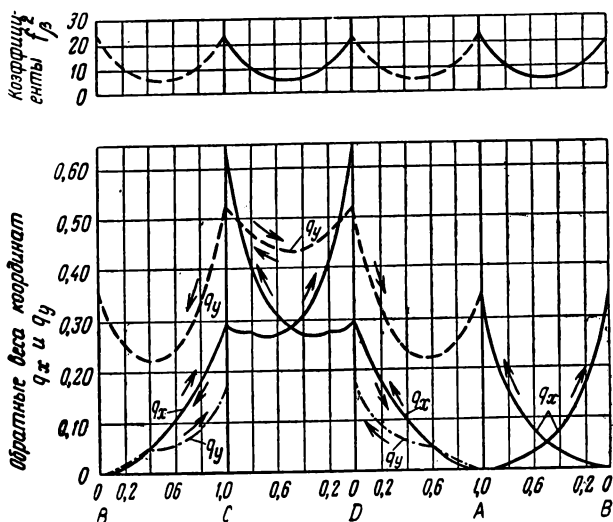


Рис. 73. График обратных весов вспомогательных точек на сторонах геодезического четырехугольника — квадрата с основанием, равным 1 км, определяемых угловой засечкой, и обратных весов углов, противолежащих определяемым отрезкам

Пользуясь данными графика и задавшись величинами m и m_β , можно подсчитать по формулам (VI.81), (VI.82) средние квадратические ошибки определения координат, а по (VI.83) — средние квадратические ошибки положения искомой точки.

Если ошибка, обусловленная геометрической связью, пренебрегаемо мала по сравнению с ошибкой положения точки, определяемой створно-угловой засечкой, то из (VI.83)

$$M = m_\beta \sqrt{\left(\frac{\partial x}{\partial \beta}\right)_0^2 + \left(\frac{\partial y}{\partial \beta}\right)_0^2}. \quad (\text{VI.84})$$

В рассматриваемой схеме сети один из членов подкоренного выражения равен нулю, если

$$\left(\frac{\partial x}{\partial \beta}\right)_0 = 0, \text{ то } \left(\frac{\partial y}{\partial \beta}\right)_0 = \frac{b}{\rho(1 + \sin 2\beta)},$$

если

$$\left(\frac{\partial y}{\partial \beta}\right)_0 = 0, \text{ то } \left(\frac{\partial x}{\partial \beta}\right)_0 = \frac{b}{\rho(1 + \sin 2\beta)}.$$

С учетом этих замечаний

$$M' = \frac{bm_\beta}{\rho} \frac{1}{1 + \sin 2\beta}. \quad (\text{VI.85})$$

Формулы (VI.85) и (IV.48) различаются между собой коэффициентами

$$\frac{1}{1 + \sin 2\beta} = k \text{ и } \frac{\sqrt{\sin^2 \beta_1 + \sin^2 \beta_2}}{\sin^2 \gamma} = h,$$

величины которых приведены в табл. 42.

Т а б л и ц а 42

№ точек на CD	k	h со стороны AB	h' со стороны BC	№ точек на CD	k	h со стороны AB	h' со сторо- ны BC	№ точек на CD	k	h со стороны AB	h' со сторо- ны BC
1	0,83	2,26	1,07	4	0,53	2,00	1,36	7	0,58	2,07	1,87
2	0,65	2,12	1,14	5	0,50	1,97	1,53	8	0,69	2,12	2,08
3	0,59	2,07	1,24	6	0,52	2,00	1,68	9	0,84	2,26	2,40

По данным табл. 42 применение створно-угловой засечки дает лучшие результаты, чем прямая угловая засечка при определении положения точек на сторонах квадрата разбивочной сети. При этом необходим лишь один точный прибор для построения угла β ; второй может быть малой точности; упрощается сигнализация в процессе работы, сокращается занятость исполнителей высокой квалификации.

§ 58. ОЖИДАЕМАЯ ТОЧНОСТЬ КООРДИНАТ ТОЧЕК МАЛЫХ ФИГУР РАЗБИВОЧНОЙ СЕТИ

Положение пунктов E малых фигур разбивочной сети может быть определено пересечением створов, образуемых точками противоположных сторон геодезического четырехугольника (рис. 74).

Координаты точек в створах сторон сети будут:

$$\left. \begin{aligned} x_v &= x_B + \Delta x_{Bv}, & y_v &= y_B + \Delta y_{Bv}, \\ x_n &= x_A + \Delta x_{An}, & y_n &= y_A + \Delta y_{An}, \\ x_l &= x_B + \Delta x_{Bl}, & y_l &= y_B + \Delta y_{Bl}, \\ x_p &= x_C + \Delta x_{Cp}, & y_p &= y_C + \Delta y_{Cp} \end{aligned} \right\} \quad (\text{VI.86})$$

Координаты точки E пересечения створов lp и nl могут быть вычислены по формулам (VI.12), если вместо координат пунктов подставить координаты точек пересекающихся створов.

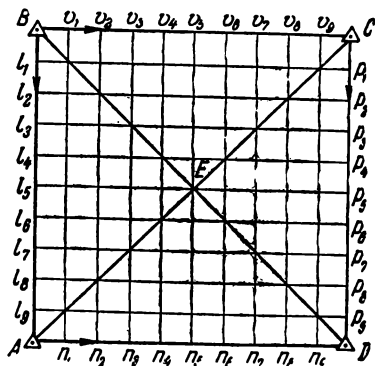


Рис. 74. Схема локальной разбивочной сети

A, B, C, D — пункты триангуляции;
 AB — исходная сторона сети (базис);
 v, n, l, p — вспомогательные точки в створах сторон триангуляции

Вывод формул оценки точности положения точки, определяемой пересечением ортогональных створов, аналогичен предыдущим изложениям [104].

Для прямоугольного геодезического четырехугольника с дирекционным углом исходной стороны AB , равным нулю, приращения функций координат точек пересечения створов, параллельных сторонам сети, будут

$$\left. \begin{aligned} \delta F_x &= \frac{y_E - y_l}{y_p - y_l} \delta x_G - \frac{y_E - y_l}{y_p - y_l} \delta s_{cp} + \frac{y_E - y_p}{y_p - y_l} \delta s_{Bl} \\ \delta F_y &= \frac{x_E - x_n}{x_v - x_n} \delta s_{Bv} - \frac{x_E - x_v}{x_v - x_n} \delta s_{An} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VI.87})$$

Из последующих решений на основании (VI.87) найдем

$$q_x^{зав} = q_{x_G} \left(\frac{s_{Bv}}{s_{BC}} \right)^2; \quad q_y^{зав} = 0, \quad (\text{VI.88})$$

причем величину q_{x_G} вычисляют по формуле (VI.19), а

$$\left. \begin{aligned} (m_x^{\text{незав}})^2 &= \left(\frac{y_E - y_l}{y_p - y_l} \right)^2 m_{s_{Gp}}^2 + \left(\frac{y_E - y_p}{y_p - y_l} \right)^2 m_{s_{Bl}}^2 \\ (m_y^{\text{незав}})^2 &= \left(\frac{x_E - x_n}{x_v - x_n} \right)^2 m_{s_{Bv}}^2 + \left(\frac{x_E - x_v}{x_v - x_n} \right)^2 m_{s_{AB}}^2 \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VI.89})$$

При равноточных измерениях $m_{s_{Gp}} = m_{s_{Bl}} = m_{Hz}$ и $m_{s_{Bv}} = m_{s_{An}} = m_{Hz}$ формулы (VI.89) принимают вид:

$$\left. \begin{aligned} m_x^{\text{незав}} &= \frac{\sqrt{(y_E - y_l)^2 + (y_E - y_p)^2}}{y_p - y_l} m_{s_{Hz}} \\ m_y^{\text{незав}} &= \frac{\sqrt{(x_E - x_n)^2 + (x_E - x_v)^2}}{x_v - x_n} m_{s_{Hz}} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VI.90})$$

Ошибку положения точки пересечения створов вычислим по формуле

$$M^2 = m^2 q_x + (m_x^{\text{незав}})^2 + (m_y^{\text{незав}})^2. \quad (\text{VI.91})$$

Независимые ошибки, определяемые вторым и третьим членами правой части формулы (VI.91), в наибольшей мере проявляются на положении точки центра прямоугольного геодезического четырехугольника.

В квадрате при

$$\tilde{m}_{s_{Hz}} = m_{s_{Hz}} = m_s$$

$$M^2 = m^2 q_x + m_s^2.$$

§ 59. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ТОЧЕК НА МЕСТНОСТИ НЕОРТОГОНАЛЬНЫМ ПЕРЕСЕЧЕНИЕМ СТОРОВ

В особых местных условиях, когда разбивка взаимно перпендикулярных створов невозможна, применяют неортогональные створы. В этих случаях точки вспомогательных створов определяют только на противоположных сторонах строящегося объекта, например бетонной плотины, моста через реку [106].

Предположим, что условия местности позволяют построить сеть триангуляции из одного и двух спаренных геодезических четырехугольников-квадратов с основанием 1 км (рис. 75), пункты A, B — твердые, C, D — определяемые; O, Z — точки проектной оси сооружения, соответствующие середине сторон сети.

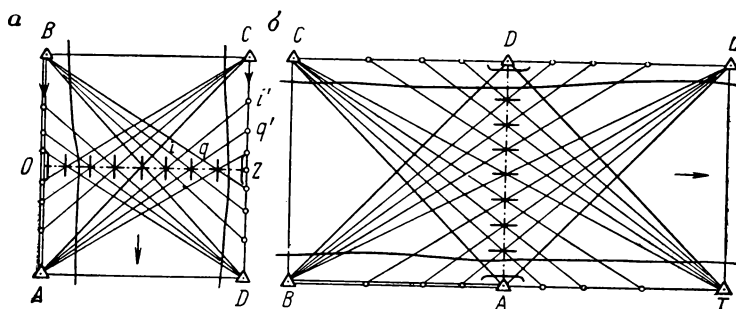


Рис. 75. Разбивочные сети строительства моста
а — из одного, б — из двух геодезических четырехугольников

Координаты текущей точки i на оси моста представим как функции уравновешенных величин и независимо измеренных величин, обозначив через i' соответственные точки вспомогательных створов на стороне CD . Учитывая симметричность сети относительно оси моста, рассмотрим положение точек i' , определяемых пересечением створов OZ и Ai .

Примем AB за ось абсцисс с началом координат в пункте A . Обозначим координаты точек

$$\left. \begin{aligned} x_O &= x_B + \Delta x_{BO}, & y_O &= y_B + \Delta y_{BO} \\ x_{i'} &= x_C + \Delta x_{Ci'}, & y_{i'} &= y_C + \Delta y_{Ci'} \\ x_Z &= x_C + \Delta x_{Ci'} + \Delta x_{i'Z}, & y_Z &= y_C + \Delta y_{Ci'} + \Delta y_{i'Z} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VI.92})$$

Координаты точки i получим, если воспользуемся формулами (VI.12), в которых сделаем соответствующую замену координат пунктов, придерживаясь принятых обозначений (VI.92).

По координатам точек вычисляют линейные элементы от точек O, Z оси моста до точек пересечения сторон сети намеченными створами. Вспомогательные створы определяются пунктом сети и центром соответствующей части сооружения (опоры моста).

В створах сторон сети триангуляции откладывают от двух пунктов длины вычисленных отрезков; полученные точки закрепляют знаками.

Обратные веса координат текущей точки l выразятся зависимостями (VI.60), причем обратные веса $q_{x_l}^{зав}$ и $q_{y_l}^{зав}$ могут быть найдены в соответствии с формулами (VI.54) и (VI.46).

Если предположить, что измерение линий производят одним и тем же прибором и методом, то, учитывая (III.20),

$$\left. \begin{aligned} q_{x_l}^{незав} &= \frac{\mu^2}{m^2} \left[\left(\frac{y_l}{y_z} \right)^2 s_{CZ} + \left(\frac{y_z - y_l}{y_l} \right)^2 s_{BO} \right] \\ q_{y_l}^{незав} &= 4 \frac{\mu^2}{m^2} \left[\left(\frac{y_l}{y_z} \right)^2 s_{l'z} + \left(\frac{y_z - y_l}{y_z} \right)^2 s_{BO} \right] \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VI.93})$$

Наибольшие значения $q_{x_l}^{незав}$ и $q_{y_l}^{незав}$ получаются для точек оси моста вблизи Z . Поэтому вместо (VI.93) можно ограничиться выражениями

$$\left. \begin{aligned} q_{x_l}^{незав} &= \frac{\mu^2}{m^2} \frac{s_{CD}}{2} \\ q_{y_l}^{незав} &= 0 \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VI.94})$$

Принимая во внимание (VI.61) и (VI.62), напомним

$$M_z^2 = m^2 (q_{xz}^{зав} + q_{yz}^{зав}) + \frac{1}{2} s_{CD} \mu^2. \quad (\text{VI.95})$$

Если учитывать ошибку m_b измерения базиса сети, то

$$M_z^2 = m^2 (q_{xz}^{зав} + q_{yz}^{зав}) + \frac{1}{2} s_{CD} \mu^2 + m_b^2. \quad (\text{VI.96})$$

При равенстве значений слагаемых правой части и $M_z = \pm 2$ см найдем: $m = \pm 2,6''$ или $m_{уг} = \pm 2,6'' \sqrt{2} = \pm 3,7''$, $m_b : b = 1 : 38\,000$, $\mu = 0,0005$.

В работе [126] приводится следующая точность геодезических измерений при сооружении мостов длиной 500 м: расчетный пролет 220 м, требуемая точность измерения базиса триангуляции $1 : 35\,000$ — $1 : 40\,000$, измерения углов в трапеции $\pm 4''$, построения углов при разбивке опор прямой угловой засечкой $\pm 8''$.

Таким образом, предвычисленная точность измерений соответствующих элементов близка к приведенной. Вместе с тем при разбивке опор способом пересечения створов не требуется двух исполнителей высокой квалификации, точных приборов для построения углов. Взамен этого производят дополнительно линейные измерения, выполняя их одновременно с построением сети триангуляции.

При строительстве мостов более важное значение имеет точность определения расстояний между опорами, поскольку расположение центров опор на одной прямой проверяется створением по OZ .

Для этого необходимо выразить координаты проектных центров смежных опор моста (см. рис. 75) в соответствии с формулами (IV.2), а расстояние L_{lg} между ними выразить как функцию (VI.33), (VI.92) координат пунктов

$$L_{lg} = \sqrt{(x_g - x_l)^2 + (y_g - y_l)^2}, \quad (\text{VI.97})$$

затем по ранее изложенному принципу можно вывести формулу оценки расстояния между смежными центрами опор

$$M_L^2 = m^2 q_{yC} \left(\frac{L_{lz}}{L_{OZ}} \right)^2 + m_b^2 + (f_{i'ZS_{i'Z}}^2 + f_{BOS_{BO}}^2) \mu^2. \quad (\text{VI.98})$$

Возьмем за основу расчета длину пролета $L_{lz} = 220$ и предвычислим необходимую точность линейных и угловых измерений.

Применяя принцип равного влияния ошибок построения сети триангуляции и измерений отрезков на береговых сторонах сети, получим

$$m^2 q_{yC} \left(\frac{L_{lz}}{L_{OZ}} \right)^2 + m_b^2 = (f_{i'ZS_{i'Z}}^2 + f_{BOS_{BO}}^2) \mu^2 = \frac{M_1}{2} = \pm 2 \text{ см}^2.$$

В свою очередь примем

$$m \sqrt{q_{yC}} \left(\frac{L_{lz}}{L_{OZ}} \right) = \frac{1}{3} m_b,$$

откуда

$$q_{yC} = 0,13, \quad \frac{L_{lz}}{L_{OZ}} = \frac{220}{500} = 0,44,$$

при

$$m = \pm 2,8'' \text{ или } m_{yr} = \pm 4,0'', \\ m_b = \pm 1,34 \text{ или } m_b : b = 1 : 37\,000.$$

В сети триангуляции из двух квадратных геодезических четырехугольников (см. рис. 75) с началом координат в пункте B и положительным направлением оси абсцисс по BC ошибка положения центра опоры моста, определяемого пересечением стороны AD вспомогательным створом, образованным одним из крайних пунктов триангуляции и точкой центра опоры моста, будет

$$\left. \begin{aligned} Ai \text{ на } AT \quad M_i^2 &= m^2 (q_{x_i} + q_{y_i}) + \left(\frac{x_G - x_i}{y_i} \right)^2 m_{s_{Ai}}^2 \\ Di' \text{ на } DL \quad M_i^2 &= m^2 (q_{x_i} + q_{y_i}) + \left(\frac{x_i}{y_i} \right)^2 m_{s_{Di'}}^2 \\ Di' \text{ на } DC \quad M_i^2 &= m^2 (q_{x_i} + q_{y_i}) + \left(\frac{x_i}{y_T - y_{i'}} \right)^2 m_{s_{Di'}}^2 \\ Ai' \text{ на } AB \quad M_i^2 &= m^2 (q_{x_i} + q_{y_i}) + \left(\frac{x_i + x_L}{y_L - y_{i'}} \right)^2 m_{s_{Ai'}}^2 \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VI.99})$$

Анализ двух вариантов разбивочной сети показывает, что во втором из них на сторонах сети отрезки можно откладывать с меньшей точностью, чем в первом варианте. Однако это незначительное преимущество не окупается объемом комплекса геодезических работ, поэтому в данном случае большее предпочтение следует отдавать первому варианту.

§ 60 ВЫБОР РАЦИОНАЛЬНОЙ РАЗБИВОЧНОЙ СЕТИ РАДИАЛЬНОЙ ПЛОТИНЫ

1. В разбивочной сети, основанной на простой угловой засечке, из решения системы двух нормальных уравнений методом определителей (IV.66) и по (IV.69) находят обратные веса неизвестных — q_x и q_y .

Если вместо дирекционных углов принять углы, прилежащие к базису засечки (см. рис. 49), то согласно (IV.47) и учитывая, что

$$\left. \begin{aligned} q_x &= \left(\frac{b}{\rho \sin^2 \gamma} \right)^2 [\sin^2 \beta_1 \cos^2 \beta_1 + \sin^2 \beta_2 \cos^2 \beta_2] \\ q_y &= \left(\frac{b}{\rho \sin^2 \gamma} \right)^2 [\sin^4 \beta_1 + \sin^4 \beta_2] \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VI.100})$$

Примем $b = 1 \cdot 10^5$ см, $\rho = 2,06'' \cdot 10^5$ и зададимся величинами углов γ и β ; вычислим по (VI.100) q в $\text{см}^2/\text{сек}^2$ (табл. 43).

Т а б л и ц а 43

γ , в градусах	1. q_x 2. q_y 3. q_m в $\frac{\text{см}^2}{\text{сек}^2}$	β_2 , в градусах				
		10	30	50	70	в равнобедренном треугольнике
30	1	1,02	1,41	1,02	0,52	0,42
	2	0,64	2,34	4,84	6,48	6,54
	3	1,66	3,76	5,86	7,00	7,01
50	1	0,15	0,15	0,18		0,20
	2	0,38	0,70	0,90		0,92
	3	0,53	0,85	1,08		1,12
90	1	0,01	0,09			0,11
	2	0,22	0,14			0,12
	3	0,23	0,23			0,23
120	1	0,11				0,16
	2	0,14				0,05
	3	0,25				0,21

Примечание. В треугольниках с постоянным углом γ засечки величины обратных весов q определяемых точек, расположенные симметрично относительно вершины равнобедренного треугольника, одинаковы.

Обратные веса ошибок каждой из координат и положения определяемой точки при длине базиса b' изменяются пропорционально $\left(\frac{b'}{b}\right)$.

2. Элементы эллипсов ошибок определяются в связи с весовыми коэффициентами, выраженными равенствами [92]:

$$\left. \begin{aligned} R_{\max}^2 &= \frac{m^2}{2} \{ Q_{11} + Q_{22} + \sqrt{(Q_{11} - Q_{22})^2 + 4Q_{12}^2} \} \\ R_{\min}^2 &= \frac{m^2}{2} \{ Q_{11} + Q_{22} - \sqrt{(Q_{11} - Q_{22})^2 + 4Q_{12}^2} \} \\ R_{\max}^2 + R_{\min}^2 &= m^2 (Q_{11} + Q_{22}) \\ \operatorname{ctg} 2\varphi &= -\frac{Q_{11} - Q_{22}}{2Q_{12}} \end{aligned} \right\}, \quad (\text{VI.101})$$

где $R_{\max}$ и $R_{\min}$ — большая и малая оси эллипса ошибок; φ — угол между направлениями положительной абсциссы и большой осью эллипса ошибок;

$$\left. \begin{aligned} Q_{11} &= \frac{[bb]}{N} = q_y, \quad Q_{22} = \frac{[aa]}{N} = q_x \\ Q_{12} &= -\frac{[ab]}{N} = \left(\frac{b}{p \sin^2 \gamma} \right)^2 (\cos \beta_1 \sin^3 \beta_1 - \cos \beta_2 \sin^3 \beta_2) \\ R_{\max}^2 + R_{\min}^2 &= M^2 \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VI.102})$$

Обозначая половины значений в фигурных скобках первых равенств (VI.101) соответственно k_1 и k_2 , будем иметь

$$\left. \begin{aligned} R_{\max}^2 &= m^2 k_1 \\ R_{\min}^2 &= m^2 k_2 \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VI.103})$$

Вычислим величины составляющих элементов эллипсов ошибок для точек табл. 43, причем при вычислении по (VI.103) воспользуемся также данными q_x , q_y этой таблицы. Результаты приведены в табл. 44.

Т а б л и ц а 44

γ, в градусах	1. Q ₁₁ 2. k ₁ 3. k ₂ 4. φ, в градусах	β, в градусах				в равнобедренном треугольнике
		10	30	50	70	
30	1	—0,784	—1,628	—1,711	0,444	0
	2	1,635	3,575	5,495	6,505	6,505
	3	0,002	0,185	0,365	0,495	0,470
	4	52°	35°	21°	4°	0
50	1	—0,225	—0,187	—0,084		0
	2	0,530	0,755	0,910		0,920
	3	0	0,095	0,170		0,200
	4	31°	17°	1°		0
90	1	0,038	0,051			0
	2	0,215	0,206			0,115
	3	0,005	0,024			0,115
	4	80°	58°			0
120	1	0,119				0
	2	0,21				0,05
	3	0,04				0,16
	4	49°				0

При засечках с базиса b' табличные коэффициенты k_1 , k_2 и $k_1 + k_2$ по величине изменяются пропорционально квадрату отношения $\left(\frac{b}{b'}\right)^2$.

Ориентирование (угол φ) эллипсов ошибок не зависит от величины базиса, а лишь от формы треугольника засечки.

Величины, приведенные в табл. 43 и 44, дают возможность судить о размерах элементов эллипсов ошибок определяемых

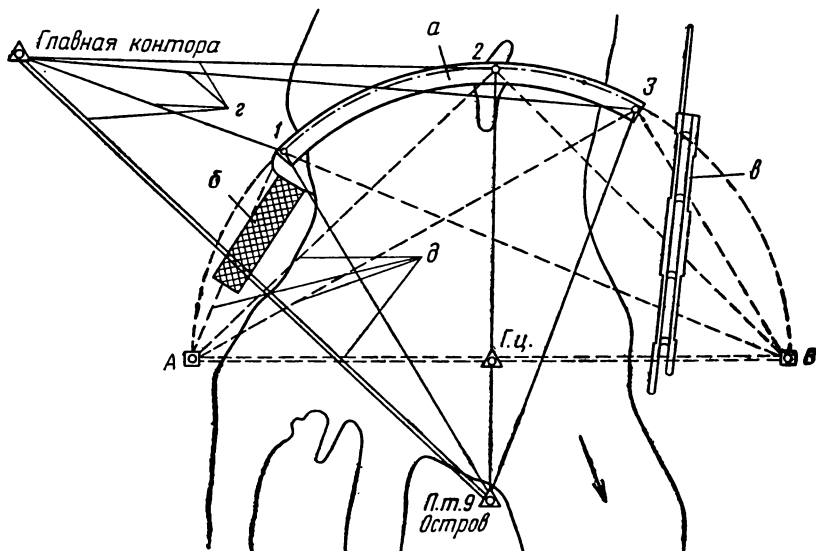


Рис. 76. Схемы прямых угловых засечек

a — бетонная водосливная плотина; $б$ — здание гидроэлектростанции; $в$ — шлюз судоходный; $г$ — вариант Днепростроя; $д$ — возможный вариант

точек и соответственно располагать базис засечки относительно разбиваемого сооружения, устанавливать необходимую точность измерения (построения) углов при базисе.

3. Для задания направлений продольных осей бычков радиальной бетонной плотины Днепрогэса решили схему существенно упростить: включили в сеть триангуляции вынесенный в натуру проектный геометрический центр ($г. ц.$) оси плотины (рис. 76). Так как этот пункт попал в русло Днепра, то для временного его закрепления построили 15-метровую бетонную башню.

Проектное положение точек пересечения продольных осей бычков с криволинейной осью плотины определяли методом прямой угловой засечки с пункта $г. ц.$ и с одного из береговых пунктов сети триангуляции.

Практика развития высокоточной разбивочной сети Днепрогэса в дальнейшем была использована для строительства других гидроэнергоузлов; оценка этой сети имеется в технической литературе.

Следует иметь в виду, что сложная высокоточная сеть триангуляции создавалась главным образом для разбивок при строительстве радиальной бетонной плотины [137].

В дальнейшем за базис засечки при разбивке плотины приняли линию 9 — Гл. контора длиной 1,3 км. Длина этой линии была определена с относительной средней квадратической ошибкой 1 : 100 000.

По расчетным данным и условиям местности более выгодно за базис прямой угловой засечки принять диаметр окружности плотины (длиной $AB = 1,2$ км), расположив его примерно параллельно хорде дуги плотины.

Значения величин смещений определяемых точек, вычисленные по (IV. 2) и (VI. 1) с $m_\beta = \pm 1''$, показаны в табл. 45.

Т а б л и ц а 45

Схема	№ то-чек	Углы в градусах			$m_{x'}$ мм	$m_{y'}$ мм	M , мм
		β_1	β_2	γ			
Днепростроевская, $b = 1,3$ км	1	25	18	137	2,7	6,6	7,1
	2	42	48	90	4,5	4,4	6,3
	3	38	70	72	6,8	4,0	8,0
Возможный вариант, $b = 1,2$ км	1	64	26	90	4,8	3,2	5,8
	2	43	47	90	4,1	4,0	5,8
	3	27	63	90	4,8	3,2	5,8

Из табл. 45 видно, что положение разбивочных точек в новом варианте определяется точнее.

Пользуясь формулами (VI. 101), вычислим элементы эллипсов ошибок для соответствующих точек по вариантам (табл. 46).

Т а б л и ц а 46

Вариант	Элементы эллипса	Точки		
		1	2	3
I	$R_{\max}$, мм	6,6	4,8	6,9
	$R_{\min}$, мм	2,6	4,2	4,0
	M , мм	7,1	6,3	8,0
	φ , в градусах	9	132	99
II	$R_{\max}$, мм	5,1	4,2	5,2
	$R_{\min}$, мм	2,7	3,9	2,6
	M , мм	5,8	5,8	5,8
	φ , в градусах	64	9	117

П р и м е ч а н и е. φ — угол между перпендикуляром к базису и направлением большой оси эллипса ошибок.

Остается выяснить, с какой точностью следует измерять длину разбивочного базиса. При разбивке имеет значение определение положения элементов сооружения — секции, пролета и т. п. Принимая это во внимание, обозначим через m_s среднюю квадратическую ошибку в длине пролета, обусловленную ошибкой измерения базиса засечки, которая характеризует масштабность сети, а через M_n — допустимую среднюю квадратическую ошибку положения точки пересечения продольной и поперечной осей бычка плотины. Тогда ошибка в определении расстояния между центрами смежных бычков плотины выразится зависимостью

$$2M_s^2 = 2M^2 + m_s^2,$$

отсюда

$$m_s = \sqrt{2(M_n^2 - M^2)}. \quad (\text{VI.104})$$

В строительный период допускалось определять центр плотины с ошибкой $\pm 1,4$ см, поэтому принимая $M_n = \pm 7,0$ мм, а из табл. 46 по второму варианту значение $M = \pm 6$ мм, найдем $m_s = \pm 5$ мм, что при расстоянии между центрами смежных бычков плотины $s = 16,25$ м составит 1 : 3200 длины пролета.

Вследствие этого можно было ограничиться предельной относительной средней квадратической ошибкой определения длины разбивочного базиса прямой угловой засечки (при тройном запасе точности) порядка 1 : 10 000. Имея в виду влияние других погрешностей (внешних условий, фиксации точек, неудобства при непосредственных измерениях на сооружениях и т. п.) на положение определяемых точек, точность базиса следует увеличить в 2—3 раза.

Современные светодальномеры дают возможность измерять базис прямой угловой засечки с высокой точностью. Это еще в большей степени подтверждает целесообразность указанного варианта разбивочной сети.

4. Для повышения точности ответственных разбивок необходимо использовать метод триангуляции.

Воспользуемся формулой (IV.37), в которой обозначим

$$\left(\frac{b}{\rho \sin \gamma}\right)^2 \frac{\sin^2 \beta_1 + \sin^2 \beta_2 + \sin^2 \gamma}{3 \sin^2 \gamma} = k.$$

Результаты вычислений k в см²/сек² по общим исходным данным табл. 43 и 44 приведены в табл. 47.

