

# ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОДЕЗИЯ

---

учебник  
для вузов

---



# ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОДЕЗИЯ

ПОД РЕДАКЦИЕЙ ПРОФ. Л. С. ХРЕНОВА

Издание второе,  
переработанное и дополненное

Допущено  
Главным управлением учебными заведениями МПС СССР  
в качестве учебника для студентов вузов  
железнодорожного транспорта



МОСКВА «ВЫСШАЯ ШКОЛА» 1985

ББК 26.12  
И62  
УДК 528.48

А. А. Визгин, В. Н. Ганьшин, В. А. Коугия, И. И. Кулчинов, Л. С. Хренов

Рецензенты:

кафедра «Инженерная геодезия» Днепропетровского института инженеров железнодорожного транспорта (зав. кафедрой — доц. А. С. Ким); проф. Г. П. Левчук (Московский институт инженеров геодезии, аэрофотосъемки и картографии)

**Инженерная геодезия. Учебник для вузов ж.-д. трансп.:**

И62 /А. А. Визгин, В. Н. Ганьшин, В. А. Коугия и др.; Под ред. проф. Л. С. Хренова.— 2-е изд., перераб. и доп.— М.: Высш. шк., 1985.— 352 с., ил.

В пер.: 1 р. 10 к.

В книге рассмотрены работы с топографическими планами и картами, обработка геодезических измерений и оценка точности результатов; описаны измерения углов и расстояний, основные виды съемок; освещены вопросы организации геодезических работ при изысканиях, проектировании, строительстве и эксплуатации сооружений на железнодорожном транспорте.

2-е издание (1-е — 1967 г.) дополнено новым материалом о геодезических разбивочных работах при строительстве железных дорог.

И 3202000000—134  
001(01)—85

161—85

ББК 26.12  
912

Александр Александрович Визгин, Владимир Николаевич Ганьшин,  
Вилию Александрович Коугия, Иван Иосифович Кулчинов,  
Леонид Сергеевич Хренов

**ИНЖЕНЕРНАЯ ГЕОДЕЗИЯ**

Зав. редакцией Н. И. Хрусталева. Редактор И. Е. Якушина. Младший редактор А. Л. Михайлова. Художник А. А. Акимов. Художественный редактор В. И. Мешалкин. Технический редактор Т. А. Новикова. Корректор Г. И. Кострикова

ИБ № 4841

Изд. № СТД-418. Сдано в набор 15.10.84. Подп. в печать 15.01.85. Т-05010.  
Формат 60×90<sup>1/16</sup>. Бум. тип. № 2. Гарнитура литературная. Печать высокая.  
Объем 22 усл. печ. л. 22 усл. кр.-отг. 23,83 уч.-изд. л. Тираж 18 000 экз. Зак. № 944.  
Цена 1 р. 10 к.

Издательство «Высшая школа». 101430, Москва, ГСП-4, Неглинная ул., д. 29/14.

Московская типография № 8 Союзполиграфпрома при Государственном комитете СССР по делам издательства, полиграфии и книжной торговли, Москва, Центр, Хохловский пер., 7.

© Издательство «Высшая школа», 1985

## ПРЕДИСЛОВИЕ

В условиях нашей страны с ее географическими и климатическими особенностями, огромными запасами полезных ископаемых и природных богатств Сибири, Дальнего Востока, Крайнего Севера, Казахстана, Средней Азии и развитой промышленностью в Центре, на Юге и Западе СССР ведущее положение среди других видов транспорта занимает железнодорожный. В настоящее время на долю железных дорог страны протяженностью 142 млн. км приходится более 50% грузооборота Земного шара, а внутри страны — свыше 75% грузооборота и 50% пассажирооборота. За последние 60 лет сеть железных дорог общего пользования в целом по стране возросла более чем в 2,3 раза. Реконструированы почти все железнодородные станции и узлы.

Предусмотрено «в 1981—1985 годах ввести в эксплуатацию не менее 5 тыс. километров вторых путей, электрифицировать свыше 6 тыс. километров и оборудовать автоматической блокировкой и диспетчерской централизацией более 15 тыс. километров железных дорог, построить не менее 3,6 тыс. километров новых железнодорожных линий. Открыть движение поездов на всем протяжении Байкало-Амурской железнодорожной магистрали» \*.

Реконструкция и техническое перевооружение железнодорожного транспорта, изыскание и строительство новых путей сообщения, а также содержание в исправности всех сооружений при их эксплуатации немислимы без проведения соответствующих геодезических работ.

Применение в строительстве новых и реконструкция существующих железных дорог, укрупненных узлов и деталей конструкций заводского изготовления связаны с высокой точностью выполнения монтажных работ, в результате чего предъявляются повышенные требования к точности геодезических измерений. Эти требования должны найти отражение и в геодезической подготовке инженеров-строителей путей сообщения.

В последние годы подготовка инженерных кадров для железнодорожного транспорта проводится по учебным планам, в которых значительное место отведено изучению курса «Инженерная геоде-

---

\* Основные направления экономического и социального развития СССР на 1981—1985 годы и на период до 1990 года М., Политиздат, 1981, с 54



зия». Программа по инженерной геодезии включает в себя вопросы, с которыми инженер-строитель путей сообщения встречается на производстве при выполнении им работ на всех стадиях (изысканий, проектирования, строительства и эксплуатации) развития железнодорожного транспорта. Поэтому при подготовке инженеров-строителей инженерная геодезия должна изучаться не только на младших, но и на старших курсах.

Настоящий учебник предназначен для студентов железнодорожных вузов. Наряду с описанием разделов геодезии, общих для разных факультетов, в главах изложены вопросы инженерной геодезии, с которыми приходится встречаться инженерам-строителям различных специальностей. При этом каждый студент может изучать не все параграфы и главы этого учебника, а лишь те, которые входят в программу курса на соответствующем факультете.

*Геодезические работы производят по принципу от общего к частному.* В связи с этим в учебнике материал располагается в соответствии с последовательностью проведения геодезических работ на железных дорогах.

Материал между авторами распределен следующим образом: А. А. Визгин — гл. 10, 15; В. Н. Ганьшин — гл. 1, 2, 7; И. И. Купчинов — гл. 8, (кроме § 8.4—8.7), 9; В. А. Коугия — гл. 5, 13, 14; Л. С. Хренов — введение, гл. 4, 6, 11, 12, § 8.4—8.7 и совместно с В. А. Коугия гл. 3.

Авторы благодарят рецензентов: коллектив кафедры «Инженерная геодезия» Днепропетровского института инженеров железнодорожного транспорта (зав. кафедрой — доц. А. С. Ким) и проф. Г. П. Левчука — за весьма ценные замечания. Критические замечания и пожелания по улучшению книги просим направлять по адресу: 101430, Москва, ГСП-4, Неглинная, 29/14, изд-во «Высшая школа».

*Проф. Л. С. Хренов*

## ВВЕДЕНИЕ

### § В.1. Предмет геодезии, ее связь с другими науками. Значение геодезии в народном хозяйстве и обороне страны

**Предмет геодезии, ее связь с другими науками.** Геодезия — наука об измерениях на земной поверхности для определения формы и размеров Земли, изображения всей или отдельных частей ее на картах, планах и профилях, а также для создания различных инженерных сооружений.

Геодезия — одна из древнейших наук — в процессе своего развития разделилась на ряд научных дисциплин — высшую геодезию, геодезию, радиогеодезию, космическую и спутниковую геодезию, картографию, фототопографию и инженерную геодезию.

В *высшей геодезии* рассматриваются вопросы определения вида и размеров Земли, ее внешнего гравитационного поля (значения и направления силы тяжести в окружающем Землю пространстве и на ее поверхности), взаимного положения на ней точек, значительно удаленных друг от друга, и их точного изображения на плоскости в проекции, учитывающей возникающие при этом искажения.

*Предметом геодезии* является изучение в геометрическом отношении формы и размеров отдельных участков земной поверхности для изображения их на картах, планах и профилях.

Задачу *радиогеодезии* составляют измерения расстояний на Земле с помощью радио- и светодальномеров.

Предметом *космической геодезии* является изучение методов определения взаимного положения точек на Земле, размеров и ее вида, параметров ее гравитационного поля на основе наблюдений солнечных затмений и покрытий звезд Луной, фотографирования Луны на фоне звезд, баллонов с источником света, поднимаемых на высоту 20—30 км, и искусственных спутников Земли (ИСЗ), а также расстояний до ИСЗ.

*Спутниковая геодезия* рассматривает теорию и методы решения научных и практических задач геодезии по результатам наблюдений ИСЗ и других космических объектов.

*Картография* разрабатывает методы и процессы создания и использования различных карт и всесторонне изучает их.

*Фототопография* изучает способы и методы создания карт и планов по фотоснимкам местности.

*Инженерная геодезия* имеет прикладное значение и рассматривает топографо-геодезические работы, выполняемые при изыскани-

ях, проектировании, строительстве и эксплуатации различных сооружений и при монтаже технологического оборудования.

В геодезии широко используют достижения физики и математики, астрономии, радиоэлектроники, механики, геоморфологии и др.; при вычерчивании планов и профилей — топографическое черчение, а при обработке и оценке результатов измерений — математические методы и средства вычислительной техники.

**Роль геодезии в народном хозяйстве и обороне страны.** На протяжении сотен лет русская геодезическая наука развивалась самобытным путем. Передовые ученые и практики России всегда стремились внести свой вклад в эту важную отрасль науки, имеющую огромное научное и практическое значение в самых различных сферах народного хозяйства. Особенно значительна роль геодезии при картографировании страны, изучении ее географии и геологии, при изыскании, проектировании, постройке и эксплуатации железных дорог и других сооружений. С ростом и развитием индустриализации всех видов строительства роль геодезических работ повышается.

Работы по наблюдению за осадками и сдвигами сооружений, за оползнями, обвалами, подмывами, просадками, осадками, балластными корытами и другими изменениями земляного полотна железной дороги проводятся с использованием новейших достижений инженерной геодезии.

Исключительно важное значение геодезия имеет в деле обороны страны. Карты используют при разработке стратегических планов и проведении военных операций.

Развитие геодезических работ должно быть подчинено главной экономической задаче, поставленной XXVI съездом КПСС, реализации Продовольственной программы СССР, принятой на майском (1982 г.) Пленуме ЦК КПСС, и решению задач, вытекающих из указаний июльского и декабрьского (1983 г.) Пленумов ЦК КПСС.

## **§ В.2. Инженерная геодезия, ее задачи и место при изысканиях, строительстве и эксплуатации железных дорог**

Темпы экономического и социального развития СССР требуют ускоренного развития всех видов транспорта, особенно железнодорожного, с помощью которого производится наибольший объем всех перевозок в стране. Предстоят значительные работы не только по строительству новых железнодорожных линий, но и по реконструкции и ремонту существующего железнодорожного пути, что требует выполнения большого объема топографо-геодезических работ. Значительного эффекта при выполнении этих работ можно достигнуть при условии широкого использования научно-технических достижений в области инженерной геодезии. Весьма важным является внедрение автоматизации и механизации самых различных процессов топографо-геодезических работ, особенно на стадии технических изысканий.

Дальнейшее развитие всех видов транспорта ставит перед инженерной геодезией новые и сложные задачи. Инженерно-геодезические работы при линейном строительстве требуют:

научного обоснования точности геодезических работ, выполняемых не только при переносе проектов в натуру (разбивке сооружений) и контрольных работах при строительстве дорог, но и при изготовлении и монтаже сборных элементов сооружений железнодорожного транспорта;

разработки мероприятий, связанных с наблюдениями за деформацией сооружений железнодорожного транспорта (места и техники закрепления знаков, требований к приборам для натуральных наблюдений, методики и времени их выполнения, математической обработки результатов с использованием различных ЭВМ, связанных с созданием цифровых моделей местности как системы информации о ней);

проведения исследований, позволяющих на основе натуральных наблюдений прогнозировать места возможных деформаций в конструкциях возводимых сооружений, количественно оценить криогенное (морозное) пучение грунтов геодезическими методами в естественных условиях и увязать их с инженерно-геологическими и гидрогеологическими методами наблюдений. Это особенно важно при строительстве линейных сооружений в районах вечной мерзлоты;

более широкого использования приборов, изготавливаемых из материалов, обладающих соответствующими теплофизическими свойствами, что может значительно повысить точность геодезических измерений;

уточнения действующих нормативных документов по геодезическим работам, выполняемым на всех стадиях изысканий, проектирования, строительства и эксплуатации железных дорог, и создания новых документов;

использования оптико-электронных геодезических приборов (дальномеров, тахеометров) для более широкого применения тригонометрического нивелирования при определении высот в горной и пересеченной местности, труднодоступных точек в строительстве, на отдельных стадиях технических изысканий железных дорог. Весьма трудоемкое геометрическое нивелирование, требующее предварительной разбивки пикетажа (см. § 11.2), следует заменять тригонометрическим нивелированием по характерным для намеченной трассы дороги точкам рельефа с установкой при этом приборов как на земле, так и на автомашине (см. § 11.10);

более широкого развития работ по созданию постоянного планово-высотного съемочного обоснования на объектах линейного строительства (см. § 7.3);

использования лазерных приборов, позволяющих значительно повысить производительность труда и точность геодезических измерений (при задании направлений, определении высот точек и деформаций сооружений, измерении расстояний и др.);

разработки мероприятий, обеспечивающих охрану окружающей

среды при осуществлении инженерно-геодезических работ, выполняемых для линейного строительства.

### § В.3. Краткий очерк развития геодезии. Достижения и современные задачи инженерной геодезии

Археологические раскопки подтверждают, что истоки геодезических знаний теряются в глубокой древности; они на протяжении всей истории совершенствовались с развитием производства и потребностями общества. Из Египта геодезические работы перешли в Грецию, а потом в Древний Рим, где получили теоретическое обоснование и начало геодезии как науки.

К глубокой древности относится и начало геодезических работ в России. Так, в 1792 г. вблизи Тамани была обнаружена мраморная плита, на которой древнерусскими буквами высечена надпись: «В лето 6576 Глеб князь мерил морем по льду от Тмутараканя до Корчева 14 тысяч сажен». Этот памятник свидетельствует о высокой культуре Древней Руси, где в 1068 г. уже проводились геодезические работы, в результате которых через Керченский пролив по льду было определено расстояние между Тамачью (б. Тмутаракань) и Керчью (б. Корчев).

Начало отечественной картографии относится к концу XV в., когда был составлен «Чертеж московских земель». В 1598 г. была составлена карта всего Московского государства, называемая «Большой чертеж».

Первые инструментальные съемки для картографирования России были начаты в 1720 г., позволившие уже в 1734 г. издать первый «Атлас Всероссийской империи». В развитии геодезических и картографических работ в России большая роль принадлежит Географическому департаменту, крупнейшей работой которого явился изданный в 1745 г. первый полный «Атлас Российский».

Общий объем геодезических и картографических работ в стране к XX в. был значительным, но не соответствовал даже крайне низкому уровню развития производительных сил дореволюционной России.

Новая эпоха в развитии геодезии наступила после Великой Октябрьской социалистической революции. 15 марта 1919 г. В. И. Ленин подписал Декрет Совнаркома РСФСР о создании Государственной картографо-геодезической службы — Высшего геодезического управления (ВГУ); теперь это Главное управление геодезии и картографии (ГУГК) при Совете Министров СССР. В этом историческом документе В. И. Ленин с гениальным научным предвидением определил цели и задачи советской картографо-геодезической службы, которая, по его глубокому замыслу, создавалась «... для изучения территории РСФСР в топографическом отношении, в целях поднятия и развития производительных сил страны, экономии технических сил и денежных средств и времени...»\*.

\* 50 лет советской геодезии и картографии. М., Недра, 1967.

Картографо-геодезическая служба СССР, способствующая изучению и развитию производительных сил страны, выполнила огромную работу по обеспечению народного хозяйства топографо-геодезическими и картографическими материалами и геодезическому обслуживанию строительных объектов. За сравнительно короткий срок территория СССР была покрыта плановой и высотной геодезической опорной сетью, которая по своим масштабам, стройности построения, однородности и точности является лучшей в мире; созданы крупнейшие картографические произведения, имеющие мировое значение.

В 1940—1945 гг. была создана государственная карта СССР в масштабе 1:1 000 000. К концу 1945 г. завершились работы по созданию топографической карты масштаба 1:100 000 на всю территорию СССР. Создание такой карты позволило предварительно выбирать трассы вновь строящихся железных дорог, что позволило значительно экономить средства на геодезические работы при их изысканиях.

Наши ученые *Ф. П. Красовский* (1873—1948) и *А. А. Изотов* установили новые размеры земного эллипсоида; ими пользуются для картографо-геодезических работ в СССР и ряде других стран. Отечественная промышленность выпускает необходимые для геодезических работ приборы, созданные советскими конструкторами.

В настоящее время созданы топографические карты крупного масштаба и высокоточные опорные геодезические сети, практически обеспечивающие при дальнейшем их сгущении топографические съемки всех масштабов. При выполнении топографо-геодезических работ широко внедряется новая техника и технология. Большие изменения произошли в организации этих работ.

Все шире стала использоваться при обработке результатов геодезических измерений современная вычислительная техника — от микрокалькуляторов до мощных ЭВМ, а при линейных измерениях — радио- и светодальномеры.

Запуск 4 октября 1957 г. первого в мире советского искусственного спутника Земли открыл новую эру в развитии мировой науки. Наряду с появлением новых отраслей знания родилась и новая наука — космическая геодезия.

В связи с большими объемами строительного производства (возведения гидроэлектростанций, промышленных, гражданских и общественных зданий, развития всех видов транспорта — железнодорожного, автомобильного, воздушного, речного, морского и т. д.) в нашей стране начала развиваться инженерная геодезия, на формирование которой большое влияние оказали начавшиеся в России в XIX в. изыскания и строительство железных дорог.

В конце XIX в. на Кавказе были выполнены первые опытные наземные фотосъемки, а в 1898 г. инженер *П. И. Шуров* применил ее при изысканиях линии, соединяющей б. Маньчжурскую и Забайкальскую железные дороги.

*Р. Ю. Тилле* (1843—1911), выдвинувший идею применения аэрофотосъемки при железнодорожных изысканиях, опубликовал в



1908—1909 гг. трехтомный труд «Фотография в современном развитии», сыгравший огромную роль в развитии аэрофотосъемки в нашей стране.

Топографо-геодезические работы при изысканиях, строительстве и эксплуатации железных дорог стали значительно развиваться уже в первые годы Советской власти. В последующие годы изыскания и строительство железных дорог проводились нарастающими темпами. Большого объема изыскательских работ потребовало проектирование и строительство Байкало-Амурской магистрали.

Началом широкого применения аэрофотосъемки на транспорте явились изыскания на наиболее трудных горных участках Туркестано-Сибирской железной дороги.

Технический прогресс в строительном производстве ставит новые задачи перед инженерной геодезией. Это прежде всего разработка наиболее совершенной технологии геодезических работ на стадиях создания объектов всех видов строительства и научно обоснованной точности их выполнения; создание нормативной документации, определяющей точность, методику и технику выполнения геодезических работ для каждого вида строительства; разработка геодезических приборов и устройств для автоматизации угловых и линейных измерений, включая лазерные; более широкое использование фотограмметрии и ЭВМ при выполнении геодезических работ в строительстве и решении ряда других задач.

Достижения советских ученых и производственников в области топографо-геодезических работ обогатили геодезическую науку и практику, выдвинув отечественную геодезию на одно из первых мест в мире.

Осуществление широкой программы строительства текущего пятилетия, принятой XXVI съездом КПСС, возможно только на основе использования новейших достижений науки и техники, индустриализации и автоматизации строительного-монтажных работ. При этом существенное место занимают инженерно-геодезические работы.

#### § В.4. Организация геодезической службы страны

Главное управление геодезии и картографии, являясь общесоюзным органом, не только руководит государственными топографо-геодезическими и картографическими работами, но и осуществляет государственный геодезический надзор в стране за правильным их выполнением учреждениями, организациями и предприятиями независимо от их ведомственной принадлежности.

Основные задачи ГУГК, как единственного в стране государственного органа в области топографо-геодезических и картографических работ,— всемерное их развитие в общегосударственных интересах; проведение единой технической политики при их выполнении; разработка и утверждение технических инструкций и наставлений по выполнению топографо-геодезических и картографических работ, являющихся обязательными для всех ведомств и учреждений СССР, производящих эти работы; внедрение научной

организации труда, передового опыта и новейших достижений в производство этих работ; обеспечение при их выполнении правил техники безопасности, охраны труда и окружающей среды.

Контроль за геодезическими, топографическими, аэрофотосъемочными и картографическими работами, выполняемыми ведомственными организациями, осуществляют Территориальные инспекции Государственного геодезического надзора ГУГК; они устраняют перекрытия в производстве всех этих работ, способствуя экономии государственных средств, обеспечивают выполнение их в строгом соответствии с общеобязательными техническими инструкциями и наставлениями и используют ведомственные работы для картографирования страны.

### **§ В.5. Геодезическая служба, обеспечивающая изыскания, проектирование, строительство и эксплуатацию железнодорожного транспорта**

Стоимость строительства новой железнодорожной линии, показатели ее эксплуатационной работы и экономичность перевозок во многом зависят от правильного выбора варианта трассы, различных инженерных сооружений, устройств и оборудования дороги.

Проект железнодорожной линии, как правило, состоит из экономического и технического разделов. В экономическом разделе обосновываются размеры ожидаемых грузовых и пассажирских перевозок на расчетные сроки и на ближайшую перспективу и устанавливаются другие показатели для определения эффективности постройки и ввода дороги в эксплуатацию; по существующим дорогам устанавливаются целесообразность и сроки их усиления. В техническом разделе приводятся материалы, обосновывающие категорию дороги, основные параметры и целесообразность выбора направления трассы в плане и профиле и размещения всех сооружений и устройств. Решаются вопросы организации строительства, его сметная стоимость и движение по дороге, а также мероприятия по охране труда и окружающей среды. При этом разработка принципиальных технических вопросов основывается на выводах экономического раздела.

Разработка проекта новой, реконструкция существующей железнодорожной магистрали и проектирование вторых путей по сравнению с другими видами линейных сооружений требуют выполнения большого объема технических изысканий, основную часть которых составляют топографо-геодезические и аэрофотосъемочные работы. Последние являются наиболее прогрессивными, так как позволяют полнее осуществлять автоматизацию и механизацию полевых и камеральных работ. По материалам аэрофотосъемки получают модель местности, по которой в камеральных условиях проводят значительную часть работ, связанных с выбором (трассированием) направлений проектируемой железной дороги. При строительстве новых и реконструкции существующих железных дорог составляют исполнительные планы перед сдачей объектов.

По назначению технические изыскания бывают двух видов: 1) проблемные, предшествующие титульным, выполняют для разработки технико-экономического обоснования (ТЭО) или генеральной схемы комплексного развития сети путей сообщения. 2) титульные, в зависимости от стадии проектирования разделяющиеся на предварительные (для выбора направления трассы проектируемой дороги) и окончательные (для сбора материалов, связанного с проектированием и переносом трассы на местность, и для детальной разработки проекта и рабочих чертежей железнодорожной магистрали в целом или ее отдельных объектов).

Современная технология и средства технических изысканий являются результатом значительных научных исследований, начало которым было положено в экспериментальном институте путей сообщения, созданном в 1918 г. по инициативе В. И. Ленина. В последние десятилетия большие исследования в области технологии и средств технических изысканий и перенесения проектов железнодорожной линии на местность проведены во Всесоюзном научно-исследовательском институте транспортного строительства (ЦНИИТС) Минтрансстроя СССР и на кафедрах геодезии Московского, Ленинградского и Новосибирского институтов железнодорожного транспорта (МИИТА, ЛИИЖТа и НИИЖТа). Ими созданы различные справочники, наставления, методические указания, которыми пользуются при выполнении технических изысканий.

Изыскания осуществляются экспедициями комплексных территориальных проектно-изыскательских институтов Главтранспроекта Минстроя СССР, разрабатывающих проекты сложных транспортных сооружений не только для СССР, но и для зарубежных стран. Состав комплексных экспедиций зависит преимущественно от объема предстоящих работ и географических условий их выполнения. В составе таких экспедиций формируются изыскательские партии, на которые возлагается выполнение всех необходимых наземных топографо-геодезических и аэрофотосъемочных работ, и группы для камеральной обработки материалов, полученных изыскательскими партиями. При технических изысканиях широко используют картографические материалы и геодезические данные, создаваемые ГУГК, что значительно снижает стоимость изысканий как при выборе общего направления проектируемой трассы, так и при определении границ водосборных площадей рек.

Топографо-геодезические работы при строительстве новых, небольшой протяженности, усилении эксплуатируемых железных дорог, и работы, связанные с эксплуатацией объектов железнодорожных магистралей и наблюдениями за деформациями их объектов, выполняются соответствующими подразделениями Министерства путей сообщения.

При выполнении топографо-геодезических и аэрофотосъемочных работ широко используют современные геодезические приборы, электронные вычислительные машины (ЭВМ) от микрокалькуляторов до машин единой системы (ЕС) I и II групп.

## ГЛАВА 1. СИСТЕМЫ КООРДИНАТ И ОРИЕНТИРОВАНИЕ

### § 1.1. Понятие о форме и размерах Земли

**Поверхность Земли.** Физическая поверхность Земли состоит из поверхности суши, представляющей собой сложное сочетание возвышенностей и низменностей, хребтов и долин, гор и котловин, и из водной поверхности океанов, морей и озер, рассматриваемой в спокойном состоянии. Задачу определения фигуры и размеров Земли принято делить на две части: 1) установление размеров и формы некоторой типичной фигуры — математической поверхности Земли и 2) изучение отступлений действительной — физической — поверхности Земли от этой типичной фигуры.

**Уровенная поверхность. Геоид.** За математическую поверхность Земли принимают ее *уровенную поверхность, в каждой точке которой нормаль к ней совпадает с направлением отвесной линии, т. е. с направлением силы тяжести.* Именно такого рода поверхность образует поверхность жидкости под влиянием силы тяжести. Очевидно, что уровенных поверхностей, огибающих Землю, можно вообразить бесчисленное множество. Та из них, которая совпадает со средним уровнем океана в момент полного равновесия всей находящейся в нем массы воды, принята за основную, представляющую собой общую математическую фигуру Земли. *Уровенная поверхность — поверхность, в каждой точке которой потенциал силы тяжести Земли имеет одно и то же значение. Потенциалом силы тяжести Земли* называют величину, численно равную работе по переносу единицы массы в поле силы тяжести Земли из бесконечности в данную точку.

Небольшой участок уровенной поверхности Земли практически можно принять за участок горизонтальной плоскости, участок большей величины — за часть сферы, крупный участок уровенной поверхности Земли следует считать принадлежащим поверхности сжатого эллипсоида вращения, но в целом уровенная поверхность Земли не совпадает с поверхностью ни одной математической фигуры. Поэтому тело, образованное уровенной поверхностью Земли, получило индивидуальное название *геоид* (от греч. *ge* — Земля и *eido* — вид).

**Референц-эллипсоид.** Эллипсоид, характеризующий фигуру и размеры Земли, называют *земным эллипсоидом*; это сжатый эллипсоид вращения, т. е. фигура, которую можно получить вращением эллипса вокруг его малой оси. Такая форма Земли, сплюснутая в направлении полюсов, обусловлена центробежной силой, возни-

кающей при вращении Земли вокруг своей оси. Земной эллипсоид, принятый для обработки геодезических измерений и установления системы геодезических координат, называют *референц-эллипсоидом*.

Большой вклад в решение вопроса о форме и размерах Земли внесли отечественные ученые *Ф. А. Слудский* (1841—1897), *В. Я. Струве* (1793—1864), *А. А. Михайлов* (1888—1983), *Ф. Н. Красовский*, *М. С. Молоденский*, *А. А. Изотов* и др. В СССР приняты размеры референц-эллипсоида, выведенные под руководством

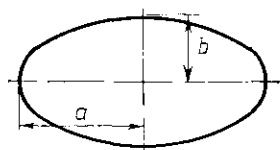


Рис. 1.1. Меридианный эллипс

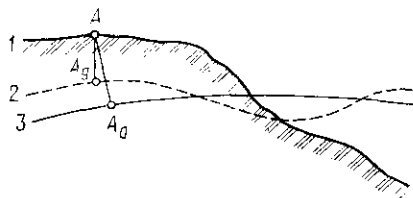


Рис. 1.2. Поверхности Земли:  
1 — физическая земная поверхность, 2 — поверхность геоида; 3 — поверхность эллипсоида

*Ф. Н. Красовского*: большая полуось  $a = 6\,378\,245$  м и сжатие  $\alpha = (a - b)/b = 1/298,3$ , где  $b$  — малая полуось (рис. 1.1). Этот референц-эллипсоид называют *эллипсоидом Красовского*.

Из каждой точки  $A$  физической поверхности Земли можно провести две нормали (рис. 1.2):  $AA_0$  — к поверхности эллипсоида и  $AA_г$  — к поверхности геоида (направление отвесной линии). Вообще говоря, эти направления не совпадают, а образуют угол  $A_0AA_г$ , называемый *уклоном отвесной линии*. Несовпадение этих направлений приводит к двум системам поверхностных координат.

## § 1.2. Системы координат, применяемые в геодезии

**Геодезические координаты.** На поверхности референц-эллипсоида положение точки определяется двумя координатами; она находится на пересечении двух координатных линий, вдоль которых одна из координат не изменяет своего значения.

Через точку  $A$  поверхности референц-эллипсоида (рис. 1.3) проведем две взаимно перпендикулярные плоскости: *плоскость геодезического меридиана*, проходящую через малую ось референц-эллипсоида, и *плоскость параллели*, перпендикулярную этой оси. Следы сечения поверхности референц-эллипсоида этими плоскостями называют соответственно *меридианом* и *параллелью*. Параллель, плоскость которой проходит через центр референц-эллипсоида, — *экватор*. Меридианы и параллели являются координатными линиями на поверхности земного эллипсоида: вдоль параллели остается постоянной широта, а вдоль меридиана — долгота. *Геодезическая широта  $B$*  — угол, образованный нормалью к поверхности земного эллипсоида в данной точке и плоскостью его экватора. Широты считают от экватора в обе стороны (от 0 до  $90^\circ$ ): на север — со

знаком «+», на юг — со знаком «-». *Геодезическая долгота  $L$*  — двугранный угол между плоскостями геодезического меридиана данной точки и начального геодезического меридиана. За начальный принят геодезический меридиан, проходящий через Гринвичскую обсерваторию (близ Лондона). Долготы считают от начального меридиана в направлении с запада на восток (от 0 до 360°) или в обе стороны (от 0 до 180°) с припиской соответственно слова «восточная» (+) или «западная» (-).

**Астрономические координаты.** Астрономические широта и долгота определяют направление отвесной линии в данной точке пространства. *Астрономическая широта  $\varphi$*  — угол, образованный отвесной линией в данной точке и плоскостью, перпендикулярной оси вращения Земли. Астрономическая широта определяется непосредственно из астрономических наблюдений. *Астрономическая долгота  $\lambda$*  — двугранный угол между плоскостями астрономического меридиана данной точки и начального астрономического меридиана. Здесь плоскость астрономического меридиана — плоскость, проходящая через отвесную линию в данной точке и параллельная оси вращения Земли.

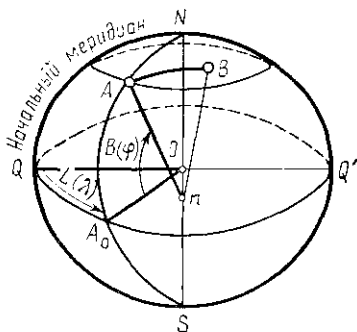


Рис. 1.3. Географические координаты:

$B$  — широта;  $L$  — долгота;  $AN$  — меридиан;  $AB$  — нормальное сечение;  $QN$  — начальный меридиан

Принцип нахождения астрономической долготы следующий. Из наблюдений небесных светил определяют время (звездное или среднее) для меридиана данной точки, которое сравнивают с гринвичским временем, принятым по радио. Разность между определенным местным и соответствующим ему гринвичским временем численно равна долготы места наблюдения, выраженной в часовой мере угла (1 ч соответствует 15° долготы).

Таким образом, астрономические широта и долгота определяются для каждой точки автономно, т. е. независимо от наблюдений на других точках. Для астрономических широт и долгот приняты соответственно обозначения  $\varphi$  и  $\lambda^*$ .

**Географические координаты.** Расхождение между геодезическими и астрономическими координатами обусловлено отклонением нормали к поверхности земного эллипсоида от отвесной линии (см. рис. 1.2). Если этим отклонением в соответствии с точностью проводимых работ можно пренебречь (например, при составлении географических карт), то говорят о географических координатах. Они представляют собой обобщенное понятие об астрономических и геодезических координатах, когда уклонения отвесных линий не учитывают. В инженерной практике, как правило, ограничива-

\* Эти же обозначения сохраняются для географических широты и долготы.



ются географическими координатами. Но система географических координат сложна для решения задач на сравнительно небольшие расстояния. Предпочтение в этом случае следует отдать плоским прямоугольным геодезическим координатам, т. е. прямоугольным координатам на плоскости, на которой отражена по определенному математическому закону поверхность земного эллипсоида.

**Системы плоских прямоугольных геодезических координат. Местные прямоугольные системы координат.** Простейшие прямолиней-

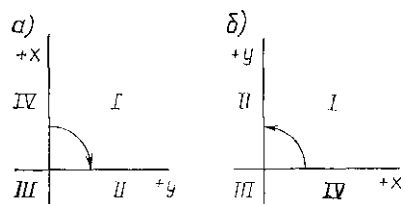


Рис. 1.4. Прямоугольные координаты на плоскости, применяемые в геодезии (а) и в математике (б)

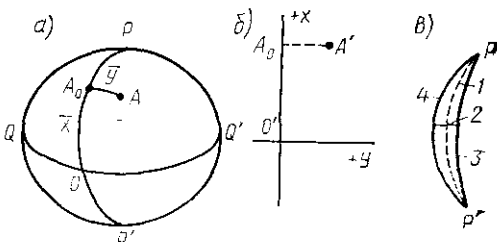


Рис. 1.5. Координаты Гаусса:

а — на сфере; б — на плоскости; в — координатная зона; 1 — осевой меридиан; 2 — экватор; 3, 4 — граничные меридианы

ные координаты на плоскости — *прямоугольные декартовы*, координатные линии  $Ox$  и  $Oy$  которых взаимно перпендикулярны и единица длины по осям — нулевым координатным линиям — одна и та же. Принятое взаимное расположение осей  $Ox$  и  $Oy$  в математике и геодезии внешне различное (рис. 1.4). Однако, принимая в обоих случаях за направление счета углов и нумерации квадрантов I—IV (четырех углов, образованных пересечением осей) направление кратчайшего поворота оси  $+x$  в положение оси  $+y$ , заметим, что различие это чисто внешнее: все формулы, выведенные для одной системы, будут верны и для другой системы.

В геодезии при выполнении съемочных и разбивочных работ, носящих местный (локальный) характер, выбирают местную систему прямоугольных координат с целесообразно выбранными началом и направлением осей. При производстве работ на значительной территории выбор системы координат согласуется с организацией, выдавшей разрешение на выполнение этих работ.

**Координаты Гаусса.** В марте 1928 г. Геодезический комитет Госплана постановил ввести в СССР прямоугольные координаты Гаусса. Разработка методики применения координат Гаусса и внедрение ее в производство были выполнены ведущими советскими учеными и производственниками Ф. Н. Красовским, Н. Г. Келлем, (1883—1965), В. В. Каврайским, А. П. Ющенко, Д. А. Лариным, Н. Н. Матусевичем (1879—1950) и др. После внедрения координат Гаусса в практику советских геодезических работ эти координаты получили всемирное значение для геодезии.

Предложенная К. Ф. Гауссом (1777—1855) система прямоугольных плоских координат каждой точки  $A(\varphi, \lambda)$  участка поверхности референц-эллипсоида — зоны, ограниченной двумя меридианами (рис. 1.5, а), — ставит в соответствие точку  $A'(x, y)$  плоскости (рис. 1.5, б). *Прямолинейные изображения осевого — среднего — меридиана зоны принимают на плоскости за ось абсцисс, а экватора — за ось ординат.* Эту систему координат используют в СССР как для обработки результатов геодезических измерений, так и для построения топографических карт различных масштабов. Поэтому систему координат Гаусса понимают и как некоторое изображение — проекцию поверхности референц-эллипсоида на плоскости. Гауссов закон проецирования поверхности референц-эллипсоида на плоскость сводится к двум положениям (правилам):

1) изображение данной зоны на плоскости сохраняет подобие в бесконечно малых частях, т. е. в проекции Гаусса практически выдерживается постоянство масштаба в каждой точке по всем направлениям в пределах некоторого малого участка. Проекция с указанным свойством называют *равноугольными (конформными)*;

2) постоянный масштаб сохраняется на прямолинейном изображении осевого меридиана. Иначе говоря, расстояние  $O'A_0'$  от точки  $O'$  начала координат до точки  $A_0'$  оси абсцисс, является изображением точки  $A_0$  осевого меридиана, численно равно длине дуги  $OA_0$  меридионального эллипса (рис. 1.5, а, б).

Перечисленные два положения позволяют сформулировать определение *проекции Гаусса* — это *равноугольная проекция поверхности референц-эллипсоида на плоскости, сохраняющая длины на прямолинейном изображении одного из меридианов.*

Зависимость между координатами Гаусса  $x, y$  и географическими  $\varphi, \lambda$  установить проще всего с помощью сферических прямоугольных координат  $\bar{x}, \bar{y}$ . Пусть на рис. 1.5, а представлены: сфера  $P'OP$  — осевой меридиан некоторой зоны, произвольная точка  $A$  зоны, дуга большого круга  $AA_0$ , перпендикулярная осевому меридиану. Тогда дуги  $OA_0 = \bar{x}$  и  $A_0A = \bar{y}$  — сферические прямоугольные координаты точки  $A$ , которые будем считать выраженными в радианах. Эти координаты связаны с географическими координатами той же точки зависимостями

$$\operatorname{tg} \bar{x} = \operatorname{tg} \varphi \sec l; \quad \sin \bar{y} = \cos \varphi \sin l, \quad (1.1)$$

где  $l = \lambda - \lambda_0$ ,  $\lambda_0$  — долгота осевого меридиана

Географические координаты будем считать выраженными также в радианах. Для точки  $A$  поверхности референц-эллипсоида координаты  $x, y$  ее изображения  $A'$  на плоскости в проекции Гаусса (рис. 1.5, б) представятся суммой бесконечного степенного ряда (с основанием  $l$ ), абсолютная величина членов которого непрерывно уменьшается:

$$x = N [(\bar{x} - \varphi + X/N) + 0,00253 l^4 \sin \varphi \cos^5 \varphi]; \quad (1.2)$$

$$y = N [\ln \operatorname{tg} (\bar{y}/2 + 45^\circ) + 0,00112 l^3 \cos^5 \varphi], \quad (1.3)$$

где  $\bar{x}$ ,  $\bar{y}$  — координаты (имеют прежние значения);  $N$ ,  $X$  — функции широты  $\varphi$ ;  $N$  — длина нормали  $Am$  (см. рис. 1.3), а  $X$  — длина дуги меридиана от экватора до параллели с широтой  $\varphi$ . Значения  $N$  и  $X$  обычно выбирают из специальных таблиц по аргументу  $\varphi$ .

В формулах (1.2), (1.3) опущены все члены ряда со степенями  $l^6$  и выше для значений  $x$  и со степенями  $l^5$  и выше — для  $y$ .

Разделив поверхность эллипсоида на ряд достаточно мелких участков, можно считать, что при изображении этой поверхности в конформной проекции каждый участок сохраняет подобие во всех частях, но в ином масштабе, чем смежные участки. Масштаб изменяется при удалении от оси абсцисс сначала очень медленно, затем изменения масштаба возрастают, становясь весьма ощутимыми.

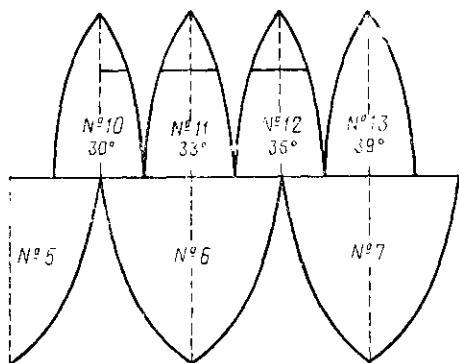


Рис. 1.6. Расположение трехградусных зон относительно шестиградусных

**Плоские прямоугольные геодезические координаты, принятые в СССР.** Для более полного использования свойств проекции Гаусса значительные по площади территории делят на зоны; для всех зон принимается одна и та же проекция, но ось абсцисс для каждой зоны своя.

В СССР протяженность зоны в проекции Гаусса по долготе установлена 6 и 3°. Каждая зона имеет вид двугольника, простирающегося от северного полюса к южному (рис. 1.5, в). Числовые значения долгот осевых меридианов шестиградусных зон следующие: 3, 9, 15, 21° и т. д. Осевому меридиану с долготой  $\lambda_0$  соответствуют граничные меридианы зоны с долготами:  $(\lambda_0 - 3^\circ)$  — западный и  $(\lambda_0 + 3^\circ)$  — восточный. Счет зон ведут от начального (гринвичского) меридиана на восток, т. е. зона с долготой осевого меридиана  $\lambda_0$  имеет номер  $n = (\lambda_0 + 3^\circ) / 6^\circ$  и, наоборот, зоне с номером  $n$  соответствует осевой меридиан с долготой  $(6^\circ n - 3^\circ)$ . Осевой меридиан первой трехградусной зоны совпадает с первым же меридианом шестиградусной зоны. Поэтому номер  $n$  трехградусной зоны и долгота  $\lambda_0$  осевого меридиана связаны уравнением  $3^\circ n = \lambda_0$  (рис. 1.6).

Так как каждая зона имеет свою систему координат, то решить геодезическую задачу в том случае, когда точки лежат в разных зонах, значительно сложнее: приходится перевычислять координаты точек из одной зоны в другую. Если же точки лежат в пределах одной зоны, то координатами Гаусса пользуются как обычными прямоугольными плоскими координатами. Однако конформное изображение зоны на плоскости не будет в целом строго подобным

изображением, а, как указывалось выше, масштаб изображения будет меняться с удалением от осевого меридиана зоны.

**Системы высот — геодезическая, ортометрическая и нормальная.**

Третьей координатой, определяющей положение точки в системе геодезических координат, является ее высота над поверхностью земного эллипсоида, называемая *геодезической* высотой и отсчитываемая по направлению нормали от поверхности эллипсоида до данной точки. Так, отрезок  $AA_0 = H$  — геодезическая высота точки  $A$  (см. рис. 1.2). Получить направление нормали на местности довольно сложно. Зато в каждой точке Земли легко получить направление отвесной линии и измерить длину вдоль этого направления. Расстояние  $AA_K$  (см. рис. 1.2), отсчитываемое от данной точки  $A$  по направлению отвесной линии до поверхности геоида, называют *ортометрической высотой*  $H_K$  этой точки. К сожалению, в настоящее время трудно установить высоту геоида над земным эллипсоидом с достаточной точностью.

Проф. *М. С. Молоденский* ввел вспомогательную поверхность — *квазигеоид* («как бы геоид»), совпадающий с поверхностью геоида в океанах и лишь незначительно отличающийся от него на суше: на равнинной территории — на единицы сантиметров и в горах — не более 2 м. Расстояние (по нормали) от данной точки до поверхности квазигеоида называют *нормальной высотой* и обозначают  $H^N$ . Последняя связана с геодезической высотой формулой

$$H = H^N + \zeta, \quad (1.4)$$

где  $\zeta$  — аномалия высот, определяемая из так называемого астрогравиметрического нивелирования, разработанного *М. С. Молоденским*. Величину  $H^N$  находят из геометрического нивелирования (см. гл. 9).

Далее мы не будем различать описанные выше системы высот — геодезическую, ортометрическую и нормальную, а ограничимся их обобщением — *абсолютной системой высот*.

**Высоты абсолютные и относительные.** Расстояние от точки до отсчетной поверхности — земного эллипсоида (или геоида, или квазигеоида), измеряемое по направлению нормали (или по отвесной линии), — называется *абсолютной высотой точки*. Фиксация принятой отсчетной поверхности по отношению к невозмущенной поверхности Мирового океана (см. рис. 1.2) осуществляется по результатам многолетних наблюдений уровня океана, который регулярно отсчитывают по делениям *вертикально поставленной рейки — футштоку*. По многолетним наблюдениям за уровнем моря по Кронштадтскому футштоку была установлена средняя высота Балтийского моря, которая и принята за ноль. Принятая система высот от этого начала получила название *Балтийской*.

Систему высот, в которой высоты точек измеряют не от основной уровенной поверхности, а от любой другой, называют *относительной* (реже — *условной*).

**Углы ориентирования.** Ориентировать некоторое направление на плоскости — значит определить угол, называемый *углом ориентирования*, который образует данное направление с начальным направлением. В качестве начального направления в геодезии используют северное направление меридиана данной точки, северное направление магнитной стрелки, а также северное направление осевого меридиана зоны или общее, положительное направление оси абсцисс. Соответственно этому углы ориентирования называют *азимутом  $A$* , *магнитным азимутом  $A_m$*  и *дирекционным углом  $\alpha$* . В этих случаях углы ориентирования принято отсчитывать от начального направления по ходу часовой стрелки до данного направления (от 0 до  $360^\circ$ ). Рассмотрим подробнее каждый из углов ориентирования.

**Геодезический и астрономический азимуты.** Понятие «азимут» используют преимущественно в высшей геодезии для ориентирования направлений на урвонной поверхности Земли и в пространстве. При этом различают азимуты геодезический и астрономический. *Геодезический азимут* — *двугранный угол между плоскостью геодезического меридиана данной точки и плоскостью, проходящей через нормаль в ней\* и содержащей данное направление, — отсчитывается от северного направления геодезического меридиана по ходу часовой стрелки*. Так, если заданное направление лежит в плоскости  $AB$ , где  $Ap$  — нормаль в точке  $A$  (см. рис. 1.3), то азимут направления  $AB$  будет измеряться углом между касательными к дугам меридиана  $AN$  и нормального сечения  $AB$ , причем азимут отсчитывают в направлении север — восток — юг — запад — север.

Геодезический азимут можно получить в результате математической обработки геодезических измерений, связывающих данное направление  $AB$  с некоторым, вообще говоря, другим направлением, для которого определен астрономический азимут.