Таблица 47

γ , в градусах	β , в градусах				равнобедренный треугольник
	10	30	50	70	
30	0,57	1,56	2,27	26,4	2,66
50	0,31	0,41	0,49	—	0,50
90	0,16	0,16	0,16	—	0,16
120	0,19	0,17	—	—	0,17
150	0,49	—	—	—	0,48

Сопоставляя полученные значения k с величинами q_m табл. 43, замечаем существенную разницу между ними с уменьшением угла засечки.

При измерении третьего угла засечки — в определяемой точке — по схемам разбивки плотины Днепрогэса получили бы следующие ошибки M положения точек (см. табл. 45): в варианте I для 1, 2 и 3 точек соответственно $\pm 6,7$; $5,1$; $6,9$ м; в варианте II для тех же точек по $\pm 4,8$ мм.

Следовательно, и в этом случае размещение исходных точек базиса засечки при втором варианте более выгодно.

5. Когда условия местности не позволяют осуществить разбивку частей сооружений с одного базиса, необходимо определить два или три базиса. При расчетах необходимо пользоваться полной формулой (IV. 34). Ошибку ориентирования первого базиса можно принять за нуль, остальных — по результатам оценки точности их угловой связи с первым.

§ 61. РАЗВИТИЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКОГО ОБОСНОВАНИЯ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬСТВА ТОННЕЛЯ

Трассы гидротехнических тоннелей в плане и профиле включают в основном прямолинейные участки, сопрягаемые круговыми кривыми небольших радиусов. В профиле прямолинейные участки могут иметь различные уклоны, включая и вертикальные, главным образом на переходах в вертикальную шахту распределения водного потока.

Поскольку тоннель сооружают отдельными участками, разделенными целиками горного массива, то определение положения каждого участка в пространстве должно быть надежным. Участки соединения встречных забоев сооружаемого тоннеля имеют незначительную протяженность, поэтому отклонения в плане и по высоте проектной точки трассы, определяемой с разных концов, могут быть небольшой величины.

Геодезические работы выполняют и в связи с возможными деформациями точек геодезического обоснования, временных и постоянных креплений строящихся тоннелей, а также сооружений на дневной поверхности, расположенных в зоне предполагаемых деформаций.

Сеть триангуляции для строительства тоннеля создают вдоль трассы из цепочки треугольников с углами не менее 40° и не более 100° , на концах измеряют базисные стороны.

Триангуляция для строительства тоннеля должна удовлетворять техническим данным, предусмотренным Инструкцией [86] (табл. 48).

Углы в сети триангуляции измеряют по правилам городской триангуляции. Для исключения влияний центрировки и редукции тщательно центрируют инструмент и визирные цели или вводят соответствующие поправки.

Таблица 48

Характеристика сети	Длина тоннеля, км		
	более 5	от 2 до 5	менее 2
Разряд триангуляции	I	II	III
Длина сторон треугольников, км	2—8	1—4	0,5—2
Средняя квадратическая ошибка измеренного угла, подсчитанная по невязкам треугольников, сек	1,0	1,5	2,0
Средняя квадратическая относительная ошибка выходной стороны	1 : 300 000	1 : 200 000	1 : 100 000
Средняя квадратическая относительная ошибка определения длины наиболее слабой стороны сети	1 : 200 000	1 : 100 000	1 : 50 000
Средняя квадратическая ошибка дирекционного угла наиболее слабой стороны, сек	2	3	4
Допустимые невязки в треугольнике, сек	3,5	5,0	8,0

В процессе измерения углов учитывают наклон оси вращения трубы и в каждое направление вводят поправку по формуле

$$\Delta_n = b \frac{\tau}{2} \operatorname{tg} \nu, \quad (\text{VI.105})$$

где τ — цена деления уровня; b — число полуделений уровня; ν — угол наклона измеряемого направления.

В наблюдаемое направление триангуляции, создаваемой в горных районах, вводят поправку за уклонение отвесной линии, вычисляемую по формуле [51]

$$v_t = \frac{\eta \cos A - \xi \sin A}{\operatorname{tg} z}, \quad (\text{VI.106})$$

где η и ξ — составляющие уклонения отвесных линий в меридиане и в первом вертикале; A — азимут направления; z — зенитный угол наблюдаемого направления.

Эта поправка в отдельные направления может составить несколько секунд и привести к недопустимой угловой невязке в треугольниках.

Для развития геодезического обоснования на строительных территориях успешно применяют метод светодальномерной полигонометрии. При размещении гидротехнических сооружений в узких ущельях этот метод позволяет проложить ход между порталами тоннеля по кратчайшему расстоянию.

По условиям технического допуска в сбойке по высоте для коротких тоннелей (3—5 км) достаточно прокладывать ходы нивелирования IV класса. Обычно точность несколько завышают и прокладывают ходы III, а иногда и II класса. Такая точность ходов нужна для наблюдений за деформациями поверхности вследствие подземных работ и возведенных элементов сооружений, а также за смещением пунктов высотной сети.

§ 62. РАСЧЕТ ТОЧНОСТИ ИЗМЕРЕНИЙ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ТОННЕЛЕЙ

За основу расчета точности геодезического обоснования принимают допуск на несбойку встречных рабочих осей сооружаемого тоннеля.

Величину несбойки встречных осей устанавливают, исходя из допустимого предельного отклонения между обделками двух встречных частей тоннеля, равного 2Δ (Δ — предельное отклонение обделки от проектного положения). При этом учитывают наиболее существенные факторы, влияющие на отклонения от проекта точек готовой части тоннеля. К ним относят ошибки планового m_1 и высотного m_2 геодезического обоснования, отклонение m_3 опалубки от оси при ее установке, отклонение m_4 геометрической формы опалубки от проектной, деформации m_5 , вызванной горным давлением.

Ввиду случайного и независимого влияния названных ошибок общая величина уклонения обделки тоннеля от проектного положения рассматривается как средняя квадратическая ошибка уклонения рабочих осей встречных выработок, определяемая формулой

$$\Delta = \sqrt{m_1^2 + m_2^2 + m_3^2 + m_4^2 + m_5^2}, \quad (\text{VI.107})$$

равная 100 мм [51].

Из расчета следует, что ошибку планового геодезического обоснования на поверхности и под землей, а также высотного обоснования можно допустить порядка 45 мм.

Для приближенного предвычисления требуемой точности измерений на отдельных ступенях развития геодезического обоснования предвычисленную ошибку m_1 можно рассматривать как суммарную, состоящую из ошибки m_1 геодезического обоснования на поверхности и ошибок m_2 и m_3 ходов полигонометрии, прокладываемых от пунктов сети на поверхности и порталов до места сбойки тоннеля*.

Вследствие этого средняя квадратическая ошибка сбойки в осях встречных подземных выработок выразится так:

$$m_1 = \sqrt{m_1'^2 + m_2'^2 + m_3'^2}. \quad (\text{VI.108})$$

При

$$m_1' = m_2' = m_3' = m'$$

найдем

$$m_1 = m' \sqrt{3},$$

откуда

$$m' = \frac{m_1}{\sqrt{3}} = 0,58m_1. \quad (\text{VI.109})$$

Так как $m_1 = 45$ мм, то $m' = 26$ мм.

* Ориентирование тоннеля через шахту при гидротехническом строительстве встречается сравнительно редко. Этот вопрос подробно рассматривают в работах [30], [51].

Таким образом, значение m' может служить исходной величиной для расчетов точности в геодезическом обосновании: при измерении углов в триангуляции, углов и линий в подземных основных ходах полигонометрии, превышений в нивелирных ходах.

При предвычислениях может оказаться, что какой-либо вид геодезического обоснования не укладывается в установленную норму, тогда пересматривают соотношения ошибок m' и находят обоснованный коэффициент их влияния на сбойку.

Для прямолинейных тоннелей продольная несбойка несущественна, поэтому установленную норму погрешности геодезических измерений m' можно считать ошибкой поперечной несбойки, $m_u = m' = 0,58 m_1$.

В расчетах точности при сооружении криволинейных тоннелей

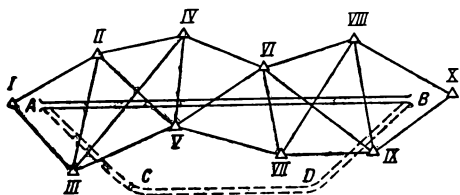


Рис. 77. Сеть триангуляции для строительства тоннеля

$$m' = \sqrt{m_u^2 + m_t^2}. \quad (\text{VI.110})$$

Если применять принцип равного влияния, то

$$m_u = m_t = \frac{m'}{\sqrt{2}} = 0,71m' = 0,41m_1. \quad (\text{VI.111})$$

Принимая $m_1 = 45$ мм, найдем для прямолинейного тоннеля $m_u = 26$ мм, для криволинейного тоннеля $m_u = m_t = 18$ мм.

1. Триангуляция. При сооружении прямолинейного тоннеля длиной L между порталами A и B (рис. 77) главное геодезическое обоснование на поверхности может быть создано методом триангуляции.

Предположим, что на местности представляется возможность построить вдоль трассы тоннеля сеть триангуляции из 10 пунктов. Крайние пункты I и X расположены вблизи порталов тоннеля.

Величину допустимой средней квадратической ошибки m_{1-X} в поперечном направлении к оси тоннеля AB определения взаимного положения пунктов I и X найдем по формуле [51].

$$m_u = L \frac{m_p''}{\rho''} \sqrt{\frac{1}{15} \cdot \frac{2n^2 + 5n + 5}{n}}, \quad (\text{VI.112})$$

где m_p'' — средняя квадратическая ошибка измерения углов в сети триангуляции.

Согласно схеме $n = 5$, поэтому по (VI.112) найдем

$$m_u = 1,03L \frac{m_p''}{\rho}. \quad (\text{VI.113})$$

При $L = AB = 2,0$ км и $m_u = m' = 26$ мм получим

$$m_p'' = \frac{0,026 \cdot 206 \cdot 265''}{1,03 \cdot 2000} = 2,6''.$$

Если же между порталами A и B сооружают непрямолинейный в плане тоннель $ACDB$, то следует учитывать влияние ошибок поперечного и продольного сдвигов конечной точки сети триангуляции, т. е. принять во внимание (VI.113).

В этом случае в формулу (VI.113) надлежит вместо m_u подставить $0,41m_1$. Тогда найдем $m = \pm 1,9''$.

2. Подземная полигонометрия. В вытянутом полигонометрическом ходе поперечный сдвиг конечной точки вычисляют по формуле (V.12).

Так как принято $m_u = 0,58m_1$, то

$$m_\beta = \frac{0,58m_1\rho}{l_1 \sqrt{\frac{n+1,5}{3}}}. \quad (\text{VI.114})$$

В подземном полигонометрическом ходе длиной $l_1 = 1000$ м при длине стороны $s = 100$ м число сторон $n = 10$.

При подстановке этих значений в формулу (VI.114) найдем

$$m_\beta = (0,06m_1) \text{ сек/мм.}$$

Принимая $m_1 = 45$ мм, получим $m_\beta = \pm 2,7''$.

Таким образом, средняя квадратическая ошибка измерения углов в подземном полигонометрическом ходе не должна превышать $\pm 2,7''$.

Когда же подземная полигонометрия представляет собой изогнутый ход, то в формулу (V.12) следует подставить значение $m_u = 0,41m_1$.

Тогда

$$m_\beta = \frac{0,41m_1\rho}{l_1 \sqrt{\frac{n+1,5}{3}}}.$$

При принятых условиях $m_1 = 45$ мм значение $m_\beta = \pm 1,8''$.

Для получения такой точности при измерении углов полигонометрического хода, учитывая сравнительно короткие стороны, следует применять трехштативную систему.

Линейные измерения каждой стороны хода надлежит выполнять с относительной средней квадратической ошибкой порядка

$$\frac{m_s}{s} = \frac{m_{l_1}}{l_1} \sqrt{n}.$$

3. Высотная основа. Ошибка сбойки осей тоннеля по высоте зависит от ошибки $m_{h_{AB}}$ высотной связи реперов у порталов A и B и ошибок m_{h_1} , m_{h_2} нивелирных ходов в подземных выработках от реперов у порталов до места сбойки.

Суммарное влияние всех ошибок нивелирования на высотную несбойку составит

$$m_{h_0} = \sqrt{m_{h_{AB}}^2 + m_{h_1}^2 + m_{h_2}^2}. \quad (\text{VI.115})$$

Допуская

$$m_{hAB} = m_{h_1} = m_{h_2} = m_h,$$

будем иметь

$$m_{h_c} = m_h \sqrt{3}. \quad (\text{VI.116})$$

Но $m_{h_c} = m = \pm 45$ мм, поэтому $m_h = 45 : \sqrt{3} = \pm 26$ мм.

Предположим, что нивелирный ход связи реперов у входного и выходного порталов примерно равен длине тоннеля L и что сбойка осей тоннеля произойдет примерно посередине, т. е. $L_1 = \frac{L}{2}$ и $L_2 = \frac{L}{2}$, а точность нивелирования на поверхности и под землей одинакова.

Тогда согласно (VI.115) и (V.62) получим

$$m_h = \eta \sqrt{3L}, \quad (\text{VI.117})$$

откуда, с учетом расчетной величины $m_h = 26$ мм,

$$\eta = \frac{15}{\sqrt{L}}.$$

При $L = 2$ км $\eta = 10$ мм, т. е. высотные ходы достаточно прокладывать нивелированием IV класса, чтобы обеспечить сбойку по высоте с заданной точностью.

Высотное обоснование строительства высоконапорных гидротехнических тоннелей, прокладываемых в скальных ущельях, может быть создано и методом тригонометрического нивелирования пунктов основного планового геодезического обоснования.

Превышения определяют по формуле

$$h = s \operatorname{tg} \alpha + i - l, \quad (\text{VI.118})$$

где s — горизонтальное расстояние стороны сети; α — угол наклона визирного луча; i , l — высоты инструмента и визирной цели над пунктами.

Высоты инструмента и визирной цели могут быть измерены каждая с ошибкой не более ± 2 мм, поэтому ошибки второго и третьего слагаемых формулы (VI.118) можно не учитывать.

После дифференцирования и перехода к средним квадратическим ошибкам получим

$$m_h^2 = m_s^2 \operatorname{tg}^2 \alpha + s^2 \frac{1}{\cos^4 \alpha} \frac{m_\alpha^2}{\rho^2}. \quad (\text{VI.119})$$

В предположении, что углы наклона не превосходят $\alpha = 45^\circ$, получим

$$m_h^2 = m_s^2 + \frac{s^2}{4} \frac{m_\alpha^2}{\rho^2}. \quad (\text{VI.120})$$

Допуская равное влияние слагаемых на ошибку определения превышения, будем иметь

$$m_h = \sqrt{2} m_s = \frac{s}{\sqrt{2}} \frac{m_a}{p}, \quad (\text{VI.121})$$

откуда

$$\frac{m_s}{s} = \frac{1}{2} \frac{m_a}{p} = 0,5 \frac{m_a}{p}. \quad (\text{VI.122})$$

При строительстве тоннеля длиной до 2 км развивают триангуляцию со сторонами 0,5—2 км, в которой средняя квадратическая относительная ошибка определения длины наиболее слабой стороны не должна превышать 1:50 000. Поэтому при нижнем пределе длин сторон сети получим

$$\frac{1}{50\,000} = 0,5 \frac{m_a''}{206\,265''} \text{ или } m_a'' = \pm 8,2''$$

и

$$m_h = \frac{1}{\sqrt{2}} 500\,000 \frac{1}{50\,000} = 7,1 \text{ мм.}$$

Если превышение передают по трем сторонам, крайние точки которых расположены у порталов, то суммарная ошибка может составить

$$m_{\Sigma} = m_h \sqrt{3} = 7,1 \sqrt{3} = \pm 12,3 \text{ мм.}$$

В подземных выработках переданные отметки закрепляют реперами, а по мере продвижения забоя вперед устанавливают новые и нивелируют их по требованиям IV класса. При продвижении забоя более чем на 1 км или возникновении другой необходимости прокладывают ход нивелирования III класса.

Глава VII

ПЛАНОВЫЕ ПРИВЯЗКИ К ГЕОДЕЗИЧЕСКИМ ПУНКТАМ НА СООРУЖЕНИЯХ

§ 63. МЕТОДЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КООРДИНАТ ПУНКТОВ НА СООРУЖЕНИЯХ

При закреплении на строительных площадках промышленных объектов пунктов планово-высотной разбивочной сети на конструктивных элементах или в стенах инженерных сооружений координаты и отметки на такие знаки передают во время развития опорной геодезической сети, при частном сгущении пунктов и перенесении наземных пунктов.

Рассмотрим наиболее часто применяемые способы передачи координат с твердых пунктов на определяемые точки (при этом задачи решаются на плоскости), а также оценку точности конечных результатов.

1. Полярный способ наиболее часто используют при передаче координат с наземных пунктов (главным образом со вспомогательных точек, включаемых в ходы полигонометрии) на центры стенных знаков, причем наземные пункты принимают за твердые.

По измеренному полярному углу β , радиусу-вектору l в пункте I от направления $I-II$ вычисляют координаты центра стенного знака A (рис. 78) по формулам (III.46). Ошибки координат и положения искомой точки A относительно пункта I находят по формулам (III.47) и (III.48).

Для контроля один конец мерного прибора прикладывают к точке A , натягивают его примерно по нормали AK к створу и перемещают в горизонтальной плоскости (радиально в обе стороны) до тех пор, пока наблюдатель в трубу теодолита (ориентированную по створу) возьмет по нему наименьший отсчет. Измеренное таким образом расстояние сравнивают с вычисленным по формуле

$$AK = l \sin \beta. \quad (VII.1)$$

Средняя квадратическая ошибка длины перпендикуляра AK будет соответствовать средней квадратической ошибке ординаты пункта по отношению створа $I-II$, т. е. $m_{AK} = m_{yA}$, вычисляемой по формуле (III.47).

2. Способ линейной засечки применяют для определения координат вновь установленного знака измерением отрезков от целиков створных штативов сторон хода полигонометрии.

В створе стороны хода от пункта I на расстоянии a длины мерного прибора в точке B устанавливают штатив с целиком, точно измеряют расстояния l и c до точки A (см. рис. 78).

Необходимые элементы треугольника вычисляют по формулам:

а) по теореме косинусов

$$c^2 = a^2 + l^2 - 2al \cos \beta,$$

откуда

$$\cos \beta = \frac{a^2 + l^2 - c^2}{2al};$$

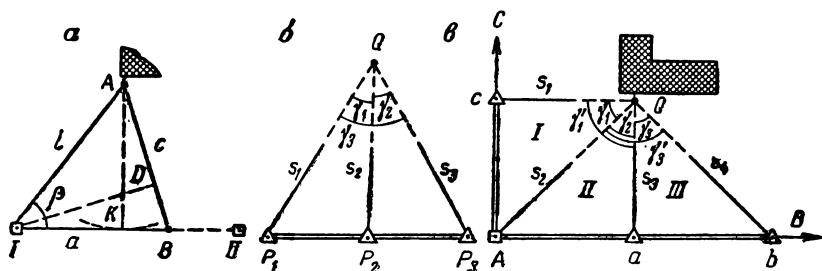


Рис. 78. Определение пункта засечкой

б)

$$\operatorname{tg} \frac{\beta}{2} = \sqrt{\frac{(p-a)(p-c)}{p(p-l)}},$$

где

$$p = \frac{a+l+c}{2}.$$

Далее координаты точки A определяют по формулам (III. 46), а среднюю квадратическую ошибку положения точки A — по формуле (IV. 43). Для контроля построения по створу $I—II$ откладывают расстояние $a = l$ и фиксируют точку B , затем измеряют расстояние $BA = c$. Перпендикуляр из вершины I на сторону BA одновременно является и медианой и биссектрисой. Поэтому

$$\sin \frac{\beta}{2} = \frac{c}{2l}. \quad (\text{VII.2})$$

Если створ $I—II$ параллелен оси абсцисс, то приращения координат по линии $I—A$ будут: $\Delta x = IK$, $\Delta y = KA$.

Из прямоугольных треугольников IDA и BKA

$$\Delta x = l - \frac{c^2}{2l}, \quad \Delta y = c \sqrt{1 - \left(\frac{c}{2l}\right)^2}. \quad (\text{VII.3})$$

Вычисленные приращения алгебраически суммируют с координатами пункта I , получают координаты пункта A .

Если створ $I-II$ составляет угол $\alpha_{I, II}$ с осью абсцисс, то приращения координат по линии IA будут:

$$\left. \begin{aligned} \Delta x_{IA} &= \Delta y \cos \alpha_{I, II} - \Delta x \sin \alpha_{I, II} \\ \Delta y_{IA} &= \Delta y \sin \alpha_{I, II} + \Delta x \cos \alpha_{I, II} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VII.4})$$

Координаты точки A определяют по формулам (III.46).

Контролем могут служить результаты вычислений по формуле

$$\sqrt{(x_A - x_I)^2 + (y_A - y_I)^2} = l. \quad (\text{VII.5})$$

Здесь индексы указывают на принадлежность координат.

3. Способ прямой угловой засечки используют при определении положения пункта как с одного, так и с нескольких базисов (рис. 78). Координаты пункта Q вычисляют решением прямой геодезической задачи, принимая за исходные пункт A или B (см. рис. 42, a) и дирекционный угол α их створа.

Координаты пункта могут быть вычислены по формулам тангенсов дирекционных углов [50]:

$$\left. \begin{aligned} x_Q &= \frac{x_A \operatorname{tg} \alpha_{AQ} - x_B \operatorname{tg} \alpha_{BQ} + (y_B - y_A)}{\operatorname{tg} \alpha_{AQ} - \operatorname{tg} \alpha_{BQ}} \\ y_Q &= (x_Q - x_A) \operatorname{tg} \alpha_{AQ} + y_A \\ y_Q &= (x_Q - x_B) \operatorname{tg} \alpha_{BQ} + y_B \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VII.6})$$

Для контроля величину ординаты y_Q вычисляют дважды.

Ходы полигонометрии прокладывают по одной стороне улицы и от пунктов ходов и створных точек производят измерения для передачи координат на центры стенных знаков. Через улицу координаты передают большей частью способом прямой угловой засечки по трехштативной системе.

В створе сторон полигонометрии от пунктов хода на расстояниях, кратных длине мерной проволоки, устанавливают штативы с целиками, а после линейных измерений вместо целиков ставят теодолит и измеряют углы между направлением стороны хода и направлением на определяемую точку.

Предположим, что на пункте полигонометрии A и створных точках a, b, c сторон AB, AC сети измерены углы для определения центра стенного пункта Q (рис. 78, $в$). Требуется вычислить, с какой точностью определится положение стенного пункта Q относительно пункта A из прямой угловой засечки, если углы измерены равноточно со средней квадратической ошибкой $m_\beta = \pm 10''$, а базисы приняты за безошибочные.

Углы в треугольниках при точках A, b, Q равны 45° , а при точках $a, c — 90^\circ$. Расстояния от точек постановки инструмента до искомого пункта будут $aQ = cQ = 24$ м, $AQ = bQ = 24\sqrt{2}$ м.

Подставив известные величины в формулы оценки точности положения искомой точки, получим:

по (IV.47) из I треугольника (после сокращений)

$$M = \frac{10'' \cdot 2}{2,06'' \cdot \sqrt{2}} 0,24 \sqrt{1+2} = \pm 2,8 \text{ мм};$$

по (IV.53) из I и II треугольников

$$M = \frac{10'' \cdot 0,24}{2,06''} \sqrt{\frac{1 \cdot 2 + 1 \cdot 1 + 2 \cdot 1}{1 \cdot \frac{1}{2} + 2 \cdot 1 + 1 \cdot \frac{1}{2}}} = \pm 1,5 \text{ мм};$$

по (IV.54) из I, II, III треугольников

$$M = \frac{10'' \cdot 0,24}{2,06''} \sqrt{\frac{2 \cdot 1 \cdot 2 + 1 \cdot 1 \cdot 2 + 1 \cdot 2 \cdot 2 + 1 \cdot 2 \cdot 1}{2 \cdot 1 \cdot \frac{1}{2} + 1 \cdot 2 \cdot \frac{1}{2} + 1 \cdot 2 \cdot \frac{1}{2} + 2 \cdot 2 \cdot 1 + 2 \cdot 1 \cdot 1 + 1 \cdot 1 \cdot 1}} = \pm 1,3 \text{ мм}.$$

§ 64. СПОСОБЫ ПРИВЯЗКИ К ЦЕНТРАМ СТЕННЫХ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ ЗНАКОВ

От способов привязки зависит не только точность получения необходимых результатов, но и технология полевых и камеральных работ. Способ привязки должен быть достаточно прост и мало зависим от обстановки на строительной площадке. Способ привязки должен сопровождаться несложными вычислениями, подсчетами в уме или краткими записями с использованием номограмм табличных данных.

В условиях строительства часто из-за срочности исполнения задания не дается времени на подготовку к производству разбивок: обследование участка работ, предварительные измерения на местности и камеральные вычисления для определения вспомогательных разбивочных точек, составление разбивочного чертежа.

Геодезическая связь осуществляется с целью получения (как минимум) координат точки постановки теодолита и дирекционного угла определяемой линии. Дальнейшие процессы геодезических действий как при топографических или исполнительных (на строительном объекте) съемках, так и при очередных детальных разбивках для производства строительных работ осуществляются общепринятыми способами.

Накоплен достаточный опыт замены наземных пунктов настенными; в различных условиях производственной обстановки апробированы способы связи с центрами знаков. Способы различаются конструкциями (рис. 79), технологическими процессами, количеством операций при измерениях и вычислениях, а также определением прямой линии, которая может быть проектной или другой какой-либо линией, заданной координатами. Довольно часто сложившаяся на площадке обстановка не позволяет восстановить положение точек и линии, ранее определявшихся при проложении хода

полигонометрии или по другой схеме связи. На месте положения восстанавливаемой точки может оказаться траншея или другие глубокие выемки грунта, а в створе линии могут находиться отвалы грунта, штабеля строительных материалов, конструкции, механические установки и т. д.

Непосредственное центрирование теодолита над стенным знаком консольного типа (рис. 79, а) из-за сложности конструкций знака и его дороговизны не рекомендуется [77]. Способ створной выноски вспомогательной точки (рис. 79, б), включавшейся в ход

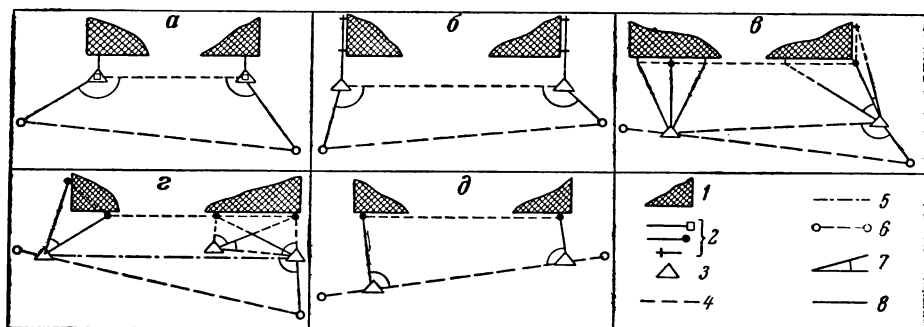


Рис. 79. Схемы геодезической связи с центрами стенных знаков

1 — углы зданий; 2 — стенные знаки; 3 — точка стояния инструмента; 4 — закрепленная линия; 5 — выносимая линия; 6 — проектная линия; 7 — измеряемые (строимые) углы; 8 — измеряемые (откладываемые) линии

полигонометрии или косвенно определенной от ближайших пунктов сети вследствие недостаточной в ряде случаев точности ее восстановления, отсутствия необходимого контроля связи и маневренности, также не находит широкого применения в условиях сложной строительной обстановки.

Для контроля определения положения вспомогательных наземных точек пункт на боковой поверхности здания иногда закрепляют тремя знаками (рис. 79, в). Вычисленные по координатам расстояния между центрами контролируют непосредственными промерами.

Положение намеченной на земле точки относительно стенного пункта (с тремя знаками) определяют решением задачи Потенота и дополнительно измеряют расстояние от среднего стенного знака до определяемой точки.

Из-за необходимости производства значительного объема геодезических действий при определениях координат трех центров стенных знаков и при привязке к ним способ является слишком трудоемким и малоэффективным в условиях строительной обстановки.

Закрепление пунктов плановой сети парными стенными знаками с расстоянием между ними около 20 м (рис. 79, г) рассчитано на определение точек на земле линейной засечкой или решением зада-

чи Ганзена [57]. Координаты центров стенных знаков определяют с точек, включаемых в ход полигонометрии, а расстояния между центрами измеряют для контроля. При этом способе необходимо выполнять значительные объемы дополнительных измерений и вычислений как при передаче координат на центры стенных знаков, так и при последующей связи с ними.

Наиболее целесообразно закреплять пункты плановой сети одинаковыми стенными знаками совмещенного типа (см. рис. 58) с привязкой проектных точек способом прямоугольно-полярной связи [107]. Этот способ наиболее экономичен и требует минимума затрат средств, труда и времени на создание геодезического обоснования и последующее пользование им. В основу способа связи с центрами стенных пунктов положено измерение линейных элементов под заданными углами к определяемой линии (например, 30, 45, 60, 90° или в комбинации таких углов между собой). В качестве наиболее выгодного варианта принята схема полярной связи (рис. 79, д), когда при искомой точке между направлениями на исходные пункты угол равен 90°.

По этому способу сразу выносят точки створа проектной линии или параллельно ей.

На строительстве промышленного объекта, где стороны разбивочной сетки параллельны линиям застройки, разность координат центров смежных стенных знаков определяет элементы геодезической связи, по которым выносят на местность линии необходимой ориентировки.