*Астрономический азимут* — *двугранный угол между плоскостью астрономического меридиана данной точки и вертикальной плоскостью, проходящей в данном направлении, — отсчитывается от северного направления меридиана по ходу часовой стрелки*.

**Дирекционный угол.** В инженерной практике для ориентирования направлений на плоскости, как правило, применяют дирекционные углы. *Дирекционный угол* — *угол между проходящим через данную точку направлением и линией, параллельной оси абсцисс, — отсчитывается от положительного (северного) направления этой линии по ходу часовой стрелки*.

В общем случае дирекционный угол  $\alpha$  целесообразно считать периодической функцией с периодом, равным  $360^\circ$ , т. е.

$$\alpha = \alpha \pm 360^\circ. \quad (1.5)$$

В частном случае  $\alpha + 180^\circ = \alpha - 180^\circ$ ;  $\alpha = -(360^\circ - \alpha)$ .

\* К поверхности референц-эллипсоида.

**«Румбическая форма записи» углов ориентирования.** В геодезии для ориентирования направления линии относительно стран света, т. е. севера *С*, юга *Ю*, востока *В* и запада *З*, иногда применяют румбы. *Румб* — угол ориентирования, состоящий из двух компонентов: названия четверти (*СВ*, *ЮВ*, *ЮЗ* и *СЗ*), в которой расположено данное направление, и острого угла ( $r$ ), образованного им с ближайшим направлением меридиана.

При ориентировании по географическому меридиану румбы не применяют. Запись дирекционных углов в румбах используют лишь для упрощения (стандартизации) определения значений тригонометрических функций аргумента произвольной величины ( $\alpha$ ) через значения тех же функций, аргумент которых ( $r$ ) — острый угол, называемый *осевым дирекционным углом*.

Наиболее часто встречаются румбы при ориентировании относительно магнитного меридиана.

**Магнитный азимут. Склонение магнитной стрелки.** Под действием земного магнетизма свободно подвешенная магнитная стрелка в каждой точке физической поверхности Земли (или близ нее) принимает в горизонтальной плоскости положение, достаточно близкое к направлению меридиана. *Магнитный азимут* — горизонтальный угол, измеряемый от северного направления магнитного меридиана (оси магнитной стрелки) по ходу часовой стрелки до ориентируемой линии. *Северное направление оси магнитной стрелки образует с меридианом данной точки угол*, называемый *склонением магнитной стрелки*. Если северный конец магнитной стрелки отклоняется к востоку от меридиана, то склонение называют *восточным*, к западу — *западным*.

Склонение не только различно в разных точках поверхности Земли, но и на одном месте не остается постоянным. Установлены *суточное, годовое и вековое* изменения склонения. Изменяется склонение магнитной стрелки также под воздействием различных причин, влияющих на магнитное поле Земли. Кроме того, на направление магнитной стрелки влияют находящиеся поблизости железные предметы, а также линии высоковольтных передач. Все это делает невозможным использование магнитной стрелки в геодезии при точных работах. Ее свойства используют лишь для приближенного (грубого) ориентирования на местности.

*Магнитный румб* — острый угол, образованный данным направлением с ближайшим к нему концом магнитной стрелки (северным или южным). Румбы отсчитывают от ближайшего конца стрелки от 0 до 90° (вправо или влево) с указанием перед градусами соответствующей четверти: *СВ*, *ЮВ*, *ЮЗ*, *СЗ*. Например, азимуту 63° соответствует румб *СВ* 63°, а азимуту 263° — румб *ЮЗ* 83°. Связь азимутов с румбами представлена в табл. 1.1 и на рис. 1.7.

**Буссоли и их использование.** В геодезии для измерения числовых значений магнитных азимутов (румбов), а также для получения на местности направления магнитного меридиана применяют *буссоли* — приборы, представляющие собой усовершенствованный компас. Они предназначены для измерения магнитных азимутов,



состоят из трех основных частей: корпуса с приспособлением для визирования (наведения), кольца (круга) с делениями и магнитной стрелки. В зависимости от принципа соединения этих частей различают компасы двух типов.

В компасы первого типа (рис. 1.8) кольцо с делениями наглухо скреплено с корпусом и визирное приспособление расположено так, что диаметр  $180-0^\circ$  совпадает с направлением визирования. Деления на кольце компаса подписаны в возрастающем порядке

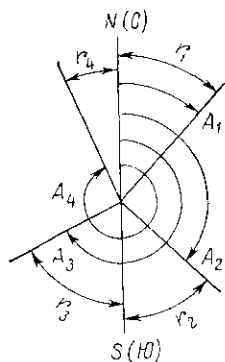


Рис 17 Румбы и азимуты направлений в разных квадрантах

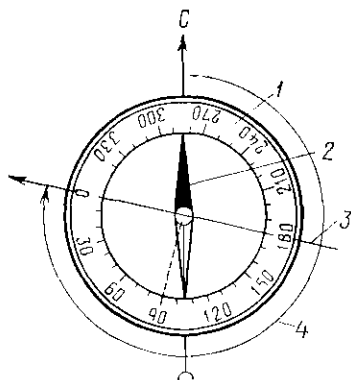


Рис 18 Компас с кольцом делений, скрепленным с корпусом:

1 — кольцо с делениями 2 — магнитная стрелка, 3 — линия визирования, 4 — магнитный азимут (на рисунке  $284^\circ$ )

Таблица 1 I

Номер четверти	Интервал изменения азимута	Связь азимута с румбом	Название румба
I	$0^\circ \leq A \leq 90^\circ$	$A - r = 0^\circ$	СВ
II	$90^\circ \leq A \leq 180^\circ$	$A + r = 180^\circ$	ЮВ
III	$180^\circ \leq A \leq 270^\circ$	$A - r = 180^\circ$	ЮЗ
IV	$270^\circ \leq A \leq 360^\circ$	$A + r = 360^\circ$	СЗ

против хода часовой стрелки, поэтому значение азимута непосредственно отсчитывают по северному концу стрелки. Так, на рис. 1.8 азимут равен  $\sim 284^\circ$  (это значение уточняется отсчетом по южному концу стрелки).

В компасы второго типа (рис. 1.9, а—в) кольцо с делениями надето на магнитную стрелку и вращается вместе с ней. На рис. 1.9, а показан общий вид компаса этого типа, называемой *компасом Шмалькальдера*, а техника наведения (визирования) и снятия отсчета — на рис. 1.9, б, в.

Компасы, применяемые для ориентирования, относятся к компасам первого типа, только для повышения точности фиксации направления магнитной стрелки основанием корпуса у них служит

не круг, а вытянутый прямоугольник, в котором кольцо с делениями заменено двумя небольшими секторами по 10—20°.

**Углы ориентирования в системе плоских прямоугольных геодезических координат.** Пусть  $A$  и  $B$  — изображения на плоскости некоторых точек земной поверхности (рис. 1.10),  $AN$  и  $BN$  — изображения географических меридианов этих точек, а  $Ax$  и  $Bx$  — линии,

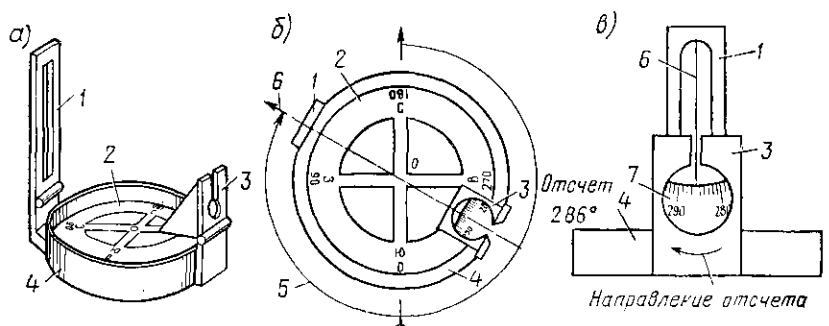


Рис. 1.9. Общий вид буссоли Шмалькальдера с кольцом делений, укрепленным на магнитной стрелке (а), и ее горизонтальная (б) и вертикальная (в) проекции:

1 — предметный диоптр; 2 — кольцо с делениями; 3 — глазной диоптр с призмой для взятия отсчета; 4 — корпус; 5 — измеряемый азимут; 6 — линия визирования, проходящая через прорезь диоптра 3 и пиль диоптра 1; 7 — изображение делений через призму диоптра 3

параллельные оси абсцисс (осевому меридиану). Тогда углы  $NAB=A$  и  $NBA=A'$  будут азимутами соответственно направлений  $AB$  и  $BA$ , а углы  $xAB=\alpha$  и  $xBA=\alpha'$  — их дирекционными углами.

**Прямые и обратные азимуты и дирекционные углы.** По отношению к направлению  $AB$  азимут  $A$  называют *прямым*, а  $A'$  — *обратным*. Однако для направления  $BA$ , наоборот, прямым будет азимут  $A'$  и обратным —  $A$ . Чтобы не спутать азимуты («прямые» и «обратные»), применяют индексы при  $A$ , например  $A_{AB}=A$ ;  $A_{BA}=A'$ . Аналогично для направления  $AB$  дирекционный угол  $\alpha$  будет прямым и  $\alpha'$  — обратным.

Между прямым и обратным дирекционными углами существует простая зависимость

$$\alpha' = \alpha \pm 180^\circ. \quad (1.6)$$

Между прямым и обратным азимутами зависимость существенно сложнее (рис. 1.10):

$$A_{AB} - \gamma_A = A_{BA} - \gamma_B \pm 180^\circ, \quad (1.7)$$

где  $\gamma$  — угол сближения меридианов — представляет существенный интерес для геодезии.

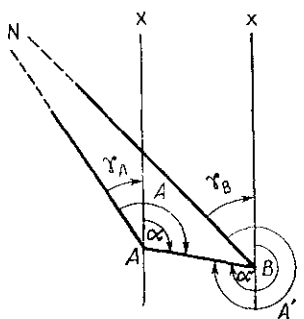


Рис. 1.10. Связь между азимутами и дирекционными углами: прямыми (в точке  $A$ ) и обратными (в точке  $B$ )

**Сближение меридианов.** Угол  $\gamma$  в данной точке между ее меридианом и линией, параллельной оси абсцисс, или осевым меридианом, называют *сближением меридианов* на сфере:

$$\operatorname{tg} \gamma = \sin \varphi \operatorname{tg} l, \quad (1.8)$$

где  $\varphi$  — географическая широта;  $l$  — разность геодезических долгот данной точки и осевого меридиана.

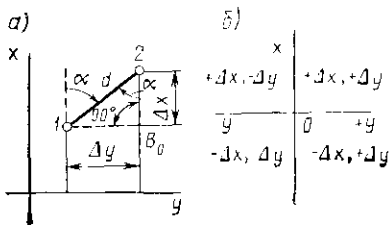


Рис. 1.11. Прямая и обратная геодезические задачи:

а — схема; б — знаки приращений координат

Гауссово сближение меридианов  $\gamma_r$  находят по формуле

$$\operatorname{tg} \gamma_r = (1 + 0,0067 l^2 \cos^4 \varphi) \operatorname{tg} \gamma.$$

Из определения и рис. 1.10 следует, что азимут направления равен дирекционному углу того же направления в проекции Гаусса плюс гауссово сближение меридианов.

При работе с картой и в других случаях, требующих знания лишь приближенного значения сближения меридианов, рекомендуют формулу

$$\gamma \approx l \sin \varphi, \quad (1.9)$$

где  $\gamma$  и  $l$  выражены в одних и тех же единицах (градусах, минутах, радианах).

#### § 1.4. Прямая и обратная геодезические задачи

**Прямая геодезическая задача.** Прямой геодезической задачей называют определение координат конечной точки отрезка линии по его длине, направлению и координатам начальной точки (рис. 1.11, а). Для решения этой задачи необходимо знать:  $x_1, y_1$  — прямоугольные координаты точки 1;  $d$  — длину отрезка 1—2;  $\alpha$  — дирекционный угол направления 1—2. Требуется определить:  $x_2, y_2$  — координаты точки 2. Из рис. 1.11, а следует

$$x_2 = x_1 + \Delta x; \quad y_2 = y_1 + \Delta y, \quad (1.10)$$

где  $\Delta x, \Delta y$  — приращения прямоугольных координат;

$$\Delta x = d \cos \alpha = \pm d \cos r;$$

$$\Delta y = d \sin \alpha = \pm d \sin r, \quad (1.11)$$

где  $r$  — «осевой румб», связанный с дирекционным углом такой же зависимостью, как и магнитный румб с магнитным азимутом (см табл. 1.1).

**Обратная геодезическая задача.** Обратной геодезической задачей называют определение длины и направления отрезка линии по данным координатам ее начальной и конечной точек. Дано:  $x_1, y_1$  и  $x_2, y_2$ . Определить  $d$  и  $\alpha$ .

По заданным координатам вычисляют их приращения  $\Delta x = x_2 - x_1$ ;  $\Delta y = y_2 - y_1$  и получают систему двух уравнений с двумя

неизвестными:  $d \cos \alpha = \Delta x$ ;  $d \sin \alpha = \Delta y$ . Решение системы имеет два варианта.

*Вариант 1.* Разделив второе уравнение на первое, получим

$$\operatorname{tg} \alpha = \Delta y / \Delta x = (y_2 - y_1) / (x_2 - x_1); \quad (1.12)$$

или

$$\alpha = \operatorname{arctg} (\Delta y / \Delta x). \quad (1.13)$$

Вычисляем расстояние:

$$d = \Delta x \sec \alpha = \Delta y \operatorname{cosec} \alpha.$$

*Вариант 2.* Находим расстояние:

$$d = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2}, \quad (1.14)$$

и вычисляем дирекционный угол:

$$\alpha = \operatorname{arccos} (\Delta x / d) = \operatorname{arcsin} (\Delta y / d). \quad (1.15)$$

При этом сначала находим румб:

$$\operatorname{tg} r = |\Delta y| / |\Delta x|, \quad (1.16)$$

а затем по знакам  $\Delta x$  и  $\Delta y$  (рис. 1.11, б) определяем название четверти румба и от  $r$  переходим к  $\alpha$  (см. рис. 1.7 и табл. 1.1). Практически первый вариант выгоднее второго.

## ГЛАВА 2. ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ ПЛАНЫ И КАРТЫ

### § 2.1. Топографический план. Масштаб

**Ортогональная проекция.** Вопросы, связанные с изображением физической поверхности Земли на бумаге, представляют определенные трудности, так как приходится изображать неровную поверхность пространственного объема (трехмерную) на плоскости (двумерной). В геодезии точки физической поверхности Земли мысленно проецируют на ее уровенную поверхность лучами, направленными по нормали к последней. Полученное при этом изображение контуров местности и форм рельефа на уровенной поверхности Земли называют *ортогональной проекцией*. В результате ортогонального проецирования каждой точке  $A, B, C, D$  физической земной поверхности будут соответствовать точки  $A_0, B_0, C_0, D_0$  ее уровенной поверхности  $I$  (рис. 2.1, а). Поэтому положение точки  $A$  в пространстве определяется ее абсолютной высотой  $AA_0 = H_A$  и координатами точки  $A_0$  — ее проекции на уровенной поверхности и т. д.

При инженерных работах, как правило, нужно знать не длину самой линии, а ее *горизонтальное проложение* — длину проекции линии на горизонтальную плоскость.

**Влияние кривизны Земли на горизонтальные расстояния.** Большой участок уровенной поверхности Земли значительно отличается от горизонтальной плоскости, поэтому изображение земной поверхности на плоскости всегда имеет искажения. В частности, расстояния, измеренные на уровенной поверхности, отличаются от соответствующих расстояний, измеренных на ее плоском изображении. Эти расхождения называют *искажениями длин*. Так, для проекции Гаусса, пренебрегая искажениями длин порядка 1 : 1 000 000, можно считать, что ортогональная проекция совпадает с плоскостью на участке шириной порядка 18 км (по 9 км к западу и востоку от меридиана).

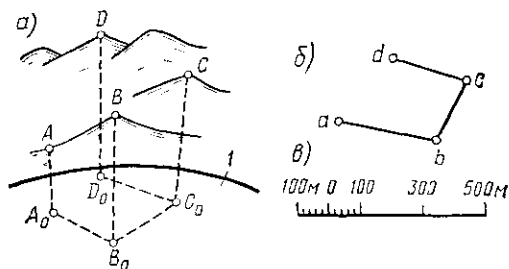


Рис 2.1. Горизонтальная проекция местности: *a* — проекция на уровенную поверхность, (*1* — урoвневная поверхность); *б* — план контура *ABCD*, *a* — линейный масштаб

В соответствии с вышеизложенным подобие фигур на ортогональной проекции ( $A_0, B_0, C_0, D_0$ ) и на топографическом плане ( $abcd$ ) (рис. 2.1, б) может выдерживаться лишь с некоторым приближением.

**Масштаб.** Из условия подобия фигур  $A_0B_0C_0D_0$  (рис. 2.1, а) и  $abcd$  (рис. 2.1, б) следует:  $ab/A_0B_0 = bc/B_0C_0 = cd/C_0D_0 = \dots = M = 1/n = \text{const}$ . Постоянная величина  $M$  называется *численным масштабом*. Таким образом, *численный масштаб топографического плана равен отношению длины отрезка прямой линии на плане к длине соответствующего отрезка на ортогональной проекции местности*. Это отношение представляют в виде правильной дроби, числитель которой равен единице, а знаменатель — некоторому круглому числу  $n$ , показывающему, во сколько раз расстояния на плане уменьшены по сравнению с соответствующими расстояниями на горизонтальной проекции. Для удобства использования численный масштаб часто записывают в виде *именованного масштаба*, например «в 1 см 50 м».

Для измерения отрезков на плане с малой точностью пользуются *линейным масштабом*, представляющим собой прямую линию, на которой несколько раз отложен один и тот же отрезок — *основание масштаба*, длина которого на плане соответствует круглому числу метров на ортогональной проекции. Так, на рис. 2.1, в основание принято равным 1 см, что соответствует на ортогональной проекции 100 м при масштабе 1 : 10 000. Левое крайнее основание разделено на более мелкие деления.

При сравнении численных масштабов употребляют термины

можно считать, что ортогональная проекция совпадает с плоскостью на участке шириной порядка 18 км (по 9 км к западу и востоку от меридиана).

**Топографический план.** Топографическим планом называют уменьшенное и подобное изображение на бумаге горизонтальной проекции участка местности, выраженное с помощью условных знаков. В со-

«мельче» и «крупнее». Если  $n_1 < n_2$ , т. е. знаменатель первого масштаба меньше знаменателя второго, то говорят, что первый масштаб крупнее второго или второй масштаб мельче первого.

**Точность масштаба.** На топографическом плане точка представляется кружком с диаметром, равным наименьшему отрезку линии, который может различить невооруженный глаз человека (примерно 0,1 мм). Точностью масштаба топографического плана называют длину отрезка на ортогональной проекции местности, соответствующую на плане отрезку в 0,1 мм. Так, для плана 1:5000 точность масштаба будет  $0,1 \text{ мм} \times 5000 = 0,5 \text{ м}$ , а для масштаба 1:500 — 5 см.

**Масштабы планов различного назначения.** В СССР топографические планы создают обычно в масштабах 1:5000, 1:2000, 1:1000, 1:500 и (реже) 1:200. Применение того или иного масштаба определяется назначением топографического плана, характером ситуации на местности и технико-экономическими показателями. Как правило, выбор масштаба топографического плана регламентируется обязательными для всех предприятий, организаций и учреждений Положениями, которые содержат наименование проектов или отдельных проектных решений и соответствующие им масштабы планов.

## § 2.2. Карта

**Понятие о картографических проекциях.** Если разбить всю поверхность земного эллипсоида на отдельные сфероидические трапеции, ограниченные дугами меридианов и параллелей, проведенными столь часто, что для данной цели можно без ощутимых погрешностей считать отграниченные участки плоскими, то для каждой такой трапеции можно построить план. Прикладывая и соединяя трапеции плана одна с другой, получим многогранник (рис 2.2, а), поверхность которого,

так же как и поверхность эллипсоида, нельзя развернуть на плоскости без складок и разрывов (рис. 2.2, б, в). Аналогичный недостаток имеют и листы карты в проекции Гаусса. Например, для изображения Октябрьской железной дороги требуется использование 4 трехградусных и 2 шестиградусных зон (см рис. 1.6).

Для изучения больших участков земной поверхности используют карты. Карта — это сплошное уменьшение, условное изображение на плоскости больших площадей и даже всей земной поверхности с искажениями, подчиненными определенным математическим законам.

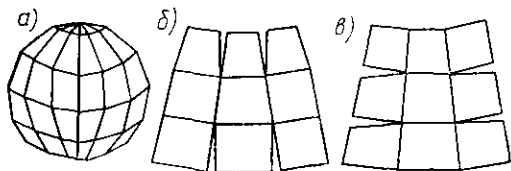


Рис. 2.2 Многогранная проекция:

а — многогранник трапеций, б — трапеции на плоскости, соединенные по параллелям с разрывами по меридианам, в — трапеции, соединенные по меридианам



Представим себе цилиндр, который касается земной сферы по окружности выбранного большого круга. Лучами, идущими из центра Земли, спроецируем ее поверхность на поверхность цилиндра. Разрезав цилиндр вдоль образующей, развернем его на плоскости и получим на ней изображение ортогональной проекции. Уменьшив его, например, в 1 млн. раз, получим карту, масштаб которой вдоль линии, соответствующей окружности касания, будет 1 : 1 000 000, но по мере удаления от нее масштаб будет непрерывно возрастать. Карту можно построить по разным математическим законам, т. е. в разных проекциях, однако избежать «разномасштабности» изображения нельзя. Поэтому указанный на карте масштаб, называемый *главным*, выдерживается только в отдельных ее частях, обычно вдоль некоторых меридианов или параллелей. Так, если за окружность касания цилиндра с земной сферой принять дугу большого круга, проходящего через Москву и Ленинград, то полоса 18 км (по 9 км в обе стороны от него) будет изображена в одном масштабе. Следовательно, Октябрьскую железную дорогу на всем своем протяжении можно представить на плане в едином масштабе изображения. Но с удалением от трассы дороги на большее расстояние (более 9 км) масштаб будет значительно изменяться.

**Назначение карт, их масштабы.** Карты географические, отображающие Землю в целом или ее отдельные части, по своему содержанию подразделяют на *общегеографические*, имеющие универсальное назначение (на них показывают гидрографию, рельеф, населенные пункты, дорожную сеть, растительный покров и т. п.), и *тематические*, имеющие специальное назначение (например, дорожные, содержащие более детальную характеристику дорожной сети).

Общегеографические карты в масштабах 1 : 10 000—1 : 1 000 000 называют *топографическими картами*. Условно их подразделяют на *крупномасштабные* (1 : 10 000, 1 : 25 000, 1 : 50 000), *среднемасштабные* (1 : 100 000, 1 : 200 000) и *мелкомасштабные* (1 : 500 000, 1 : 1 000 000). В СССР эти карты (кроме 1 : 1 000 000) строят в равноугольной проекции Гаусса; они являются многолистными, т. е. вся поверхность Земли изображается на многих листах.

### § 2.3. Разграфка и номенклатура карт и планов

**Деление листа карты.** Для удобства пользования картой размер одного листа в обычных условиях принят близким к квадрату со сторонами порядка 40—50 см. Границами листа карты, составляющими его рамку, служат меридианы и параллели. Говоря о «делении листа карты», имеют в виду деление не самого листа, а соответствующей ему горизонтальной проекции местности. *В основе разграфки и номенклатуры топографических карт, т. е. системы деления карт на отдельные листы и их обозначения, в СССР лежит карта масштаба 1 : 1 000 000. Листы этой карты по параллелям образуют ряды, а по меридианам — колонны. Каждый ряд равен 4°*

по широте, а колонна — 6° по долготе. Ряды обозначают заглавными буквами латинского алфавита: А — от экватора (рис. 2.3), а колонны — арабскими цифрами с нумерацией с запада на восток, считая первой колонну с западным меридианом 180° от Гринвича. Номенклатура листа карты 1:1 000 000 состоит из буквы ряда и номера колонны, например М-38 (рис. 2.3).

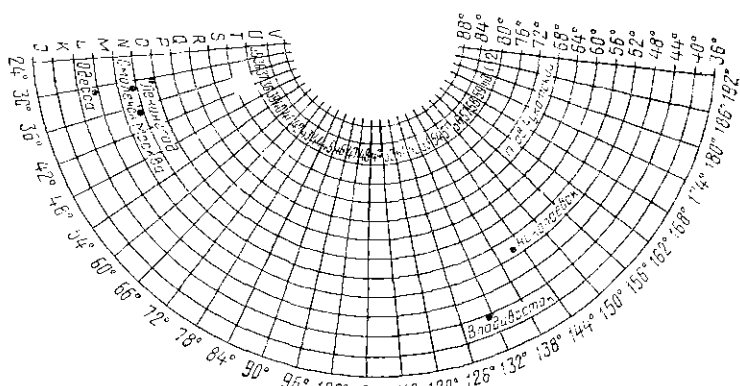


Рис. 2.3. Схема нарезки листов карты масштаба 1 : 1 000 000

Каждый лист карты масштаба 1 : 1 000 000 делят на четыре листа карты масштаба 1 : 500 000, нумеруемых прописными буквами А, Б, В, Г русского алфавита (рис. 2.4, а); на 36 листов карты масштаба 1 : 200 000 с нумерацией римскими цифрами I, II, ..., XXXVI; на 144 листа карты масштаба 1 : 100 000 с нумерацией 1, 2, ..., 144.

Номенклатуры листов карт этих масштабов получают путем приписки справа к номенклатуре соответствующего листа карты масштаба 1 : 1 000 000 номенклатуры данного листа (табл. 2.1).

Таблица 2.1

Масштаб	Номенклатура листа карты	Размеры листа	
		по широте	по долготe
1 : 1 000 000	М-38	4°	6°
1 : 500 000	М-38-Г	2°	3°
1 : 200 000	М-38-Х	40'	60'
1 : 100 000	М-38-113	20'	30'
1 : 50 000	М-38-113-Г	10'	15'
1 : 25 000	М-38-113-Г-г	5'	7'30"
1 : 10 000	М-38-113 Г-г-2	2'30"	3'45"
1 : 5 000	М-38-113 (200)	1'15"	1'52,5"
1 : 2 000	М-38-113 (200-ж)	25"	37,5"

Каждый лист карты масштаба 1 : 100 000, 1 : 50 000, 1 : 25 000 делят на четыре листа карты следующего масштаба, т. е. соответственно масштабов 1 : 50 000, 1 : 25 000, 1 : 10 000 (рис. 2.4, б). Номенклатуры листов карт этих масштабов получают путем приписки справа к номенклатуре листа, четвертью которого является лист данной карты, соответствующего знака (цифры, буквы) (табл. 2.1).

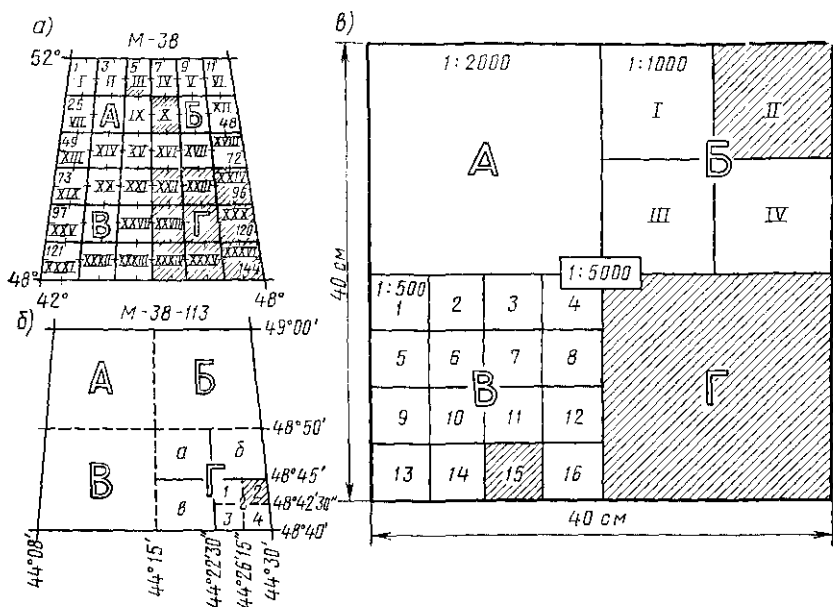


Рис. 2.4. Расположение листов карты масштаба:

а — 1 : 500 000, 1 : 200 000 и 1 : 100 000 в листе карты масштаба 1 : 1 000 000; б — 1 : 50 000, 1 : 25 000 и 1 : 10 000 в листе карты масштаба 1 : 100 000, а — 1 : 2000, 1 : 1000 и 1 : 500 в плане масштаба 1 : 5000

В основу разграфки листа плана масштаба 1 : 5000 положен лист карты масштаба 1 : 100 000, который делят на 256 частей (16×16). Лист плана масштаба 1 : 5000 имеет размер по широте 1'15" и по долготе 1'52,5". Его в свою очередь делят на 9 (3×3) частей, соответствующих трапеции плана масштаба 1 : 2000. Лист плана масштаба 1 : 2000 имеет размер по широте 25" и по долготе 37,5". Номенклатура листа плана масштаба 1 : 5000 состоит из номенклатуры соответствующего листа карты 1 : 100 000 с прибавлением в скобках порядкового номера листа плана масштаба 1 : 5000. Номенклатура листа плана масштаба 1 : 2000 состоит из номенклатуры соответствующего листа плана масштаба 1 : 5000 с добавлением к его номеру, стоящему в скобках, одной из строчных букв русского алфавита: а, б, в, г, д, е, ж, з, и (табл. 2.1).

Для топографических планов масштабов 1 : 5000 и крупнее Инструкция по топографо-геодезическим работам при инженерных изысканиях для промышленного, сельскохозяйственного, городско-

го и поселкового строительства (СН 212—73) рекомендует квадратную форму листов. На рис. 2.4, в показано расположение в пределах одного квадратного листа плана масштаба 1:5000 планшетов (листов) планов более крупных масштабов 1:2000, 1:1000, 1:500 и дана их номенклатура (нумерация). Так, для листов планшетов, заштрихованных на рис. 2.4, в, имеем соответственно: 7-Г

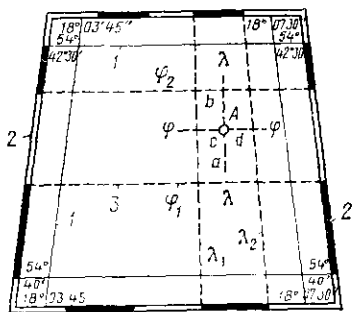


Рис. 2.5. Географическая сетка карты:

1 — внутренняя рамка карты; 2 — минутная рамка; 3 — линии параллелей и меридианов, образующие минутную трапецию

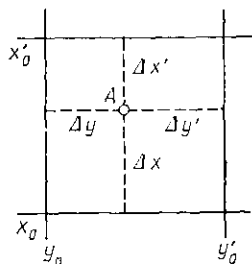
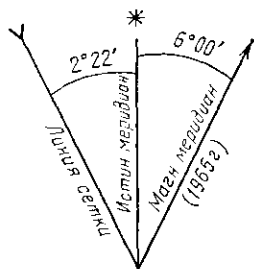


Рис. 2.6. Квадрат километровой сетки

Рис. 2.7. Схема направления географического и магнитного меридианов относительно линий сетки:

склонение — восточное  $6^{\circ}00'$ , среднее сближение меридианов — западное  $2^{\circ}22'$



(для масштаба 1:2000), 7-Б-II (для 1:1000) и 7-B15 (для 1:500). Первая цифра 7 соответствует порядковому номеру листа плана масштаба 1:5000, принятому на данном объекте.

**Координатные линии на листе топографической карты.** На листах топографических карт нет линий меридианов и параллелей. Но их можно провести, используя специальную разграфку минут по широте и долготе, нанесенную за внутренней рамкой листа топографической карты (рис. 2.5). На листах топографических карт начиная с масштаба 1:500 000 и крупнее проводят координатную сетку, образуемую линиями, параллельными осям прямоугольных координат Гаусса, т. е. изображениям осевого меридиана координатной зоны и экватора. Сетка прямоугольных координат представляет собой сетку квадратов, служащую для графического определения координат точек плана (рис. 2.6). Линии сетки, параллельные

осевому меридиану, образуют с географическим меридианом угол сближения меридианов  $\gamma$ , значение которого для средней точки листа карты указывают за его южной рамкой. Там же указывают и склонение магнитной стрелки (рис. 2.7).

## § 2.4. Содержание планов и карт. Рельеф

**Условные знаки планов и карт.** На планах и картах все объекты (предметы, контуры, рельеф, геодезические точки, дороги и т. п.) изображают с помощью условных знаков, показывающих их местоположение, а также качественные и количественные характеристики.

Условные знаки разделяют на *контурные* и *внемасштабные*. Объекты, имеющие значительные размеры, обозначают на планах и картах с сохранением подобия контурными знаками. Эти знаки совпадают с внешним контуром объекта, а внутри них вычерчивают соответствующий условный знак, раскрывающий содержание (сущность) изображенного объекта. Границу угодья, если она не совпадает с линейным знаком (дорогой, рекой и т. п.), изображают точечным пунктиром.

Особое место среди условных знаков карт и планов занимают *изолинии* — *линии, соединяющие на карте точки с равными значениями какой-либо физической величины*. Изолинии применяют при изображении рельефа на крупномасштабных картах и планах.

**Рельеф.** Это форма физической поверхности Земли, рассматриваемая по отношению к ее уровенной поверхности. Рельеф изображается на картах тремя совместно применяемыми способами: горизонталями, условными знаками и отметками высот. *Горизонтали* — *линии равных высот на карте*, служащие для изображения главных форм рельефа. Условными знаками изображают резкие нарушения рельефа: скалы, обрывы, уступы, осыпи, овраги и т. п., а также малые, но важные формы, не выражающиеся в масштабе карты. В дополнение к горизонталям и условным знакам на карте подписывают высоты характерных точек; на вершинах возвышенностей, на изгибах водоразделов, на бровках оврагов, на седловинах, у источников и т. п.

Линия соприкосновения поверхности спокойно стоящей воды с сушей, будучи изображенной на карте (плане), дает наглядное представление о горизонтали. Если допустить, что уровень воды скачкообразно поднимается каждый раз на одну и ту же высоту  $h$  и постепенно затопляет данный участок местности, то кривые, соответствующие различным уровням воды (на карте), являются горизонталями. Высота сечения рельефа горизонталями — разность высот двух смежных горизонталей. Изображение рельефа горизонталями тем точнее, чем меньше высота сечения рельефа  $h$ .

**Формы рельефа.** Различают следующие основные формы рельефа: *возвышенность* (гора или холм), *впадина* (котловина или яма), *седловина* или *перевал*, *хребет*, *лощина* и *равнина* (рис. 2.8).

Для быстрого определения отдельных форм рельефа в характерных его местах перпендикулярно горизонталям ставят специальные *бергштрихи*, направленные от горизонтали вниз по скату. В местах, удобных для чтения, в специально сделанных разрывах

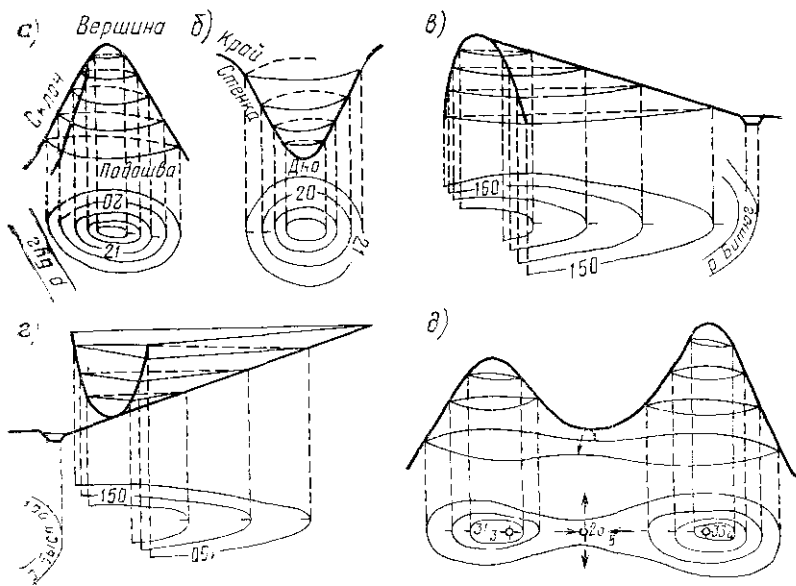


Рис. 28. Изображение рельефа горизонталями:  
а — горы; б — котловины, в — хребты, г — лощины; д — седловины

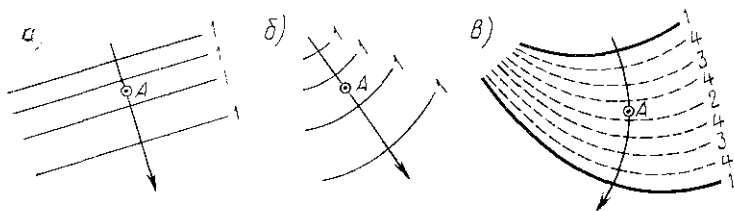


Рис. 29. Линии падения:

а, б — прямые; в — кривая; 1 — сплошные горизонтали; 2—4 — полугоризонталы

подписывают (коричневым цветом) высоту горизонтали так, чтобы верх цифр был обращен в сторону повышения ската. *Линия падения* — линия наибольшего ската, направленная перпендикулярно касательной, проведенной к горизонтали в рассматриваемой точке местности. На рис. 2.9, а—в показаны правила проведения линии падения через точку А. Они имеют большое значение для характеристики форм (рис. 2.10).

**Заложение и уклон.** Заложением называют расстояние между двумя смежными горизонталями на топографической карте. Если

эти горизонталы не параллельны друг другу, то заложение измеряют по линии падения.

Высоту сечения рельефа подписывают на каждом листе топографической карты у его нижней, южной, рамки. Обычная форма записи: «Сплошные горизонталы проведены через  $h$  метров». В зависимости от масштаба карты и характеристики района на топографических картах приняты следующие сечения рельефа (табл. 2.2).

Таблица 2.2

Характеристика районов	Высота сечения на планах и картах масштабов, м				
	1 : 5 000	1 : 10 000	1 : 20 000	1 : 50 000	1 : 100 000
Плоскоравнинные	0,5—1,0	1,0—2,0	2,5	10,0	20,0
Равнинные, всхолмленные, песчаные пустыни	0,5—1,0	2,5	5,0	10,0	20,0
Горные и предгорные	5,0	5,0	5,0	10,0	20,0
Высокогорные	—	—	10,0	20,0	40,0

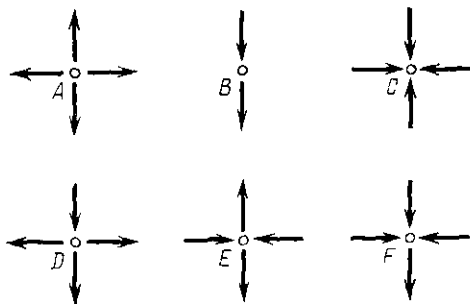


Рис. 2.10. Направление линий падения:

A — на вершине горы; B — на склоне; C — на дне котловины; D — на водораздельной линии хребта; E — в седловине; F — на водосливной линии лощины

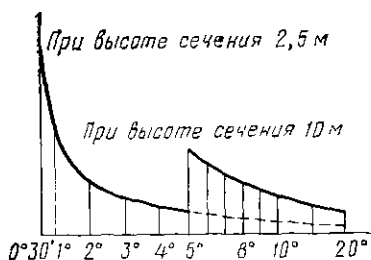


Рис. 2.11. График заложений

Кроме сплошных горизонталей иногда проводят дополнительные: «полугоризонталы» (через  $0,5h$ ) и «четвертьгоризонталы» (через  $0,25h$ ), которые изображают пунктиром (см. рис. 2.9).

Высота сечения  $h$ , заложение  $d$  и крутизна ската  $v$  связаны зависимостью

$$\operatorname{tg} v = h/d = i, \quad (2.1)$$

где  $i$  — уклон.

Чем больше крутизна ската (угол наклона), тем меньше заложение ( $h = \text{const}$ ). Так, при  $h = 2,5$  м для  $v = 0^\circ 30'$ ;  $1^\circ$ ;  $2^\circ$ ;  $3^\circ$  и т. д. соответственно получим  $d = 286,5$ ;  $143,2$ ;  $71,6$ ;  $47,7$  м и т. д. Используя эти данные, построим график, называемый масштабом заложений (рис. 2.11). Вдоль прямой линии — основания графика — на-

тим точки (например, на равном расстоянии друг от друга) и по перпендикуляру к основанию графика отложим от этих точек отрезки (в масштабе карты), равные соответствующим заложениям. Концы отрезков соединим плавной кривой. Такой график помещают за южной рамкой топографической карты. Пользование масштабом заложений сводится к следующему. Заложение линии, угол наклона которой определяется, берут в раствор измерителя (или откладывают на краю листа бумаги) и подносят к графику перпендикулярно его основанию так, чтобы один конец отрезка лежал на основании, а другой — на кривой графика. Далее по размеченному основанию снимают отсчет градусов, соответствующий данному основанию.

**Точность изображения рельефа горизонталями.** Для топографических планов масштабов 1 : 5000—1 : 500 погрешность положения горизонтали по высоте не должна превышать  $\frac{1}{2}$  высоты сечения для местности с уклоном до  $2^\circ$  и  $\frac{2}{3}$  этой высоты для местности с уклоном  $2-6^\circ$ . Для местности с уклоном свыше  $6^\circ$  число горизонталей на топографическом плане должно соответствовать разности высот перегибов скатов. На участке плана между двумя перегибами скатов расстояние между смежными горизонталями (заложение) остается постоянным.

## § 2.5. Решение задач по топографическим планам и картам

**Определение географических и прямоугольных координат.** Для проведения меридиана  $\lambda\lambda$  и параллели  $\varphi\varphi$  через точку  $A$  карты нужно стороны минутной трапеции (см. рис. 2.5, а), внутри которой оказалась эта точка, разделить на части, пропорциональные соответственно отрезкам  $a, b$  и  $c, d$ , значения которых определяют графически. Широту  $\varphi$  и долготу  $\lambda$  точки  $A$  определяют по формулам

$$\varphi = \varphi_1 + \frac{a}{a+b} (\varphi_2 - \varphi_1); \quad \lambda = \lambda_1 + \frac{c}{c+d} (\lambda_2 - \lambda_1). \quad (2.2)$$

Прямоугольные координаты  $x, y$  точки  $A$  находят как суммы координат  $x_0, y_0$  юго-западного угла квадрата координатной сетки, внутри которого оказалась эта точка (см. рис. 2.6) и соответствующих приращений  $\Delta x, \Delta x', \Delta y$  и  $\Delta y'$ . Эти приращения измеряют на карте и проверяют выполнение условий  $\Delta x + \Delta x' = x'_0 - x_0$  и  $\Delta y + \Delta y' = y'_0 - y_0$ , где  $x'_0, y'_0$  — координаты северо-восточного угла квадрата. Полученное расхождение, обусловленное не только погрешностями измерения, но и деформацией бумаги, распределяют пропорционально длинам измеренных приращений, и искомые координаты определяют по формулам

$$x = x_0 + \Delta x = x'_0 - \Delta x'; \quad y = y_0 + \Delta y = y'_0 - \Delta y'. \quad (2.3)$$

**Определение расстояний.** Для измерения прямых отрезков линий на карте кроме линейного масштаба (см. рис. 2.1, в) использу-



ют поперечный масштаб (рис. 2.12, а). Точность поперечного масштаба определяется ценой его наименьшего деления

$$t = l/(nm), \quad (2.4)$$

где  $l$  — длина основания,  $n$  — число делений, на которое разбито основание;  $m$  — число линий, проведенных параллельно основанию.

Длину  $L$  отрезка линии  $AB$  определяют как сумму трех отрезков:  $L = lk_1 + (l/n)k_2 + tk_3$ . Так, для рис. 2.12, а имеем:  $k_1 = 3$ ,  $k_2 = 8$  и

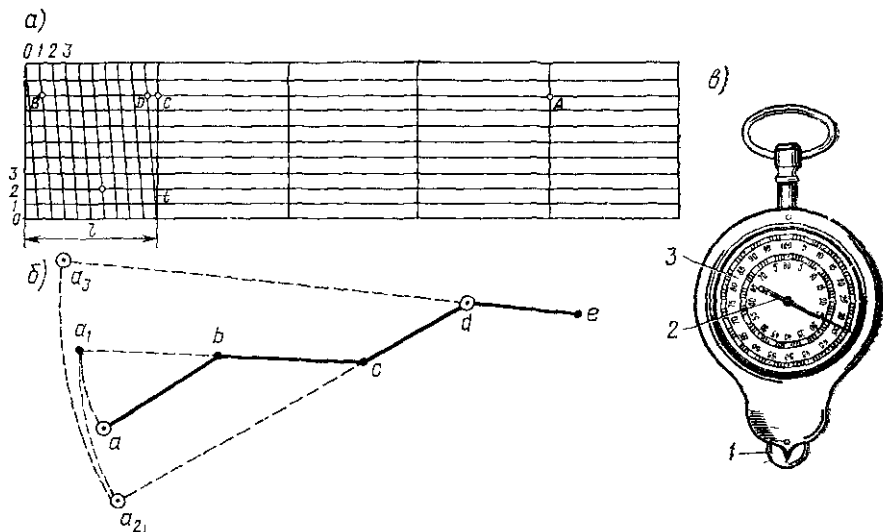


Рис 2.12 Измерение расстояний на карте с помощью поперечного масштаба (а), спрямление ломаной с помощью измерителя (б) и курвиметр (в)

$k_3 = 8$ . Поперечный масштаб, у которого  $l = 20$  мм,  $n = m = 10$ , называют *нормальным*, его наименьшее деление имеет цену  $t = 0,2$  мм. Этот масштаб гравировают на металлических линейках.

Длину ломаной линии  $abcde$  (рис. 2.12, б) можно получить как сумму прямолинейных отрезков, ее составляющих. Для измерения длины кривых линий на карте используют курвиметр (рис. 2.12, в); путь, пройденный колесом 1, фиксируется стрелкой 2 по циферблату 3.

**Определение углов ориентирования.** Определить дирекционный угол направления отрезка линии на карте можно двумя способами: 1) найти координаты  $x_1, y_1$  и  $x_2, y_2$  конечных точек отрезка и вычислить по формуле (1.15) значение дирекционного угла  $\alpha$ , 2) непосредственно измерить угол  $\alpha$  с помощью транспортира. Второй способ считают менее точным: не учитывается деформация бумаги.