Исходные пункты могут находиться с одной или двух сторон определяемого створа.

Способ прямоугольно-полярной связи весьма прост в исполнении на местности, маневрен, обеспечивает надлежащую точность конечных результатов измерений и не требует сложных вычислений.

§ 65. СПОСОБ ПРЯМОУГОЛЬНО-ПОЛЯРНОЙ СВЯЗИ

Сущность способа состоит в определении длины перпендикуляра, опущенного из центра знака на определяемую линию.

Положение вершины прямого угла в точке 3, противоположащего линии, закрепленной пунктами 1 и 2, координаты которых известны, определится, если отложить заданный катет $1-3' = l$ под вычисленным углом φ к прямой 1—2 (рис. 80, а).

Угол φ при точке 1 находят из выражения

$$\varphi = \rho \operatorname{arccos} \frac{l}{s}. \quad (\text{VII.7})$$

По дирекционному углу α исходной линии, углу φ , длине отрезка l и координатам точки 1 из решения прямой геодезической задачи определяют координаты точки 3.

На местности от центра стенного знака 1 по направлению перпендикуляра к створу 2—3 откладывают отрезок l . Для этого в

отверстие знака, обозначающее центр знака, вставляют шпильку или гвоздь и надевают кольцо стальной рулетки, затем к рулетке на нужном отсчете (с учетом длины отрезка от нулевого штриха до кольца) прикладывают вершину прямоугольного треугольника. При натяжении рулетки в горизонтальной плоскости один катет треугольника совмещают с ребром рулетки, а вдоль другого смотрят на пункт 2. Конец (точка 3') восстановленного таким образом перпендикуляра нитяным отвесом проектируют на площадку и намечают точку 3.

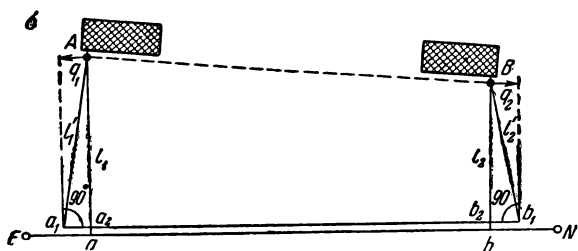
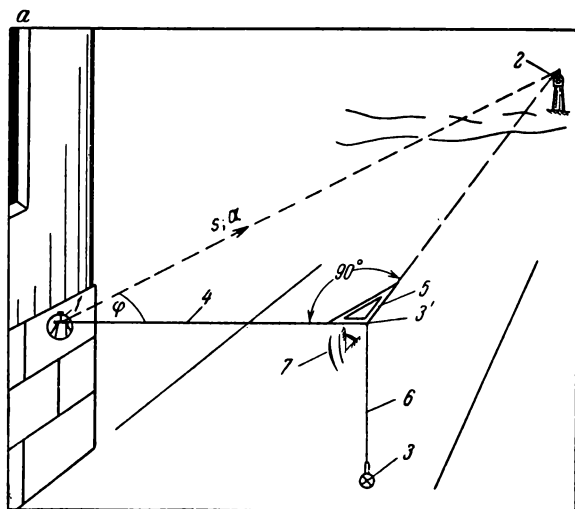


Рис. 80. Снесение координат центра стенового знака

a — одной точки: 1 — стеной репер; 2 — пункт на водонапорной башне; 3 — определяемая точка; 4 — рулетка; 5 — прямоугольный треугольник; 6 — нитяной отвес; 7 — глаз; 8 — двух точек

Построение схемы связи проектной линии, заданной координатами, с двумя пунктами на стенах зданий аналогично предыдущему.

По координатам проектных точек F , N и центров стенных знаков A , B (рис. 80, б) вычисляют по правилам аналитической геометрии длины перпендикуляров $Aa = l_1$, $Bb = l_2$ и расстояния Fa , Nb .

Если необходимо определить на местности линию, параллельную проектной FN на расстоянии f , то из вычисленных значений l_1 и l_2 вычитают значение f .

На местности одновременно от точек A и B операции выполняют, как и в предыдущем случае; откладывают $l'_1 = l_1$ и $l'_2 = l_2$, фиксируют точки a_1 и b_1 . Затем в одной из точек (например, в точке b_1) ставят вешку или мерную шпильку, а в другой, пользуясь теодолитом, строят прямой угол от створа a_1b_1 в направлении точки A и измеряют величину q_1 .

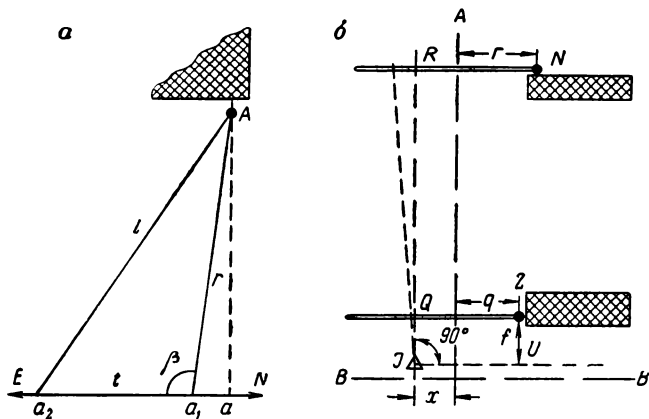


Рис. 81. Связь с центрами стенных знаков

При снесении координат центров ственных пунктов на наземные точки в каждой из них для контроля строят прямоугольный треугольник, один катет которого — восстановленный перпендикуляр g , а второй t откладывают по створу определяемой линии EN (рис. 81, а). Измеренную в натуре величину гипотенузы прямоугольного треугольника сравнивают с вычисленной.

$$l^2 = r^2 + t^2 - 2rt \cos \beta. \quad (\text{VII.8})$$

Дифференцируя это уравнение и переходя к средним квадратическим ошибкам, получаем

$$m_l^2 = \frac{(r - t \cos \beta)^2}{l^2} m_r^2 + \frac{(t + r \cos \beta)^2}{l^2} m_t^2 + \frac{t^2}{l^2} r^2 \sin^2 \beta \frac{m_\beta^2}{\rho^2}. \quad (\text{VII.9})$$

$$m_l^2 = \frac{(r - t \cos \beta)^2}{l^2} m_r^2 + \frac{(t + r \cos \beta)^2}{l^2} m_t^2 + \frac{t^2}{l^2} r^2 \sin^2 \beta \frac{m_\beta^2}{\rho^2}. \quad (\text{VII.9})$$

При $\beta = 90^\circ$

$$m_l^2 = \left(\frac{r}{l}\right)^2 m_r^2 + \left(\frac{t}{l}\right)^2 m_t^2 + \left(\frac{t}{l}\right)^2 r^2 \frac{m_\beta^2}{\rho^2}. \quad (\text{VII.10})$$

В случае построения равнобедренного прямоугольного треугольника $a_2 a_1 A$ и равноточных измерений (отложений) отрезков, т. е. $m_r = m_t = m$,

$$m_l^2 = m^2 + \frac{r^2}{2} \frac{m_\beta^2}{\rho^2}. \quad (\text{VII.11})$$

Применяя принцип равных влияний ошибок измерений, получим

$$m_l = \sqrt{2} m,$$

а

$$\text{пред } \Delta l = 2m_l \cong \pm 3m. \quad (\text{VII.12})$$

Следовательно, разность между фактически измеренными и вычисленными значениями длины l не должна превышать утроенной величины средней квадратической ошибки измерения отрезка.

Для контроля исполнения в натуре схемы связи с центрами ственных пунктов у каждого из них строят прямоугольный равнобедренный треугольник с катетами l и измеряют его гипотенузу, которая должна быть равна $l\sqrt{2}$.

Перед началом разбивок для земляных работ, зачистки оснований, возведения фундаментов, установки колонн и др. визирную ось трубы теодолита строго ориентируют параллельно стороне разбивочной сети или оси сооружения. Если теодолит установлен в точке I и находится от стороны проектной разбивочной сетки AA на расстояния x (рис. 81, б), то отрезки от коллимационной плоскости IQR трубы теодолита по нормальям до центров ственных знаков должны составить:

$$\left. \begin{aligned} Qz &= x + q \\ RN &= x + r \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VII.13})$$

Практически отрезки измеряют с помощью рулеток или нивелирных реек. Если пользуются рейками, то их располагают в горизонтальной плоскости перпендикулярно линии IR , совмещая пятки реек с центрами ственных знаков N , Z . Наблюдатель вначале приблизительно параллельно стороне разбивочной сетки направляет трубу на ближнюю рейку, берет отсчет, прибавляет к нему разность отстояний пунктов Z , N . Затем визирует на деление (вычисленного отсчета) второй рейки и, сохраняя азимутальное ориентирование трубы теодолита, изменяет фокусировку, берет отсчет по ближней рейке. Если разность отсчетов на рейках не соответствует расчетной, то корректирует отсчет на второй рейке и повторяет операцию. После совмещения таким образом

визирного луча трубы с отсчетами с заданной их разностью находят значение x , учитываемое потом при разбивочных работах.

Среднюю квадратическую ошибку дирекционного угла определяют по формуле (III.58), если принять $m_q = m_{i_1}$ и $m_r = m_{i_2}$ (m_q, m_r — средние квадратические ошибки определения отрезков q и r), а расстояние $s_{ZN} = s_{AB}$.

При $s_{NZ} = 200$ м среднюю квадратическую ошибку отсчета по ближней рейке, приложенной к точке Z , можно принять равной $m_q = \pm 1$ мм, а по второй рейке [93] — $m_r = 0,040t + \frac{0,156}{v}s = 0,040 \cdot 10 + \frac{0,156}{25} 200 = 1,7$ мм ($t = 10$ мм — величина деления на рейке, v — увеличение зрительной трубы, s — расстояние, примерно равное 200 м).

Таким образом направление, параллельное стороне строительной сетки, может быть задано со средней квадратической ошибкой согласно (III.58),

$$m_a = \frac{\rho}{s} \sqrt{m_{i_1}^2 + m_{i_2}^2} = \frac{2,06'' \cdot 10^5}{2 \cdot 10^5} \sqrt{1^2 + (1,7)^2} = \pm 2''.$$

При необходимости определить отдаление теодолита от поперечной стороны BB строительной разбивочной сети строят прямой угол к линии IR в направлении пункта Z , от которого измеряют по нормали расстояние до заданного перпендикуляра $ZU = f$. Из известной координаты B пункта Z вычитают длину отрезка f и находят одноименную координату точки I .

Когда позволяют условия местности, в створе первой рейки устанавливают теодолит на заданном расстоянии, а для построения перпендикуляра наводят на вычисленный отсчет по второй рейке.

На вынесение проектного или параллельного створа затрачивается при приближенных определениях не более 3—5 мин, а с уточнением — не свыше 6—8 мин.

§ 66. ТОЧНОСТЬ ПРИВЯЗКИ СПОСОБОМ ПРЯМОУГОЛЬНО-ПОЛЯРНОЙ СВЯЗИ

Процесс передачи координат с пунктов, закрепленных на стенах зданий или сооружений, способом полярной связи протекает как бы в обратном порядке по сравнению с аналогичными действиями при полярном способе привязки точек.

Положение точки I относительно ственных пунктов A и B определяют угол φ и расстояние l (рис. 82, а). Предположим, что ось абсцисс совпадает с направлением $AB = s$.

Координаты определяемой точки I будут:

$$\begin{aligned} x &= x_A + l \cos \varphi \\ y &= y_A + l \sin \varphi \end{aligned} \quad (\text{VII.14})$$

Дифференцируя первое уравнение (VII.14) по l и φ и имея в виду, что $\varphi = 180^\circ - \beta - \gamma$, причем величина угла γ очень мала, а поэтому

$$\gamma = \frac{l \sin \beta}{s} \rho, \quad (\text{VII.15})$$

и переходя к средним квадратическим ошибкам, найдем

$$m_x^2 = \left(\cos \varphi + \frac{l}{s} \sin \varphi \sin \beta \right)^2 m_l^2 + l^2 \sin^2 \varphi \left(\frac{l}{s} \cos \beta - 1 \right)^2 \frac{m_\beta^2}{\rho^2}. \quad (\text{VII.16})$$

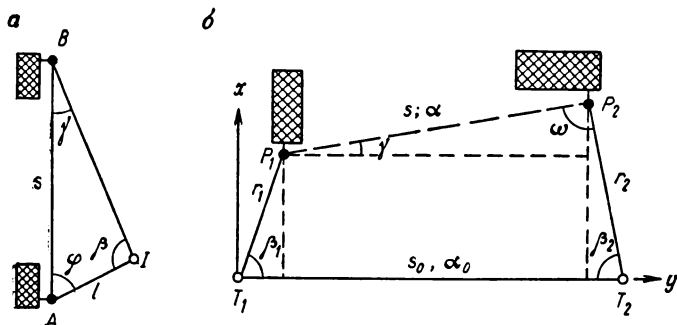


Рис. 82. К оценке точности привязки

При $\beta = 90^\circ$ и замене φ формула примет более простой вид:

$$m_x^2 = \left(\sin \gamma + \frac{l}{s} \cos \gamma \right)^2 m_l^2 + l^2 \cos^2 \gamma \frac{m_\beta^2}{\rho^2} \quad (\text{VII.17})$$

или вследствие малой величины значений γ , $\frac{l}{s}$, m_l

$$m_x = l \frac{m_\beta}{\rho}, \quad (\text{VII.18})$$

Рассматривая второе выражение (VII.14) и рассуждая аналогично предыдущему, найдем

$$m_y = m_l. \quad (\text{VII.19})$$

Тогда ошибка в положении точки I

$$M^2 = m_x^2 + m_y^2 = m_l^2 + l^2 \frac{m_\beta^2}{\rho^2}. \quad (\text{VII.20})$$

Полученная формула (VII.20) идентична формуле (III.42).

Ошибка передачи дирекционного угла линии AB на направление IB может быть вычислена по формуле (III.51).

Если отсутствует видимость с определяемой точки на исходные ственные пункты или необходимо сразу определить направление линии, параллельное заданной, то вблизи каждого из них намечают вспомогательные точки и измеряют элементы связи.

Пусть P_1 и P_2 — центры ственных знаков, координаты которых (а следовательно, дирекционный угол α и длина s линии P_1P_2) известны (рис. 82, б). Требуется определить дирекционный угол α_0 и длину s_0 линии T_1T_2 .

Точки T_1 и T_2 намечают по возможности ближе к основанию перпендикуляров, опущенных из центров ственных знаков P_1 и P_2 на прямую T_1T_2 , затем измеряют отрезки r_1 , r_2 и углы β_1 и β_2 .

Проведем через точку T_1 оси условных прямоугольных координат, совместив положительное направление оси ординат с прямой T_1T_2 . Далее составим выражение суммы проекций сторон замкнутого четырехугольника $T_1P_1P_2T_2$ геодезической связи на ось x и примем во внимание, что $\beta + \omega = \gamma + 180^\circ$, найдем угол между исходной и определяемой сторонами

$$\sin \gamma = \frac{1}{s} (r_2 \sin \beta_2 - r_1 \sin \beta_1). \quad (\text{VII.21})$$

Длину прямой T_1T_2 определим, выразив сумму проекций сторон четырехугольника на ось y ,

$$s_0 = s \cos \gamma + r_1 \cos \beta_1 + r_2 \cos \beta_2$$

или

$$s_0 = \sqrt{s^2 - (r_2 \sin \beta_2 - r_1 \sin \beta_1)^2} + r_1 \cos \beta_1 + r_2 \cos \beta_2. \quad (\text{VII.22})$$

Дифференцируем выражение (VII.21), имея в виду, что s — постоянная величина, а угол γ обычно не превышает 5° ; округляем коэффициенты. Переходя к средним квадратическим ошибкам, получим

$$m_\gamma^2 = \left(\frac{\rho}{s} \sin \beta_1\right)^2 m_{r_1}^2 + \left(\frac{\rho}{s} \sin \beta_2\right)^2 m_{r_2}^2 + \left(\frac{r_1}{s} \cos \beta_1\right)^2 m_{\beta_1}^2 + \left(\frac{r_2}{s} \cos \beta_2\right)^2 m_{\beta_2}^2. \quad (\text{VII.23})$$

Если угловые элементы связи по величине равны, т. е. $\beta_1 = \beta_2 = \beta$, а измерения равноточны

$$m_{\beta_1} = m_{\beta_2} = m_\beta \text{ и } m_{r_1} = m_{r_2} = m_r,$$

то

$$m_\gamma^2 = 2 \sin^2 \beta \frac{\rho^2}{s^2} m_r^2 + \cos^2 \beta \frac{r_1^2 + r_2^2}{s^2} m_\beta^2. \quad (\text{VII.24})$$

Первый член правой части формулы (VII.24) выражает влияние линейных ошибок на точность передачи дирекционного угла, а второй — влияние угловых ошибок. Если поставим условие, чтобы второй член правой части был значительно меньше первого, и примем $r_1 = r_2 = r$, то

$$\frac{r \sqrt{2}}{s} \cos \beta m_\beta \leq \frac{\sqrt{2}}{s} \rho \sin \beta,$$

откуда

$$m_{\beta} = \frac{m_r}{r} \frac{\rho}{5} \operatorname{tg} \beta. \quad (\text{VII.25})$$

Результаты вычислений в минутах по формуле (VII.25) приведены в табл. 49.

Т а б л и ц а 49

β	89,5°	89°	88°	87°	85°	80°	75°
$\frac{m_r}{r}$							
1 : 100	Свыше 30						25,5
1 : 200						19,4	12,8
1 : 500				26,2	15,7	7,8	5,1
1 : 2000		19,6	9,8	6,6	3,9	1,9	1,3
1 : 10000	7,6	3,9	2,0	1,3	0,8	0,4	0,2

Из данных табл. 49 видно, что наиболее выгодное построение связи обеспечивается при $\beta = 90^\circ$. При соблюдении этого условия формула (VII.24) будет аналогична формуле (III.59), т. е.

$$m_{\tau} = \sqrt{2} \frac{m_r}{s} \rho,$$

откуда

$$m_r = \frac{s}{\sqrt{2}} \frac{m_{\tau}}{\rho}. \quad (\text{VII.26})$$

Вычислим по формуле (VII.26) абсолютные величины допустимых средних погрешностей m_r (в мм) при передаче дирекционных углов (табл. 50).

Т а б л и ц а 50

$s, \text{ м}$	Величина m_{τ} , сек									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
20	0,07	0,1	0,2	0,3	0,3	0,4	0,5	0,5	0,6	0,7
60	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,1
100	0,3	0,7	1,0	1,4	1,7	2,1	2,4	2,8	3,1	3,4
300	1,0	2,0	3,1	4,1	5,1	6,2	7,2	8,2	9,3	10,0
800	2,7	5,5	8,2	10,9	13,7	16,4	19,2	21,9	24,7	27,4

По данным табл. 50 можно судить о влиянии ошибок измерений расстояний от центров стенных знаков до определяемых точек при прямоугольно-полярной схеме связи.

Дифференцируя левую и правую части уравнения (VII.22) и переходя к средним квадратическим ошибкам, с учетом (VII.21), а также принимая, как и ранее,

$$m_{r_1} = m_{r_2} = m_r, \quad m_{\beta_1} = m_{\beta_2} = m_{\beta},$$

получим

$$m_{s_0}^2 = [(\operatorname{tg} \gamma \sin \beta_1 - \cos \beta_1)^2 + (\operatorname{tg} \gamma \sin \beta_2 + \cos \beta_2)^2] m_r^2 + \\ + [(\operatorname{tg} \gamma \cos \beta_1 + \sin \beta_1)^2 r_1^2 + (\operatorname{tg} \gamma \cos \beta_2 - \sin \beta_2)^2 r_2^2] \frac{m_\beta^2}{\rho^2}. \quad (\text{VII.27})$$

Далее заметим, что при $\beta_1 = \beta_2 = \beta = 90^\circ$ и $\gamma < 5^\circ$ у первого члена правой части формулы (VII.27) коэффициент не превосходит 0,1, а значение m_r не превышает нескольких миллиметров, поэтому им можно пренебречь. Тогда

$$m_{s_0} = \frac{m_\beta}{\rho} \sqrt{r_1^2 + r_2^2}. \quad (\text{VII.28})$$

Сопоставляя формулы (VII.28) и (III.61), замечаем их тождественность. Следовательно, передача от наземных геодезических знаков на стенные и, наоборот, от центров стенных знаков на наземные дирекционного угла и длины линии способом прямоугольно-полярной связи характеризуется примерно одинаковыми погрешностями геодезических измерений. В схеме геодезической связи, представленной на рис. 82, а значения правых частей формул (VII.26) и (VII.28) уменьшатся в $\sqrt{2}$ раз. Если принять $r_2 = r_1 n$, то согласно формуле (VII.28) напомним

$$m_\beta = \frac{\rho s_0}{r_1 \sqrt{n^2 + 1}} \cdot \frac{m_{s_0}}{s_0}. \quad (\text{VII.29})$$

Придавая различные значения $m_{s_0} : s$ и n , вычислим по формуле (VII.29) величины m_β (в минутах) для $r_1 = 1$ м и $s_0 = 100$ м (табл. 51).

Т а б л и ц а 51

$\frac{m_{s_0}}{s_0}$	Значения n				
	1	2	3	5	10
1 : 1000	242	154	109	68	34
1 : 5000	48	31	22	14	7
1 : 10000	24	15	11	7	3
1 : 20000	12	8	5	3	2

Из табл. 51 следует, что наибольшие допустимые средние квадратические ошибки m_β относятся к случаю проектирования длины линии на направление, параллельное исходному, т. е. при $n = 1$.

Расчетную формулу оценки влияния центрирования инструмента на измеряемый (задаваемый) угол в схеме прямоугольно-полярной связи получим из выражения (III.89), подставив значение коэффициента k из табл. 22 (для $\beta = 90^\circ$), равное 0,71, так как обычно $s : r = n > 7$,

$$m_{\text{ц}} = 146'' \frac{e \text{ (мм)}}{r \text{ (м)}}; \quad (\text{VII. 30})$$

здесь e — линейный элемент центрирования теодолита; r — сторона от вершины измеренного (построенного) угла до стенного знака.

Результаты вычислений по формуле (VII.30) ошибки m_{α} (в минутах), обусловленные точностью центрирования инструмента и длиной меньшей стороны угла, приведены в табл. 52.

Т а б л и ц а 52

$r, \text{ м}$	Величина e , мм										
	0,2	0,5	1	2	3	4	5	7	10	15	20
1,5	0,4	0,8	1,6	3,2	4,9	6,5	8,1	11,4	16,2	25,4	32,4
3	0,2	0,4	0,8	1,6	2,4	3,2	4,1	5,6	8,1	12,7	16,2
5	0,1	0,3	0,5	1,0	1,5	2,0	2,4	3,4	4,9	7,7	9,8
10	0	0,1	0,3	0,5	0,7	1,0	1,2	1,7	2,4	3,8	4,8
20	0	0,1	0,1	0,2	0,4	0,5	0,6	0,8	1,2	1,9	2,4
50	0	0	0	0	0	0,2	0,2	0,3	0,5	0,8	1,0

Данные табл. 52 соответствуют и ошибкам за редукцию, так как при измерении (построении) прямого угла $m_{\alpha} = m_p$, если линейные элементы центрирования равны, т. е. $e = e_1$. Из данных табл. 52 можно видеть, что при нитяном отвесе значительно большее влияние оказывают ошибки центрирования и редукции, чем ошибки собственно измерения (построения) угла. Данные табл. 49 показывают, что при $\beta \cong 90^\circ$ допустимы довольно большие ошибки измерения (построения) угла.

Если в створе перпендикуляра оказывается препятствие (столб, колонна или стержень арматуры), то по формулам (III.67) вычисляют величину q (полагая $q = h$) допустимого смещения от перпендикуляра, не оказывающего заметного влияния на результат привязки.

§ 67. ВОССТАНОВЛЕНИЕ И ПЕРЕНЕСЕНИЕ ПУНКТОВ СЕТИ

В производственных условиях нередко появляется необходимость прибегать к построениям различных схем связи существующих и восстанавливаемых или вновь определяемых пунктов.

А. Линейный промер выполняют в закрепленном створе при отложении заданного отрезка. Небольшой длины отрезки откладывают при помощи стальной компарированной рулетки и соблюдают правила точного измерения.

Точность положения вновь определяемого пункта относительно исходного пункта по створу будет характеризоваться суммарной ошибкой: 1) линейных измерений, 2) нестворенности и 3) фиксации центра.

Ошибку линейных измерений подсчитывают по формуле $m_s = \mu \sqrt{s}$. При $\mu = 0,001$ и $s = 25$ м $m_s = \pm 5$ мм.

Ошибка нестворности складывается в основном из ошибок:

$$\left. \begin{aligned} \text{центрирования теодолита } m_{\text{ц}} &= \pm \frac{e_1(s-d)}{s} \\ \text{центрирования визирной цели } m_{\text{р}} &= \pm \frac{e_2 d}{s} \\ \text{визирования } m_{\text{в}} &= \frac{\sqrt{2} m_v d}{\rho} \end{aligned} \right\} \quad (\text{VII. 31})$$

где e_1, e_2 — линейные ошибки центрирования теодолита и визирной цели; s — длина закрепленного створа; d — длина откладываемого отрезка; m_v — ошибка визирования; $\rho = 206265''$.

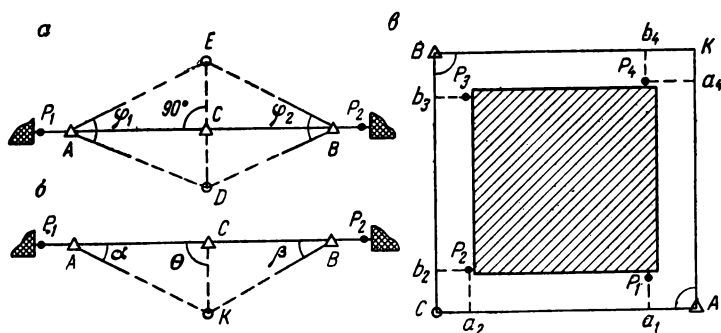


Рис. 83. Определение положения точки построением звена

При $s = 200$ м, $d = 25$ м, $e_1 = e_2 = 0,5$ мм и $m_v = \pm 0,5''$ вычислим по (VII. 31): $m_{\text{ц}} = \pm 0,4$ мм, $m_{\text{р}} = \pm 0,1$ мм и $m_{\text{в}} = \pm 0,1$ мм.

Ошибку фиксации точки можно принять равной $m_{\text{ф}} = \pm 1$ мм.

Приведенные ошибки являются независимыми, поэтому суммарная ошибка будет

$$m = \sqrt{m_s^2 + m_{\text{ц}}^2 + m_{\text{р}}^2 + m_{\text{в}}^2 + m_{\text{ф}}^2} \quad (\text{VII. 32})$$

После подстановки значений получим $m = \pm 5,1$ мм.

Б. Косвенное определение отрезка в закрепленном створе возможно построением параллактического звена проф. В. В. Данилова. Вблизи пунктов P_1 и P_2 , закрепленных стенными знаками (рис. 83, а), поочередно устанавливают теодолит способом введения коллимационной плоскости трубы теодолита в створ P_1P_2 (см. § 69), затем по отвесу намечают вспомогательные точки A, B и закрепляют их временными знаками. Тщательно измеряют длины отрезков P_1A и P_2B , вычитают их из известной длины линии P_1P_2 , находят расстояния между точками A и B .

Строго в створе пунктов A, B сети намечают примерное положение точки C и закрепляют временным знаком. Затем над этой точкой центрируют теодолит, строят перпендикуляры по обе

стороны створа и в точках D, E , пересечения с направлениями сторон параллактического угла, заданными в одном из пунктов построением их половин при створе, устанавливают визирные марки.

Длина s звена согласно обозначению на рис. 83, a определяется по формуле (V. 24). Так как $l_1 = \frac{b}{2} \operatorname{ctg} \frac{\varphi_1}{2}$ и $l_2 = \frac{b}{2} \operatorname{ctg} \frac{\varphi_2}{2}$ и заменяя $l_2 = s - l_1$, запишем

$$\frac{b}{2} l_1 \operatorname{ctg} \frac{\varphi_1}{2} \text{ и } \frac{b}{2} (s - l_1) \operatorname{ctg} \frac{\varphi_2}{2}.$$

Поскольку левые части полученных выражений равны, то, приравняв и правые, получим

$$l_1 = s \frac{\operatorname{tg} \frac{\varphi_2}{2}}{\operatorname{tg} \frac{\varphi_1}{2} + \operatorname{tg} \frac{\varphi_2}{2}}. \quad (\text{VII. 33})$$

Дифференцирование этого выражения и переход к средним квадратическим ошибкам дает (полагая $m_{\varphi_1} = m_{\varphi_2} = m_{\varphi}$)

$$\left(\operatorname{tg} \frac{\varphi_1}{2} + \operatorname{tg} \frac{\varphi_2}{2} \right)^2 m_{l_1}^2 = \operatorname{tg}^2 \frac{\varphi_2}{2} m_s^2 + \left[\left(\frac{l_1}{2 \cos^2 \frac{\varphi_1}{2}} \right)^2 + \left(\frac{s - l_1}{2 \cos^2 \frac{\varphi_2}{2}} \right)^2 \right] \frac{m_{\varphi}^2}{\rho^2}. \quad (\text{VII. 34})$$

Для подсчета необходимой точности измерения параллактических углов приравняем правые части формулы, придерживаясь принципа равных влияний источников ошибок измерений; найдем

$$m_{\varphi} = m_s \operatorname{tg} \frac{\varphi_2}{2} : \frac{1}{2\rho} \sqrt{\frac{l_1^2}{\cos^4 \frac{\varphi_1}{2}} + \frac{(s - l_1)^2}{\cos^4 \frac{\varphi_2}{2}}}. \quad (\text{VII. 35})$$

Если точка C находится на середине створа AB , то $\varphi_1 = \varphi_2 = \varphi$, $l_1 = l_2 = l$ и из (VII. 34)

$$m_l^2 = \frac{m_s^2}{4} + \frac{2l^2}{4 \cdot 4 \cos^4 \frac{\varphi}{2} \operatorname{tg}^2 \frac{\varphi}{2}} \frac{m_{\varphi}^2}{\rho^2}$$

или, так как $4 \cos^4 \frac{\varphi}{2} \operatorname{tg}^2 \frac{\varphi}{2} = \sin^2 \varphi$,

$$m_l^2 = \frac{m_s^2}{4} + \frac{l^2}{2 \sin^2 \varphi} \frac{m_{\varphi}^2}{\rho^2}. \quad (\text{VII. 36})$$

Допуская равенство первого и второго членов правой части формулы (VII. 36), будем иметь

$$\left. \begin{aligned} m_l &= \frac{m_s}{\sqrt{2}} \\ m_{\varphi} &= \frac{\sqrt{2}}{2} \sin \varphi \frac{m_s}{l} \rho = 0,71 \sin \varphi \frac{m_s}{s} \rho \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VII. 37})$$

Следовательно, величина средней квадратической ошибки измерения параллактического угла повышается с увеличением самого угла.

Так, при $\varphi = 10^\circ$, $m_s = \pm 2$ см, $l = 100$ м найдем $m_\varphi = \pm 4,8''$, а $m_l = \pm 14,1$ мм.

Если местные условия не позволяют расположить базис звена перпендикулярно к створу, то применяют звено проф. А. Д. Моторного.

В створе определяемой линии AB (рис. 83, б) намечают точку C , в которой строят перпендикуляр, фиксируя в произвольном месте точку K . На пунктах A , B измеряют углы α и β между створами AB и направлением на точку K . Длину отрезков вычисляют по формуле (V.31). Формулу для оценки точности определения расстояния b получим, если продифференцируем выражение (V.31), выполним преобразования коэффициентов и перейдем к средним квадратическим ошибкам, т. е.

$$m_b^2 = \left(\frac{m_s}{s}\right)^2 b^2 + b^2 \left(\frac{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha}{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta}\right)^2 \frac{m_\alpha^2}{\rho^2} + b^2 \left(\frac{1 + \operatorname{ctg}^2 \beta}{\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \beta}\right)^2 \frac{m_\beta^2}{\rho^2} + b^2 \operatorname{tg}^2 \alpha \frac{m_\theta^2}{\rho^2}. \quad (\text{VII. 38})$$

В формуле (VII.38) коэффициенты достаточно вычислять на логарифмической линейке, если длины линий s , b выразить в сотнях метров и сократить ρ на 10^5 .

При расположении точки C в середине створа $\alpha = \beta$, поэтому коэффициенты второго и третьего членов правой части формулы (VII.38) одинаковы, а $s = 2b$.

Так как $1 + \operatorname{tg}^2 \alpha = \frac{1}{\cos^2 \alpha}$, $1 + \operatorname{ctg}^2 \alpha = \frac{1}{\sin^2 \alpha}$, $2 \sin \alpha \cos \alpha = \sin 2\alpha$, то

$$m_b^2 = \frac{m_s^2}{4} + \frac{2b^2}{\sin^2 2\alpha} \frac{m_\alpha^2}{\rho^2} + b^2 \operatorname{tg}^2 \alpha \frac{m_\theta^2}{\rho^2}. \quad (\text{VII. 39})$$

Если $m_s = \pm 20$ мм, $b = 100$ м, $\alpha = 20^\circ$, $m_\alpha = \pm 5''$, $m_\theta = \pm 20''$, то по формуле (VII. 39) получим $m_b = \pm 15,4$ мм.

Поставим условие, чтобы и второй и третий члены правой части формулы (VII. 39) были меньше первого в $\sqrt{2}$ раз, т. е.

$$\frac{m_s}{2} = 2 \frac{b}{\sin 2\alpha} \frac{m_\alpha}{\rho} = \sqrt{2} b \operatorname{tg} \alpha \frac{m_\theta}{\rho}.$$

Тогда получим

$$m_b = \frac{m_s}{\sqrt{2}}, \quad m_\alpha = \frac{\sin 2\alpha}{4} \frac{m_s}{b} \rho, \quad m_\theta = \frac{\operatorname{ctg} \alpha}{4} \frac{m_s}{b} \rho. \quad (\text{VII. 40})$$

Формулы (VII. 40) применимы в расчетах точности измерений при сгущении строительной разбивочной сети промышленного предприятия.

Так, при $m_s = \pm 20$ мм, $b = 200$ м, $\alpha = 15^\circ$ по формулам (VII. 40) найдем: $m_b = \pm 14,1$ мм, $m_\alpha = \pm 2,6''$, $m_\theta = \pm 19''$.

Для контроля и повышения точности определения длин отрезков створа строят двойные параллактические звенья.

На застроенных участках при восстановлении или определении четвертого пункта применим геодезический четырехугольник без диагоналей.

На территории строительства промышленного предприятия пункты, закрепленные стенными реперами, имеют координаты в системе проектной сетки, принятой на генеральном плане. Это дает возможность без каких-либо предварительных расчетов выносить линии, параллельные сторонам разбивочной сети, и способом прямоугольно-полярной связи передавать координаты на наземные знаки A , C , B , (рис. 83, θ), выполняя простые измерения и арифметические действия. В точках A и B задают прямые углы от вынесенных створов и в пересечении полученных направлений фиксируют точку K . Вычисления условных прямоугольных координат точки K также несложны. Координаты центра стенного знака определяют способом перпендикуляров и контролируют способом полярных координат.

§ 68. СГУЩЕНИЕ ПУНКТОВ СЕТИ ОТ ЦЕНТРОВ СТЕННЫХ ЗНАКОВ

Положение отдельных точек и развития съемочного обоснования в ряде случаев выгодно определять методом триангуляции.

А. Одиночный треугольник. В створе линии P_1P_2 (рис. 84, a), закрепленной знаками на сооружениях, или на одинаковом расстоянии от нее (рис. 84, b) определяют вспомогательные точки D_1 , D_2 , сносят на них координаты. Затем эти точки принимают за исходные, с них определяют точку D_3 методом прямой угловой засечки или наблюдением треугольника.

В первом случае длину исходной стороны получают как разность известной длины линии P_1P_2 и измеренных отрезков P_1D_1 и P_2D_2 , во втором — способом прямоугольно-полярной связи, проектированием на параллельный створ, получают $D_1D_2 = P_1P_2$.

Длины линий D_1D_3 и D_2D_3 вычисляют по теореме синусов, а точность их определения оценивают по соответствующей формуле (IV.47) или (IV.33).

Б. Цепь треугольников. Схемы связи цепи треугольников с твердыми пунктами могут быть различные.

1. Висячая цепь. Исходную сторону определяют, как и в предыдущей схеме измерения, и уравнивание результатов наблюдений выполняют по правилам для аналитической сети, а для оценки точности элементов сети применяют формулы (IV.29) — (IV.31).

2. Цепь треугольников, опирающаяся на твердые стороны. Цепь между твердыми сторонами AB и CD (рис. 84, θ) большей частью развивают на окраинах города, на территориях между застроенными кварталами и промышленными предприятиями, на участках строительства гидротехнических сооружений и т. п.

Figure 1 consists of four diagrams labeled a, b, c, and d, illustrating the method of the equivalent system of forces.

- Diagram a:** A triangular truss with nodes D_1 , D_2 , and D_3 . It is subjected to forces P_1 at D_1 and P_2 at D_2 . The angles at the nodes are labeled β_1 , β_2 , and β_3 .
- Diagram b:** A horizontal beam of length F with nodes D_1 and D_2 at its ends. It is subjected to forces P_1 and P_2 at these nodes. The angles at the nodes are labeled β_1 , β_2 , and β_3 .
- Diagram c:** A horizontal beam of length F with nodes A and B at its ends. It is subjected to a triangular load P_3 at node C . The angles at the nodes are labeled β_1 , β_2 , and β_3 .
- Diagram d:** A diagram showing the equivalent system of forces. It includes a central node N and nodes T_H , T_i , and T_K . The forces P_1 , P_2 , and P_3 are shown acting on the system. The angles α_H and α_K are indicated.

3. Цепь между твердыми пунктами. С пунктов P_1P_2 (рис. 84, *г*) в их створе могут быть снесены координаты на наземные точки A и B , принимаемые за твердые при проложении цепи треугольников, и таким образом дальнейшие построения и вычисления становятся аналогичными схеме, приведенной на рис. 40, *в*.

В. Определение положения точек проложением одиночного полигонометрического хода.

265

определении положения примычного пункта и направления с него (см. рис. 88).

Оценку точности определения координат и положения точек хода выполняют по формулам (V.20) и (V.21).

2. Ход полигонометрии, опирающийся на твердые пункты и дирекционные углы (рис. 84, *д*). Вначале определяют вспомогательные твердые точки T_n, T_k и дирекционные углы α_n, α_k направлений с них на смежные пункты. Дальнейшие построения соответствуют обычной схеме (см. рис. 45), а расчетными формулами оценки точности точек тогда служат (V.22), (V.23) и (V.12), (V.15).

§ 69. СОВМЕЩЕНИЕ ОСИ ТЕОДОЛИТА С ЗАКРЕПЛЕННЫМ СТВОРОМ

Под створом понимают вертикальную плоскость, проходящую на местности через две закрепленные точки.

Установка теодолита в закрепленном створе состоит в совмещении оси вращения инструмента с вертикальной плоскостью двух точек, при этом имеется в виду, что коллимационная плоскость трубы совпадает с осью вращения инструмента.

В створе между точками A и B (рис. 85, *а*), закрепленными на местности, теодолит может быть установлен с очень малым отклонением e_c в точке D . После визирования на точку A и построения угла, равного 180° *, вследствие неизбежной ошибки визирный луч может иметь направление DB вместо DB^1 , отклонившись на малый угол ϵ . Ошибочно считать, что ось вращения инструмента совмещена с плоскостью створа.

Обозначим через s_1 и s_2 расстояния от инструмента до точек A и B , а через σ_1 и σ_2 — углы редукции при точках A и B . Согласно чертежу

$$\epsilon = \sigma_1 + \sigma_2. \quad (\text{VII. 41})$$

Но $e_c = s_1 \operatorname{tg} \sigma_1$, $e_c = s_2 \operatorname{tg} \sigma_2$ или ввиду малого значения углов $e_c = \frac{s_1 \sigma_1''}{\rho''}$ и $e_c = \frac{s_2 \sigma_2''}{\rho''}$, поэтому

$$\epsilon'' = \rho \left(\frac{1}{s_1} + \frac{1}{s_2} \right) e_c,$$

откуда

$$e_c = \frac{\epsilon''}{\rho''} \left(\frac{s_1 s_2}{s_1 + s_2} \right). \quad (\text{VII. 42})$$

Дифференцируя (VII. 42) по переменному ϵ и переходя к средним квадратическим ошибкам, получим

$$m_{e_c} = \left(\frac{s_1 s_2}{s_1 + s_2} \right) \frac{m_\epsilon''}{\rho''}. \quad (\text{VII. 43})$$

* Поскольку при построении углов 180 и 90° совмещают штрихи алидады и лимба, что значительно точнее округления при отсчетах, точность построения углов принимают соответствующей точности измерения угла.

Обозначим $s_1 : s_2 = k$ (принимая s_2 за меньшее плечо визирования), тогда

$$m_{ec} = \frac{k}{k+1} s_2 \frac{m_{\epsilon}''}{\rho''}. \quad (\text{VII. 44})$$

Практически инструмент устанавливают в закреплённом створе последовательным приближением аналогично вешению линии с

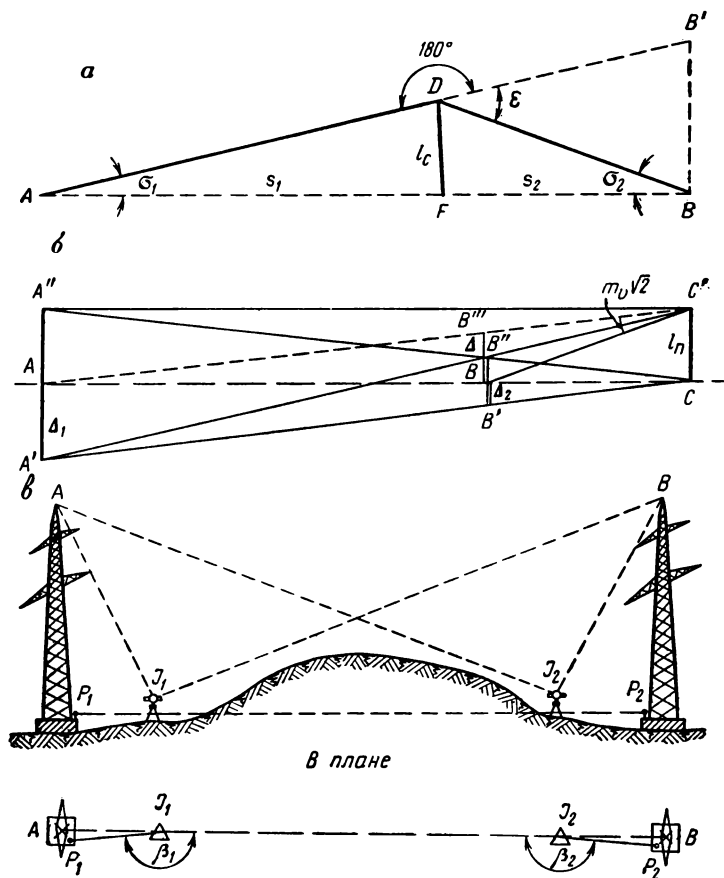


Рис. 85. Установка теодолита в створе

недоступными концами. Инструмент приводят в рабочее положение, совмещают нулевые штрихи лимба и алидады, открепляют лимб и наводят трубу на более удаленную точку створа, затем откладывают на лимбе угол, равный 180° , и смотрят в трубу, проходит ли визирный луч через вторую точку створа. Если этого нет, то измеряют угол отклонения от створа и вычисляют по формуле

(VII.42) величину e_c , на которую теодолит на головке штатива смещают в сторону створа. Потом снова повторяют операции, добиваясь требуемого совпадения визирных лучей с точками створа.

2. На продолжении створа теодолит устанавливают в точке C путем совмещения коллимационной плоскости зрительной трубы с плоскостью створа (рис. 85, б), поочередным визированием на его дальнюю и ближнюю точки. Устанавливаемый инструмент из-за ошибки визирования может оказаться в точке C^1 , сместившись от створа на малую линейную величину e_n .

При визировании на точку A труба теодолита займет азимутальное направление со средней угловой ошибкой m_v , вычисляемой по формуле (III.93). Визирование на точку B при неизменном азимутальном положении трубы выполняют с той же угловой ошибкой.

Из-за ошибок визирования зрительный луч отклонится от истинного положения на величину Δ и может совпасть последовательно с точками A и B , при этом ось вращения инструмента будет находиться в стороне от закрепленного створа.

Из подобия треугольников CAC' и BAB'' , у которых высоты $CA = s_1$ и $BA = s_1 - s_2$, запишем

$$e_n = \Delta \frac{s_1}{s_1 - s_2}. \quad (\text{VII. 45})$$

Дифференцируя равенство (VII. 45) по переменной Δ и переходя к средним квадратическим ошибкам, найдем

$$m_{e_n} = m_\Delta \frac{s_1}{s_1 - s_2},$$

но

$$m_\Delta = \frac{m_v''}{\rho''} s_2 \sqrt{2},$$

поэтому

$$m_{e_n} = \sqrt{2} \frac{s_1 s_2}{s_1 - s_2} \frac{m_v''}{\rho''}. \quad (\text{VII. 46})$$

Обозначая по-прежнему $s_1 = ks_2$, формуле (VII. 46) придадим вид

$$m_{e_n} = \sqrt{2} \frac{k}{k-1} s_2 \frac{m_v''}{\rho''}. \quad (\text{VII. 47})$$

При установке теодолита стремятся добиться в первом приеме отклонения визирного луча от второй точки створа на величину не более $2m_{e_n}$. В случае большего отклонения инструмент сдвигают по перпендикуляру к створу.

Вычислим по формулам (VII. 43) и (VII. 47) абсолютные величины m_{e_c} и m_{e_n} для различных соотношений плеч визирования k при $m_e = \pm 10''$, $m_v = \pm 3''$ и $s_2 = 100$ м (табл. 53).

Т а б л и ц а 53

k	m_{e_c} , мм	m_{e_n} , мм	k	m_{e_c} , мм	m_{e_n} , мм	k	m_{e_c} , мм	m_{e_n} , мм
1	2,4	∞	2	3,2	4,1	20	4,6	2,2
1,2	2,6	12,4	3	3,6	3,1	100	4,8	2,1
1,5	2,9	6,2	5	4,0	2,5	200	4,8	2,1

На точность установки инструмента в створе линии оказывают отрицательное влияние и другие факторы: коллимационная ошибка трубы, наклон горизонтальной оси вращения трубы, наклон оси вращения инструмента и внешние условия (главным образом влияние боковой рефракции). Поэтому влияние этих факторов следует сводить до незначительных размеров.

3. Привязку в плане к пунктам, закрепленным в фундаментах высоких одиночных инженерных конструкций, например, мачт ЛЭП, даже при закрытой видимости с одного пункта на другой из-за возвышения рельефа, лесопосадки, строения, можно выполнить, пользуясь вспомогательным створом высоко расположенных точек A, B конструкции ЛЭП (рис. 85, $в$).

По створу точек A, B вершин опор ЛЭП теодолит устанавливают последовательно в точках I_1 и I_2 . Дальнейшие действия соответствуют схеме, представленной на рис. 82, $б$. Оценку дирекционного угла, длины линии и положения точек определяют по формулам (VII.24), (VII.27), (VII.20).

Поскольку визирования производятся не на точки установки теодолита, то ошибки в измеренных углах будут равны

$$m_{\beta} = \sqrt{m_{\beta'}^2 + m_{\alpha}^2}, \quad (\text{VIII. 48})$$

где $m_{\beta'}$ — средняя квадратическая ошибка измерения угла; m_{α} — средняя квадратическая ошибка, определяемая нестворностью теодолита по AB (ошибка центрирования).

Согласно (III. 86) и (VII. 44) и имея в виду, что $m_{e_c} = e$, при $n \approx 20$, $k = 0,7$ (см. табл. 22), $\frac{k}{1+k} \approx 0,4$

$$m_{\alpha} = 0,4m_e$$

(m_e — средняя квадратическая ошибка построения развернутого угла).

§ 70. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ТЕОДОЛИТА В СТВОРЕ ЦЕНТРОВ СТЕННЫХ ЗНАКОВ

Положение теодолита, устанавливаемого в закрепленном створе, может быть определено измерением расстояния от инструмента до одной из створных точек, дополнительной линейной привязкой к известной точке вне створа, измерением угла между створом и направлением на точку вне створа.

А. Предположим, что координаты точек A , B , E , известны, но на местности видимость из точки E на точки A и B отсутствует (рис. 86). Тогда устанавливают теодолит в C' вместо C_0 , вблизи E_0 — основания перпендикуляра, опущенного из точки E на створ AB . Затем от заданного под прямым углом направления измеряют ординату q . К вычисленному расстоянию AE_0 или BE_0 алгебраически прибавляют значение q , находят s_1 и s_2 .

Ошибка направления перпендикуляра будет

$$m_0 = \sqrt{m_e^2 + m_x^2}, \quad (\text{VII. 49})$$

где m_e — средняя квадратическая ошибка построения прямого угла;

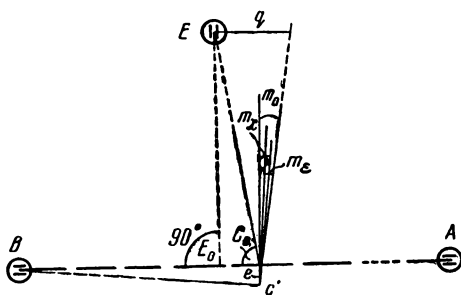


Рис. 86. Определение положения теодолита по трем точкам

$m_x = \frac{\rho}{s} m_{ec}$ — средняя квадратическая ошибка направления (m_{ec} — линейная ошибка отклонения оси инструмента от створа AB ; s_1 — длина меньшего плеча визирования; $\rho = 206265''$).

Расстояние от центра теодолита до точки E_0 , полученное из косвенного определения, может содержать среднюю квадратическую ошибку

$$m_q = \sqrt{m_{q'}^2 + m_{q''}^2}, \quad (\text{VII. 50})$$

где $m_{q'} = \frac{m_0''}{\rho} l$ (l — длина перпендикуляра); $m_{q''}$ — средняя квадратическая ошибка измерения ординаты q .

Так, при $BE_0 = 50$ м, $AE_0 = 150$ м, $EE_0 = 25$ м, $m_e = \pm 30''$ найдем, с какой ошибкой может быть определено расстояние по створу от инструмента до точки E_0 .

По табл. 53 (при $k = 3$) найдем $m_e = 3,6$ мм. Для пересчета к заданным параметрам необходимо табличную величину помножить на коэффициент $\frac{3}{2}$, т. е. $m_{e_0} = \pm 3,6 \frac{3}{2} = \pm 5,4$ мм. Тогда

$$m_x = \frac{5,4}{1,50} 2,06'' = \pm 7,4''$$

и

$$m = \sqrt{7,4^2 + 30^2} = \pm 30,9'',$$

поэтому

$$m_{q'} = \frac{30,9}{2,06''} 0,25 = \pm 3,6 \text{ мм.}$$

При $m_{q''} = \pm 1,0$ мм по формуле (VII. 50) определим $m_q = \sqrt{(3,6)^2 + 2^2} = \pm 4,1$ мм.

Точка E могла быть только створной для перпендикулярного направления к основному створу BA ; расстояния от нее до пунктов

B , A или одного из них (когда другой пункт, в свою очередь, является створным) обычно известны.

Б. Положение инструмента в створе BA возможно определить при известном расстоянии измерением угла в точке C между направлениями на точки B и E . Ввиду малой величины линейного элемента центрирования можно расстояния $E_0C_0 = a$ вычислить из прямоугольного треугольника EE_0C , принимая угол C соответствующим углом $C_0 = \varphi$.

Так как

$$a = l \operatorname{ctg} \varphi, \quad (\text{VII. 51})$$

то по правилам теории ошибок измерений найдем зависимость средних квадратических ошибок аргументов и функций

$$m_a^2 = m_l^2 \operatorname{ctg}^2 \varphi + \frac{l^2}{\sin^4 \varphi} \frac{m_\varphi^2}{\rho^2}. \quad (\text{VII. 52})$$

При $\varphi \approx 90^\circ$, $\operatorname{ctg} \varphi \approx 0$, $\sin \varphi \approx 1$, поэтому

$$m_a = l \frac{m_\varphi}{\rho}, \quad (\text{VII. 53})$$

причем

$$m_\varphi = \sqrt{m_c^2 + m_x^2},$$

где m_c вычисляют по формуле (II. 2).

Пользуясь данными предыдущего примера, при $c = \pm 30''$, по формуле (VII. 53) получим $m_a = \pm 3,6$ мм.

§ 71. ПРИВЯЗКА К УДАЛЕННЫМ НЕДОСТУПНЫМ ПУНКТАМ

Своевременное перенесение координат с пунктов, закрепленных наземными знаками, на точки конструктивных элементов высоких сооружений позволяет в любой части строительного участка определять положение разбивочных и съемочных точек. Для этого могут быть использованы различные схемы связи.

Когда один из пунктов створа закреплен на высоком инженерном сооружении, расстояние от него до теодолита может быть определено по вертикальному базису. От ближней высотной точки определяют отметку горизонта инструмента и измеряют угол наклона линии визирования на первый пункт.

Горизонтальное расстояние s (рис. 87) от инструмента до центра пункта вычисляют из тригонометрического нивелирования

$$s = h \operatorname{ctg} \sigma + f \operatorname{ctg} \sigma, \quad (\text{VII. 54})$$

где h — превышение точки визирования над горизонтом инструмента (вертикальный базис); σ — угол наклона визирования; $f = 0,43 \frac{s^2}{R}$ — поправка за кривизну Земли и рефракцию ($R = 6371$ км средний радиус Земли).

При малых расстояниях $s \leq 400$ м второй член правой части отбрасывают.

Среднюю квадратическую ошибку определения расстояния вычисляют по формуле

$$m_s^2 = \left(\frac{m_h}{h}\right)^2 s^2 + \frac{s^2}{\rho^2} \frac{4m_a^2}{\sin^2 2\alpha}. \quad (\text{VII. 55})$$

У основания высокого сооружения, наверху которого закрепляют пункт опорной сети, закладывают марку и точно определяют превышение между ними.

Вертикальный угол визирования на пункт измеряют по трем нитям.

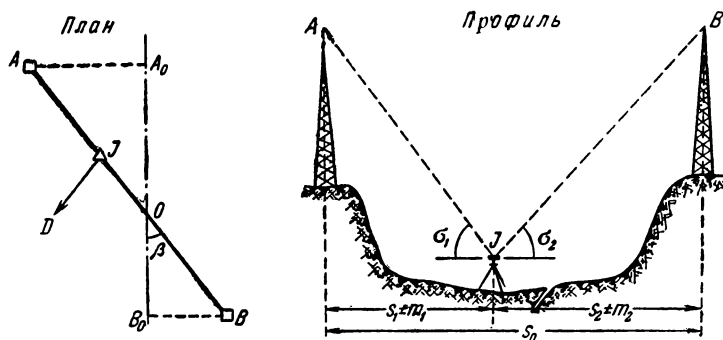


Рис. 87. Привязка к пунктам на высоких сооружениях

Б. На строительных объектах разбивочные и съемочные данные определяют относительно осей сооружений. С этой целью полезно заранее вычислить элементы связи пунктов с проектными осями сооружений: пикетные значения точек A_0 и B_0 проекций центров пунктов на ось сооружения и расстояния от нее AA_0 и BB_0 , а также расстояния AO , OB и угол между осью сооружения и створом пунктов.

Вблизи участка съемки устанавливают теодолит способом совмещения коллимационной плоскости с плоскостью закрепленного створа. Определенные по вертикальным базисам расстояния s_1 и s_2 могут отличаться от расстояния s_0 , вычисленного по координатам.

Для согласования полученных расстояний с точным значением вычисляют поправки к измеренным величинам в соответствии с правилами уравнивания непосредственных измерений [92].

$$v_l = - \frac{f_s}{\rho_l \left[\frac{1}{\rho} \right]}, \quad (\text{VII. 56})$$

где v_i — поправка измеренной величины ($i = 1$ и 2); f_s — невязка; $f_s = (s_1 + s_2) - s_0$; $p_i = \frac{1}{m_{s_i}^2}$ — вес измеренной величины, причем m_s вычисляют по формуле (VII.55).

В приближенно вычисленные расстояния вводят поправки, вычисленные по формуле (VII.56), и находят уравненные длины s_1 и s_2 . После этого находят превышения между горизонтом инструмента и пунктами створа, а соответственно и отметку точки состояния. В этом варианте видна еще большая целесообразность использования выступающих частей высоких инженерных сооружений или местных предметов в качестве пунктов планово-высотной сети.

В. Если исходные пункты A , B и точка стояния теодолита составляют треугольник, то кроме определений по вертикальным базисам расстояний в искомой точке измеряют горизонтальный угол между направлениями на эти пункты. Это избыточное измерение позволяет уравновесить результаты. Пусть вычисленные значения сторон будут s_1 , s_2 , а величина исходной — s_0 . Напишем уравнения ошибок:

$$\left. \begin{aligned} x - s_1 &= v_1 \\ y - s_2 &= v_2 \\ z - \beta &= v_3 \end{aligned} \right\} \quad (\text{VII. 57})$$

и уравнение связи аргументов согласно теореме косинусов

$$\varphi(x, y, z) = \sqrt{s_1^2 + s_2^2 - 2s_1s_2 \cos \beta}. \quad (\text{VII. 58})$$

Условное уравнение поправок будет

$$a_1v_1 + a_2v_2 + a_3v_3 + w = 0. \quad (\text{VII. 59})$$

Коэффициенты при поправках представляют собою частные производные функции (VII.58), причем величина подкоренного выражения мало отличается от длины исходной стороны s_0 , что позволяет в коэффициентах пренебречь этой разностью:

$$\left. \begin{aligned} a_1 &= \frac{s_1 - s_2 \cos \beta}{s_0} \\ a_2 &= \frac{s_2 - s_1 \cos \beta}{s_0} \\ a_3 &= \frac{s_1s_2 \sin \beta}{ps_0} \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VII. 60})$$

Величину свободного члена найдем, если вычислим значение угла β_0 по формуле

$$\cos \beta_0 = \frac{1}{2} \left(\frac{s_1}{s_2} + \frac{s_2}{s_1} - \frac{s_0}{s_1} \cdot \frac{s_0}{s_2} \right). \quad (\text{VII. 61})$$

Дифференцируя уравнение (VII. 62), найдем

$$w = \frac{s_1 s_2}{s_0 \rho} \sin \beta d\beta, \quad (\text{VII. 62})$$

где $d\beta = \beta - \beta_0$.