Если требуется определить азимут некоторого направления, то можно в начальной точке  $A$  направления провести на карте меридиан и измерить от него азимут транспортиром. Однако чаще одним из указанных выше способов сначала находят дирекционный

угол этого направления, а затем, используя угол  $\gamma$  — сближение меридианов, вычисляют азимут:

$$A = \alpha + \gamma. \quad (2.5)$$

При этом значение  $\gamma$  берут с вспомогательного чертежа, помещенного за южной рамкой листа карты (см. рис. 2.7). По этому же графику можно определить склонение магнитной стрелки, а следовательно, и магнитный азимут взятого направления:

$$A_m = A - \delta = \alpha + \gamma - \delta, \quad (2.6)$$

где  $\delta$  — склонение магнитной стрелки.

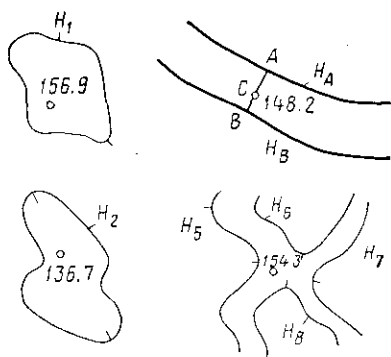


Рис. 2.13. Определение высот горизонталей и точек

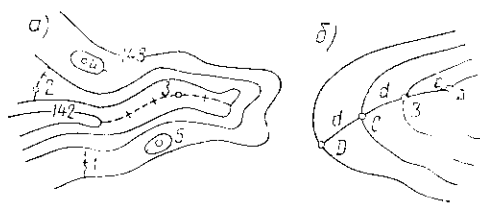


Рис. 2.14. Определение отметок точек (а) и построение линии с заданным уклоном (б):  
1 — 147,5 м; 2 — 144,7 м; 3 — 143,2 м; 4 — 148,5 м;  
5 — 145,5 м

**Определение высот горизонталей и точек.** Для того чтобы читать рельеф на топографических картах, нужно научиться быстро определять отметки самих горизонталей. Часто этому помогают отметки близлежащих точек. При этом рассуждают так: во-первых, горизонталь в качестве отметки может иметь только число, кратное высоте сечения рельефа горизонталями, например 2,5 м, т. е. в данном случае отметкой может быть только число из ряда 0; 2,5; 5; 7,5; 10; ...; 150; 152,5; ... Во-вторых, если горизонталь проходит непосредственно близ заданной точки, т. е. между ними нет других горизонталей, то отметки точки и горизонтали должны отличаться не более чем на величину высоты сечения  $h$ , в данном случае на 2,5 м. Таким образом, у точки с отметкой 156,9 (рис. 2.13) могут проходить только горизонтали с отметками 155 или 157,5. Но так как горизонталь расположена ниже точки (см. направление бергштриха), то ее отметка равна 155 м. Аналогично определяют отметки горизонталей для других точек. Определим теперь  $H_C$  точки  $C$ , расположенной на карте между двумя горизонталями с отметками  $H_A$  и  $H_B$  ( $H_A < H_B$ , сечение  $h$ ). Заложение, проведенное через точку  $C$ , пересечет эти горизонтали соответственно в точках  $A$  и  $B$ . Измерив отрезки  $AC = \Delta d$  и  $AB = d$ , найдем

$$\Delta h = (h \cdot \Delta d) / d; \quad H_C = H_A + \Delta h. \quad (2.7)$$

Примеры определения отметок точек приведены на рис. 2.14, а.

**Определение крутизны ската (склона).** Крутизна ската по направлению заложения характеризуется двумя показателями: уклоном, определяемым по формуле (2.1), и углом наклона  $\nu$ , который берется с графика — *масштаба заложений* (см. рис. 2.11).

**Построение линии с заданным уклоном.** При проектировании трассы дороги, водопровода и т. д. из точки  $A$  карты (рис. 2.14, б) проводят линию с заданным уклоном  $i$ . Сначала вычисляют зало-

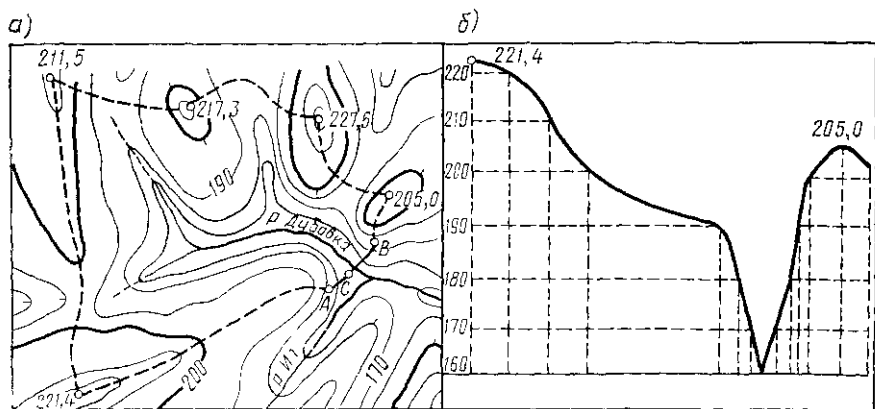


Рис 2.15 Определение водосборной площади (а) и построение профиля (б)

жение:  $d = h/i$ . Далее, взяв в раствор измерителя полученное значение  $d$ , ставят одну ножку в точку  $A$ , а другой засекают ближайшую горизонталь, придерживаясь заданного направления. Пусть точкой засечки оказалась точка  $B$ , т. е.  $AB = d$ , тогда, удерживая одну ножку измерителя в точке  $B$ , другой тем же радиусом делают засечку, но уже следующей горизонтали:  $BC = d$  и т. д.

**Построение профиля по топографической карте.** Если на карте с горизонталями провести некоторую линию, то для любой ее точки можно определить горизонтальное расстояние (удаление) от начальной точки и высоту. Отложив эти величины соответственно по осям абсцисс и ординат и соединив полученные точки плавной кривой, получим изображение вертикального разреза земной поверхности по взятому направлению. Обычно масштаб горизонтальных расстояний принимают таким же, как и масштаб карты, а масштаб высот берут значительно крупнее (в 10—100 раз). При этом основанию профиля (началу отсчета высот) приписывают некоторую высоту, часто называемую *условным горизонтом*.

Чтобы при построении профиля использовать минимальное число точек, надо взять только те из них, в которых линия профиля меняет уклон (крутизну). По заданному направлению следует наметить пересекаемые линии водоразделов и водосливов и точки перегибов: на карте они проходят по горизонталям, удаленным от

двух соседних на разные расстояния. Иначе говоря, если линия профиля пересекает ряд горизонталей, идущих на равном расстоянии друг от друга, то при построении профиля можно пропустить все, кроме двух крайних. Однако практически при небольшом числе горизонталей их надо учесть все.

На рис. 2.15, а представлен участок карты, между точками с отметками 221,4 и 205,0 которого построен профиль (рис. 2.15, б).

**Определение водосборной площади.** Водосборная площадь — площадь, с которой дождевая и талая воды поступают в данную реку (ручей и т. п.). Для определения границ водосборной площади бассейна *р. Дубовки* (рис. 2.15, а) от верховья до искусственного сооружения *АВ* на карте намечают водораздельные линии (на рисунке они показаны пунктиром): *р. Дубовка* — 221,4—221,5—217,3—227,5—205,0 — *р. Дубовка*. Затем от концов сооружения *АВ* проводят линии наибольшего ската до пересечений с указанными водоразделами. Ограниченная таким образом площадь будет искомой.

## § 2.6. Измерение площадей на топографических картах и планах

**Способы измерения площадей.** На планах и картах площади определяют аналитическим, геометрическим или механическим способом.

*Аналитический способ* состоит в вычислении площади многоугольника по координатам  $x_i, y_i$  ( $i=1, 2, \dots, n$ ) его вершин:

$$2F = \sum_{i=1}^n x_i (y_{i+1} - y_{i-1}) = \sum_{i=1}^n y_i (x_{i-1} - x_{i+1}). \quad (2.8)$$

*Геометрический способ* основан на разделении фигуры на несколько таких частей (треугольник, прямоугольник, трапецию), площади которых определяют по удобным формулам. Частный вид этого способа — использование различных палеток в виде системы параллельных линий, удаленных друг от друга на одинаковое расстояние, а также в виде сеток квадратов со сторонами 2—10 мм (в зависимости от размеров определяемой площади). Палеткой с параллельными линиями площадь делят на трапеции с постоянной высотой  $h$ , равной расстоянию между смежными параллельными линиями. Длину  $l_i$  средней линии каждой трапеции измеряют (между противоположными границами контура) и определяют площадь:

$$F = h \sum_{i=1}^n l_i. \quad (2.9)$$

Для палетки со сторонами квадрата, равными  $d$ ,

$$F = N a^2 + \sum_{i=1}^n \Delta a_i, \quad (2.10)$$

где  $N$  — число целых квадратов, уложившихся в измеряемой площади,  $Da$  — дробная часть квадрата (оценивают на глаз)

**Механический способ** основан на применении специального прибора — планиметра.

**Полярный планиметр.** На рис. 2.16 показан полярный планиметр с одной кареткой (бывают планиметры с двумя каретками, которые фиксируют положение планиметра сразу двумя отсчетами). Для измерения площади планиметр устанавливают так, чтобы

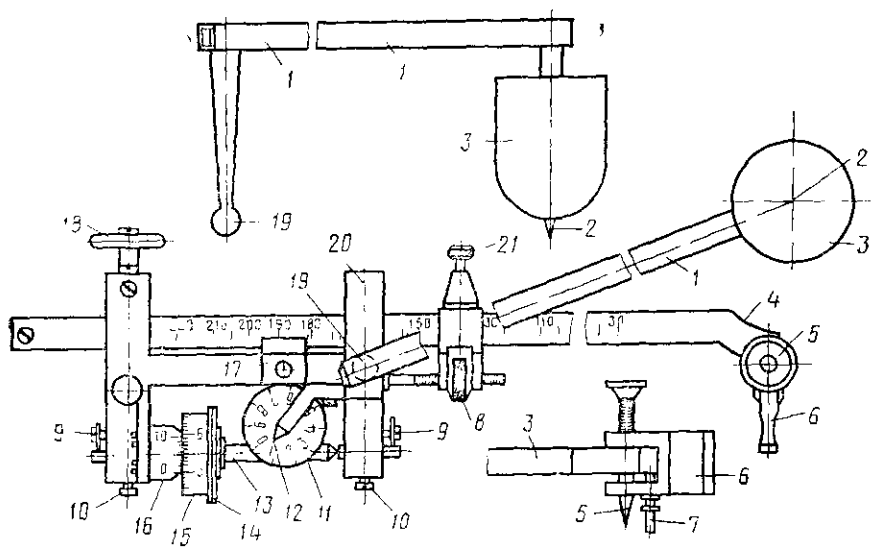


Рис 2.16 Однокареточный полярный планиметр

1 — полюсный рычаг, 2 — полюс, 3 — груз полюса 4 — обводной рычаг, 5 — игла 6 — ручка 7 — упор, 8, 21 — микрометричный и закрепительный винты каретки 9, 10 — регулировочные и закрепительные винты, 11 — циферблат, 12 — стрелка, 13, 14 — горизонтальная ось и колесо счетного ролика, 15 — барабан 16 — верньер 17 — верньер обводного рычага, 18 — колесо каретки 19 — шарнир, 20 — Каретка

ведущим острием иглы 5 (иногда иглу заменяют кольцом со стеклом, в центре которого выгравирован кружок) при неподвижном полюсе 2 можно было обводить по всему контуру. При этом колесо 14 должно двигаться легко и плавно, а рычаги 1 и 4 не должны образовывать очень острых и тупых углов (меньше  $15^\circ$  и больше  $165^\circ$ ). Держась рукой за ручку 6, осторожно ведут острие иглы 5 так, чтобы колесо 14 не отрывалось от бумаги. Один оборот колеса 14, на барабане 15 которого нанесено 100 делений с подписанными десятками (0, 1, 2, ..., 9), соответствует смещению циферблата 11 на одну единицу. Деления отсчитывают по стрелке 12. Десятые и сотые доли берут по барабану 15, а тысячные доли — по верньеру 16. Следовательно, отсчет складывается из четырех цифр.

Сделав два отсчета:  $N_0$  — до обвода и  $N$  — после обвода площади, определим ее значение по одной из следующих формул:

$$F = Cn; \quad (2.11)$$

$$F = Cn + Q, \quad (2.12)$$

где  $n$  — разность отсчетов: при обводе по ходу часовой стрелки  $n = N - N_0$ , против хода часовой стрелки  $n = N_0 - N$ ;  $C$  — цена деления планиметра;  $Q$  — постоянная планиметра.

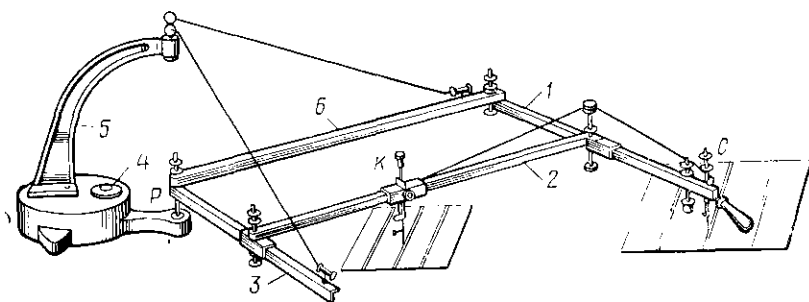


Рис. 2.17. Пантограф:

1 — линейка, 2 — передвижная линейка, 3, 6 — подвесные линейки; 4 — круглый уровень; 5 — журавль, P — полюс пантографа, K — карандаш; C — обводная игла

Если полюс находится вне обводимого контура, то применяют формулу (2.11), если полюс внутри контура, то применяют (2.12). Величины  $C$  и  $Q$  определяют путем измерения планиметром площадей (квадрата, круга), значения которых известны.

Изменяя длину  $R$  рычага 4, под которой понимают расстояние от иглы 5 до шарнира 19, можно сделать цену деления  $C$  равной некоторому круглому числу  $C_0$ . Длину рычага  $R_0$ , соответствующую этому числу, вычисляют по формуле

$$R_0 = (C_0 R) / C \quad (2.13)$$

и устанавливают по верньеру 17: освободив винт 21, перемещают каретку 20 сначала грубо, а затем точно, используя винт 8.

**Точность измерения площадей разными способами.** Точность аналитического способа определения площади зависит лишь от точности, с которой определены координаты вершин многоугольника. Относительную погрешность определения площади палеткой можно принять равной  $1/50$ , а планиметром —  $1/300$ .

**Перечерчивание и размножение планов.** При прозрачной основе оригинала снять копию можно на чертежную бумагу, положенную поверх плана на освещаемое снизу стекло. Копию во всех случаях можно снять на восковку. План с любым соотношением масштабов оригинала и копии можно получить: *геометрическим способом* — на оригинале и копии вычерчивают квадраты, ситуацию и рельеф переносят с оригинала на копию поквадратно с сохранением подобия; *механическим способом* — с помощью специального прибора — пантографа (рис. 2.17); *фотомеханическим способом* — с помощью фототрансформатора.

§ 3.1. Общие сведения об измерениях и их погрешностях.  
Классификация погрешностей

При выполнении геодезических работ для определения значений различных физических величин (расстояний, углов, превышений и др.) производят измерения прямые (непосредственные) или косвенные. *Прямыми* называют такие измерения, когда определяемую величину получают в результате непосредственного сравнения с единицей меры. Так, длину линии измеряют отложением вдоль нее землемерной ленты (ЛЗ) или рулетки. *Косвенными* называют такие измерения, при которых определяемую величину получают как функцию других непосредственно измеренных величин.

Для повышения точности и контроля при геодезических работах обычно выполняют *избыточное число измерений*. Так, при измерении одной величины необходимым является одно измерение, на практике же эту величину измеряют неоднократно. Практически ни одно измерение, как бы тщательно оно ни выполнялось, не может быть абсолютно точным. Результаты измерений всегда содержат погрешности. *Погрешность измерения  $\Delta$  — отклонение результата измерения от истинного значения измеряемой величины  $X$ :*

$$\Delta = l - X, \quad (3.1)$$

где  $l$  — результат измерений;  $X$  — его точное значение.

Поскольку истинное значение измеряемой величины всегда неизвестно, неизвестно и значение погрешности.

Всякая погрешность измерения — следствие действия многих факторов, каждый из которых порождает свою элементарную погрешность. Таким образом, полная погрешность образуется как сумма элементарных. По происхождению различают погрешности: *приборные*, возникающие из-за несовершенства приборов или неточности их юстировки; *внешней среды*, вызванные изменениями внешних условий — температуры, влияющей на длину мерных приборов, рефракции, искривляющей световые лучи, и т. п.; *личные* — из-за несовершенства органов чувств наблюдателя.

Наряду с погрешностями, выражаемыми в единицах измеряемой величины и называемыми иногда абсолютными, пользуются относительной погрешностью

$$\epsilon = \Delta/l, \quad (3.2)$$

которая является отвлеченным числом и выражается чаще в виде простой дроби с числителем, равным единице.

По своему характеру и свойствам различают погрешности грубые, систематические и случайные.

*Грубые погрешности* (промахи), существенно превышающие те значения, которые можно было ожидать при данных условиях, про-

исходят обычно от невнимательности наблюдателя. Для выявления грубых погрешностей производят избыточные измерения. Обнаруженные результаты с грубыми погрешностями бракуют и в дальнейшую обработку не принимают. *Систематическими* называют такие погрешности, которые при повторных измерениях остаются постоянными или изменяются по определенному закону. Систематические погрешности из результатов измерений исключают путем юстировки измерительных приборов, введением поправок в результаты измерений, применением надлежащей методики измерений. Так, введением поправок в результаты измерения длин линий устраняют погрешности, вызванные отличием фактической длины землемерной ленты (ЛЗ) от номинальной. Присущие для каждого вида измерений систематические погрешности необходимо изучить и исключить в такой мере, чтобы оставшаяся часть их по малости не имела практического значения. *Случайными* называют такие погрешности, которые при повторных измерениях изменяются случайным образом. Вызванные непрерывными изменениями условий измерений случайные погрешности неизбежны. Определить заранее их величину и знак невозможно, поэтому нет возможности освободить от них результаты измерений.

В дальнейшем будем рассматривать такие измерения, в которых грубые и систематические погрешности устранены и остались только случайные погрешности.

### § 3.2. Свойства случайных погрешностей. Оценка точности измерений

**Свойства случайных погрешностей.** Пусть величина, истинное значение которой  $X$ , многократно измерена и получено  $n$  результатов измерений  $l_1, l_2, \dots, l_n$ . Если измерения одной и той же величины выполнены в одинаковых условиях (одними и теми же приборами и методами, одним лицом при одинаковых внешних условиях), то результаты измерений считают *равноточными*. Из накопленного опыта известно, что при достаточно большом числе измерений одной и той же величины ряд случайных погрешностей равноточных измерений

$$\Delta_1 = l_1 - X; \quad \Delta_2 = l_2 - X; \quad \dots; \quad \Delta_n = l_n - X \quad (3.3)$$

обладает следующими свойствами: 1) по абсолютному значению погрешности не превышают некоторого известного предела, т. е.  $|\Delta| \leq \Delta_{\text{пред}}$ . Значение этого предела зависит от условий измерений; 2) малые по абсолютному значению погрешности встречаются чаще больших; 3) положительные погрешности встречаются так же часто, как и отрицательные; 4) среднее арифметическое из случайных погрешностей равноточных измерений при неограниченном возрастании числа измерений стремится к нулю:

$$\lim_{n \rightarrow \infty} [(\Delta_1 + \Delta_2 + \dots + \Delta_n)/n] = 0. \quad (3.4)$$



Используя для обозначения суммы символ Гаусса  $\Delta_1 + \Delta_2 + \dots + \Delta_n = [\Delta]$ , получим

$$\lim_{n \rightarrow \infty} \frac{[\Delta]}{n} = 0. \quad (3.5)$$

Последнее свойство (свойство компенсации), являющееся следствием первых трех, распространяется и на произведения независимых случайных погрешностей  $\Delta_i, \Delta_j$ , поскольку такие произведения, очевидно, обладают всеми вышеназванными свойствами случайных погрешностей, т. е.

$$\lim_{k \rightarrow \infty} \frac{[\Delta_i \Delta_j]}{k} = 0, \quad (3.6)$$

где  $k$  — число произведений.

Перечисленные свойства характеризуют качественную сторону поведения случайных погрешностей. Более полной характеристикой является закон распределения погрешностей. Этот закон указывает, какова вероятность попадания погрешности в тот или иной интервал значений. Поведение случайных погрешностей в большинстве случаев достаточно хорошо описывается так называемым нормальным законом распределения (законом Гаусса).

**Оценка точности измерений.** Для оценки точности пользуются средней квадратической и предельной погрешностями. Измерения, выполняемые в одинаковых условиях и одинаковыми приборами, считают равноточными. В качестве характеристики точности таких измерений не может быть принята истинная погрешность  $\Delta$ . Как величина случайная, она различна для каждого измерения и обычно неизвестна. Основной характеристикой точности измерений служит *средняя квадратическая погрешность* измерения, определяемая формулой Гаусса

$$m = \sqrt{\frac{\Delta_1^2 + \Delta_2^2 + \dots + \Delta_n^2}{n}} = \sqrt{\frac{[\Delta^2]}{n}}, \quad (3.7)$$

где  $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_n$  — случайные погрешности измерений

Эта формула дает точное значение средней квадратической погрешности при бесконечно большом числе  $n$  измерений. На практике число измерений всегда ограничено и вследствие случайности погрешностей  $\Delta_i$  значение  $m$ , вычисляемое по формуле (3.7), само является величиной случайной. При этом точность вычисления  $m$  характеризуется средней квадратической погрешностью

$$m_m \approx m/\sqrt{2n}. \quad (3.8)$$

Формулу (3.7) используют при исследованиях измерительных приборов и методов, когда имеется возможность сравнивать результаты выполненных измерений  $l_i$  [см. (3.3)] со значением  $X$ , полученным с помощью более точных приборов и методов. Такое

значение  $X$ , не равное истинному, но несущественно от него отличающееся, называют *действительным*. Найденные при указанных измерениях значения средних квадратических погрешностей  $m$  используют в дальнейшем для расчетов точности при проектировании геодезических работ и выборе приборов и методов нужной точности для производства этих работ. Следует заметить, что при нормальном распределении 68,3% всех погрешностей  $\Delta$ , по своему модулю не превышают среднюю квадратическую погрешность  $m$ .

**Предельная погрешность.** Вследствие второго свойства (см. выше) случайные погрешности, превышающие по абсолютному значению  $2m$ , встречаются редко; еще реже — погрешности, большие  $3m$ . Так, при нормальном распределении 95,5% всех погрешностей по модулю меньше  $2m$  и 99,7% погрешностей меньше  $3m$ , поэтому утроенную среднюю квадратическую погрешность называют *предельной*, т. е.

$$\Delta_{\text{пред}} = 3m. \quad (3.9)$$

Случайные погрешности, превышающие предельную, считают *грубыми* (промахами), а результаты измерений, содержащие такие погрешности, бракуют.