При составлении нормального уравнения коррелаты следует принимать во внимание веса уравниваемых величин: $p_\beta = \frac{c}{m_\beta^2}$ и $p_s = \frac{c}{m_s^2}$ или, приняв $c = m_\beta^2$, $p_\beta = 1$ и $p_s = \frac{m_\beta^2}{m_s^2}$.

С учетом весов будем иметь

$$v_1 = \frac{a_1}{\rho_1} k; \quad v_2 = \frac{a_2}{\rho_2} k; \quad v_3 = \frac{a_3}{\rho_3} k. \quad (\text{VII. 63})$$

В соответствии с этим получим нормальное уравнение коррелаты

$$\left[\frac{aa}{\rho} \right] k + w = 0, \quad (\text{VII. 64})$$

откуда

$$k = - \frac{w}{\left[\frac{aa}{\rho} \right]}. \quad (\text{VII. 65})$$

После определения коррелаты вычисляют поправки в измеренные величины s_1 , s_2 и β . Контролем правильности вычислений служит полученный результат при подстановке в формулу (VII.61) уравненных значений длин линий.

По уравненным величинам на основании теоремы синусов находят один из углов при твердом пункте, используемый для определения дирекционного угла направления на искомую точку и последующего вычисления ее координат.

§ 72. ИЗМЕРЕНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИВЯЗКИ ПРИБЫЧНОГО ПУНКТА

Перенесение проектов сооружений на местность, угловую привязку полигонометрических и теодолитных ходов осуществляют (с контролем) по трем пунктам, закрепленным на сооружениях, применяя способ внецентренного измерения углов.

Предположим, что пункты D , E , F (рис. 88) полигонометрии закреплены одинарными стенными знаками. По координатам центров смежных пунктов вычислены дирекционные углы α_{ED} , α_{EF} и длины сторон s_1 , s_2 . Пробычный пункт J намечают вблизи пункта E , устанавливают теодолит, измеряют углы M , θ и горизонтальное расстояние $JE = e$.

По теореме синусов

$$\left. \begin{aligned} \sin C_1 &= \frac{\sin (M - \theta)}{s_1} e \\ \sin C_2 &= \frac{\sin \theta}{s_2} e \end{aligned} \right\} \quad (\text{VII. 66})$$

Углы C_1 и C_2 обычно невелики, поэтому тригонометрическую функцию можно заменить разложением в ряд

$$\sin C = \frac{C''}{\rho} - \frac{C''^3}{6\rho^3} + \dots \quad (\text{VII. 67})$$

Погрешность численного значения функции зависит от числа членов, удержанных в ряде, и от величины угла C'' .

Дифференцирование тригонометрической функции (VII. 67) и переход от дифференциалов к малым конечным разностям дает

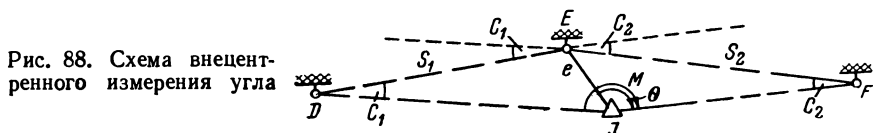


Рис. 88. Схема внецентренного измерения угла

$\cos C \frac{\delta C''}{\rho} = \frac{C''^3}{6}$. Примем $\cos C = 1$, тогда, решая относительно C'' , получим

$$C'' = \rho^0 \left(\frac{6}{\rho^3} \delta C'' \right)^{1/3}.$$

При $\rho = 57^{\circ},3$ будем иметь $C'' = 1,74 \sqrt[3]{\delta C}$. Поэтому, назначая $\delta C = 0,1; 1; 5; 10$ и $30''$, получим соответственно $C = 0^{\circ}48'; 1^{\circ}44'; 2^{\circ}59'; 3^{\circ}49'$ и $5^{\circ}25'$.

При соблюдении этих условий формулы (VII. 66) примут вид

$$\left. \begin{aligned} C_1 &= \rho \frac{\sin(M - \theta)}{s_1} e \\ C_2 &= \rho \frac{\sin \theta}{s_2} e \end{aligned} \right\} \quad (\text{VII. 68})$$

Средние квадратические ошибки определения углов C_1 и C_2 получатся в соответствии с формулой (VI. 17)

$$m_C^2 = \left(\frac{\partial F}{\partial M} \right)^2 m_M^2 + \left(\frac{\partial F}{\partial \theta} \right)^2 m_\theta^2 + \left(\frac{\partial F}{\partial s} \right)^2 m_s^2 + \left(\frac{\partial F}{\partial e} \right)^2 m_e^2, \quad (\text{VII. 69})$$

где в правой части слагаемые представляют квадраты произведений частных производных на среднюю квадратическую ошибку соответствующего аргумента.

Частные производные по аргументам первой формулы (VII. 68) будут:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial F}{\partial M} &= \frac{\cos(M - \theta)}{s_1} e; \quad \frac{\partial F}{\partial \theta} = -\frac{\cos(M - \theta)}{s_1} e \\ \frac{\partial F}{\partial s_1} &= \rho \frac{\sin(M - \theta)}{s_1^2} e; \quad \frac{\partial F}{\partial e} = \rho \frac{\sin(M - \theta)}{s_1} \end{aligned} \right\} \quad (a)$$

и второй формулы

$$\frac{\partial F}{\partial \theta} = \frac{\cos \theta}{s_2} e; \quad \frac{\partial F}{\partial s_2} = \rho \frac{\sin \theta}{s_2^2} e; \quad \frac{\partial F}{\partial e} = \rho \frac{\sin \theta}{s_2}. \quad (6)$$

Если измерено:

$$e = 1,50 \text{ м с ошибкой } m_e = 0,001 \text{ м,}$$

$$\theta = 90^\circ \quad \gg \quad m_\theta = 3',$$

$$M = 130^\circ 30' \quad \gg \quad m_M = 0,5',$$

$$s_1 = 150 \text{ м } \gg \quad m_{s_1} = 0,05 \text{ м,}$$

$$s_2 = 340 \text{ м } \gg \quad m_{s_2} = 0,10 \text{ м,}$$

то по (VII. 68) найдем $C_1 = 1340''$ и $C_2 = 909''$.

Подставив в выражения (а), (б) и (VII. 69) соответствующие числовые величины, найдем $m_{C_1} = \pm 1'',6$ и $m_{C_2} = \pm 0,7''$.

Результаты показывают, что угол c_1 содержит большую ошибку, чем угол c_2 . Ошибка в угле c_1 может быть несколько уменьшена, если повысить точность измерения углового элемента Θ .

Если примычный пункт J вновь прокладываемого хода наметать не произвольно, а как основание перпендикуляра, опущенного из центра пункта E на JD или JF , то по элементам редукции e и Θ всегда можно восстановить его положение на местности. Таким образом, примычный пункт можно установить постоянным. В каталоге следует выписать элементы редукции, координаты примычного пункта и дирекционные углы направлений на удаленные пункты.

Глава VIII

ОСОБЕННОСТИ ГЕОДЕЗИЧЕСКОГО ОБЕСПЕЧЕНИЯ СТРОИТЕЛЬНО-МОНТАЖНЫХ РАБОТ

§ 73. ГЕОДЕЗИЧЕСКОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ ЗЕМЛЯНЫХ РАБОТ

Наличие широкого фронта работ и оснащенность в нужном количестве самой разнообразной современной строительной техникой позволяют в разных местах производить одновременно выемки и насыпи грунта, возводить инженерные сооружения на территории крупного строительства. Для геодезического обеспечения земляных работ создают опорную сеть.

1. На больших площадях развивают разбивочную сеть. Вдоль линейных сооружений, таких, как земляные плотины, подходные судоходные каналы к шлюзам, целесообразно развивать или сгущать пункты опорной сети построением цепи треугольников между пунктами главной геодезической сети, проложением одиночных ходов полигонометрии. Если параллельно оси сооружения за его контуром запроектировать вспомогательный створ, то можно значительно упростить дальнейшие разбивочные работы на самом сооружении. Тогда достаточно от точек створа перпендикулярно к нему прокладывать короткие подходные ходы или строить параллактические звенья для определения положения проектных точек сооружения.

2. При строительстве каналов, плотин, дамб, перемычек подвергают тщательной планировке поверхности откосов.

Значительная сложность строительных работ возникает в связи с бетонированием откосов, а следовательно, и с укладкой послойно фильтровых материалов.

Правильная разметка послойной укладки фильтрового материала возможна лишь при равноточных разбивках от одних и тех же неизменных пунктов.

Опыт работ на строительных объектах линейных сооружений показал, что для долговременной сохранности пунктов весьма целесообразно закреплять большинство разбивочных точек на опорах линии электропередачи и телефонной связи (рис. 89, а). Геодезическими планово-высотными знаками служат преимущественно железнодорожные костыли, забитые в деревянные опоры. Пункты на столбах используют для планово-высотных разбивок, при съемках поперечников и т. д. Впоследствии перед зачисткой

откосов и дна канала разбивочную ось закрепляют бетонными пустотелыми знаками.

3. На участке гребня земляной плотины (где различные виды строительных и монтажных работ выполняют одновременно многие строительные подразделения) для закрепления пунктов разбивочной сети используют анкерные болты опор высоковольтной

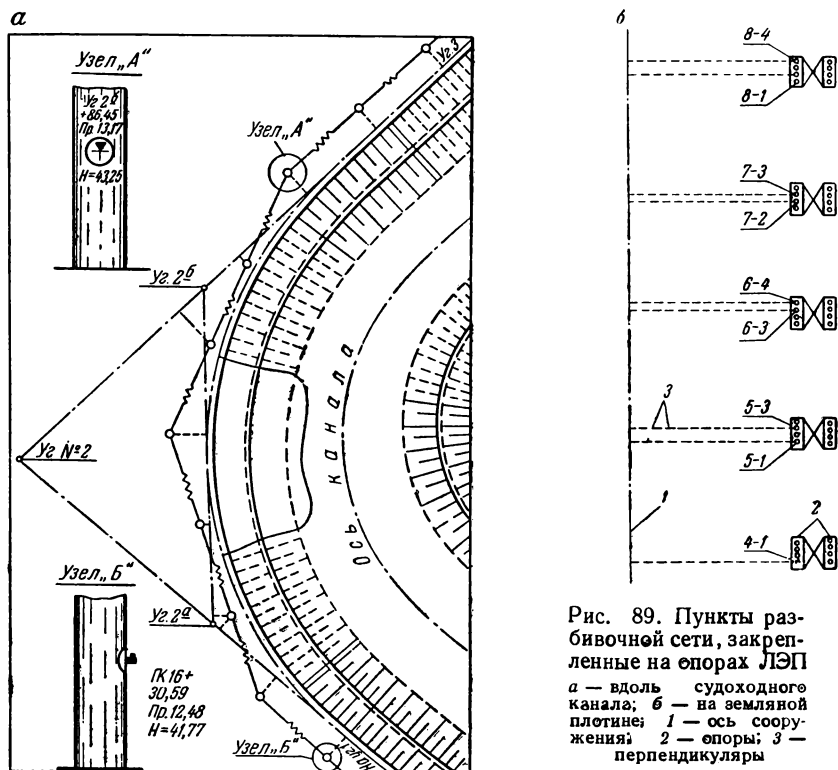


Рис. 89. Пункты разбивочной сети, закрепленные на опорах ЛЭП
а — вдоль судоходного канала; б — на земляной плотине; 1 — ось сооружения; 2 — опоры; 3 — перпендикуляры

линии электропередачи (рис. 89, б). На разбивочных строительных чертежах привязку точек инженерных коммуникаций и конструктивных элементов показывают в пикетном значении по общей оси сооружений и отстоянием от нее. По такой же схеме следует построить и геодезическую сеть.

4. В период строительства гидротехнических и промышленных объектов, застройки жилых кварталов на значительных площадях выполняют земляные планировочные работы.

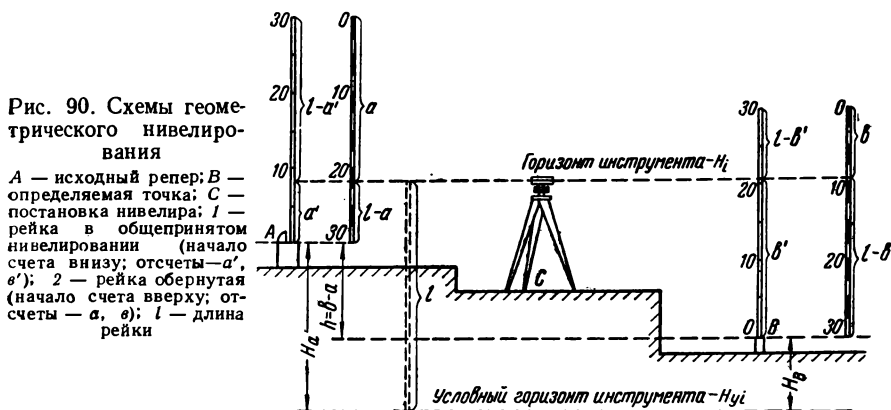
Съемку поверхности слабо выраженного рельефа производят геометрическим нивелированием по квадратам.

Как известно, в уме легче выполнять действие сложения, чем вычитание одного порядка чисел.

Отметки промежуточных точек целесообразно вычислять от условного горизонта инструмента, расположенного на длину рейки

ниже горизонта инструмента (рис. 90); так, при обычном методе $H_b = H_a + a' - b' = H_i - b'$, а при измененном методе $H_b = H_a + (l - a) - (l - b) = H_{yi} + b$.

Достоинство метода нивелирования с обернутой (с началом отсчета сверху) рейкой состоит и в возможности приведения отметки условного горизонта инструмента к целому числу метров. В таком случае можно записывать на схеме (или в журнале) сразу отметки на сумму отсчета по рейке и целого числа метров условного горизонта инструмента.



Значение отметки, которое равнялось бы целому числу метров, возможно получить при помощи выдвижной надставки рейки.

С переходом на новую станцию установки нивелира иногда одновременно сдвигают и надставку. Независимое определение превышения точек на станции можно выполнить по установленным в рабочее положение рейкам, повернутым нулевым делением вниз.

При нивелировании по квадратам рекомендуется до выхода в поле наклеить на мензульную доску или на фанеру плотный лист бумаги и построить на нем сетку квадратов в масштабе плана. В процессе же съемки следует аккуратно и четко записывать отметки у обозначенных на плане точек местности — тогда отпадут ненужные вспомогательные вычисления, записи, построения. Можно в полевых условиях проводить горизонтالي и наносить ситуации, и, что весьма важно, сличать составленный топографический план с местностью.

§ 74. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СООРУЖЕНИЙ

Гидротехнические железобетонные сооружения гидроузла имеют довольно сложную конструкцию.

Бетонный массив — фундаментную плиту здания гидроэлектростанции — конструктивно разрезают на отдельные блоки (рис. 91)

и нумеруют: число перед черточкой обозначает номер яруса, после — порядковый номер блока в секции.

В гидротехнических сооружениях, как и в промышленных, широко применяют различные виды сборных железобетонных и металлических конструкций.

Железобетонные и металлические конструкции в основании скрепляют с монолитным бетоном электросваркой выпусков арматуры и заполнением штраб бетонной массой.

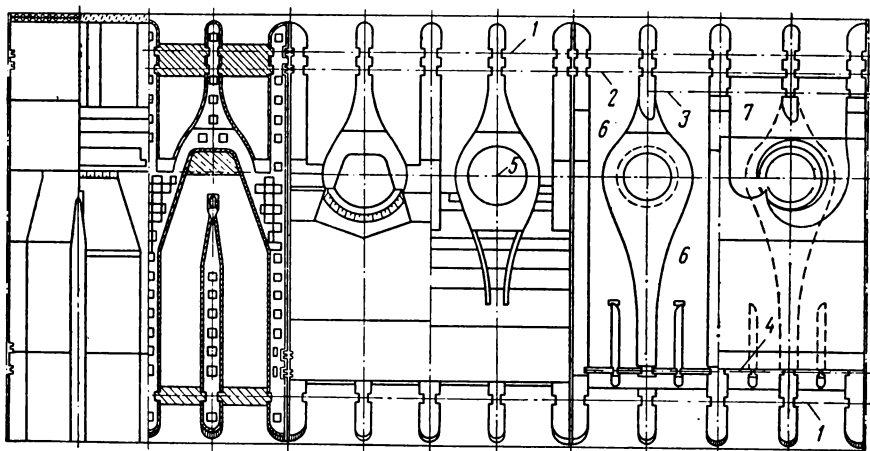


Рис. 91. План по ярусам секций зданий гидроэлектростанции

1 — ось ремонтных заграждений; 2 — ось аварийных затворов водосбросов; 3 — ось затворов спиральной камеры; 4 — ось основных затворов водосброса; 5 — центры агрегатов; 6 — холостой водосброс; 7 — спиральная камера

Если же железобетонные конструкции кладут непосредственно на бетон (перекрытия отсасывающих труб и спиральных камер агрегатов гидроэлектростанций, галерей водонаполнения и водовыпусков из камер шлюзов и др.), то производят тщательные измерения для установки ограничительных шаблонов.

На гидротехнических сооружениях, где возводят высокие эстакады, которые одновременно являются и составным элементом сооружения, разбивки для строительных работ выполняют с повышенной точностью.

Здесь нет резкой грани в подготовке к геодезическому обеспечению бетонных и монтажных работ. На площадке сооружения создают жесткий разбивочный каркас для установки сборных металлических и железобетонных конструкций на всех последующих ярусах сооружения.

Правильной организацией детальных разбивочных работ являются опережающие действия по вынесению на сооружения основных разбивочных осей сооружений — продольной и поперечной осей бычков, пролетов, камер и стен шлюзов, границ секций и реперов.

К числу наиболее сложных и ответственных видов инженерно-геодезических работ относятся измерения при монтаже основных узлов агрегатов.

Гидроэнергетический агрегат представляет собой большой комплекс конструктивных водопропускных устройств и гидроэнергетического оборудования. Водопропускные устройства имеют сложные очертания с переменной конфигурацией в продольном и поперечных сечениях. Среди них различают спиральную камеру, фундаментное кольцо, шахту рабочего колеса, опорное кольцо, колено отсасывающей трубы, наконец, отсасывающую трубу. В начале и в конце водопропускных устройств располагают пазовые конструкции для маневрирования водосливных затворов. В верхнем бьефе перед затворами имеются пазовые конструкции решеток, предназначенные для удержания мусора.

На опорном конусе устанавливают металлическую конструкцию статора, которая состоит из нижнего и верхнего колец направляющего аппарата, жестко соединенных струенаправляющими колоннами (см. рис. 105).

Статорная конструкция является основой для механического оборудования, для закрепления вала рабочего колеса, устройств сервомотора и т. д.

Из строительных блоков агрегата очень сложную конфигурацию имеет колено отсасывающей трубы (рис. 92), верхняя часть которого представлена поверхностью тора*, а нижняя — поверхностью цилиндра с горизонтальным расположением ее образующей. Основные части поверхностей колена отсасывающей трубы сопрягаются переходными криволинейными поверхностями.

Торовая поверхность облицована металлом, остальная часть — железобетонными плитами-оболочками. Перед установкой плит проводят детальную разбивку с применением тяжелого отвеса, который совмещают с вертикалью центра агрегата. После установки плит-оболочек кривизну поверхности блока проверяют при помощи облегченных деревянных шаблонов.

Значительные удобства в работе, а также сокращение времени на сборку, раскрепление и выверку положения плит-оболочек достигнуты при использовании переносных инвентарных лесов. Леса используют как вспомогательные приспособления для закрепления высотных точек, необходимых при сборке плит, и установки теодолита.

При разбивках блоков агрегатов, расположенных выше колена отсасывающей трубы, теодолит устанавливают на инвентарном монтажном мостике, который при помощи крана переносят на очередной строительный горизонт блоков.

Пространственное положение конструктивных элементов характеризуется данными инструментальной съемки. Все планово-высот-

* Тор — геометрическое тело, образованное вращением круга вокруг прямой, лежащей в плоскости круга, но не пересекающей последнего.

ные данные, связанные с установкой эксплуатационного оборудования, оформляют исполнительной документацией с указанием отклонений от проекта.

Перед затоплением котлованов и сооружений водой устанавливают гидромеханическое оборудование, которое должно нормально функционировать в пазах надводной и подводной частей, без недопустимых зазоров и заклиниваний.

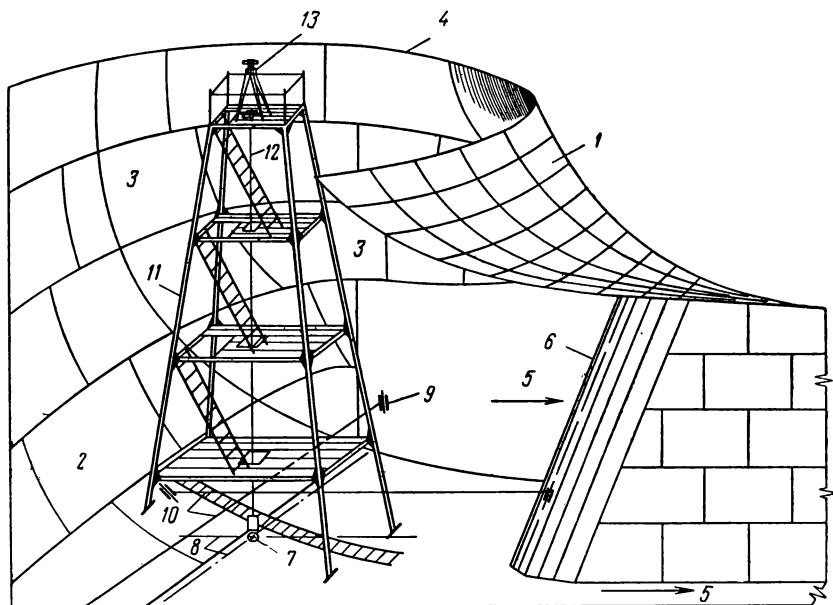


Рис. 92. Схема части колена отсасывающей трубы

1 — торовая поверхность (металлическая облицовка); 2 — цилиндрическая поверхность (железобетонные плиты-оболочки); 3 — криволинейные поверхности сопряжения; 4 — верхний срез колена — окружность; 5 — левый и правый водопроводы; 6 — металлическая облицовка рассекателя; 7 — марка закрепления центра агрегата; 8 — оси агрегатов в плане, закрепленные на боковых поверхностях; 9, 10 — монтажные риски и струны; 11 — инвентарные леса; 12 — отвес; 13 — теодолит

Отсюда непереносимое условие периода перехода с подводных горизонтов на надводные очередные ярусы — точное перенесение и закрепление основных разбивочных створов, монтажных осей пазов, пролетов, а также высотной сети.

§ 75. ПРОИЗВОДСТВО ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ ПРИ ПРОМЫШЛЕННО-ГРАЖДАНСКОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Территория строительства промышленного комбината обычно занимает площадь в несколько квадратных километров.

До начала строительства на территории проектируемого комбината выполняют изыскательские работы и производят топографо-геодезические съемки и трассировочные работы. Съемочное обосо-

вание, как правило, развивают в соответствии с требованиями масштаба съемки [34]. В процессе проектирования определяют границы территории комбината или отдельного завода, на чертежах наносят разбивочную сетку из квадратов в условной системе координат.

Комплекс сооружений крупных промышленных комбинатов большой и разнообразен по размерам и конструктивным особенностям. Территория промышленного комбината, как правило, насыщена густой сетью подземных сооружений, подвальных помещений, всевозможных металлических и железобетонных трубопроводов, галерей, кабельных каналов и т. д. Сложные сети инженерных коммуникаций возводят на опорах и над земной поверхностью (эстакады трубопроводов, транспортеров и др.). Трассы инженерных коммуникаций в пространстве имеют строгую взаимосвязь, особенно на участках пересечений, сопряжений и примыканий к производственным цехам. Поверхность земли между сооружениями на всей территории в конце строительства выравнивают согласно проекту.

Обширная территория промышленного комбината за короткий срок превращается в огромную строительно-монтажную площадку. Строительные и монтажные операции зачастую выполняют круглосуточно; между ними существует тесная взаимосвязь, чередование или одновременное выполнение работ на одном и том же сооружении.

Механизация трудоемких строительных процессов и высокая сборность элементов возводимых промышленных сооружений обуславливают необходимость точных геодезических измерений.

Практикой установлено, что наиболее целесообразно по возможности раньше выполнять геодезические работы по развитию разбивочной строительной сетки, а также по определению высотных пунктов.

Вершины квадратов строительной разбивочной сетки закрепляют металлическими трубками с бетонными оголовками. В начале строительных работ по выемке грунта из котлованов сооружений и рытью траншей под трубопроводы над некоторыми наземными знаками ставят металлические пирамиды или ограждения.

В дальнейшем последовательной заменой наземных знаков стенными обеспечивают согласованность геодезического обоснования с общим ходом строительных работ. К концу строительства сохраняется сеть пунктов (рис. 93), передаваемая дирекции предприятия.

Строительство некоторых промышленных предприятий проектом предусматривается в несколько этапов, с последовательным вводом в эксплуатацию зданий, корпусов, сооружений, технологических систем. На некоторых предприятиях уже после ввода их в эксплуатацию возникает настоятельная необходимость в увеличении имеющегося комплекса инженерных сооружений, реконструкций, расширения инженерных систем и т. д.

В этой связи закрепление плано-высотной разбивочной сети стенными знаками на зданиях и сооружениях действующего предприятия имеет весьма положительное значение.

Городское строительство ведут одновременно с созданием производственно-вспомогательной базы гидроузла, продолжают при возведении основных сооружений гидроузла, наконец, во время промышленного строительства, развиваемого вблизи гидроузла. Все это ставит определенные условия и требования к обеспечению длительной сохранности геодезической сети.

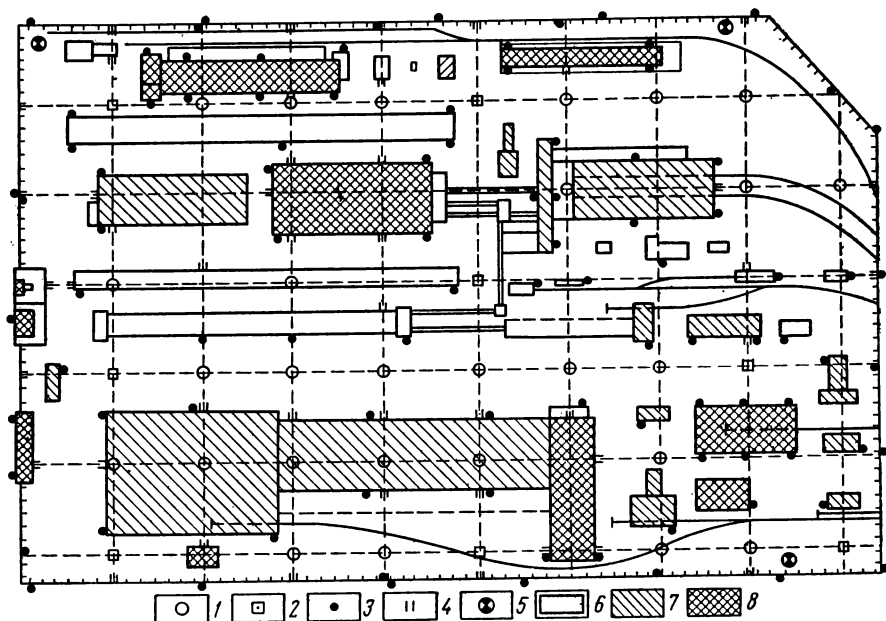


Рис. 93. Схема разбивочной сетки строительства завода

1 — металлические трубы с бетонным оголовком; 2 — наземные знаки (с металлическими пирамидами); 3 — стенные реперы; 4 — створные точки на стенах; 5 — фундаментальные реперы; 6 — фундаменты; 7 и 8 — строящиеся и эксплуатируемые здания

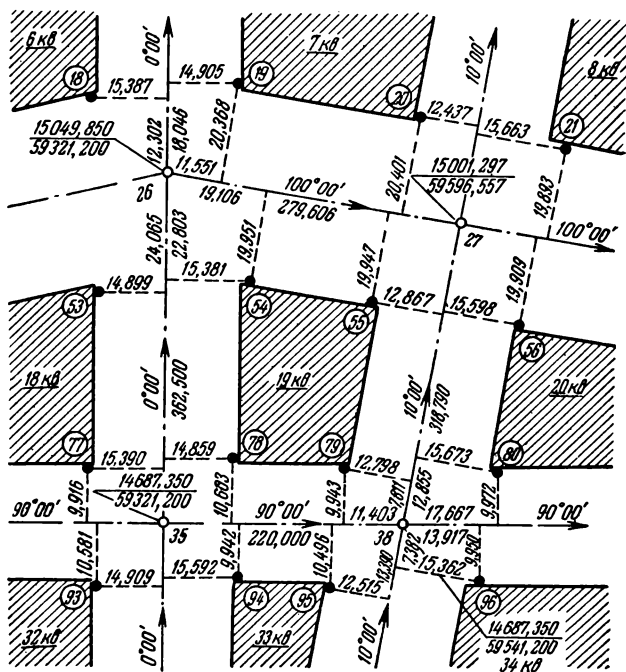
На незастроенной территории до начала строительства переносят на местность проектные оси улиц и проездов. Положение проектных точек пересечения осей улиц закрепляют бетонными столбиками и устанавливают над знаками металлические пирамиды. От закрепленных створов осей улиц выносят красные линии кварталов. При возведении на углах кварталов фундаментов и цокольных частей зданий или капитальных изгородей одновременно закладывают и стенные знаки. Потом на них передают координаты от ранее определенных точек пересечения осей улиц и высотные отметки от реперов.

После этого металлические пирамиды переносят в другое место и устанавливают над новыми знаками в следующем по плану застройке квартале.

Все точки, закрепленные на стенах или в недоступных местах, связывают с проектными осями улиц и проездов города, вычисляя длины перпендикуляров и расстояния до них от точек пересечения осей (рис. 94).

Рис. 94. Закрепление пунктов сети в городе

1 — стенные одинарные знаки совмещенного типа;
2 — проектные точки пересечения осей улиц и проездов



• 1

o 2

§ 76. О НАБЛЮДЕНИЯХ ЗА ОСАДКАМИ СООРУЖЕНИЙ

В основании сооружения грунты испытывают деформацию из-за снятой при разработке котлована естественной нагрузки и давления грунта со стороны, а затем под действием веса сооружения, напорного и фильтрационного давления воды и т. д. При возведении Свирского гидроузла на девонских глинах, по данным наблюдений, зафиксирована осадка 24 см; в основании здания Горьковской ГЭС расположены уржумские глины и осадка сооружения достигла 15—18 см, на Волгоградском гидроузле с хвалынскими глинами здание ГЭС испытало осадку до 20 см.

В гидротехническом строительстве большое значение придают натурным наблюдениям за сдвигами сооружения, поскольку теоре-

тические расчеты, проводимые на основании лабораторных исследований, еще недостаточно согласуются с фактическими данными.

Величины осадок и характер их проявления обуславливают в значительной степени конструкцию сооружения, последовательность распределения нагрузки на основание при строительстве и эксплуатации сооружения. Резкое проявление отрицательных факторов на устойчивость сооружения может быть устранено эффективными предупредительными мерами: изменением конструкции или программы возведения сооружения. С этой целью уже в начальной стадии строительства гидротехнических сооружений организуют натурные наблюдения за состоянием основания и возводимых частей сооружений.

Места расположения контрольно-измерительных знаков выбирают на сооружениях, где предполагаются наибольшие проявления отрицательных факторов.

Геометрическое нивелирование — наиболее доступный метод наблюдения за вертикальными смещениями частей сооружений.

Исходные фундаментальные реперы размещают у гидротехнического створа на обоих берегах водотока кустами по три репера.

Разработка проекта размещения реперов высотного обоснования вблизи сооружения имеет одно из первостепенных значений, так как от этого в основном зависит объем нивелирных работ по связи марок, установленных на сооружении, с реперами, а также связи реперов между собой.

Горизонтальные смещения гидротехнических сооружений происходят под действием сил, направленных сбоку. Активно проявляются такие силы в результате заполнения водохранилища водой, в период ввода сооружений в эксплуатацию, при изменениях уровня воды в водохранилище и в нижнем бьефе.

Перед затоплением котлованов бетонных сооружений должны быть проведены один-два цикла наблюдений, чтобы определить положение в плане контрольных точек сооружений, находящихся только под статической нагрузкой, и установить практически достижимую точность наблюдений, проводимых по разработанной программе.

Створному методу отдают большое предпочтение, потому что он позволяет измерять величину горизонтальных смещений контрольных точек непосредственно, без выполнения сложных работ и без применения громоздких приспособлений.

Обычно конструкции береговых сопряжений сооружений остаются практически неподвижными по направлению течения воды, так как большая их протяженность и значительная поверхность сцепления с грунтом в основании и сбоку создают огромную удерживающую силу. Поэтому устойчивые сооружения в ряде случаев могут быть использованы для надежного закрепления створа контрольных точек.

Комбинированный метод наблюдений применяют, когда нельзя закрепить створ вне сооружения неподвижными опорными пунк-

тами. Комбинированный метод наблюдений представляет собой сочетание метода створных наблюдений с триангуляционными определениями положения крайних точек створа.

Построение высокоточной триангуляционной сети в начальный период строительства для разбивочных работ на весь период возведения сооружений и для наблюдений за горизонтальными сдвигами сооружений не рекомендуется. В процессе сложного строительного производства на крупных гидроузлах следует развивать локальные сети расчетной точности.

Строительство уникальных высотных городских зданий требует тщательного исследования устойчивости сооружений. К числу первоочередных работ относятся геодезические наблюдения за осадками зданий, которые выполняют по особой программе [5].

Наблюдения за осадками промышленных зданий и сооружений, особенно возводимых на макропористых грунтах, осуществляют по более расширенной программе, составляемой в соответствии с действующими указаниями.

Так как грунты в основаниях промышленных сооружений испытывают не только статическую, но и динамическую нагрузку при работе станков, мостовых кранов, движении транспорта с большим грузом, то вопрос о наблюдениях за осадками приобретает серьезное значение.

Известно, что наблюдения за вертикальными осадками фундаментов зданий и сооружений предназначены для определения размеров общей осадки сооружения и фиксирования с большой точностью неравномерной осадки элементов сооружений. Последнее представляет наиболее существенную часть, так как в случае неравномерной осадки фундаментов зданий и сооружений неизбежно появятся трещины в стенах и перекосы конструктивных элементов.

Если же у фундамента происходит равномерная осадка, то конструкции сооружения не испытывают перенапряжения. Что же касается взаимного изменения высотного положения смежных сооружений, то при этом нужна более низкая точность определений.

СНиП П—В. 1—62 предусматривает наибольшую допустимую величину осадки фундаментов для одноэтажных промышленных зданий 80 мм при шаге колонн 6 м, а для точек конструкций длиной 6 м допустимая разность осадок 12 мм.

В связи с этим программа инструментальных наблюдений за осадками фундаментов зданий и сооружений может быть существенно упрощена.

§ 77. ПЕРЕНЕСЕНИЕ ОСЕЙ НА ЭТАЖИ ЗДАНИЙ И ЯРУСЫ СООРУЖЕНИЙ

Для установки технологического оборудования и металлоконструкций, где требуется более точно фиксировать положение монтажных осей и высотных реперов, закладывают в бетон металличе-

кие скобы, пластины и марки. Плановую разбивочную сеть на стальных фундаментах развивают как локальную, привязывая лишь по одной продольной и поперечной главной оси к разбивочным осям колонн здания (рис. 95). Разбивочные оси на фундаментах машин и узлов, связанных общим технологическим процессом, выносят с повышенной точностью и по створу и по расстояниям.

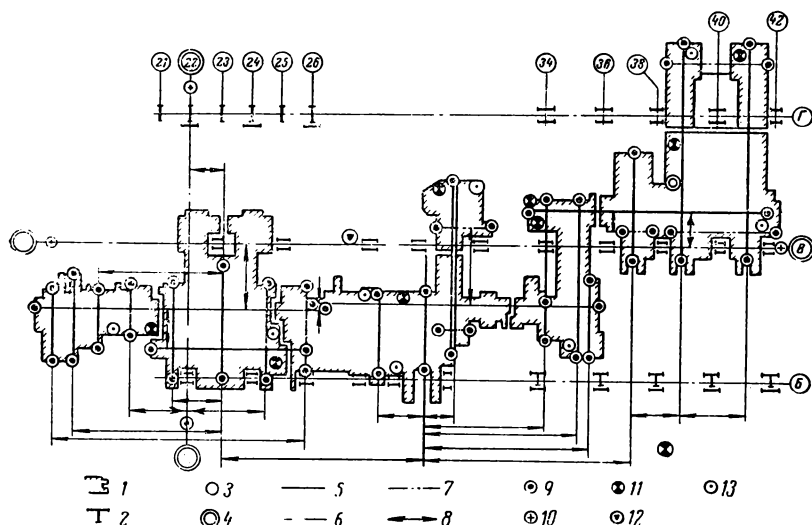


Рис. 95. Схема разбивочных осей для монтажа оборудования

1 — фундаменты под оборудование; 2 — колонны каркаса здания; 3 — номера продольных и поперечных осей колонн; 4 — проектные оси колонн, к которым привязаны разбивочные оси оборудования; 5 — основные оси; 6 — контрольные; 7 — вспомогательные; 8 — проектные расстояния знаков закрепления точек; 9 — металлические поверхности диаметром 70 мм, закладываемые в монолитный бетон или фундамент; 10 — марки, скобы, насечки на металлических конструкциях, определяемые вне фундаментов под оборудование; 11 — поверхностная металлическая марка (штырь с полусферической поверхностью), закладываемая в фундамент под оборудование; 12 — стальной репер, выпуск арматуры; 13 — вспомогательный репер — верх анкерного болта, выпуск арматуры

Для машин и узлов, связанных общими технологическими процессами, не допускающими меньшей точности взаимного размещения, разбивочные оси более строго увязывают в пределах отдельных фундаментов. Высотную сеть также развивают, исходя из предъявляемых требований.

Основные и вспомогательные оси зданий и сооружений переносят на все этажи по мере наращивания строительных горизонтов. Закрепление осей знаками на горизонтальных площадках сопряжено с осложнениями. Часто при возведении производственных корпусов из сборного железобетона устанавливают колонны и связи, а плиты перекрытия укладывают несколько позже. В местах, где плиты перекрытия монтируют одновременно с установкой колонн, горизонтальная поверхность подлежит дальнейшей обработке. Практика показывает, что наиболее выгодно закреплять оси

на боковых поверхностях колонн, на стенных панелях и других конструктивных элементах.

Перенесение разбивочных и монтажных осей на последующие этажи от точек на боковых поверхностях конструкций выполняется теодолитом, который может заменить прибор вертикального визирования. Такой теодолит устанавливают не в створе оси, а сбоку, на некотором расстоянии от нее (рис. 96). После установки теодолита в створе грани колонны, поперечной к оси, и приведения визирного луча в вертикальное положение на верхнем этаже той же грани колонны откладывают отрезок q , измеренный вниз.

На приведении в вертикальное положение визирной оси теодолита отрицательно сказываются: 1) коллимационная ошибка трубы; 2) неравенство подставок трубы, 3) погрешность определения места нуля МО вертикального круга, 4) построение вертикального угла, равного 90° .

Первые два источника погрешностей влияют на направление визирного луча в вертикальной плоскости ($O\mathcal{F}y$), которое обозначим через δ ; влияние двух других источников ошибок происходит в коллимационной плоскости ($O\mathcal{F}x$) трубы, угловую величину их обозначим через ε .

На высоте l смещение луча в плане выразим (в абсолютных величинах) соответственно $oa = \Delta y$ и $ab = \Delta x$, а общее $ob = \Delta r$. При вращении инструмента вокруг его оси визирный луч описывает конус с окружностью (в основании) радиуса Δr .

В соответствии с этим запишем

$$\left. \begin{aligned} \Delta x &= \frac{\varepsilon l}{\rho} \\ \Delta y &= \frac{\alpha l}{\rho} \end{aligned} \right\}, \quad (\text{VIII. 1})$$

где $\rho = 2'' \cdot 10^6$.

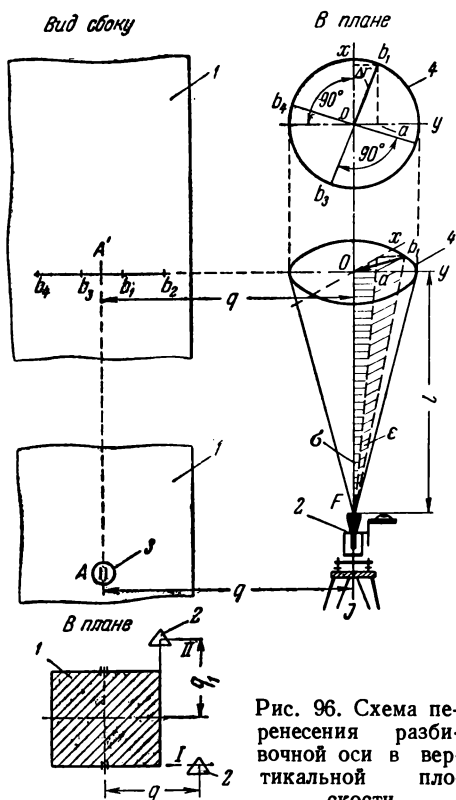


Рис. 96. Схема перенесения разбивочной оси в вертикальной плоскости

1 — колонна; 2 — теодолит; 3 — закрепление разбивочной оси на боковой поверхности колонны; 4 — основание конуса, описываемого визирным лучом

Величины Δx , Δy , ϵ , σ , Δr весьма малы, поэтому их можно принять за дифференциалы и перейти к средним квадратическим ошибкам:

$$\left. \begin{aligned} m_x &= \frac{m_\epsilon}{\rho} l \\ m_y &= \frac{m_\sigma}{\rho} l \\ m_r^2 &= m_x^2 + m_y^2 = \frac{l^2}{\rho^2} (m_\epsilon^2 + m_\sigma^2) \end{aligned} \right\}. \quad (\text{VIII. 2})$$

Здесь $m_\epsilon = \sqrt{m_{\text{МО}}^2 + m_n^2 + \frac{1}{2} m_{\text{ур}}^2}$ и $m_\sigma = \sqrt{m_k^2 + \frac{1}{2} m_{\text{ур}}^2}$, где $m_{\text{МО}}$ — коллимационная ошибка трубы, принимаемая равной m_β — средней квадратической ошибке измерения вертикального угла полным приемом; m_n — средняя квадратическая ошибка направления визирного луча, равная $m_\beta \sqrt{2}$; $m_{\text{ур}}$ — средняя квадратическая ошибка установки пузырька уровня в нульпункт, принимаемая равной $\pm 0,05\mu$ (μ — цена деления уровня).

Применительно к теодолиту Т1 можно принять $m_{\text{МО}} = m_k = m_\beta = \pm 3''$ и $m_n = 2,1''$; при этом следует закрепить консольно накладной уровень, у которого $\mu = 17 - 20''$; тогда при $l = 25$ м найдем по (VIII.2)

$$m_\epsilon = \pm 3,8'' \text{ и } m_x = \pm 0,5 \text{ мм},$$

$$m_\sigma = \pm 3,2'' \text{ и } m_y = \pm 0,4 \text{ мм}, \text{ а } m_r = \pm 0,6 \text{ мм}.$$

Если примем средние квадратические ошибки измерения и отложения отрезка q , равными $\pm 1,0$ мм, то средняя квадратическая ошибка в перенесении створной точки оси AA' на высоту 25 м будет

$$m_b = \sqrt{m_r^2 + m_{q_1}^2 + m_{q_2}^2} = \pm 1,6 \text{ мм}.$$

Створную точку переносят при перестановках алидады на 90° , при этом следят за пузырьком уровня. При четырех отложениях точек (b_1 , b_2 , b_3 , b_4), попарно и симметрично расположенных относительно оси AA' , средняя квадратическая ошибка в перенесении точки составит

$$m_A = \pm \frac{m_b}{2} = \pm 0,8 \text{ мм}$$

или в пределе

$$\text{пред. } \Delta_A = \pm 3m_A = \pm 2,4 \text{ мм}^*.$$

Перенесенные одиночные точки осей на строительном горизонте контролируют промерами между ними и увязывают результаты, а на конструкциях яркой масляной краской закрепляют окончательные данные.

* В американской практике для 30-этажного здания со стальным сварным каркасом высотой 125 м поперечное смещение ограничивалось величиной 1:300 его высоты, а в пределах одного этажа допускалось перемещение не более 12 мм [127].

Когда требуемая по расчету точность проектирования точек вверх не обеспечивается теодолитами рассмотренных конструкций, следует применять специальный центрировочно-проектировочный прибор.

§ 78. ВЫВЕРКА ВЕРТИКАЛЬНОГО ПОЛОЖЕНИЯ КОНСТРУКЦИИ

В строительстве железобетонных гидротехнических сооружений с переходом на последующие ярусы объем строительных работ постепенно уменьшается, а монтажных увеличивается. Наибольшее число измерений при разбивочных и съемочных работах приходится производить не на площадках, а на значительных высотах над ними.

Пространственное положение строительных конструкций характеризуется данными плановой и высотной связи основания конструкции с монтажными осями и реперами и величинами отклонений от проекта лицевых граней по всей высоте конструкции.

Обычно устанавливают конструкции в плане от монтажных и разбивочных осей, а по вертикали — при помощи тяжелых отвесов. Монтажные отвесы с нитью длиной свыше 12—15 м при заметном действии ветра довольно трудно привести в спокойное состояние. В пролетах между высокими частями сооружений постоянно ощущаются потоки воздуха. Затрудняет применение тяжелых отвесов сложность оборудования и приспособлений для их закрепления. Кроме того, необходимо свободное пространство для нити отвеса, тогда как в пазах имеются распорки и стяжки крепления опалубки, лестничные переходы, устройства для передвижения техперсонала вдоль монтируемых конструкций.

А. Проф. П. С. Непорожний [63] рекомендует устанавливать легкие закладные части при помощи каркасного шаблона.

Шаблон представляет собой массивную конструкцию из уголовой и арматурной стали. Назначение его состоит во временной замене вертикальных штраб в бетоне, что обеспечивает достаточную жесткость при установке закладных частей, сварке их между собой и с арматурой блоков. Перед бетонированием блоков шаблон разъединяют с закладными частями и при помощи крана удаляют из штрабы.

Для установки и регулировки шаблона в его основании имеются три винта диаметром 25 мм; на всю высоту башенной конструкции проходит и жестко приварена труба, внутри которой пропускают нить отвеса, тем самым предохраняя ее от воздействия ветра.

Б. При определении пространственного положения конструкций геодезическими способами широко применяется метод бокового нивелирования, основанный на принципе использования коллимационной плоскости зрительной трубы теодолита и применения обычных нивелирных реек с сантиметровыми делениями (рис. 97, а) или специально изготовленных малоразмерных реечек.

Перед началом работ по выверке пространственного положения конструкций тщательно поверяют теодолит и рейку [108].

Основными инструментальными ошибками являются: а) непараллельность оси цилиндрического уровня алидадного круга и оси вращения трубы, б) наклон оси вращения трубы, в) коллимационная ошибка трубы, г) неустойчивость инструмента.

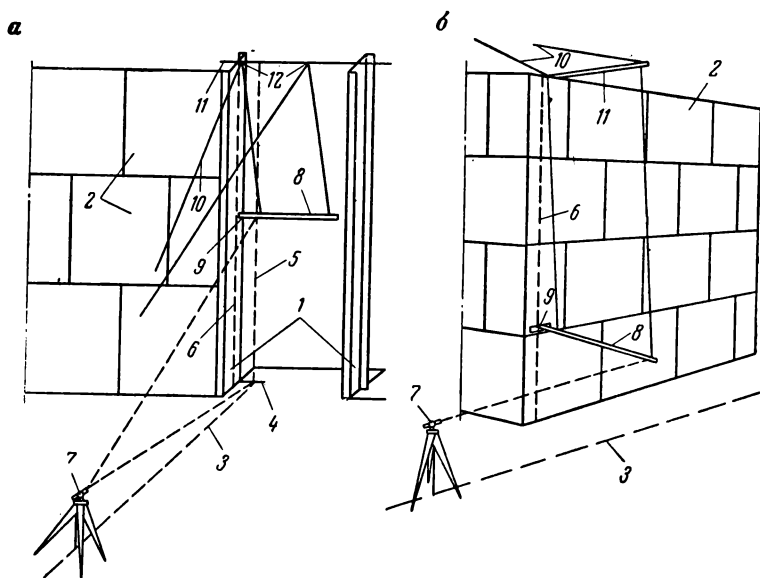


Рис. 97 Схема бокового нивелирования конструкции

1 — пазовые стальные конструкции щитовых водосливных затворов; 2 — железобетонные плиты-оболочки; 3 — монтажная ось; 4 — скоба закрепления оси; 5 — отвесная линия; 6 — линия профиля конструкции; 7 — теодолит; 8 — нивелирная рейка; 9 — пятка рейки; 10 — шнуры; 11 — перекладина; 12 — кольца на перекладине

Наклон оси вращения трубы обуславливает отклонение ее коллимационной плоскости от вертикальной. Средняя квадратическая ошибка несовмещения этих плоскостей на уровне определяемых точек конструкции

$$m_{пл} = \frac{m_{тр} h}{\rho}, \quad (\text{VIII.3})$$

где $m_{тр}$ — средняя квадратическая ошибка наклона оси вращения трубы, которую можно обеспечить, полагая $m_{тр} = m_{ур} \approx 0,1\tau$ в пределах 3—5" при применении накладного или консольно закрепленного цилиндрического уровня; h — превышение точки конструкции относительно начальной точки визирования; τ — цена деления уровня.

$$\text{При } h = 24 \text{ м } m_{пл} = \frac{5 \cdot 24 \text{ м}}{2 \cdot 10^2} = 0,6 \text{ мм.}$$

При вращении трубы вокруг горизонтальной оси вследствие наличия коллимационной ошибки трубы визирный луч описывает поверхность конуса (или однополостного гиперboloида, если визирная ось не пересекается с осью вращения трубы).

Смещение Δy луча вследствие коллимационной ошибки, подсчитываемой по формуле (II.2), при условии, что $\sigma_0 = 0^\circ$, составит

$$\Delta y = s (\sec \beta - 1) \frac{C''}{\rho''} \quad (\text{VIII.4})$$

(s — расстояние от теодолита до исследуемого профиля металлоконструкции).

Дифференцируя это выражение по переменному C'' и переходя к средним квадратическим ошибкам, получим

$$m_y = s (\sec \beta - 1) \frac{m_C''}{\rho''}. \quad (\text{VIII.5})$$

При $m_C = 10''$, $\beta = 60^\circ$, $s = 24$ м. $\rho \approx 2'' \cdot 10^5$ по (VIII.5) найдем

$$m_y = \pm 1,2 \text{ мм.}$$

Точность отсчета делений на рейке при помощи трубы теодолита определим, пользуясь формулой [93]

$$m_{b(\text{мм})} = 0,040t + \frac{0,156}{v} s.$$

При $v = 30^\times$, $s = 30$ м и $t = 10$ мм найдем

$$m_{b(\text{мм})} = 0,6 \text{ мм.}$$

Погрешности в делениях рейки обычно не превышают средней квадратической ошибки $m_d = 0,5$ мм.

Суммарную среднюю квадратическую ошибку определения одним полуприемом ординаты точки конструкции в нашем примере вычислим по формуле

$$m = \sqrt{m_{\text{пл}}^2 + m_y^2 + m_b^2 + m_d^2},$$

а после подстановки числовых значений — $m = \pm 1,6$ мм.

При двух положениях круга отклонению визирного луча от вертикали имеют различные знаки, поэтому коллимационная ошибка трубы не сказывается на результатах измерения ординат; уменьшится в $\sqrt{2}$ и влияние ошибки за негоризонтальность оси вращения трубы.

Поэтому при полном приеме наблюдений

$$m_2 = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{m_a^2}{2} + m_b^2 + m_d^2} = \frac{1}{2} \sqrt{0,18 + 0,36 + 0,25} = 0,45 \text{ мм}$$

или

$$\text{пред. } \Delta_2 = \pm 3m_2 = \pm 1,4 \text{ мм.}$$

Весьма важное условие успешного нивелирования высоких конструкций — правильная установка рейки без рабочего-верхолаза.

Нивелирную рейку подвешивают на двух тонких пеньковых шнурах, продетых в кольца, заделанные в деревянном брус, горизонтально закрепленном на вершине закладных частей. Брус совмещают с осью паза, поэтому рейка как свободно подвешенный предмет будет в одной плоскости с опорой.

Точки опоры шнуров на временной перекладине размещают несколько ближе к исследуемой поверхности, чем точки закрепления

этих же шнуров на рейке по отношению ее пятки. Во время работы рейка под действием собственного веса стремится к состоянию равновесия и прижимается пяткой к металлоконструкции. При ветре к рейке подвязывают дополнительный груз (обычно арматурное железо) или прикрепляют оттяжки из тонкого шнура. Для уменьшения вращения рейки можно увеличить ее длину, прикрепив тонкий деревянный брус, доску или арматурное железо, прибить у пятки поперечную планку.

За горизонтальным положением рейки следят в трубу теодолита и по указанию наблюдателя регулируют дополнительный натяжением одного из шнуров. Подвешенную рейку натяжением шнуров легко можно подводить к намеченным точкам, мираскрепления опалубки и самой

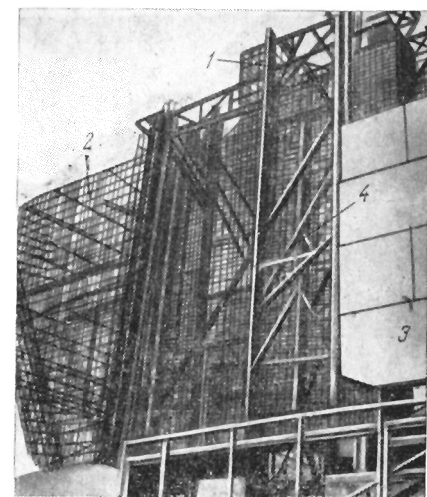


Рис. 98. Нивелирование закладных частей

1 — закладные части; 2 — армировка блока; 3 — плиты-оболочки; 4 — рейка, удерживаемая на шнурах

нуя препятствия из элементов опалубки (рис. 98), в которой делают небольшие прорезы.

При боковом нивелировании производят двойные измерения в прямом и обратном направлениях, а результаты оценивают по формулам для истинных ошибок. Разность отсчетов d не допускают больше 4 мм; за окончательный результат принимают среднее значение.

Среднюю квадратическую ошибку одного измерения вычисляют по формуле

$$m = \sqrt{\frac{[dd]}{2n}}, \quad (\text{VIII.6})$$

а ошибку среднего значения ординаты — по формуле

$$M = \frac{m}{\sqrt{2}} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{[dd]}{n}}. \quad (\text{VIII.7})$$

Метод бокового нивелирования по подвесной рейке свободен от недостатков, свойственных способу определения положения конструкции при помощи отвесов. В значительной степени упрощается процесс измерений, существенно улучшаются условия по технике безопасности, скорость профильной съемки увеличивается в несколько раз, обеспечивается возможность оценки точности измерений.

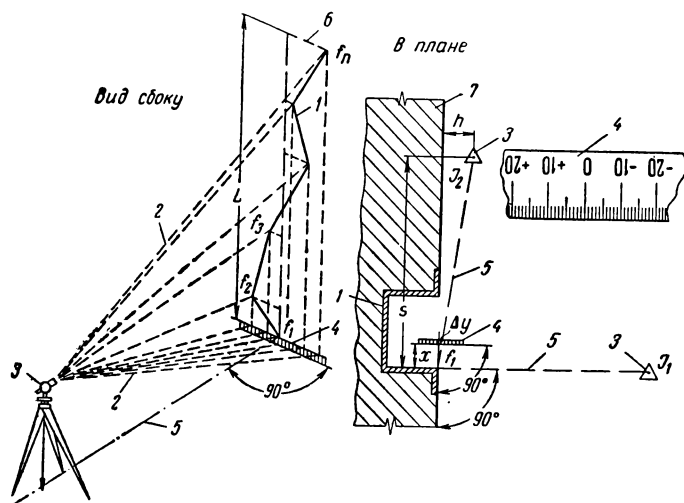


Рис. 99. Измерение отклонений точек по вертикали

1 — ребро конструкции; 2 — лучи визирования; 3 — теодолит; 4 — линейка; 5 — направление начального визирования; 6 — ординаты; 7 — блок сооружения

2. Положение открытых граней закладных частей можно выверять также методом проектирования выступающих точек на нижнюю площадку и измерением отклонений от монтажных осей (рис. 99).

В первом положении теодолита J_1 ось инструмента и коллимационную плоскость зрительной трубы совмещают со створом монтажной оси; во-втором — устанавливают примерно в перпендикулярной плоскости. Последовательно визируя на точки $f_1, f_2, \dots, f_n$ конструкции, наклоном трубы проектируют их на линейку и берут отсчеты.

Поправку в отсчеты при втором положении теодолита находят по формуле

$$\Delta y = \frac{h}{s} x, \quad (\text{VIII.8})$$

где h — смещение теодолита от поперечной вертикальной плоскости конструкции; s — горизонтальное расстояние до определяемой точки; x — расстояние от конструкции до реечки.

3. Выверку открытых ребер инженерных конструкций можно с большой эффективностью осуществить при помощи оптического ординатомера, изготовленного по идее и конструкции автора (авторское свидетельство [25]) в виде насадки (рис. 100) на объектив теодолита.

Конструкция оптического ординатомера основана на принципе использования прозрачной стеклянной плоскопараллельной пластинки.

Смещение луча по выходе из пластинки составит

$$\Delta = a \sin \alpha \left(1 - \frac{\cos \alpha}{\sqrt{\eta^2 - \sin^2 \alpha}} \right), \quad (\text{VIII.9})$$

где a — толщина пластинки; α — угол падения светового луча на плоскость пластинки; η — коэффициент преломления луча в пластинке.

Предельная величина угла α ограничивается размерами прибора, так как

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{D}{a}, \quad (\text{VIII.10})$$

где D — длина и a — толщина пластинки.

Если положить $D = 50$ мм, $a = 25$ мм, то $\alpha = 63^\circ 5'$.

При этих значениях и $\eta = 1,52$ по формуле (VIII.9) найдем

$$\Delta \approx 14,2 \text{ мм.}$$

С поворотом пластинки на такой же угол в другую сторону от первоначального направления световой луч соответственно сместится на столько же, а в общем смещение луча составит 28,4 мм.