При проектировании инженерно-геодезических работ обычно допустимая погрешность измерений бывает задана. Принимая заданный допуск за  $\Delta_{\text{пред}}$ , согласно (3.9) можно выбрать приборы и методы измерений такие, чтобы средние квадратические погрешности измерений  $m$  не превышали  $1/3$  допуска, т. е.

$$m \leq \Delta_{\text{пред}}/3. \quad (3.10)$$

### § 3.3. Средняя квадратическая погрешность функций измеренных величин

**Средняя квадратическая погрешность функции общего вида.** В большинстве случаев геодезические измерения выполняют с целью определения значений других величин, связанных с измеряемыми функциональной зависимостью. Для суждения о получаемой при этом точности необходимо определять среднюю квадратическую погрешность функции по средним квадратическим погрешностям исходных величин, которые, в свою очередь, могут являться результатами измерений или функциями результатов измерений. Пусть

$$u = f(x, y, z, \dots) \quad (3.11)$$

есть некоторая функция независимых величин  $x, y, z, \dots$ , измеренных (или вычисленных) со средними квадратическими погрешностями  $m_x, m_y, m_z, \dots$ . Следует определить среднюю квадратическую погрешность функции  $u$ . Продифференцировав функцию по всем переменным, получим

$$du = \frac{\partial u}{\partial x} dx + \frac{\partial u}{\partial y} dy + \frac{\partial u}{\partial z} dz + \dots \quad (3.12)$$



**Средняя квадратическая погрешность алгебраической суммы измеренных величин.** Пусть  $u = x_1 + x_2 + \dots + x_n$ . В этом случае частные производные функции по всем переменным равны единице. По формуле (3.14) получаем

$$m_u = \sqrt{m_1^2 + m_2^2 + \dots + m_n^2}. \quad (3.17)$$

Если  $x_1, x_2, \dots, x_n$  измерены равномерно со средней квадратической погрешностью  $m$ , то

$$m_u = m \sqrt{n}. \quad (3.18)$$

**Погрешность разности измеренных величин.** Пусть  $u = x - y$ . В этом случае частные производные  $\partial u / \partial x = 1$  и  $\partial u / \partial y = -1$ . В соответствии с (3.14) получим формулу, справедливую и для суммы:

$$m_u = \sqrt{m_x^2 + m_y^2}. \quad (3.19)$$

### § 3.4. Математическая обработка прямых равномерных измерений

**Арифметическая середина.** Если имеется ряд результатов равномерных измерений  $l_1, l_2, \dots, l_n$  одной и той же величины  $X$ , то нет оснований отдавать предпочтение какому-либо из этих значений. В этом случае за окончательное значение  $X$  принимают величину, вычисляемую как среднее арифметическое из всех результатов:

$$L = \frac{l_1 + l_2 + \dots + l_n}{n} = \frac{[l]}{n}. \quad (3.20)$$

Согласно (3.3), случайные погрешности измерений

$$\Delta_1 = l_1 - X, \quad \Delta_2 = l_2 - X, \dots, \quad \Delta_n = l_n - X.$$

Сложив левые и правые части этих равенств, получим  $(\Delta_1 + \Delta_2 + \dots + \Delta_n) = (l_1 + l_2 + \dots + l_n) - nX$ , или сокращенно  $[\Delta] = [l] - nX$ , откуда

$$X = \frac{[l]}{n} - \frac{[\Delta]}{n}. \quad (3.21)$$

На основании формулы (3.5) можно утверждать, что с увеличением числа измерений  $n$  второе слагаемое  $[\Delta]/n$  будет стремиться к нулю и, следовательно, при бесконечно большом числе измерений среднее арифметическое  $L$  равно истинному значению  $X$ . Это и позволяет использовать среднее арифметическое в качестве окончательного результата выполненных измерений.

Контроль вычисления среднего арифметического осуществляют по отклонениям от него результатов отдельных измерений  $l_i$ , т. е. по разностям  $l_1 - L, l_2 - L, \dots, l_n - L$ . Величины, обратные отклонениям от среднего по знаку, называют поправками к результатам измерений:

$$v_1 = L - l_1, \quad v_2 = L - l_2, \dots, \quad v_n = L - l_n. \quad (3.22)$$

Поправки  $v$  и отклонения от среднего арифметического обладают следующими свойствами.

1. *Сумма поправок равна нулю.* Действительно, сложив почленно равенства (3.22), получим  $[v]=nL-[l]$ , откуда на основании (3.20)

$$[v]=0. \quad (3.23)$$

Формула (3.23) позволяет контролировать правильность вычисления арифметической середины.

2. *Сумма квадратов отклонений от среднего меньше суммы квадратов отклонений результатов измерений от любого другого числа:*  $[vv]=[v^2]=\min$ . Это свойство дает основание считать среднее арифметическое наиболее надежным или, как говорят, наиболее эффективной оценкой измеряемой величины  $X$ .

**Средняя квадратическая погрешность среднего арифметического.** Представим формулу (3.20) в виде линейной функции  $L=(1/n)l_1+(1/n)l_2+\dots+(1/n)l_n$ .

Для определения средней квадратической погрешности  $M$  среднего арифметического  $L$  используем формулу (3.16). Получим

$$M=\sqrt{(1/n^2)m_1^2+(1/n^2)m_2^2+\dots+(1/n^2)m_n^2}. \quad (3.24)$$

Так как измерения равноточны, то средние квадратические погрешности  $m_1=m_2=\dots=m_n=m$ . Поэтому из (3.24) получим

$$M=m/\sqrt{n}, \quad (3.25)$$

где  $m$  — средняя квадратическая погрешность одного измерения.

Следовательно, средняя квадратическая погрешность арифметической середины в  $\sqrt{n}$  раз меньше средней квадратической погрешности отдельного измерения.

**Средняя квадратическая погрешность одного измерения по отклонениям от арифметической середины.** Пусть  $l_1, l_2, \dots, l_n$  — результаты равноточных измерений величины  $X$ ;  $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_n$  — истинные погрешности;  $v_1, v_2, \dots, v_n$  — поправки, связывающие результаты измерений со средним арифметическим  $L$ . Тогда аналогично (3.3) и (3.22) напишем два ряда равенств:

$$\begin{aligned} \Delta_1 &= l_1 - X, & \Delta_2 &= l_2 - X, \dots, & \Delta_n &= l_n - X; \\ v_1 &= L - l_1, & v_2 &= L - l_2, \dots, & v_n &= L - l_n. \end{aligned}$$

Каждое равенство первого ряда сложим с соответствующим равенством второго ряда. Получим

$$\Delta_1 = \sigma - v_1, \quad \Delta_2 = \sigma - v_2, \dots, \quad \Delta_n = \sigma - v_n, \quad (3.26)$$

где  $\sigma = L - X$  — истинная погрешность среднего арифметического.

Возведя равенства (3.26) в квадрат, сложив и разделив результат на  $n$ , находим

$$\frac{[\Delta^2]}{n} = \sigma^2 + \frac{[v^2]}{n} - 2\sigma \frac{[v]}{n}.$$

Учитывая формулы (3.7) и (3.23), получим

$$m^2 = \sigma^2 + \frac{[v^2]}{n}. \quad (3.27)$$

Чтобы исключить из (3.27)  $\sigma$ , сложим равенства (3.26):  $[\Delta] = n\sigma + [v]$ . Учитывая, что  $[v] = 0$ , напишем

$$\sigma^2 = \frac{[\Delta]^2}{n^2} = \frac{[\Delta^2]}{n^2} + \frac{2[\Delta_i \Delta_j]}{n^2}.$$

Второе слагаемое в правой части равенства при  $n \rightarrow \infty$  согласно свойству (3.6) стремится к нулю, поэтому для достаточно больших значений  $n$

$$\sigma^2 = \frac{1}{n} \frac{[\Delta^2]}{n} = \frac{m^2}{n_{j,1}}.$$

Подставляя полученное выражение для  $\sigma^2$  в (3.27), получим

$$m^2 = \frac{m^2}{n} + \frac{[v^2]}{n},$$

откуда средняя квадратическая погрешность

$$m = \sqrt{\frac{[v^2]}{n-1}}. \quad (3.28)$$

Однако эта формула позволяет вычислять точное значение  $m$  лишь при достаточно большом числе измерений  $n$ , т. е. при  $n \rightarrow \infty$ . При малом числе измерений надежность оценки, вычисляемой по формуле (3.28), снижается.

**Пример 3.1.** Угол измерен теодолитом Т5 шестью приемами. Оценить значение угла и его точность (табл. 3.1).

Таблица 3.1

Номера измерений	Результаты измерений	$v$	$v^2$
1	127°28'14"	+3"	9"
2	18"	-1"	1"
3	13"	+4"	16"
4	20"	-3"	9"
5	16"	+1"	1"
6	21"	-4"	16"

$$[v] = 0 \quad | \quad [v^2] = 52''$$

Окончательное значение угла вычисляют как среднее арифметическое из всех результатов:  $L = [l]/n = 127^\circ 28' 17''$ .

Средняя квадратическая погрешность одного измерения

$$m = \sqrt{\frac{[v^2]}{n-1}} = \sqrt{\frac{52}{6-1}} = 3,2''.$$

Средняя квадратическая погрешность среднего арифметического  $L$

$$M = m/\sqrt{n} = 3,2''/\sqrt{6} = 1,3''.$$

**Вес результата измерения.** Измерения, выполненные в разных условиях и потому имеющие различную точность, называются *неравноточными*. При обработке неравноточных измерений используют меру их относительной точности — вес. *Весом результата измерения  $p$  называют величину, обратно пропорциональную квадрату средней квадратической погрешности данного измерения:*

$$p = c/m^2, \quad (3.29)$$

где  $c$  — произвольное число

Если, например, получен ряд результатов измерений  $l_1, l_2, \dots, l_n$  со средними квадратическими погрешностями  $m_1, m_2, \dots, m_n$ , то соответственно их веса

$$p_1 = c/m_1^2, \quad p_2 = c/m_2^2; \dots; \quad p_n = c/m_n^2.$$

Число  $c$  стремятся выбрать таким, чтобы для удобства последующего использования все веса выражались целыми числами. Если вес какого-либо результата измерения равен единице, то из (3.29) следует, что в этом случае  $c = m^2 = \mu^2$  ( $\mu$  — средняя квадратическая погрешность измерения, вес которого принят за единицу). Тогда

$$p = \mu^2/m^2. \quad (3.30)$$

**Вес среднего арифметического.** Если по результатам равноточных измерений  $l_1, l_2, \dots, l_n$  найдено среднее арифметическое  $L$ , то согласно (3.25) его средняя квадратическая погрешность

$$M = m/\sqrt{n}. \quad (3.31)$$

Если принять за единицу вес одного измерения, тогда  $c = m^2$ . Найдем вес среднего арифметического:  $P = c/M^2 = m^2/M^2$ . Подставляя в эту формулу выражение (3.25) для  $M$ , получаем

$$P = n. \quad (3.32)$$

Следовательно, вес арифметической середины равноточных измерений с единичным весом равен числу измерений. В дальнейшем ее можно рассматривать как одно измерение с весом  $n$ .

**Общая арифметическая середина.** Пусть выполнены неравноточные измерения и получены следующие результаты:  $l_1$  с весом  $p_1$ ,  $l_2$  с весом  $p_2$ , ...,  $l_n$  с весом  $p_n$ . Каждый результат измерения  $l_i$  с весом  $p_i$  можно заменить равными ему результатами, число которых равно  $p_i$ , а вес — единице. Действительно, их среднее арифметическое будет тоже иметь значение  $l_i$  и вес, равный их числу  $p_i$ . Поэтому весь исходный ряд неравноточных измерений можно заменить следующим рядом результатов равноточных измерений, имеющих каждое вес, равный единице:

$l_1, l_1, \dots, l_1$  (всего  $p_1$  измерений);  
 $l_2, l_2, \dots, l_2$  (всего  $p_2$  измерений);  
 $\dots$   
 $l_n, l_n, \dots, l_n$  (всего  $p_n$  измерений).

Сформировав такой ряд равнооточных измерений, найдем окончательно, надежнейшее значение измеряемой величины как среднее арифметическое из результатов всех измерений:

$$L_0 = \frac{l_1 + l_1 + \dots + l_1 + l_2 + l_2 + \dots + l_2 + \dots + l_n + l_n + \dots + l_n}{p_1 + p_2 + \dots + p_n}.$$

Учитывая указанное выше количество слагаемых с разным индексом, окончательно получим общую арифметическую середину или весовое среднее:

$$L_0 = \frac{p_1 l_1 + p_2 l_2 + \dots + p_n l_n}{p_1 + p_2 + \dots + p_n} = \frac{[p l]}{[p]} \quad (3.33)$$

Поправки к результатам измерений

$$v_1 = L_0 - l_1, \quad v_2 = L_0 - l_2, \dots, \quad v_n = L_0 - l_n. \quad (3.34)$$

Умножив каждое из равенств (3.34) на его вес и сложив результаты, найдем

$$[p v] = L_0 [p] - [p l],$$

откуда на основании (3.33) получим

$$[p v] = 0, \quad (3.35)$$

т. е. сумма произведений этих поправок на их веса равна нулю.

Формулу (3.35) используют для контроля правильности вычисления общей арифметической середины и самих поправок  $v_i$ .

**Средняя квадратическая погрешность общей арифметической середины.** Представим формулу общей арифметической середины (3.33) в виде линейной функции

$$L_0 = \frac{p_1}{[p]} l_1 + \frac{p_2}{[p]} l_2 + \dots + \frac{p_n}{[p]} l_n. \quad (3.36)$$

Средняя квадратическая погрешность  $M_0$  для этой функции определяется по формуле (3.16):

$$M_0^2 = \frac{p_1^2}{[p]^2} m_1^2 + \frac{p_2^2}{[p]^2} m_2^2 + \dots + \frac{p_n^2}{[p]^2} m_n^2. \quad (3.37)$$

Используя (3.30), напишем

$$m_1^2 = \frac{\mu^2}{p_1}; \quad m_2^2 = \frac{\mu^2}{p_2}; \dots; \quad m_n^2 = \frac{\mu^2}{p_n}.$$



Подставляя выражения для  $m_1^2, m_2^2, \dots, m_n^2$  в (3.37), получим

$$M_0^2 = \frac{\mu^2}{[p]^2} (p_1 + p_2 + \dots + p_n) = \frac{\mu^2}{[p]^2} [p],$$

откуда окончательно

$$M_0 = \frac{\mu}{\sqrt{[p]}}. \quad (3.38)$$

**Средняя квадратическая погрешность измерения с весом, равным единице.** Пусть дан ряд измерений  $l_1, l_2, \dots, l_n$ , выполненных со средними квадратическими погрешностями  $m_1, m_2, \dots, m_n$ . Напишем истинные погрешности  $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_n$  выполненных измерений и ряд поправок  $v_1, v_2, \dots, v_n$ , приводящих измерения к общей арифметической середине. Веса выполненных измерений

$$p_1 = \frac{\mu^2}{m_1^2}, \quad p_2 = \frac{\mu^2}{m_2^2}, \dots, \quad p_n = \frac{\mu^2}{m_n^2}. \quad (3.39)$$

Умножив каждое измерение  $l_i$  на множитель  $\sqrt{p_i}$  ( $i$  — номер измерения), получим ряд значений функций измеренных величин:

$$\sqrt{p_1} l_1, \quad \sqrt{p_2} l_2, \dots, \quad \sqrt{p_n} l_n. \quad (3.40)$$

Истинные погрешности этих функций

$$\sqrt{p_1} \Delta_1, \quad \sqrt{p_2} \Delta_2, \dots, \quad \sqrt{p_n} \Delta_n. \quad (3.41)$$

Поправки относительно общей арифметической середины функций

$$\sqrt{p_1} v_1, \quad \sqrt{p_2} v_2, \dots, \quad \sqrt{p_n} v_n. \quad (3.42)$$

Средняя квадратическая погрешность каждой из функций будет равна средней квадратической погрешности единицы веса  $\mu$ .

Например,  $m_{\sqrt{p_1} l_1} = \sqrt{p_1} m_1 = \sqrt{\frac{\mu^2}{m_1^2} m_1} = \mu$ . Следовательно, ряд

величин в формуле (3.40) представляет собой ряд равноточных косвенных измерений; для определения средней квадратической погрешности  $\mu$  этих измерений можно воспользоваться формулами (3.7) и (3.28). Подставляя в (3.7) вместо погрешностей  $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_n$  выражения (3.41), получим

$$\mu = \sqrt{\frac{[p \Delta^2]}{n}}. \quad (3.43)$$

Формула (3.43) позволяет вычислять погрешность единицы веса по значениям истинных погрешностей неравноточных измерений.

Подставляя в формулу (3.28) вместо поправок  $v_1, v_2, \dots, v_n$  выражения (3.42), получим

$$\mu = \sqrt{\frac{[p v^2]}{n-1}}. \quad (3.44)$$

Формула (3.44) позволяет вычислять погрешность единицы веса по поправкам, приводящим неравноточные измерения к общей арифметической середине.

**Пример 3.2.** Даны результаты  $l_i$  измерений длины отрезка, выполненных с различной точностью (табл. 3.2). Оценить значение отрезка и его точность.

Таблица 3.2

$i$	$l_i$ , м	$m_i$ , мм	$p_i (c=100)$	$v_i$ , мм	$v_i^2$	$p_i v_i^2$
1	124,279	10	1	+10,2	104,04	104,04
2	299	7	2	- 9,8	96,04	192,08
3	283	7	2	+ 6,2	38,44	76,88
4	292	10	1	- 2,8	7,84	7,84
			$[p]=6$	$[pv]=0,2$	$[pv^2]=380,84$	

$$L_0 = \frac{[pl]}{[p]} = 124 + \frac{1 \cdot 0,279 + 2 \cdot 0,299 + 2 \cdot 0,283 + 1 \cdot 0,292}{1 + 2 + 2 + 1} = 124,2892 \text{ м};$$

$$\mu = \sqrt{\frac{[pv^2]}{n-1}} = \sqrt{\frac{380,84}{4-1}} = 11,3 \text{ мм}; \quad M_0 = \frac{\mu}{\sqrt{[p]}} = \frac{11,3}{\sqrt{6}} = 4,6 \text{ мм}.$$

Относительная средняя квадратическая погрешность

$$M_0/L_0 = 4,6 \text{ мм}/124289,2 \text{ мм} \approx 1/27 \text{ 000}.$$

### § 3.6. Понятие об уравнивании результатов геодезических измерений

Как уже отмечалось, полученные в результате геодезических измерений величины (расстояния, углы, превышения, площади и др.) отклоняются от их истинных значений, так как практически всегда содержат погрешности. Кроме того, с целью контроля геодезических измерений их производят больше (по количеству), чем требуется для определения искомой величины, т. е. имеют место избыточные измерения, не согласующиеся вследствие погрешностей друг с другом.

Математическая обработка результатов измерений, проводимая для получения согласованных между собой определяемых величин при минимальном искажении этих результатов, называется *уравниванием*. В ходе уравнивания вычисляют такие поправки, которые приводят результаты измерений во взаимное согласие и одновременно уменьшают содержащиеся в них погрешности. Поправки, которые полностью исключали бы погрешности из результатов измерений, должны быть по абсолютной величине равны, а по знаку — противоположны погрешностям, т. е.

$$\bar{v} = X - l, \quad (3.45)$$

где  $l$  — результат измерения точной величины  $X$ .

Практически точные поправки определить невозможно, и в результаты измерений вводят приближенные поправки  $v$ .

Разработано много способов уравнивания результатов измерений, но особое место среди них занимает способ наименьших квадратов, т. е. нахождение таких поправок к измеренным значениям, сумма квадратов которых была бы минимальной. Для равноточных измерений

$$[v^2] = \min, \quad (3.46)$$

для неравноточных измерений

$$[pv^2] = \min. \quad (3.47)$$

Допустим, что сумма измеренных внутренних углов в плоском многоугольнике не равна  $180^\circ (n-2)$ :

$$\beta_1 + \beta_2 + \dots + \beta_n = 180^\circ (n-2) + f_\beta, \quad (3.48)$$

где  $f_\beta$  — невязка, появившаяся в результате измерений всех углов  $\beta_i$  ( $i = 1, 2, \dots, n$ ) с неизбежными погрешностями  $\Delta\beta$ .

Уравнивательные вычисления в данном случае сводят к нахождению таких поправок  $v_i$  ( $i = 1, 2, \dots, n$ ) в каждый из измеренных углов, чтобы удовлетворялось равенство

$$(\beta_1 + v_1) + (\beta_2 + v_2) + \dots + (\beta_n + v_n) = 180^\circ (n-2). \quad (3.49)$$

Вычитая из него равенство (3.48), получим уравнение поправок

$$v_1 + v_2 + \dots + v_n + f_\beta = 0. \quad (3.50)$$

Для решения этого уравнения, в котором число неизвестных более одного, требуются дополнительные условия. В методе наименьших квадратов такое условие заключается в том, чтобы сумма квадратов искомых поправок была минимальной, т. е. меньше суммы квадратов любой системы поправок, удовлетворяющих данное уравнение. Таким свойством обладают поправки  $v_1 = v_2 = \dots = v_n = f_\beta/n$ .

Из теории математической обработки результатов измерений известно, что среднее арифметическое (равноточных величин) и общая арифметическая середина соответствуют принципу наименьших квадратов, т. е. являются наиболее надежными оценками измеряемых величин, имеющими наименьшую среднюю квадратичную погрешность.

### § 3.7. Правила приближенных вычислений. Средства вычислений

При геодезических вычислениях используют числа, выражающие результаты измерений, результаты вычислений или выбираемые из таблиц. Эти числа (за исключением некоторых постоянных) являются приближенными. Предельная погрешность округления чисел равна 0,5 единицы последней значащей цифры (значащими называют все цифры числа, кроме нулей слева и тех ну-

лей справа, которые заменяют отброшенные или неизвестные цифры).

При действиях с приближенными числами, пользуясь соответствующими техническими средствами, необходимо учитывать точность чисел, оценивать погрешность результата вычислений, знать требования к его точности и применять ряд правил, облегчающих и ускоряющих вычислительный процесс.

При математической обработке результатов измерений применяют следующие основные правила вычислений.

1. В алгебраической сумме приближенных чисел следует сохранять столько десятичных знаков, сколько их дано в компоненте с наименьшим числом этих знаков.

2. При умножении и делении приближенных чисел в результате следует сохранять столько значащих цифр, сколько их имеет менее точное из чисел; менее точным считается то число, у которого меньше значащих цифр.

3. При возведении приближенных чисел в степень или при извлечении из них корня в результате следует сохранять столько значащих цифр, сколько их имеется в приближенном числе, участвующем в вычислении.

4. При использовании таблиц логарифмов однозначные выражения следует вычислять по таблицам с количеством десятичных знаков в мантиссе на один больше наименьшего числа значащих цифр, содержащихся в данном приближенном числе. По данному логарифму, содержащему  $n$  верных знаков в мантиссе, можно найти число, в котором не более  $n$  верных цифр.

5. Если для вычисления искомой величины требуется произвести ряд действий над приближенными числами, то во всех промежуточных результатах следует сохранять количество значащих цифр на одну больше, чем это указано в п. 1—3, отбрасывая лишнюю цифру только в окончательном результате.