При помощи насадки производили выверку разнообразных конструкций из металла, железобетона, дерева и кирпичной кладки. Грани конструкций с изломами, большими 28 мм, делили на зоны и измерения вели в каждой из них. Производственные испытания образца оптического ординатомера дали хорошие результаты.

§ 79. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРОСТРАНСТВЕННОГО ПОЛОЖЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ

Пространственное положение колонн и других вертикальных конструкций можно определить двумя теодолитами. При этом нет необходимости отмечать в натуре контрольные точки. Положение

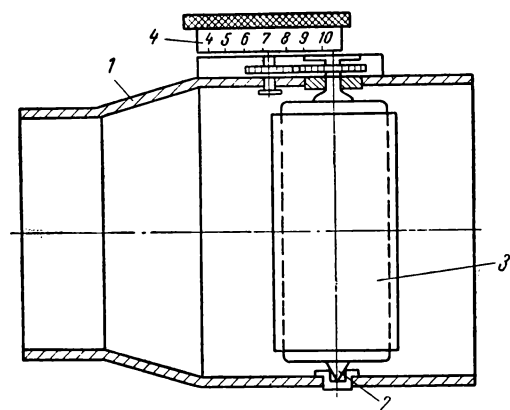


Рис. 100. Оптический ординатор

1 — оправа; 2 — вертикальная ось; 3 — стеклянная плоскопараллельная пластинка; 4 — отсчетное приспособление

их на конструкции устанавливают путем визирования трубой теодолита, наклоняемой последовательно на вычисленные вертикальные углы.

Углы наклона визирования θ_i с данной станции теодолита (рис. 101) при определении положения контрольных точек определяют из равенства

$$\operatorname{tg} \theta_i = \frac{d_i}{L} (\operatorname{tg} \sigma_2 - \operatorname{tg} \sigma_1) + \operatorname{tg} \sigma_1, \quad (\text{VIII.11})$$

где d — расстояние от точки A до точки f_i (f_i — порядковый номер контрольной точки на конструкции); L — длина выверяемой части конструкции; σ_1, σ_2 — углы визирования на начальную и конечную точки конструкции. Обычно высота конструкции L известна. Тогда горизонтальное расстояние от инструмента до конструкции можно вычислить по формуле

$$s = \frac{L}{\operatorname{tg} \sigma_2 - \operatorname{tg} \sigma_1}. \quad (\text{VIII.12})$$

Для точного определения высоты конструкции, если нельзя непосредственно измерить расстояние от инструмента до точки f_i , решают задачу прямой угловой засечки с измерением базиса DE (расстояние между точками стоянки инструмента) и углов β_1, β_2 .

Наклонные и непрямолинейные ребра конструкции могут быть обнаружены путем проектирования контрольных точек на уровень видимого основания и измерения ординаты. Можно также по углу α поворота коллимационной плоскости трубы и горизонтальному расстоянию s от инструмента J_1 или J_2 до точки A конструкции величину ординаты вычислить по формуле (III.21)

$$q = \frac{s\alpha}{\rho}, \quad (\text{VIII.13})$$

где $\rho \cong 2'' \cdot 10^5$.

Среднюю квадратическую ошибку определения ординаты получим по формуле

$$m_q^2 = \left(s \frac{m_\alpha}{\rho}\right)^2 + \left(m_s \frac{\alpha}{\rho}\right)^2, \quad (\text{VIII.14})$$

где m_α — средняя квадратическая ошибка измерения угла; m_s — средняя квадратическая ошибка измерения (определения) расстояния до конструкции.

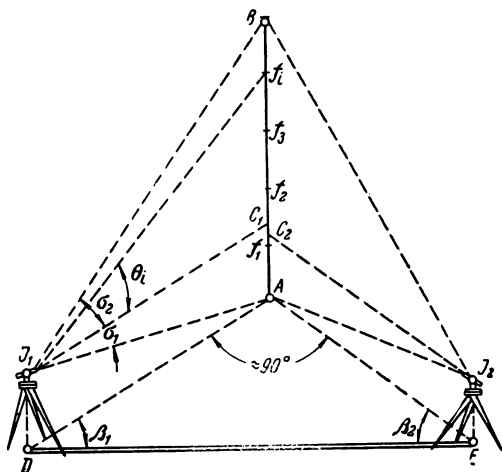


Рис. 101. Определение положения точек конструкции

Вторым членом правой части формулы (при малой ошибке в определении расстояния и небольших отклонениях контрольных точек конструкции от вертикали) можно пренебречь, тогда

$$m_q = s \frac{m_a}{\rho}. \quad (\text{VIII.15})$$

При $m_a = \pm 5''$ на расстоянии $s = 35$ м ошибка в определении ординаты может достигать величины $m_q = \pm 0,8$ мм или в пределе $2m_q = \pm 1,6$ мм.

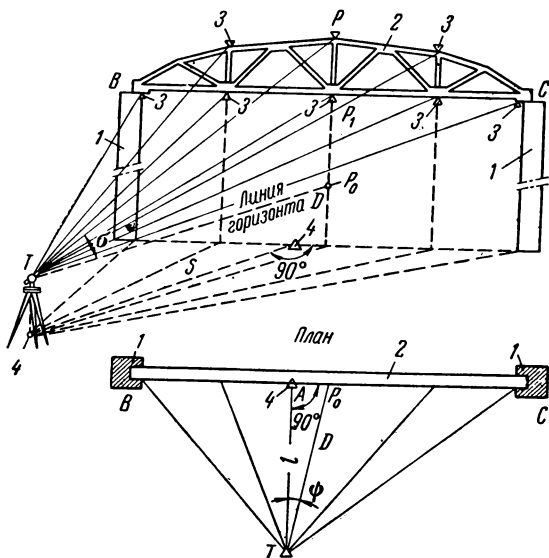


Рис. 102. Определение пространственного положения точек фермы
1 — колонны; 2 — ферма; 3 — контрольные точки; 4 — точки установки теодолита

По ординатам соответствующих точек во взаимно перпендикулярных вертикальных плоскостях могут быть построены профили и план отклонения ребра или грани конструкции от проектного положения.

Геометрические данные о высоко расположенных конструкциях, например ферм, также можно получить геодезическими измерениями с земли. Прямолинейность нижнего ребра фермы можно определить путем измерения отклонений контрольных точек конструкции от ориентированной коллимационной плоскости трубы теодолита. На практике эту плоскость совмещают с точками ребра конструкции на опорах (способом установки теодолита в створе линии); при этом теодолит должен быть снабжен зенитной насадкой на окуляр трубы.

Затем по перпендикуляру к створу откладывают отрезок (базис) для определения положения точек конструкции в пространстве (рис. 102).

Высота точки P конструкции относительно горизонта инструмента определится косвенно по отложенному базису l и измеренным углам ψ и σ .

Из прямоугольного треугольника P_0AT (в горизонтальной плоскости высоты инструмента) гипотенуза $TP_0 = D$ определится по формуле

$$D = \frac{l}{\sin(A + \psi)} \sin A. \quad (\text{VIII. 16})$$

Из прямоугольного треугольника PP_0T в вертикальной плоскости (коллимационной плоскости трубы теодолита) можно найти $PP_0 = h = D \operatorname{tg} \sigma$ или с учетом (VIII.16)

$$h = \frac{l}{\sin(A + \psi)} \sin A \operatorname{tg} \sigma. \quad (\text{VIII.17})$$

При $A = 90^\circ$

$$h = \frac{l}{\cos \psi} \operatorname{tg} \sigma. \quad (\text{VIII.18})$$

Согласно способу наименьших квадратов выразим относительную ошибку измерения высоты точки конструкции, пользуясь формулой (VIII.17) и принимая во внимание, что угол $A = 90^\circ$,

$$\left(\frac{m_h}{h}\right)^2 = \left(\frac{m_l}{l}\right)^2 = \left(\frac{D}{h} \cdot \frac{1}{\cos^2 \sigma}\right)^2 \frac{m_\sigma^2}{\rho^2} + \operatorname{tg}^2 \psi \frac{m_\psi^2}{\rho^2} + \operatorname{tg}^2 \psi \frac{m_A^2}{\rho^2}, \quad (\text{VIII.19})$$

но

$$m_l^2 = m_{l_0}^2 + m_q^2,$$

поэтому

$$\left(\frac{m_h}{h}\right)^2 = \frac{m_{l_0}^2 + m_q^2}{l^2} + \left(\frac{D}{h} \cdot \frac{1}{\cos^2 \sigma}\right)^2 \frac{m_\sigma^2}{\rho^2} + \operatorname{tg}^2 \psi \frac{m_\psi^2}{\rho^2} + \operatorname{tg}^2 \psi \frac{m_A^2}{\rho^2}, \quad (\text{VIII.20})$$

где m_h — средняя квадратическая ошибка определения величины превышения данной точки над горизонтом инструмента; m_{l_0} — средняя квадратическая ошибка отложения линейного базиса AT ; m_q — средняя квадратическая ошибка измерения ординаты отклонения данной точки от створа AC ; m_ψ , m_A — средние квадратические ошибки измерения угла ψ и построения угла A .

§ 80. НИВЕЛИРОВАНИЕ «КРУТОПАДАЮЩИХ» КРИВОЛИНЕЙНЫХ ПОВЕРХНОСТЕЙ СООРУЖЕНИЙ

Для возведения блоков водослива бетонной плотины специально изготавливают щитовую опалубку криволинейной формы.

О соблюдении проектных очертаний поверхности водослива судят по результатам геодезической съемки.

В производственной практике ввиду большой крутизны водослива не представляется возможным производить непосредственные измерения на его поверхности. По условиям техники безопасности для производства исполнительной съемки необходимо возводить сложные устройства.

Водосливная поверхность в вертикальном разрезе по оси пролета представляет собой в средней части сопряжение прямой *bc* с параболой *ab* вверх и дугой *cd* вниз (рис. 103).

В створах, намеченных параллельно оси плотины, устанавливают теодолит ТТ-50 (рис. 103), оснащенный насадками на объектив и окуляр зрительной трубы, преломляющими визирный луч на 90°, и оптическим центриром. Теодолит приводят в рабочее положение, а трубой визируют на противоположную крайнюю точку поперечника.

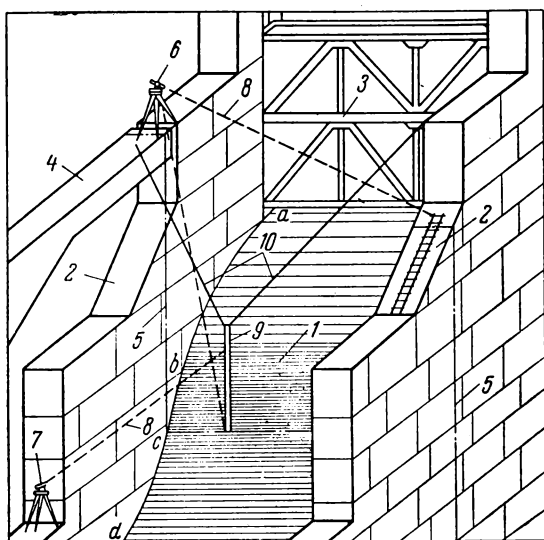


Рис. 103. Нивелирование криволинейной поверхности водосливной плотины

1 — водосливная поверхность; 2 — бычки плотины; 3 — щитовой затвор; 4 — ригель опоры моста; 5 — ось сооружений; 6 — теодолит; 7 — нивелир; 8 — лучи визирования; 9 — нивелирная рейка; 10 — оттяжки шнуровые

К точке поверхности водослива с помощью двух шнуров подводят в наблюдаемый створ трехметровую нивелирную рейку.

Рейка под действием собственного веса занимает вертикальное положение.

При заметном боковом давлении ветра к рейке привязывают груз, при помощи которого действие силы ветра ограничивается.

Нивелир устанавливают в разных местах частей сооружений.

Результаты съемки бетонной поверхности контролируют на месте, причем разность в отметках из двукратного нивелирования практически не превышает 10 мм.

§ 81. ВЫВЕРКА ПОЛОЖЕНИЯ СТАТОРА ГИДРОАГРЕГАТА

Сборку и установку металлоконструкций агрегата ведут по заводским монтажным рискам, которые совмещают с вынесенными и закрепленными на блоках монтажными осями. На монтажной площадке производят точную выверку над кратером взаимной перпендикулярности продольной и поперечной монтажных осей агрегата, применяя способ линейной засечки. Створные риски,

обозначающие положение осей агрегатов на металлических скобах, пересекают тонкими поперечными рисками. Принимают направление AB продольной оси агрегата (рис. 104) за правильное и проверяют положение точек C и D поперечной оси.

Двумя стальными рулетками точно измеряют расстояния l_1 и l_2 от точек продольной оси до одной из точек (например, D) поперечной оси. По другую сторону продольной оси описывают дуги радиусами, равными измеренным отрезкам.

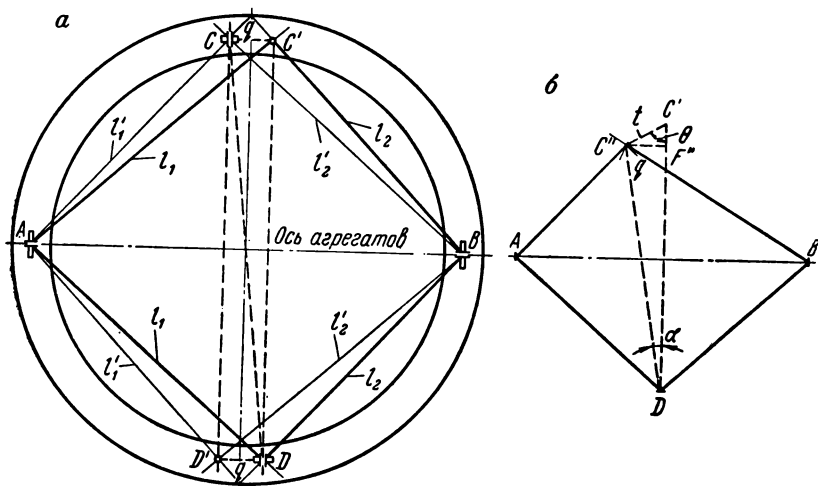


Рис. 104. Выверка положения монтажных осей агрегата

Вследствие неизбежных погрешностей измерения и отложения отрезков AD и BD можно определить вместо верной точки C' точку C'' , смещенную на величину t под углом Θ к истинному перпендикуляру DC' (рис. 104, б).

Ошибка m_t положения точки, определяемая линейной засечкой, согласно (IV.43) будет

$$m_t = \frac{1}{\sin \gamma} \sqrt{m_{AC'}^2 + m_{BC'}^2}, \quad (\text{VIII.21})$$

где

$$m_{AC'}^2 = m_{AD}^2 + (m'_{AC'})^2 \text{ и } m_{BC'}^2 = m_{BD}^2 + (m'_{BC'})^2;$$

γ — угол при определяемой точке.

Полагая равными погрешности измерения и отложения всех отрезков, т. е.

$$m_{AD} = m_{BD} = m'_{AC'} = m'_{BC'} = m_t, \text{ а } \sin \gamma = 1,$$

из (VIII.21) получим

$$m_t = \sqrt{2} m_t. \quad (\text{VIII.22})$$

После подстановки (VIII.22) в (III.40) найдем

$$m_a = \rho \frac{m_l}{s} = \rho \frac{m_l}{\sqrt{2}l}. \quad (\text{VIII.23})$$

При тщательном выполнении работ ошибки совмещения штрихов и отсчетов по рулетке можно принять равными, тогда при $m_l = \pm 0,3$ мм из одного приема по (VIII.23) получим

$$m_t = \sqrt{2} \cdot 0,3 = \pm 0,4 \text{ мм.}$$

Так как контрольные измерения производят не менее чем четырьмя приемами, то

$$m_t = \frac{m_l}{\sqrt{4}} \approx 0,2 \text{ мм,}$$

а предельная

$$M = 3m_t = \pm 0,6 \text{ мм.}$$

Отклонение второй точки от створа, проходящего через первую точку перпендикулярно продольной оси агрегата, техническими условиями допускается на $\pm 1,0$ мм.

На рабочий репер допускается передавать отметку с погрешностью не более ± 3 мм. Но приведение точек верхнего кольца направляющего аппарата к заданной плоскости не должно превышать ошибки $\pm 0,2$ мм.

При монтаже агрегатов Горьковской и затем Волгоградской ГЭС передачу отметки с плиты здания на уровень верхнего кольца-статора выполняли двумя нивелирами НА-1, двумя инварными рейками и стальной рулеткой.

Среднюю квадратическую ошибку передачи отметки вычисляли по формуле

$$m_h^2 = 4m_0^2 + 2m_k^2 + m_p^2, \quad (\text{VIII.24})$$

где m_0 — средние квадратические ошибки отсчетов по рулетке и рейкам на плите здания ГЭС и на опорном конусе, принимаемые равными $\pm 0,2$ мм; m_k — средние квадратические ошибки компарирования реек (менее $\pm 0,15$ мм); m_p — средняя квадратическая ошибка компарирования рулетки (менее $\pm 0,3$ мм).

Средняя квадратическая ошибка однократного определения превышения $m_h = \pm 0,5$ мм. При трехкратном определении, согласно (III.80),

$$m_{h_s}^2 = \frac{4}{3} m_0^2 + 2m_k^2 + m_p^2 \quad (\text{VIII.25})$$

или после подстановки принятых числовых значений

$$m_{h_s} = \pm 0,4 \text{ мм,}$$

а в пределе

$$\text{пред. } \Delta h = 2m_{h_s} = \pm 0,8 \text{ мм.}$$

Нивелир НА-1 устанавливали на специально изготовленной опоре — столике строго в центре кольца (рис. 105), а металлическую линейку (с миллиметровыми делениями), закрепленную на штангенрейсмусе, — на поверхности статора.

Ошибка отсчета по металлической линейке в основном складывается из ошибки наведения биссектора на штрих m_1 и ошибки измерения величины смещения биссектора m_2 [140]

$$m = \sqrt{m_1^2 + m_2^2}, \quad (\text{VIII.26})$$

где $m_1 = \pm \frac{10''}{v} \frac{s}{\rho}$ (v — увеличение трубы нивелира, s — длина визирного луча); $m_2 = nm_6$ (n — число делений барабана при наибольшем смещении, равное 50, m_6 — средняя квадратическая ошибка цены деления отсчетного барабана, не превышающая 0,001 мм).

Пользуясь нивелиром НА-1 с увеличением $v = 44\times$, согласно формуле (VIII.26) получим ошибку в отсчете по линейке, установленной на расстоянии $s = 6,0$ м,

$$m = \pm 0,05 \text{ мм.}$$

Ошибка превышения между двумя точками

$$m_h = m \sqrt{2} = \pm 0,07 \text{ мм.}$$

При четырех приемах нивелирования

$$m_{\bar{h}} = \frac{m_h}{\sqrt{4}} = \pm 0,035 \text{ мм}$$

или

$$\text{пред. } \Delta h_3 = \pm 3m_{\bar{h}} = \pm 0,10 \text{ мм.}$$

Один цикл нивелирования 16 точек по окружности выполняли за 10—12 мин. Заключительные операции по монтажу статора производили при участии инженера-геодезиста, постоянно корректировавшего величину подъема или опускания отдельных частей устанавливаемой конструкции. Результаты нивелирования конструкции статора с оценкой их точности заносили в специальный формуляр, прилагавшийся затем к акту приемочной комиссии.

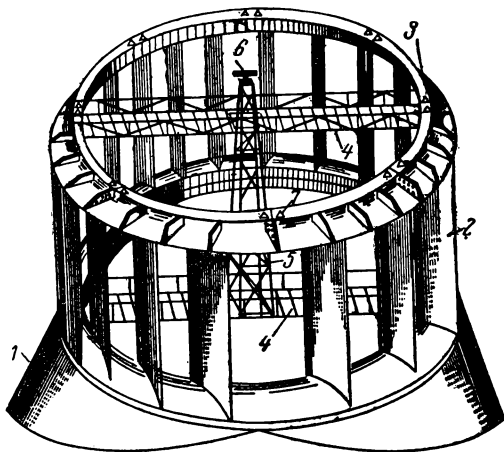


Рис. 105. Нивелирование точек статора
1 — бетонный опорный конус; 2 — стальная опорная конструкция статора; 3 — верхнее кольцо направляющего аппарата; 4 — инвентарные мостики через кратер; 5 — пирамида со столиком; 6 — нивелир; 7 — точки нивелирования

§ 82. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ ИЗМЕРЕНИЯ ПРИ ВЫВЕРКЕ КРАНОВ

На строительствах крупных инженерных сооружений и в корпусах промышленных предприятий применяют крановый тип транспорта.

1. К виду подобного транспорта относятся кабельные краны, широко применяемые на строительствах гидротехнических сооружений.

Во время строительства и эксплуатации кабельных кранов выполняют геодезические работы при разбивках и периодических определениях положения конструкций и ездовых путей.

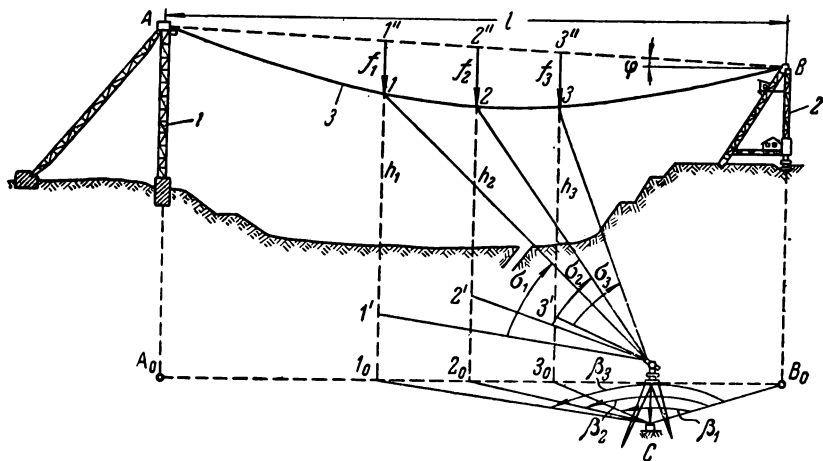


Рис. 106. Кабельный кран

1 и 2 — неподвижная и подвижная опоры; 3 — несущий трое

Надежность функционирования кабель-кранов в течение круглого года зависит от степени соблюдения всех технических допусков при монтажных и строительных работах. Неправильные данные проверки геометрического положения основных узлов кабельных кранов могут привести к неудовлетворительному качеству монтажа крана.

Необходимость своевременного выяснения геометрического положения элементов кабель-крана обуславливается ходом его монтажа. Геодезист несет ответственность за получение правильного определения величины обреза остаточной части несущего троса и окончательной заделки его концов на опорах, а также за систематическую проверку положения кабель-крана в период его эксплуатации.

Как известно, натяжение и вес каната определяют его провес. Поэтому, зная величину натяжения каната и данные о самом канате, можно вычислить стрелу провеса и, наоборот, по измеренной стреле провеса установить натяжение каната монтируемого или эксплуатируемого кабель-крана (рис. 106). Считают [82], что

канат имеет равномерно распределенную и сосредоточенную нагрузку, и таким образом приводят к аналогии балки на двух опорах.

Величину стрелы провеса в любой точке каната (под влиянием собственного веса) вычисляют по формуле

$$f'_b = \frac{gb(l-b)}{2H \cos \varphi}, \quad (\text{VIII.27})$$

где H — горизонтальная составляющая натяжения каната; g — вес погонного метра каната; l — длина пролета; b — расстояние от опоры до точки каната (по горизонтали); φ — угол наклона прямой, соединяющей точки закрепления концов каната, к горизонту.

Максимальный провес каната при малом значении φ соответствует середине пролета, т. е. при $b = \frac{l}{2}$,

$$f'_{\max} = \frac{gl^2}{8H \cos \varphi}. \quad (\text{VIII.28})$$

Отношение стрелы провеса f'_b в любой точке каната к максимальной стреле провеса $f'_{\max}$ будет

$$\frac{f'_b}{f'_{\max}} = 4 \frac{b}{l} \left(1 - \frac{b}{l}\right). \quad (\text{VIII.29})$$

Стрелу провеса каната под нагрузкой определяют по формуле

$$f_b = f'_b + f''_b, \quad (\text{VIII.30})$$

где $f''_b = \frac{Qb(l-b)}{Hl}$ — дополнительный провес, вызванныйдвигающимся по канату грузом.

С учетом формулы (VIII.27) будет

$$f_b = \frac{gb(l-b)}{2H \cos \varphi} + \frac{Qb(l-b)}{Hl}. \quad (\text{VIII.31})$$

Наибольший провес каната ввиду малого значения угла φ при приложении груза также будет в середине пролета

$$f_{\max} = \frac{l^2}{8H} \left(\frac{g}{\cos \varphi} + \frac{2Q}{l} \right). \quad (\text{VIII.32})$$

Разделив (VIII.31) на (VIII.32), получим формулу, аналогичную (VIII.29)

$$\frac{f_b}{f_{\max}} = 4 \frac{b}{l} \left(1 - \frac{b}{l}\right)^*. \quad (\text{VIII.33})$$

В формулах (VIII.29) и (VIII.33) требуются лишь геометрические размеры стрелы провеса, длины пролета и расстояние от текущей определяемой точки троса до одной из опор крана.

* При наличии тележки в пролете формула представляет отношение провесов под тележкой для двух ее положений.

Расчетные данные получают в результате выполнения геодезических измерений. Определяют координаты точек A, B подвеса троса и точки C установки теодолита. Затем строят заданные горизонтальные углы β , измеряют вертикальные углы σ визирования на точки троса. По теореме синусов вычисляют горизонтальные расстояния от инструмента до наблюдаемых точек троса, а из тригонометрического нивелирования находят превышения h .

Стрелу провеса определяют как разность отметок точки троса и соответствующей ей по вертикали точки на прямой AB . Таким образом представляется возможность определять в любой точке стрелу f'_b провеса от веса каната или провода без нагрузки и с дополнительной нагрузкой (сосредоточенной или в результате образования наледи) f''_b , вычислить значения максимальной стрелы провеса соответственно $f'_{\max}$ и $f''_{\max}$. По найденным величинам стрел провеса в нескольких точках каната или провода вычисляют значение максимальной стрелы провеса. По сходимости результатов судят о верности измерений, а также оценивают точность результата измерений.

Из нескольких полученных значений максимальной стрелы провеса находят весовое среднее

$$f_{\overline{\max}} = \frac{[f_m p]}{[p]}, \quad (\text{VIII.34})$$

где $p = \frac{1}{m_i^2}$ — вес вычисленной максимальной стрелы провеса (i изменяется последовательно от 1 до n), принимаемый равным весу определения стрелы провеса, т. е. $m_i = m_{f_i}$.

Для оценки точности вычисления максимальной стрелы провеса троса находят отклонения каждого результата максимальной стрелы провеса от весового среднего

$$v_i = f_{m_i} - f_{\overline{\max}}. \quad (\text{VIII.35})$$

Среднюю квадратическую ошибку единицы веса подсчитывают по формуле

$$\mu = \sqrt{\frac{[p v v]}{n - 1}}, \quad (\text{VIII.36})$$

а среднюю квадратическую ошибку общего арифметического среднего — по формуле

$$M = \frac{\mu}{\sqrt{[p]}}. \quad (\text{VIII.37})$$

Среднюю квадратическую ошибку m_i измерения, имеющего вес p_i , находят по формуле

$$m_i = \frac{\mu}{\sqrt{p_i}}. \quad (\text{VIII.38})$$

Определение стрелы троса с дополнительным сосредоточенным весом тележки и груза выполняют в той же последовательности, как и при отсутствии сосредоточенного груза.

Для нормального перемещения подвижных опор по путям головки рельсов должны располагаться строго по концентрическим окружностям заданных радиусов. Положение путей по высоте также строго регламентируется с целью исключения перекосов и деформаций элементов конструкции опоры.

Детальную кривую путей целесообразно разбивать способом прямоугольных координат от касательных или хорд в зависимости от строительной обстановки. Расстояния между точками осей по радиальным направлениям необходимо контролировать непосредственными промерами с относительной средней квадратической ошибкой порядка 1:5000.

В качестве знаков крепления оси пути на практике применяют стержень арматуры диаметром 40 мм и длиной примерно 1300 мм; на расстоянии 500 мм от верхнего среза стержня электросваркой приваривают накрест два куска арматуры диаметром 20 мм, длиной примерно 400 мм.

Несмотря на осадку полотна и последующие подъемы при рихтовке путей, разбивочные знаки приведенной конструкции практически не меняют своего положения в плане.

Для быстрой проверки планово-высотного положения путей на хордах или касательных к кривой устанавливают дублирующие знаки.

Для определения наклона путей специально изготавливают шаблон, который центрируют над закрепленной точкой оси пути и прикладывают по нормали к головкам рельсов. На шаблоне укрепляют два плотничьих уровня: по одному устанавливают шаблон при проверке горизонтального, по другому — при выверке наклонного пути.

2. Крановые подъемно-транспортные конструкции на опорах, устанавливаемые в зданиях ГЭС и цехах промышленных предприятий, монтируют с допусками [70]. Соблюдение допусков периодически проверяют. Особые осложнения при выверке пространственного положения подкрановых путей вызваны труднодоступностью для непосредственных измерений. Поэтому, исходя из сложившейся обстановки, применяют различные способы непосредственных измерений и косвенного определения размеров элементов, характеризующих положение путей [16]. Наиболее просто выполняют измерения, если имеется возможность непосредственно прикладывать к головкам рельсов мерный прибор.

Определяют прямолинейность, параллельность и горизонтальность головок подкрановых путей и расстояние между ними.