6. Если некоторые числа, участвующие в вычислении, имеют десятичных знаков (при сложении и вычитании) или значащих цифр (при умножении, делении, возведении в степень и извлечении корня) больше, чем другие, то их предварительно округляют, сохраняя только одну лишнюю цифру в сравнении с числом, имеющим наименьшее количество значащих цифр.

7. Для получения результата с  $n$  цифрами исходные данные для вычисления следует брать с таким числом цифр, какое, согласно указаниям в п. 1—3, дают  $n + 1$  цифр результата.

Геодезические вычисления по своему характеру и содержанию весьма разнообразны. Они могут представлять определение численного значения элементарного алгебраического выражения и быть чрезвычайно сложными (например, при математической обработке результатов измерений по методу наименьших квадратов).

Приступая к вычислениям, нужно прежде всего подготовить рабочее место и необходимые средства вычислений.

Практически все вычисления производят по соответствующим формулам, которые предварительно надо преобразовать так, что-

бы при имеющихся средствах можно было найти искомую величину с минимальной затратой времени.

Числовой материал, используемый при вычислениях, нужно располагать в определенной последовательности. С этой целью используют специальные схемы — бланки, ведомости, журналы с соответствующими графами, позволяющими размещать каждый результат в отведенном для него месте. В заголовке схем, ведомостей часто приводят формулы, для которых они составлены. Числа в столбцах следует записывать так, чтобы цифры одинаковых разрядов находились одна под одной. При этом ошибочные результаты не стирают, а аккуратно перечеркивают и сверху записывают верные.

Вычисления нельзя считать законченными, если они не проверены. Особенно внимательно надо производить те вычислительные операции, результаты которых нельзя проконтролировать в ходе вычисления. Однако и в таких случаях существуют различные способы контроля: вычисления может повторить второй исполнитель, получая результаты независимо от первого (контролируют «второй рукой»), либо эту же работу вновь выполняет тот же исполнитель, но после некоторого перерыва. Иногда величины, полученные одним способом, целесообразно вычислить другим способом или проверить их с помощью контрольных формул. Выбирая способ контроля, следует стремиться к тому, чтобы он позволил обнаружить ошибки, допущенные не только при вычислении, но и установить различные описки и неточности в исходных формулах и в средствах вычислений, например в таблицах.

**Средства вычислений.** В зависимости от требуемой точности результатов вычислений и целей, для которых они производятся, в инженерной геодезии используют различные средства вычислительной техники: приборы, таблицы, вычислительные машины.

Весьма эффективным средством механизации геодезических вычислений являются различные как специальные, так и общематематические таблицы. Последние отражают зависимость главным образом между двумя переменными  $y=f(x)$ . Значения аргумента  $x$  и функции  $y$  помещают в таблицы с шагом, позволяющим применять преимущественно линейную интерполяцию при определении по ним функций для промежуточного значения аргумента. К таким таблицам относятся таблицы натуральных значений тригонометрических функций и таблицы Барлоу. Таблицы Барлоу содержат значения элементарных функций  $n^2, n^3, \sqrt{n}, \sqrt{10n}$  для  $n$  от 1000,  $\sqrt[3]{n}$  и  $1:n$  для всех целых чисел  $n$  до 15 000 и значений  $n^4$  и  $1:\sqrt{n}$  для  $n$  от 1 до 1000. Они позволяют для каждого аргумента  $n$  в той же строке получать значения этих функций. Пользуясь значениями квадратов и корней квадратных, можно с их помощью вычислять, например, углы треугольника  $ABC$  по формуле

$$\cos A = [(b+c)^2 + (b-c)^2 - 2a^2] / [(b+c)^2 - (b-c)^2], \quad (3.51)$$

где  $a, b, c$  — стороны треугольника.

По этим таблицам можно получать значения корней квадратных и кубических для аргументов  $n$ , превышающих 15 000, а также и для аргументов, выраженных десятичными дробями.

При выборе таблиц натуральных значений тригонометрических функций следует учитывать, что помещенные в них значения, как правило, не являются точными числами. В отличие от таблиц логарифмов (при пользовании которыми относительная точность результатов зависит от числа десятичных знаков в мантиссе логарифмов) число десятичных знаков в таблицах натуральных значений тригонометрических функций не вполне характеризует их точность.

Таблицы натуральных значений тригонометрических функций известны двух вариантов; они содержат или одинаковое число десятичных знаков, или одинаковое число значащих цифр.

Таблицы, составленные по первому варианту\*, содержат значения тригонометрических функций, погрешность каждой из которых не превышает  $0,5 \cdot 10^{-n}$ , где  $n$  — число десятичных знаков в таблицах. Относительная погрешность значения функций в таких таблицах резко меняется. Например, в пятизначных таблицах для  $\sin 0^\circ 01' = 0,00029$  относительная погрешность будет порядка  $0,5 \cdot 10^{-3}$ , а значение синуса угла, близкого к  $90^\circ$ , — порядка  $0,5 \cdot 10^{-5}$ , т. е. в 100 раз меньше. Вычисления по таким таблицам приводят к потере точности результатов с функциями от малых углов. При геодезических вычислениях ими пользоваться не следует.

В таблицах, составленных по второму варианту\*\*, относительная погрешность значений для всех тригонометрических функций и аргументов практически одного порядка. Например, пятизначные таблицы для всех аргументов содержат относительную погрешность  $0,5 \cdot 10^{-5} \leq \delta \leq 5 \cdot 10^{-4}$ . В таких таблицах значения  $\sin$  и  $\text{tg}$  для малых углов и значения  $\cos$  и  $\text{ctg}$  для углов, близких к  $90^\circ$ , даются с большим числом десятичных знаков (после запятой), т. е. с большей точностью, а при геодезических вычислениях это имеет существенное практическое значение. Так, если длину отрезка  $d$  вычислить по формулам

$$d = (y_2 - y_1) / \sin \alpha, \quad d = (x_2 - x_1) / \cos \alpha \quad (3.52)$$

(обратная геодезическая задача на плоскости), то при  $\alpha$ , близком к  $0$  или  $90^\circ$ , определенные по ним значения  $d$  будут резко различаться, если пользоваться таблицами, в которых натуральные значения  $\sin$  и  $\cos$  даются с одинаковым числом знаков после запятой. Если же в таблицах  $\sin$  и  $\cos$  для всех аргументов даются с одинаковым числом значащих цифр, то значения  $d$ , вычисленные по (3.52), будут близки.

\* Петерс И. Шестизначные таблицы тригонометрических функций. М., Недра, 1978.

\*\* Хренов Л. С. Шестизначные таблицы тригонометрических функций. М., Недра, 1978.

Наиболее эффективные средства вычислительной техники — счетно-цифровые машины. Они позволяют получать результаты с высокой точностью путем последовательного выполнения отдельных арифметических действий.

Наибольшую производительность при математической обработке результатов натурных геодезических измерений дают электронно-клавишные машины (ЭКВМ). Из ЭКВМ наиболее распространены машины семейства «Искра», построенные на интегральных схемах без программного управления, и современные микрокалькуляторы «Электроника», в которых не менее двух регистров памяти, что позволяет в большинстве случаев при вычислениях обходиться без записи промежуточных результатов.

В зависимости от числа регистров и других устройств на них кроме четырех арифметических действий автоматически или полуавтоматически можно возводить в степень и извлекать корни квадратные, а на машине «Искра-123» вычислять  $e^x$  и натуральные значения тригонометрических функций  $\sin x$ ,  $\cos x$  и  $\operatorname{tg} x$  и  $\operatorname{th} x$  и  $\operatorname{arctg} x$  и выполнять различные комбинированные вычисления.

При работе на машинах «Искра», имеющих не только плавающие, но фиксированные запятые, необходимо строго соблюдать правила приближенных вычислений во избежание переполнения их регистров, что приводит к неверным результатам.

Из ЭКВМ беспрограммного управления с большей эффективностью можно использовать при геодезических вычислениях микрокалькуляторы семейства «Электроника». Например, восьмиразрядный микрокалькулятор «Электроника БЗ-18М» можно использовать весьма эффективно для решения прямых и обратных геодезических задач, при обработке теодолитных и нивелирных ходов. Для ввода данных и команд в микрокалькуляторе, осуществляемого вручную, служат 20 клавиш, расположенных на пульте управления. Из них клавиша совмещенной функции  $F$  позволяет использовать каждую клавишу пульта управления для выполнения двух операций.

Для решения задач с тригонометрическими функциями микрокалькулятор семейства «Электроника» необходимо исследовать для определения точности результатов в диапазоне углов. Так, на микрокалькуляторе «Электроника БЗ-18М» нельзя производить вычисления, если встречаются  $\operatorname{tg} x$  и  $\operatorname{arctg} x$  в диапазоне  $x = 86 \div 94^\circ$ , а для микрокалькулятора «Электроника БЗ-18А» такое ограничение отсутствует.

В практике геодезических вычислений при решении небольшого числа разнообразных задач целесообразно использовать ЭКВМ с режимом совмещенных функций, а при большом числе однотипных задач следует пользоваться машинами с программным управлением при наличии у них памяти, например микрокалькуляторами «Электроника БЗ-34» и др.

Составление программ для таких машин не требует специальной подготовки; достаточно лишь знать назначение каждой клави-

ши и ее код. Эти сведения приведены в инструкции по эксплуатации микрокалькулятора.

Из машин с программным управлением (ЭВМ) для вычислений в области инженерно-геодезических работ можно рекомендовать малогабаритные электронные вычислительные машины семейства «Наири», к которым принадлежит ряд машин, различающихся по объему оперативной памяти, скорости вычислений (таблица), системе команд и др. В практике геодезических вычислений применяют и другие ЭВМ.

## ГЛАВА 4. ИЗМЕРЕНИЕ УГЛОВ

### § 4.1. Элементы геодезических измерений

**Общие сведения.** С помощью геодезических измерений определяют взаимное расположение точек, находящихся на земной поверхности, а при монтаже технологического оборудования — и на предметах местности. Геодезические измерения делят на угловые и линейные.

При измерениях угла в заданной вершине на земной поверхности определяют в градусной мере горизонтальный угол  $\beta = abc$ , представляющий собой угол между проекциями  $ba$  и  $bc$  на горизонтальную плоскость (рис. 4.1, а). Угол наклона ( $\nu = LMN$ ) — угол между линией  $MN$  и горизонтальной плоскостью (рис. 4.1, б),

В результате линейных измерений получают расстояние  $d = PQ$  или  $D = MN$  между заданными точками. Если не учитывать кривизну Земли, то их проекции на горизонтальную плоскость  $d = pq$  ( $\nu = 0$ , рис. 4.1, в) и  $d = mn$  — горизонтальные проложения ( $NL \perp ML$ ):

$$d = D \cos \nu \quad \text{или} \quad d = D - \Delta D, \quad (4.1)$$

где

$$\Delta D = D - d = 2D \sin^2 \nu / 2. \quad (4.2)$$

Для определения горизонтального проложения  $d$  (рис. 4.1, б) на местности измеряют расстояние  $D$  и угол наклона  $\nu$  — вертикальный угол.

Для угловых измерений используют угломерные, определяя углы в градусной мере\*, а для измерения расстояний — линейные мерные приборы (см. гл. 5), принимая за эталон длины 1 м.

**Принцип измерения горизонтальных углов.** Для измерения угла  $ABC$ , стороны которого на местности не лежат в горизонталь-

\* В некоторых странах для измерения углов применяют градусную (децимальную) систему. Один градус ( $1^\circ$ ) =  $1/400$  окружности, т. е. прямой угол делят на 100 равных частей. Один градус содержит 100 градусных минут ( $1^\circ = 100'$ ); градусная минута — 100 градусных секунд ( $1' = 100''$ ).



ной плоскости, нужно предварительно спроецировать на горизонтальную плоскость (рис. 4.2) точки  $A$ ,  $B$  и  $C$  и измерить угол  $\beta = \angle MND$ . Следовательно, мерой двугранного угла  $ABC$ , сторонами которого являются вертикальные плоскости  $AMNB$  и  $CBND$ , будет плоский угол  $\beta$ . Этому углу  $\beta$  равен всякий другой плоский угол, вершина которого находится в любой точке на отвесном ребре  $BN$  двугранного угла  $ABC$ , а стороны его лежат в плоскости,

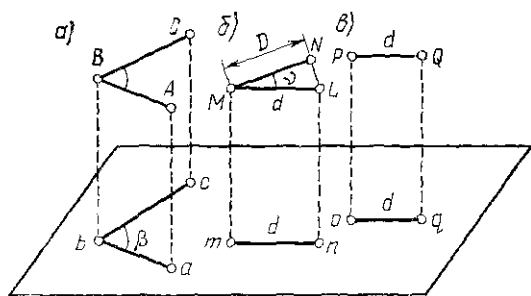


Рис. 4.1. Ортогональные проекции:  
 $ba$ ,  $bc$  — сторон угла  $ABC$ ;  $mn$  — линии  $MN$ ,  $pa$  —  
 линии  $PQ$

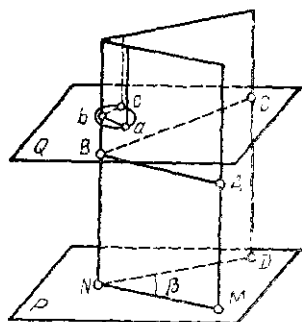


Рис. 4.2 Измерение горизонтального угла

параллельной горизонтальной плоскости  $P$ . Итак, для измерения угла  $\beta$  можно в любой точке, например в точке  $b$ , лежащей на ребре  $BN$  двугранного угла  $ABC$ , вообразить горизонтальный круг с градусными делениями — лимб (см. § 4.2) — и отметить на нем дугу  $ac$ , заключенную между сторонами двугранного угла. Эта дуга будет градусной мерой угла  $\beta = abc$ .

Таким образом, для измерения горизонтальных проекций углов между линиями местности надо иметь прибор с лимбом — кругом с градусными делениями, плоскость которого можно привести в горизонтальное положение. Центр лимба устанавливают на отвесной линии, проходящей через вершину измеряемого угла. Над лимбом должна быть вертикальная подвижная плоскость, которая может вращаться вокруг отвесной линии, проходящей через центр лимба. С помощью такой плоскости на лимбе можно отметить начало и конец дуги  $ac$ , для чего необходимо с помощью визирного приспособления, например зрительной трубы, последовательно совместить ее визирную ось с линиями  $BA$  и  $BC$ . Кроме того, необходимы специальные приспособления для фиксирования на лимбе точек  $a$  и  $c$  — индексы, перемещающиеся по лимбу вместе с подвижной плоскостью. Приборы, отвечающие перечисленным требованиям, называют *геодолитами*.

**Лимб.** Являясь мерой для измерения угла, он представляет круговую шкалу и служит рабочим эталоном для измерения горизонтальных и вертикальных углов.

В СССР в соответствии с ГОСТ 10529—79 теодолиты выпускают со стеклянными лимбами, вместо ранее выпускавшихся с металлическими лимбами.

Центральный угол, опирающийся на дугу, соответствующую наименьшему делению шкалы лимба, называют *ценой одного деления лимба*; ее выражают в градусной мере.

**Алидада.** Алидада — часть геодезического прибора, расположенная соосно с лимбом и несущая элементы отсчетного устройства. Это часть или целый круг, ось которого входит в горизонтальную или вертикальную втулку соответствующего лимба. На алидаде нанесены указатели, позволяющие отсчитывать деления лимба.

Ось вращения алидады горизонтального лимба совпадает с осью его вращения и представляет собой вертикальную ось теодолита.

**Отсчетные устройства.** Если указатель алидады окажется между штрихами шкалы лимба, то для оценки части одного наименьшего деления лимба служат отсчетные устройства в виде шкалы или штриха.

**Верньеры.** Если дугу лимба, состоящую из некоторого числа наименьших делений, например 11 (рис. 4.3, а), перенести на алидаду и разделить ее на равные части, число которых должно быть на единицу больше числа делений, взятых на лимбе (для нашего случая на 12), то получим на алидаде шкалу штрихов, называемую *верньером*. Обозначим наименьшее деление лимба через  $A$ , верньера — через  $a$ , число делений, нанесенное на верньере, — через  $n$ , а разность между одним делением лимба и одним делением алидады, называемую *точностью верньера*, — через  $t$ . Тогда

$$t = A - a. \quad (4.3)$$

Так как делений на лимбе, соответствующих делениям верньера, будет на одно меньше, то  $an = A(n - 1)$ , откуда

$$a = (1/n)[A(n - 1)]. \quad (4.4)$$

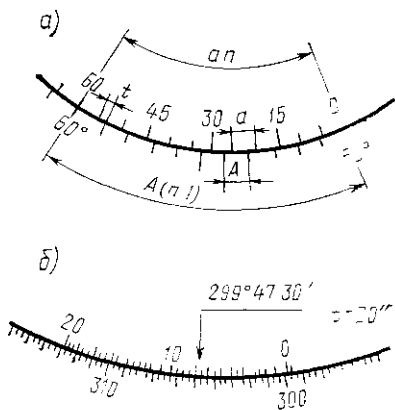


Рис. 4.3. Верньер (а) и отсчет по верньеру (б)

Учитывая (4.4) и (4.3), получим точность верньера

$$t = A/n, \quad (4.5)$$

равную частному от деления наименьшего деления лимба  $A$  на число делений верньера  $n$ .

При определении точности верньера по формуле (4.5) штрихи, нанесенные перед индексом (нулевым штрихом) и после послед-

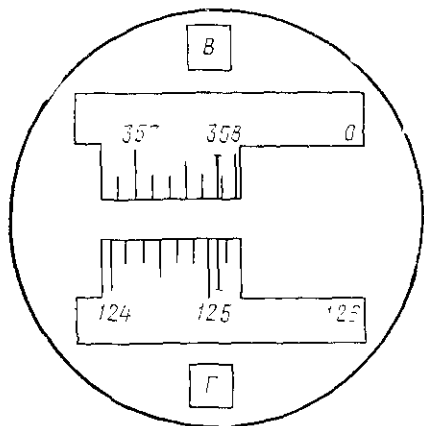


Рис. 4.4. Вид поля зрения отсчетного штрихового микроскопа теодолита Т30:

125°05' — отсчет по лимбу горизонтального круга, 357°48' — отсчет по лимбу вертикального круга

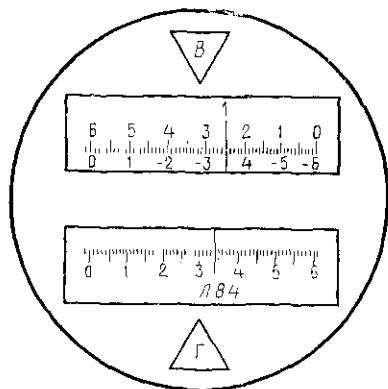


Рис. 4.5. Вид поля зрения отсчетного шкалового микроскопа теодолита Т15К:

181°34' — отсчет по лимбу горизонтального круга; -1°34,5' — отсчет по лимбу вертикального круга

него удлиненного штриха, в расчет не принимают. Если верньер передвигать на лимбе до тех пор, пока его первый штрих не совместится со штрихом лимба (рис. 4.3, а), то расстояние  $k_1$ , пройденное нулевым штрихом верньера [см. (4.2)], будет равно  $t$ , т. е.  $k_1 = t$ . Если движение алидады по лимбу продолжать в том же направлении до тех пор, пока второй от нулевого штрих не совместится с каким-либо штрихом лимба, то  $k_2 = 2t$ , и т. д. Итак, расстояние  $k$ , выраженное в градусной мере, равно произведению точности верньера  $t$  на число делений, считаемое по верньеру от его нулевого штриха до штриха, совпадающего со штрихом лимба. Следовательно, полный отсчет по верньеру будет складываться из числа градусов, пройденных нулевым штрихом верньера по лимбу, считая от 0° лимба, плюс отрезок  $k$ , выраженный в долях наименьшего деления лимба. Если наименьшее деление лимба 20 или 30', то при отсчетах по верньеру их необходимо учитывать.

**Штриховый микроскоп.** В таком микроскопе (рис. 4.4) отсчетное устройство состоит из одного тонкого штриха — индекса, по которому на глаз отсчитывают десятые доли делений по горизонтальному  $\Gamma$  и вертикальному  $B$  кругам.

**Шкаловый микроскоп.** На рис. 4.5 показан шкаловый микроскоп, в поле зрения которого видны деления горизонтального  $\Gamma$  и вертикального  $B$  кругов теодолита. С помощью такого микроскопа производят отсчеты делений с точностью до  $t=0,1\mu$ , где  $\mu$  — цена деления лимба.

У некоторых оптических теодолитов вертикальный круг разбит на четыре сектора; на двух из них впереди цифр стоит знак «+», а на двух других — знак «-». Оба ряда цифр одновременно передаются в поле зрения шкалового микроскопа. Если в поле зрения шкалового микроскопа видно градусное деление вертикального круга, у которого перед числом стоит знак минус, то в этом случае минуты следует отсчитывать по нижней шкале вертикального круга  $B$ , видимой в микроскоп. Если видимое в микроскопе градусное деление лимба вертикального круга не имеет знака «-», следовательно, угол наклона положительный и тогда минуты отсчитывают по верхней шкале вертикального круга  $B$ ; это значит, что точка, на которую визируют для измерения угла наклона, расположена выше уровня горизонта. Для определения угла наклона по такому отсчетному устройству достаточно по вертикальному кругу, когда он расположен слева от наблюдателя, произвести отсчет, который будет равен измеряемому углу наклона с соответствующим знаком («+» при отсчете минут по верхней шкале и «-» — по нижней шкале) без каких-либо вычислений.

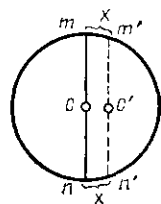


Рис. 4.6. Эксцентриситет алидады

**Эксцентриситет алидады.** В приборах несовпадение оси вращения алидады с центром кольца делений лимба называется *эксцентриситетом алидады*. Если центр кольца делений лимба  $c$ , через который проходит вертикальная ось теодолита, и центр алидады  $c'$  (рис. 4.6) не совпадают, то в этом случае отсчеты  $m'$  и  $n'$  по диаметрально противоположным индексам отсчетного устройства будут отличаться на величину  $x$ . Если точки  $c$  и  $c'$  совпадают, то отсчетами будут  $m$  и  $n$ , а разность между ними равна  $180^\circ$ . Из рисунка следует, что  $m=m'-x$ , а  $n=n'+x$ , откуда  $(m+n)/2 = (m'+n')/2$ . Следовательно, среднее значение из отсчетов по указателям двух диаметрально расположенных отсчетных устройств не будет содержать погрешности от влияния эксцентриситета алидады.

Для установления эксцентриситета следует, вращая алидаду, например, по двум диаметрально расположенным верньерам, произвести отсчеты на разных частях лимба, которые при отсутствии эксцентриситета должны отличаться каждый раз на  $180^\circ$ . У теодолитов с односторонним отсчетным устройством эксцентриситет устанавливается как разность отсчетов по лимбу на разных его частях при визировании на одну и ту же точку при положении вертикального круга теодолита справа ( $\Pi$ ) и слева ( $\mathcal{L}$ ) от наблюдателя. Если горизонтальные углы такими теодолитами измерять каж-

дый при двух положениях вертикального круга, то средние из них значения не будут содержать погрешности, вызываемой эксцентриситетом алидады. Эксцентриситет алидады теодолита не должен превышать двойной точности отсчетного устройства.