При выверке планового положения путей широко применяют метод бокового нивелирования, а также измерения по рулетке расстояний от выбранного створа до осей рельсов подкрановых путей.

На практике эффективное применение находит закрепление редуцированным знаком высотных и плановых данных для монтажа подкрановых путей. При монтаже и затем во время эксплуатации подкрановых путей целесообразно размещать на боковых поверхностях колонн выносные точки осей и отметок закреплением масляной краской или пристрелкой металлических пластин-марок с нанесением на них крестообразной риски. В плане выносную точку размещают на расстоянии, кратном 100 мм, по высоте — на 20—30 мм над проектным горизонтом головки рельсов.

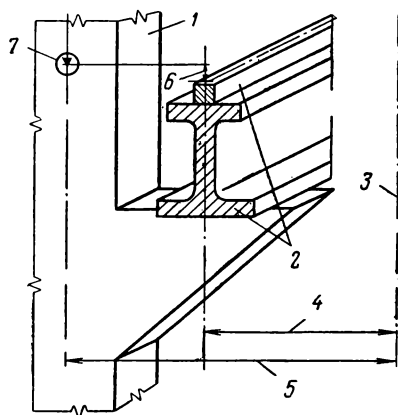


Рис. 107. Закрепление постоянной контрольной плано-высотной сети

1 — колонна; 2 — подкрановая балка и рельс; 3 — ось пролета; 4, 5 — разбивочная и выносная оси; 6 — расстояние от горизонта; 7 — знак КПВС

Колонны на уровне подкрановых путей практически неподвижны. Нанесенные на них обозначения различных точек (рис. 107) должны строго соответствовать проектному положению, они будут служить постоянной контрольной плано-высотной сетью (КПВС) как при монтаже, так и во время эксплуатации крана.

Такая плано-высотная сеть позволяет существенно ускорить выверку конструкции подкранового пути, производить измерения без особой подготовки рабочих мест. Подкрановые пути могут выверять как без нагрузки, так и с нагрузкой крана и дополнительного груза, т. е. в моменты

различных факторов воздействия усилий на положение конструкции.

При выверке положения конструкции исключаются вспомогательные измерения для косвенного определения необходимых размеров. От точек постоянной сети сразу измеряют величины, характеризующие геометрическое положение конструкции, и определяют отклонения от норм, принятых для эксплуатации крана.

Если во время эксплуатации сооружения возможна осадка фундаментов колонн, то ее величину определяют нивелированием контрольных точек, закрепленных на колоннах.

По результатам инструментальных измерений составляют совмещенные профили — положения точек по вертикали от общего горизонта и их уклонов в плане от общего створа. На графиках затем наносят выравнивающие линии, по которым выполняют рихтовку головок рельсов.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бобков А. С. Основы строительства промышленных зданий и сооружений химической промышленности. М., «Высшая школа», 1965. 264 с.
2. Большаков В. Д. Результаты положения точной полигонометрии малым топографическим светодальномером. М., 1964. 28 с.
3. Большаков В. Д. Теория ошибок наблюдений с основами теории вероятностей. М., «Недра», 1965. 184 с.
4. Большаков В. Д., Лебедев Н. Н. и др. Высокоточные геодезические измерения для строительства и монтажа Большого Серпуховского ускорителя. М., «Недра», 1968. 304 с.
5. Брайт П. И. Геодезические методы измерения деформаций оснований и сооружений. М., «Недра», 1965. 298 с.
6. Бронштейн Г. С., Гречишкин В. У. Разбивка строительной геодезической сетки. М., Геоиздат, 1960. 71 с.
7. Видуев Н. Г., Кондра Г. С. Дисперсионный анализ в теории и практике геодезических измерений. М., «Недра», 1968. 104 с.
8. Видуев Н. Г. и др. Основы геодезических разбивочных работ. 2-е изд. Киев, Гос. изд-во лит. по стр. и архит. УССР, 1960. 470 с.
9. Видуев Н. Г. и др. Геодезические измерения при установке машин и оборудования. М., «Недра», 1967. 168 с.
10. Возведение каркасных жилых и общественных зданий. Под ред. М. Я. Егнуса. М., Стройиздат, 1972. 294 с.
11. Гайдаев П. А., Большаков В. Д. Теория математической обработки геодезических измерений. М., «Недра», 1969. 400 с.
12. Гайдаев П. А. Уравнивание геодезических сетей 3 и 4 класса. М., «Недра», 1965. 162 с.
13. Ганьшин В. Н., Купчинов И. И. и др. Инженерная геодезия. Под редакцией проф. А. С. Хренова. М., «Недра», 1968. 360 с.
14. Ганьшин В. Н., Коськов Б. И., Хренов Л. С. Справочное руководство по крупномасштабным съемкам. М., «Недра», 1969. 208 с.
15. Ганьшин В. Н., Ларина Т. А., Кудряков В. М. Съемка и обследование подземных инженерных сетей на действующих промышленных предприятиях и площадках. М., «Недра», 1971. 89 с.
16. Ганьшин В. Н., Репалов И. М. Геодезические работы при строительстве и эксплуатации подкрановых путей. М., «Недра», 1972. 110 с.
17. Гержула Б. И. Геодезия в промышленном и жилищно-гражданском строительстве. М., Госгеолтехиздат, 1963. 240 с.
18. Гинко С. С. Основы гидротехники. М., Гидрометеониздат, 1958. 363 с.
19. Глотов Г. Ф. Геодезические работы при крупном гидростроительстве, М., ГУГК, 1930. 189 с.

20. Глотов Г. Ф. Курс инженерной геодезии. М., «Недра», 1972. 169 с.
21. Гордеев А. В., Шарупич С. Г. Уравновешивание геодезических сетей. М., Геодезиздат, 1961. 324 с.
22. Гришин М. М. Гидротехнические сооружения. М., «Энергия», 1968. 343 с.
23. Гусев Н. А. Маркшейдерско-геодезические инструменты и приборы. М., «Недра», 1968. 318 с.
24. Даниленко Т. С. Связь с геодезическими пунктами, закрепленными на сооружениях. М., «Недра», 1969. 102 с.
25. Даниленко Т. С. Геодезическое обеспечение монтажных работ. М., «Недра», 1971. 123 с.
26. Данилов В. В. Точная полигонометрия. М., Геодезиздат, 1946. 256 с.
27. Деймлик Ф. Геодезическое инструментоведение. М., «Недра», 1971.
28. Дурнев А. И. Новая система построения геодезических сетей. М., Геодезиздат, 1954. 249 с.
29. Захаров А. И. Новые теодолиты и оптические дальномеры. М., «Недра», 1970. 232 с.
30. Зенцов А. С. Геодезия при строительстве крупных гидроэлектростанций и их туннелей. М., Госгеолтехиздат, 1963. 224 с.
31. Зенцов А. С. Высокоточный способ проверки нивелиром горизонтальности при монтаже крупных гидроагрегатов. М., Госэнергоиздат, 1956. 40 с.
32. Зубрицкий И. В. Городские геодезические сети из четырехугольников без диагоналей. Труды БСХА, т. XXII, 1956, с. 56—64.
33. Инструкция по составлению проектов планировки и застройки городов СН 345-66. М., Госстрой СССР, 1966. 32 с.
34. Инструкция по топографо-геодезическим работам при инженерных изысканиях для промышленного, сельскохозяйственного, городского и поселкового строительства СН-212-73.
35. Инструкция по инженерным изысканиям для линейного строительства СН-234-62. М., Госстройиздат, 1963. 36 с.
36. Инструкция о построении государственной геодезической сети СССР. М., «Недра», 1966. 142 с.
37. Инструкция по нивелированию I, II, III и IV классов. М., «Недра», 1966. 120 с.
38. Инструкция по вычислению нивелировок. М., «Недра», 1971. 108 с.
39. Инструкция по составу и объему изысканий для гидроэнергетического строительства (И-34-61), ч. I. М.—Л., Госэнергоиздат, 1962. 47 с.
40. Кандалов И. И. Организация строительства гидроэлектростанций. М.—Л., Госэнергоиздат, 1960. 195 с.
41. Кандалов И. И. Технология производства основных работ при возведении гидроэнергоузлов. М.—Л., «Энергия», 1964. 343 с.
42. Кемниц Ю. В. Теория ошибок измерений. М., «Недра», 1967. 175 с.
43. Кондрашков А. В. Электрооптические и радиогеодезические измерения. М., «Недра», 1972. 344 с.
44. Коськов Б. И. Городская полигонометрия. М., Геодезиздат, 1962. 239 с.
45. Коськов Б. И. Справочное руководство по съемке городов. М., «Недра», 1968. 240 с.

46. Красовский Ф. Н., Данилов В. В. Руководство по высшей геодезии, ч. I. Редбюро ГУГСК НКВД СССР, вып. 1, 1938, 419 с.; вып. 2, 1939, 411 с.
47. Кузин Н. А., Лебедев Н. Н. Практическое руководство по городской и инженерной полигонометрии. М., Геодезиздат, 1954. 479 с.
48. Кузнецов Г. И. Геодезические работы при проектировании и строительстве гидротехнических сооружений. М., Геодезиздат, 1960. 246 с.
49. Купчинов И. И., Лебедев С. М. Геодезия при крупном промышленном строительстве. М., «Недра», 1965. 300 с.
50. Ларченко Е. Г. Пятизначные таблицы для решения геодезических задач. Гостеолтехиздат, 1963. 83 с.
51. Лебедев Н. Н. Курс инженерной геодезии. М., «Недра», 1970. 375 с.
52. Левчук Г. П. Курс инженерной геодезии. М., «Недра», 1970. 411 с.
53. Лейбкнид Ю., Суворов Б. Метод сетевого планирования и управления. М., «Экономика», 1965. 80 с.
54. Литвинов Б. А. Основные вопросы построения и уравнивания полигонометрических сетей. М., Геодезиздат, 1962. 228 с.
55. Лобанов А. Н. Фототопография. Наземная стереосъемка. М., «Недра», 1968. 267 с.
56. Логинов Ф. Г. Возрождение Днепрогэса. Киев, Гостехиздат Украины, 1951. 148 с.
57. Лосев К. А. Городская полигонометрия с закреплением пункта двумя стенными знаками. Автореферат канд. дисс., Новосибирск, 1964. 18 с.
58. Лютц А. Ф. Разбивка крупных сооружений. М., «Недра», 1969. 240 с.
59. Марченко С. Н. Настенная городская полигонометрия. Киев, изд-во АН УССР, 1950. 66 с.
60. Маслов А. В. Способы и точность определения площадей. М., Геодезиздат, 1955. 227 с.
61. Мисковец В. К. Разбивка и выверка конструкций сборных зданий. М., Стройиздат, 1969. 81 с.
62. Моторный А. Д. Новые системы звеньев полигонометрии. Изд. Львовского гос. ун-та, 1955. 37 с.
63. Непорожний П. С. Возведение крупных бетонных и железобетонных гидротехнических сооружений. Киев, Госстройиздат УССР, 1958. 701 с.
64. Нурекская гидроэлектростанция. Ташкент, Гидропроект, 1970. 12 с.
65. Основные положения по созданию топографических планов масштаба 1 : 5000, 1 : 2000, 1 : 1000, 1 : 500. М., ГУГК, 1970. 136 с.
66. Плахтий А. К. Приборы и методы поиска подземных сооружений при выполнении инженерно-геодезических работ. М., «Недра», 1969. 73 с.
67. Положение о геодезическо-маркшейдерской службе в энергостроительстве. М., Госэнергоиздат, 1960. 67 с.
68. Положение о геодезическо-маркшейдерской службе. М., Госстрой СССР, 1970. 16 с.
69. Попов В. В. Уравнивание сети полигонов. М., Геодезиздат, 1954. 159 с.
70. Правила устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов. М., «Недра», 1968. 270 с.
71. Проворов К. Л. О точности сплошных сетей триангуляции. М., Геодезиздат, 1956, 164 с.

72. Программа Коммунистической партии Советского Союза (Принята XXII съездом КПСС). М., Госполитиздат, 1961. 142 с.
73. Пятьдесят лет советской геодезии и картографии. М., «Недра», 1967.
74. Развитие методики расчета по предельным состояниям. Под ред. проф. Е. И. Беленя. М., Госстройиздат, 1971. 176 с.
75. Руководство по съемке и составлению планов подземных инженерных коммуникаций. М., Стройиздат, 1972. 78 с.
76. Руководство по наблюдениям за деформациями фундаментов зданий и сооружений. М., Стройиздат, 1967. 93 с.
77. Руководство по применению ственных знаков в полигонометрических и теодолитных ходах. М., «Недра», 1972, 55 с.
78. Руководящие указания по составлению и ведению оперативного геодезического плана строительной площадки энергетического строительства. М. — Л., Энергоиздат, 1960. 89 с.
79. Смоляр И. М. Развитие социалистических городов. М., «Знание», 1970. 60 с.
80. Справочное руководство по инженерно-геодезическим работам для строительства ГЭС. М., Геодезиздат, 1960. 448 с.
81. Справочник геодезиста. Под ред. В. Д. Большакова и Г. П. Левчука. М., «Недра», 1966. 984 с.
82. Справочник монтажника стальных конструкций. М., Стройиздат, 1948. 622 с.
83. Строительные нормы и правила СНиП III—А 6—64. М., Госстройиздат, 1962—1970.
84. Сундаков Я. А. Геодезические работы при возведении крупных промышленных сооружений и высотных зданий. М., «Недра», 1972.
85. Тетерин Е. Н. и др. Организация и планирование геодезических и топографических работ. М., «Недра», 1965. 300 с.
86. Техническая инструкция по производству геодезическо-маркшейдерских работ при строительстве метрополитенов и тоннелей (ТИ—Т—12—56). М., Минтрансстрой, 1956. 146 с.
87. Тосунова М. И. Планировка городов и населенных мест. М., «Высшая школа», 1965, 190 с.
88. Труды Гидропроекта. Сб. XVI. М., «Энергия», 1969. 560 с.
89. Указания по производству основных геодезических работ на строительстве гидроузлов (по планово-высотному обоснованию). М., Госэнергоиздат, 1961. 104 с.
90. Ценник № 12а для переоценки специализированных топографо-геодезических и аэрофотограмметрических приборов. М., «Недра», 1970.
91. Центры геодезических пунктов для территорий городов, поселков и промышленных площадок. М., «Недра», 1972. 24 с.
92. Чеботарев А. С. Способ наименьших квадратов с основами теории вероятностей. М., Геодезиздат, 1958, 606 с.
93. Чеботарев А. С., Геодезия, ч. II. М., Геодезиздат, 1949. 636 с.
94. Электрификация СССР, 50 лет. Под общей ред. П. С. Непорожного. М., «Энергия», 1967. 542 с.
95. Электротехнический справочник, т. II. М. — Л., «Энергия», 1964. 758 с.

96. Ардасенов В. Д., Кольцов В. П. Исследование нивелира НС4 с самоустанавливающейся линией визирования.— Изв. вузов «Геодезия и аэрофотосъемка», 1971, вып. 2, с. 43—50.
97. Болгов И. Ф. и др. Образ разбивочных триангуляций крупных гидроузлов.— «Энергетическое строительство», 1959, № 3 (13), с. 79—83.
98. Бородулин Г. И. и др. Результаты испытаний светодальномера ТД-2.— «Геодезия и картография», 1970, № 6, с. 28—34.
99. Ганьшин В. Н., Нестеренок М. С. Оценка стандарта при помощи эмпирической средней квадратической ошибки.— Изв. вузов. «Геодезия и аэрофотосъемка», 1967, вып. 3, с. 3—9.
100. Горбенко О. И. Метод приведения линии визирования в вертикальное положение у оптических центрировочных приборов конструкции МИИГАиК.— Изв. вузов. «Геодезия и аэрофотосъемка», вып. 3, с. 50—54.
101. Даниленко Т. С. Об организации и финансировании геодезических работ.— «Экономика строительства», 1964, № 2, с. 69—72.
102. Даниленко Т. С. Геодезическая служба строительства.— «Энергетическое строительство», 1961, № 21, с. 244—248.
103. Даниленко Т. С. О принципе построения геодезической сети на территории крупного гидроузла.— Изв. вузов. «Геодезия и аэрофотосъемка», 1960, вып. 6, с. 33—44.
104. Даниленко Т. С. О локальных разбивочных сетях на строительных объектах.— Изв. вузов. «Геодезия и аэрофотосъемка», 1968, вып. 5, с. 31—39.
105. Даниленко Т. С. Оценка точности положения пункта строительной разбивочной сети. В сб. «Вопросы инженерной геодезии». Волгоград, 1970, с. 114—124.
106. Даниленко Т. С. Расчет точности разбивочной сети строительства моста.— Тр. МИИТ, вып. 378. «Вопросы инженерной геодезии». М., 1971, с. 59—70.
107. Даниленко Т. С. Привязка к геодезическим стенным знакам.— «Геодезия и картография», 1960, № 1, с. 69—74.
108. Даниленко Т. С. Боковое нивелирование высоких металлоконструкций.— «Гидротехническое строительство», 1956, № 7, с. 54—57.
109. Даниленко Т. С. О создании геодезической сети на территории строительства крупных объектов.— «Геодезия и картография», 1973, № 4, с. 30—33.
110. Диттмер Р., Смит С. Геодезическая служба на строительстве гидроузла Никаджек на р. Теннесси.— «Журнал Американского об-ва гражданских инженеров», 1968, № 2, с. 27—31.
111. Долбачев М. А. Сетевой график построения геодезической основы для перенесения в натуру промышленных сооружений.— «Инж. геодезия. Межвед. респ. научн. сб.», 1970, вып. 8, с. 26—34.
112. Донских И. Е. О проектировании триангуляции периода строительства Куйбышевского гидроузла.— Изв. вузов. «Геодезия и аэрофотосъемка», вып. 4, 1960, с. 59—67.
113. Дурнев А. И. О постановке основных геодезических работ на круп-

ных гидроузлах с учетом исследований деформаций сооружений.— Изв. вузов. «Геодезия и аэрофотосъемка», 1958, вып. 4, с. 31—43.

114. Зарубин Б. И. и др. Опыт производственного применения светодальномера ТД-2.— «Геодезия и картография», 1970, № 7, с. 13—19.

115. Захаров А. И. Внутрибазисный редуционный тахеометр.— «Геодезия и картография», 1972, № 7, с. 23—26.

116. Зенцов А. С. О геодезических и геодезическо-разбивочных работах на гидростройках.— «Гидротехническое строительство», 1959, № 7, с. 52—55.

117. Зюзин А. С. Боковая рефракция при измерении углов на пунктах городской полигонометрии.— «Геодезия и картография», 1956, № 6, с. 22—31.

118. Кемниц Ю. В. К оценке точности геодезических опорных сетей.— Тр. МИИЗ, 1960, вып. 9, с. 221—225.

119. Коробков С. А. Приложение теории графов к вопросам анализа геодезических сетей.— Изв. вузов. «Геодезия и аэрофотосъемка», 1965, вып. 2, с. 32—39.

120. Котов А. В. и др. Из опыта применения светодальномеров КДГ-3 и ДНК-02 в городской полигонометрии.— «Геодезия и картография», 1969, № 11, с. 16—19.

121. Красильников В. А. и др. Минусинский промышленный комплекс.— «Промышленное строительство», 1972, № 12, с. 27—29.

122. Крюков Г. С. Оптический теодолит Т30.— «Геодезия и картография», 1970, № 11, с. 25—29.

123. Кузнецов Г. И. К вопросу о точности визирования.— «Геодезия и картография», 1969, № 1, с. 23—26.

124. Ладонников В. Г., Городецкий Э. Б. Геодиметр модели 6А.— «Геодезия и картография», 1967, № 4, с. 22—28.

125. Лебедев В. К., Свистунов М. К. Горный оптический теодолит Т20.— Тр. Свердловского горного института, 1970, вып. 69, с. 8—9.

126. Дютц А. Ф. Метод расчета и точность геодезических работ при сооружении мостов.— Изв. вузов. «Геодезия и аэрофотосъемка», 1962, вып. 3, с. 42—51.

127. Мейер Э. Высотное здание со стальным сварным каркасом.— «Журнал Американского об-ва гражданских инженеров», 1967, № 4, с. 36—38.

128. Нагнибеда П. М. Анализ точности прибора вертикального визирования.— «Инж. геодезия. Респ. межвед. научн.-техн. сб.», 1972, вып. 12, с. 103—105.

129. Неверов Л. А. и др. Новый фазовый светодальномер КДГ-3 с полупроводниковым источником излучения.— «Оптико-механическая промышленность», 1970, № 9, с. 35—39.

130. Огнев В. О. Опыт применения РДГВ.— «Геодезия и картография», 1969, № 11, с. 23—25.

131. Пик Л. И., Никаноров Э. А. Производственное испытание светодальномерной насадки ДНК-02.— «Геодезия и картография», 1970, № 6, с. 17—20.

132. Реферативный журнал «Геодезия и аэросъемка».

133. Рытов А. В. Стандартизация геодезических инструментов и технического прогресс в геодезическом приборостроении.— «Геодезия и картография», 1971, № 10, с. 20—24.

134. Серебрякова Л. И. Влияние ошибки центрирования, редукции и исходных данных на положение точки, вынесенной в натуру способом полярных координат.— Изв. вузов. «Геодезия и аэрофотосъемка», 1965, вып. 5, с. 42—49.

135. Синицын В. А. и др. Искробезопасный маркшейдерский светодалномер.— «Геодезические работы в народном хозяйстве», Сб. I. Л., 1971, с. 55—63.

136. Соломонов А. А. Совместное уравнивание триангуляции и полигонометрии методом посредственных измерений.— Изв. вузов. «Геодезия и аэрофотосъемка», 1961, вып. 3, с. 73—84.

137. Стрехнин и Фрейлихман. Геодезические работы по разбивке плотины Днепра.— «Днепрострой», 1929, № 7, с. 64—74.

138. Шульц В. Г., Янковский Э. Я. Кодовый теодолит.— «Геодезия и картография», 1971, № 3, с. 42—46.

140. Энтин И. И. Высокоточное нивелирование.— Тр. ЦНИИГАиК, М., Геодиздат, 1956, вып. 3, с. 54—62.

141. Яшин В. Я. Точность и метод построения разбивочной плановой сети строящихся гидроэлектростанций.— Тр. НИИГАиК, 1961, т. IV, с. 76—86.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	3
Глава I. Общие сведения	5
§ 1. Размещение объектов строительства	5
§ 2. Краткая справка о развитии геодезии и гидротехнического строительства	6
§ 3. Гидроузлы	10
§ 4. Выбор створа гидроэнергоузла	11
§ 5. Основные особенности строительства гидроузлов	15
§ 6. Строительство комплекса крупных объектов	16
§ 7. Топографо-геодезические работы на территориях строящихся объектов	17
Глава II. Приборы и инструменты, используемые при инженерно-геодезических работах	22
§ 8. Общие сведения	22
§ 9. Теодолиты	23
§ 10. Испытания угломерных инструментов	32
§ 11. Нивелиры	36
§ 12. Поверки и юстировка нивелиров	42
§ 13. Нивелирные рейки	44
§ 14. Приборы для линейных измерений	46
§ 15. Центрировочно-проектировочные инструменты	48
§ 16. Оптические дальномеры	53
§ 17. Дальномеры в угломерных и углоначертательных инструментах	59
§ 18. Свето- и радиодальномеры	65
§ 19. Принцип измерения расстояний светодальномерами	66
§ 20. Конструкции свето- и радиодальномеров	69
§ 21. Приборы фототеодолитной съемки	77
А. Общие сведения о фототеодолитной съемке	78
Б. Инструменты и приборы наземной стерефотограмметрической съемки	81
В. Приборы для измерения по фотоснимкам	84
§ 22. Средства вычислительной техники	85
Глава III. Точности измерений при геодезическом обеспечении строительных работ	89
§ 23. Общие сведения	89
§ 24. Индустриализация строительства сооружений	90

§ 25. Технические допуски на возведение элементов сооружений . . .	95
§ 26. Технические решения по применению сборных элементов . . .	102
§ 27. Нормы точности геодезических работ	103
§ 28. Предвычисление точности определения положения точек и направления линии	106
§ 29. Допустимые ошибки измерений при перенесении проектных точек на местность	108
§ 30. Ошибки дирекционного угла и длины определяемой линии на местности	113
§ 31. Предвычисление ошибок в линейных и угловых измерениях . . .	117
А. Ошибки измерений и отложений линий	118
Б. Ошибки измерения углов	123
Глава IV. Развитие геодезических сетей на территории строительства методом триангуляции	131
§ 32. Основные предпосылки, определяющие принципы создания геодезической плановой сети	131
§ 33. Рекомендации по установлению принципа создания опорной геодезической сети	134
§ 34. Проектирование сети триангуляции	135
§ 35. Методы предвычисления точности определения элементов сети триангуляции	138
§ 36. Определение системы пунктов методом триангуляции	143
§ 37. Предвычисление ошибок элементов в наблюдаемых треугольниках	148
§ 38. Ошибка положения пункта, определяемого угловой засечкой . .	152
§ 39. Общий способ уравнивания координат определяемого пункта . .	157
Глава V. Применение методов полигонометрии и нивелирования на территории строительства	162
§ 40. Создание опорной сети методом полигонометрии	162
§ 41. Накопление ошибок в вытянутом одиночном ходе	164
§ 42. Полигонометрические одиночные ходы	166
§ 43. Ошибки измерения элементов параллактического звена	169
§ 44. Определение длин линий геодезической засечкой	176
§ 45. Высотная сеть строительства	181
§ 46. Размещение и закрепление геодезических пунктов	187
А. Знаки плановой сети	188
Б. Знаки высотной сети	190
В. Стенные геодезические знаки	192
Глава VI. Построение плановых разбивочных сетей	195
§ 47. Рациональные схемы локальных разбивочных сетей	195
§ 48. Точность привязки локальных разбивочных сетей к пунктам главного геодезического обоснования	200

§ 49. Предвычисление точности построения разбивочной сети	202
§ 50. Точность положения точки, определяемой пересечением створов	205
§ 51. Определение весовых коэффициентов геодезического четырех- угольника	208
§ 52. Обратные веса координат пункта, определяемого пересечением диагоналей геодезического четырехугольника	212
§ 53. Определение обратных весов элементов сети триангуляции	213
§ 54. Определение ошибки положения точек на сторонах геодезичес- кого четырехугольника	215
§ 55. Определение ошибки положения точки на сторонах спаренных геодезических четырехугольников	220
§ 56. Эллипсы ошибок положения точки на сторонах сети	223
§ 57. Оценка точности положения точек, определяемых створно-угло- вой засечкой	224
§ 58. Ожидаемая точность координат точек малых фигур разбивочной сети	229
§ 59. Определение точек на местности неортогональным пересечением створов	231
§ 60. Выбор рациональной разбивочной сети радиальной плотины	234
§ 61. Развитие геодезического обоснования для строительства тоннеля	239
§ 62. Расчет точности измерений при строительстве тоннелей	241
Глава VII. Плановые привязки к геодезическим пунктам на сооружениях	246
§ 63. Методы определения координат пунктов на сооружениях	246
§ 64. Способы привязки к центрам ственных геодезических знаков	249
§ 65. Способ прямоугольно-полярной связи	251
§ 66. Точность привязки способом прямоугольно-полярной связи	255
§ 67. Восстановление и перенесение пунктов сети	260
§ 68. Сгущение пунктов сети от центров ственных знаков	264
§ 69. Совмещение оси теодолита с закрепленным створом	266
§ 70. Определение положения теодолита в створе центров ственных знаков	269
§ 71. Привязка к удаленным недоступным пунктам	271
§ 72. Измерение элементов привязки примычного пункта	274
Глава VIII. Особенности геодезического обеспечения строительно-мон- тажных работ	277
§ 73. Геодезическое обеспечение земляных работ	277
§ 74. Геодезические работы при строительстве гидротехнических желе- зобетонных сооружений	279
§ 75. Производство геодезических работ при промышленно-граждан- ском строительстве	282
§ 76. О наблюдениях за осадками сооружений	285
§ 77. Перенесение осей на этажи зданий и ярусы сооружений	287
§ 78. Выверка вертикального положения конструкции	291

§ 79. Определение пространственного положения конструкций	296
§ 80. Нивелирование «крутопадающих» криволинейных поверхностей сооружений	299
§ 81. Выверка положения статора гидроагрегата	300
§ 82. Геодезические измерения при выверке кранов	304
Список литературы	309

ТИМОФЕЙ СЕРГЕЕВИЧ ДАНИЛЕНКО

**Организация и производство геодезических
работ при крупном строительстве**

Редактор **Я. А. СУНДАКОВ.**

Переплет художника **В. Е. Те.**

Редактор издательства **Л. М. Комарькова.**

Технические редакторы **Н. В. Жидкова, А. Е. Матвеева**

Корректор **Р. Я. Ускова**

Сдано в набор 28/VIII 1974 г. Подписано в печать 11/XII 1974 г. Т—19493. Формат 60×90^{1/8}.
Бумага № 2. Печ. л. 20,0. Уч.-изд. л. 21,16. Тираж 14600 экз. Заказ № 1895/4453-15.
Цена 1 р. 20 к.

Издательство «Недра», 103633, Москва, К-12, Третьяковский проезд, 1/19

Харьковская книжная фабрика «Коммунист» республиканского производственного объединения
«Полиграфкинга» Госкомиздата УССР. Харьков, ул. Энгельса, 11.

1 руб. 20 коп.

НЕДРА

ОЖИДАНИЯ И ВЫПУСК ПРОИЗВОДИТЕЛЕЙ ЖИЗННЫХ ЛОБЫ