### § 4.3. Уровни и зрительные трубы. Винты, штативы и отвесы

**Уровни.** Для приведения осей и плоскостей в горизонтальное или вертикальное положение служат *установочные уровни*. Они состоят из ампулы, оправы и регулировочного приспособления; в

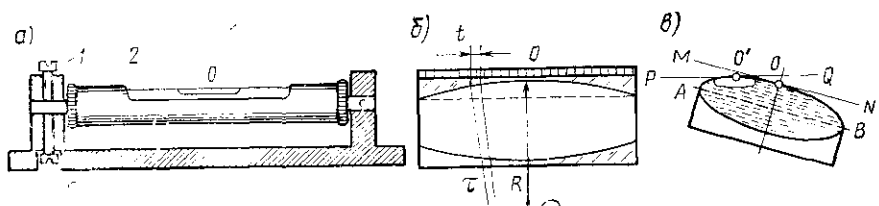


Рис. 4.7. Цилиндрический уровень (а) и разрез ампулы (б, в):

1 — исправительные винты, 2 — оправка;  $\tau$  — центральный угол, соответствующий цене одного деления 2 мм, MN — ось цилиндрического уровня

зависимости от формы ампулы они бывают *цилиндрические* и *круглые*.

Внутреннюю поверхность ампулы цилиндрического уровня шлифуют по дуге круга определенного радиуса  $R$  (рис. 4.7) и почти полностью заполняют нагретым серным эфиром (или спиртом) и запаивают. Свободную от жидкости часть ампулы называют *пузырьком уровня*. На внешней поверхности рабочей части ампулы уровня через 2 мм дуги нанесены штрихи. Точка  $O$ , соответствующая средней части делений ампулы, называется *нуль-пунктом* уровня.

В связи с колебаниями температуры длина пузырька уровня изменяется, поэтому для сохранения его размера (0,3—0,4 длины ампулы) в цилиндрической ампуле делают запасную камеру, отделяемую от основной части стеклянной перегородкой с небольшим отверстием внизу. Через это отверстие, наклоняя уровень, можно переводить часть жидкости из ампулы в камеру и обратно. Ампулу цилиндрического уровня вставляют в металлическую оправу (рис. 4.7, а) и в ней ее заливают, например гипсом. Оправка в средней части имеет отверстие, позволяющее видеть часть ампулы с нанесенными делениями. С помощью винтов  $n$  один конец оправы уровня можно перемещать в вертикальном направлении для получения горизонтального положения оси уровня.

На рис. 4.7, б показан продольный разрез рабочей части цилиндрического уровня. Центральный угол  $\tau$  определяет *чувствительность уровня*, т. е. способность пузырька быстро и точно зани-

мать в ампуле наивысшее положение; этот угол называют ценой одного деления уровня и определяют по формуле

$$\tau = (l/R) \rho'', \quad (4.6)$$

где  $l=2$  мм;  $R$  — радиус, м;  $\rho''=206\,264$ .

Следовательно, чем больше  $R$ , тем меньше  $\tau$  (цена одного деления) и тем точнее уровень. Для цилиндрических уровней  $\tau = 17 \div 60''$ . Линия  $MN$  (рис. 4.7, в), касательная к дуге  $AOB$  продольного сечения внутренней поверхности ампулы в нуль-пункте  $O$ , называется осью цилиндрического уровня. При любом положении уровня пузырек всегда будет занимать наивысшее положение, а касательная  $PQ$ , проведенная к самой высокой точке пузырька  $O'$ , будет горизонтальна. Если же точки  $O$  и  $O'$  совместятся, то и ось цилиндрического уровня будет горизонтальна.

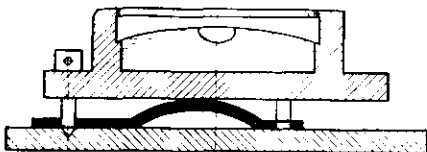


Рис. 4.8. Круглый уровень

На рис. 4.8 показан разрез круглого уровня, рабочая часть которого с внутренней стороны отшлифована по шаровой поверхности. Снаружи этой поверхности в ее центре нанесена окружность, которой пользуются при установке пузырька уровня на середину. Цена деления круглых уровней колеблется от 3 до 15'.

**Зрительные трубы.** Зрительная труба является визирным устройством геодезического прибора, содержащим объектив, окуляр и сетку нитей. В современных геодезических приборах зрительные трубы с внутренней фокусировкой имеют постоянную длину. Такая конструкция по сравнению с трубами с выдвигающимися окулярами (с внешней фокусировкой) является более совершенной. Для установки их на резкость на расстоянии  $l$  от объектива 7 находится внутренняя фокусирующая линза 6 (рис. 4.9).

Зрительная труба имеет сложный объектив, состоящий из двух или трех линз разного сорта стекла, и окуляр 3 из двух склеенных линз. Впереди окуляра укреплена с помощью винтов 2 и 4 диафрагма со стеклом, на котором нарезана сетка нитей (рис. 4.10). Основные штрихи 1 и 3 в пересечении, образующие центр сетки нитей  $O'$ , предназначены для визирования зрительной трубы на предметы, а штрихи дальномерные 2 и 4 — для определения расстояний по рейке. Сложные объективы и окуляры позволяют более полно устранять сферическую и ахроматическую абберации.

Двойковогнутая фокусирующая линза 6 (см. 4.9, б) с помощью специального устройства — кремальеры 1 — может передвигаться вдоль геометрической оси 5 трубы: при этом расстояние  $l$  всегда остается меньше фокусного расстояния  $f_1$  объектива. Линза 6 вместе с объективом 7 составляют телеобъектив, фокусное расстояние которого всегда больше фокусного расстояния объектива. Вследствие перемещения линзы 6 изменяется фокусное расстоя-

ние телеобъектива, позволяя тем самым установить его так, чтобы изображение наблюдаемого предмета  $MN$  было ясным. Для предохранения глаза наблюдателя от боковых лучей и постороннего света, проникающего в трубу, внутреннюю поверхность всех трубок и диафрагмы покрывают черной матовой краской.

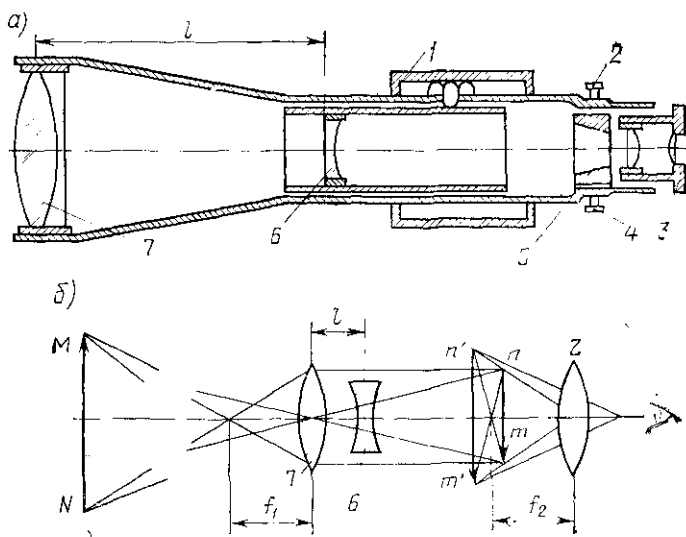


Рис. 4.9. Зрительная труба (а) и ход лучей в зрительной трубе (б)

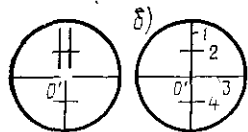


Рис. 4.10. Сетки нитей

Зрительные трубы характеризуются тремя основными показателями: видимым увеличением, полем зрения и яркостью изображения. *Видимым увеличением* называется отношение угла  $\beta$ , под которым виден предмет через зрительную трубу, к углу  $\alpha$ , под которым он же виден невооруженным глазом. Для практических целей увеличение  $\nu$  можно определить по формуле  $\nu = f_1/f_2$  (рис. 4.9, б). *Полем зрения* называется пространство, видимое в зрительную трубу при неподвижном ее положении. *Яркостью изображения*, зависящей от диаметра объектива и увеличения трубы, называется количество света, получаемое глазом в 1 с на 1 мм<sup>2</sup> видимого изображения.

Прямая, проходящая через оптический центр объектива и центр сетки нитей, называется *визирной осью*; она должна совпадать с *оптической осью* — линией, проходящей через оптические центры объектива и окуляра.

**Винты.** Винты геодезических приборов в зависимости от назначения бывают *глухие*, скрепляющие между собой отдельные части, и *ходовые* для установки и юстировки приборов; к ходовым относятся становые, подъемные, закрепительные, наводящие (микро-

метренными) и исправительные винты. Подвижные части геодезических приборов соединяются с неподвижными частями закрепительными винтами, а для точной установки подвижных частей служат наводящие винты, позволяющие плавно перемещать подвижную часть прибора относительно неподвижной. Исправительными винтами пользуются при выверке и юстировке прибора.

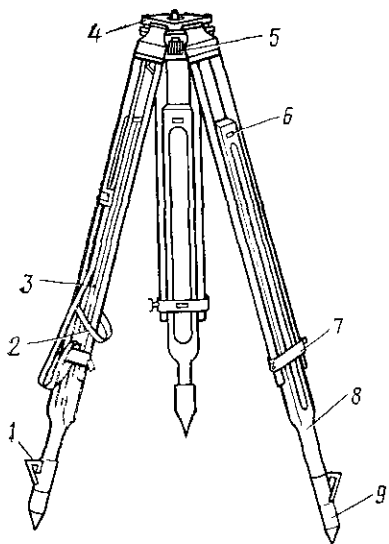


Рис. 4.11. Штаив ШР с раздвижными ножками:

1 — металлический упор; 2 — ремень; 3 — ремень плечевой; 4 — головка; 5 — становой винт; 6 — ограничитель; 7 — зажимное устройство; 8 — деревянная раздвижная ножка; 9 — металлический наконечник

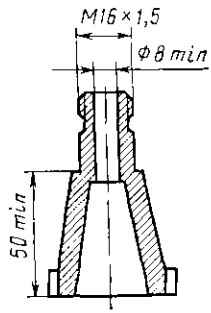


Рис. 4.12. Становой винт

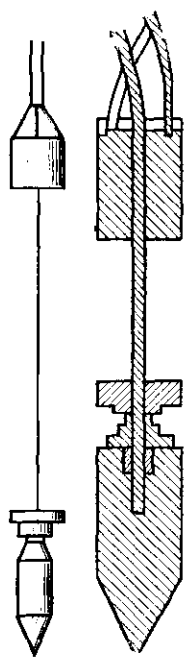


Рис. 4.13. Нитяные подвесные отвесы с противовесами

**Штаивы.** Их применяют для установки и закрепления на них в рабочем положении геодезических приборов. Они бывают с раздвижными деревянными (рис. 4.11) и с нераздвижными металлическими ножками. Для крепления приборов на головке штатива служит становой винт (рис. 4.12), к крючку которого подвешивается отвес (рис. 4.13) для центрирования теодолита над точкой.

**Отвесы.** Это металлические гирьки с острием внизу, подвешиваемые на тонком шнуре. Для регулирования положения отвеса по высоте и противодействия раскачиванию их делают с гирьками, расположенными одна над другой.



## § 4.4. Теодолиты

**Классификация теодолитов.** Теодолиты — приборы, предназначенные для измерения горизонтальных и вертикальных углов. Теодолиты можно классифицировать по назначению, точности, конструктивным особенностям, степени автоматизации отдельной или нескольких операций, характеру выдаваемой информации и другим признакам.

По назначению и точности теодолиты разделяются на *высокоточные*, позволяющие горизонтальные углы измерять со средней квадратической погрешностью 1", точные 2" и технические 5 и 15 — 60" (ГОСТ 10529—79).

По конструктивным особенностям, степени автоматизации и характеру выдаваемой информации теодолиты бывают *механические* — с металлическими, *оптические* — со стеклянными лимбами и *кодовые* — с цифровой индикацией и автоматической регистрацией угловых значений на технических носителях (магнитной ленте, перфоленте). В зависимости от конструкции вертикальной оси теодолиты делят на *простые* и *повторительные*.

У простых теодолитов горизонтальный лимб наглухо соединен с подставкой. Он не имеет наводящего винта и поэтому не может вращаться в горизонтальной плоскости; в СССР такие теодолиты не изготавливаются. У повторительных теодолитов горизонтальный лимб может вращаться в горизонтальной плоскости вокруг вертикальной оси прибора независимо от вращения алидады.

Таблица 4.1

Название теодолита	Шифр	Средняя квадратическая погрешность измерения угла		Увеличение зрительной трубы, крат	Угол поля зрения трубы	Наименьшее расстояние визирования зрительной трубой, м, не более	Пределы измерения углов наклона	Масса, кг	
		горизонтального	наклона					теодолита	теодолита с принадлежностями
Точный	T2	2"	3"	25	1,5°	2	от +60 до -55°	5	9
»	T5	5"	12"	25	1,5°	2	от +60 до -55°	4,5	8,5
Технический	T15	15"	25"	25	1,5°	1,5	от +60 до -55°	3,5	6,5
»	T30	30"	45"	18	2°	1,2	от +60 до -55°	2,5	3,5
»	T60	60"	—	15	2°	1	—	2	3,5

В табл. 4.1 приведены основные параметры теодолитов, используемых в инженерной практике (ГОСТ 10529—79). Шифр теодо-

лига указывает среднюю квадратическую погрешность измерения горизонтального угла одним приемом; при этом учитываются только приборные погрешности измерений, определяемые в лабораторных условиях.

Оптика зрительной трубы теодолитов Т2 и Т5 дает прямое или обратное изображение; в первом случае шифр теодолита дополняется буквой П. Например, Т5П — теодолит со средней квадратической погрешностью измерения горизонтального угла одним приемом 5", снабженный зрительной трубой прямого изображения.

Теодолиты Т5 и Т15 выпускают с компенсатором для углов наклона, заменяющим уровень при вертикальном круге. К шифру такого теодолита добавляют букву К, например, Т15К или Т15КП (прямого изображения).

#### **Теодолиты с металлическими лимбами.**

**ТЕОДОЛИТ ТТ-5.** На рис. 4.14 показан повторительный теодолит ТТ-5. Он состоит из подставки 3 с тремя подъемными винтами 1, проходящими через пружинящую пластинку 21 в металлическую пластинку 22. В центре пластинки 21 укреплена втулка с резьбой для гаечного винта. Трегер разъемно соединен с верхней частью теодолита, закрепляемой в нем винтом 2. На алидаде, закрытой кожухом 7, между подставками 8 укреплен цилиндрический уровень, когорый служит для приведения вертикальной оси вращения теодолита в отвесное положение. Центр пузырька уровня совмещают с нуль-пунктом ампулы с помощью подъемных винтов 1, ход которых регулируется вращением гаек 5. Вращая алидаду, цилиндрический уровень можно поставить так, что его ось будет параллельна линии, соединяющей центры двух любых подъемных винтов, т. е. по направлению этих винтов. На горизонтальном лимбе, помещаемом под кожухом 7, нанесены деления от 0 до 360° через каждые 10'. Лимб имеет винт 20 для закрепления его на вертикальной оси теодолита. С помощью винта 4 можно медленно вращать лимб, если завинчен закрепительный винт 20. Кожух 6 жестко укреплен на алидаде, имеющей два противоположно расположенных верньера точностью 30", которые видны в лупу 19. Алидаду на лимбе закрепляют винтом 18. Наводящий винт 17 служит для медленного вращения алидады. На кожухе алидады укреплены две подставки 8, кончающиеся втулками, в которых лежат концы горизонтальной оси вращения зрительной трубы 11.

Зрительная труба теодолита имеет просветленную оптику и внутреннюю фокусирующую линзу, которую при визировании на удаленные предметы перемещают внутри трубы вращением кольца кремальеры. В трубе перед окуляром 15 четырьмя винтами, закрытыми навинчивающимся колпачком 16, укреплена диафрагма с сеткой нитей, имеющая кроме центра две горизонтальные дальномерные нити (см. рис. 4.10). Резкой и отчетливой видимости сетки нитей достигают перемещением окуляра 15 относительно сетки нитей. Зрительную трубу, имеющую закрепительный 13 и наводящий 9 винты, можно переводить через зенит только окулярным концом. С трубой жестко скреплен вертикальный круг 12,

состоящий из лимба с градусными делениями и алидады с двумя верньерами 30-секундной точности.

Алидада накрыта кожухом с двумя окошечками, около которых расположены две луны. Круг 12 вращается в вертикальной плоско-

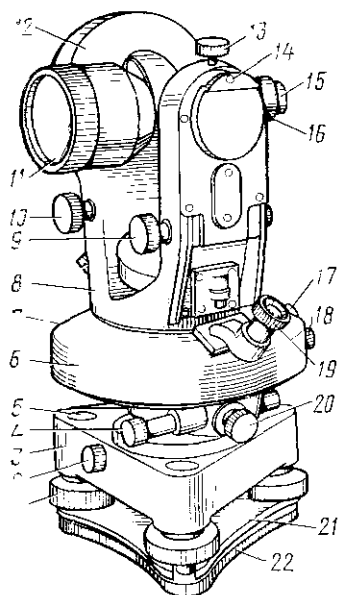


Рис 4 14 Теодолит ТТ-5:

1 — подъемный винт, 2 — закрепительный винт втулки вертикальной оси 3 — подставка, 4 — наводящий винт горизонтального лимба, 5 — гайка для регулирования хода подъемного винта 6 — кожух горизонтального круга (лимба) 7 — кожух зрительной трубы 10 — наводящий винт алидады вертикального круга, 11 — объектив зрительной трубы, 12 — кожух вертикального круга, 13 — закрепительный винт зрительной трубы 14 — втулка для закрепительного винта ориентир буссоли 15 — окуляр, 16 — предохранительный колпачок, 17, 18 — наводящий и закрепительный винты алидады горизонтального круга 19 — исподвижная лупа, 20 — закрепительный винт горизонтального круга лимба, 21 — пружинящая пластинка с втулкой для старого винта, 22 — пластинка для упора подъемных винтов

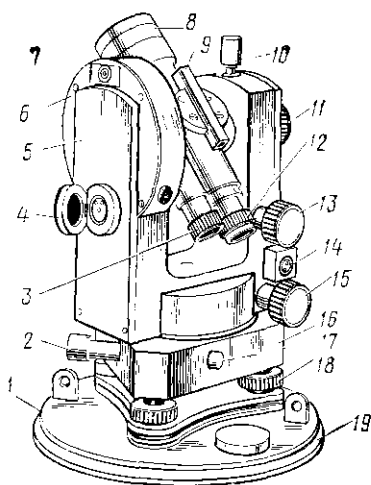


Рис 4 15 Теодолит Т30:

1 — основание футляра, 2 — наводящий винт горизонтального круга 3 — диоптрийное кольцо окулярного микрометра, 4 — откидное зеркало для подсветки горизонтального и вертикального кругов, 5 — крышка колонки несущей горизонтальную ось, 6 — корпус вертикального круга, 7 — посадочный паз для ориентир буссоли, 8 — объектив зрительной трубы, 9 — визир, 10 — закрепительный винт зрительной трубы, 11 — кремальера 12 — диоптрийное кольцо окуляра зрительной трубы, 13 — наводящий винт зрительной трубы 14 — оправа цилиндрического уровня, 15 — наводящий винт алидады горизонтального круга 16 — подставка 17 — втулка, 18 — подъемный винт, 19 — бабашка для крышки

сти вместе со зрительной трубой. Цилиндрический уровень, укрепленный на алидаде вертикального круга, можно перемещать в вертикальной плоскости с помощью наводящего винта 10. К теодолиту винтом, входящим в отверстие 14, прикрепляют съёмную ориентир-буссоль или буссоль с азимутальным кольцом для определения азимута с точностью 10'. На окуляр зрительной трубы можно навинчивать специальную насадку для измерения вертикальных уг-

лов до  $75-80^\circ$ , что важно при определении географических азимутов в высоких широтах.

**Оптические теодолиты.** Они отличаются стабильностью результатов измерений, удобством и простотой в эксплуатации, высокой производительностью и пригодностью к работе в различных климатических условиях.

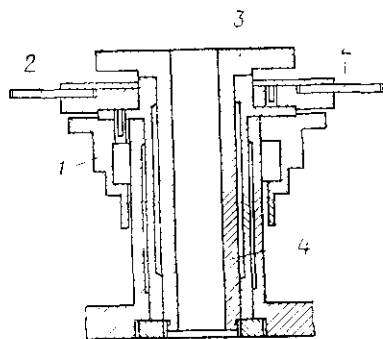


Рис. 4.16. Вертикальная ось теодолита Т30:

1 — втулка; 2 — стеклянный горизонтальный круг с градусными делениями на лимбе; 3 — втулка, свободно вращающаяся внутри баксы, 4 — вертикальная ось

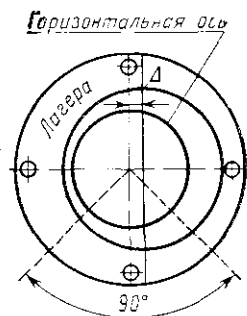


Рис. 4.17. Схема лагера горизонтальной оси

**ТЕОДОЛИТ Т30.** На рис. 4.15 показан оптический повторительный теодолит Т30 с односторонней системой отсчета по лимбам. Подставка 16 теодолита имеет три подъемных винга 18, упирающихся через пружинящую пластинку в основание 1, являющееся одновременно и дном футляра, которым можно накрывать теодолит, не снимая его со штатива. Через подставку 16 проходит вертикальная ось, соединенная с колонками, закрытыми крышками 5, имеющими лагера-втулки, в которых лежит горизонтальная ось зрительной трубы. На втулке 1 вертикальной оси (рис. 4.16) укреплен стеклянный горизонтальный круг 2 с делениями через  $10'$  от 0 до  $360^\circ$ , оцифрованные через каждый градус. Горизонтальный круг теодолита имеет закрепительный и наводящий 2 (см. рис. 4.15) винты. Последним пользуются, когда закрепительный винт завинчен.

Корпус зрительной трубы теодолита Т30 жестко скреплен с горизонтальной осью, у которой посадочные диаметры концов эксцентричны по отношению к внутреннему диаметру лагера — втулок колонок; ось отверстия лагера смещена относительно наружного диаметра концов горизонтальной оси на некоторую величину  $\Delta$  (рис. 4.17). Такая конструкция позволяет при необходимости поворотом лагера производить юстировку горизонтальной оси.

Зрительная труба астрономическая, позволяющая получать обратное изображение, имеет внутреннюю фокусирующую линзу. Перемещение линзы для получения в поле зрения трубы ясной и

отчетливой видимости цели осуществляется кремальерой (см. рис. 4.15). Для установки окуляра по глазу, т. е. для четкой видимости сетки нитей, служит диоптрийное кольцо 12. Зрительная труба, передающаяся через зенит обоими концами, снабжена двумя оптическими коллиматорными визирами 9, предназначенными для предварительного визирования на цель. Она имеет закрепительный 10 и наводящий 13 винты и служит не только для визирования на цель, но и как оптический центрир для установки вертикальной оси теодолита над точкой. В этом случае зрительную трубу устанавливают вертикально объективом 8 вниз и визируют на точку через отверстие в полый вертикальной оси; при этом отсчет по вертикальному кругу должен быть  $(270 \pm 2^\circ)$ .

Вертикальный круг 6 (см. рис. 4.15) укреплен на горизонтальной оси теодолита и вращается вместе со зрительной трубой, в сторону которой обращены штрихи, нанесенные на его лимбе и оцифрованные против хода часовой стрелки от 0 до  $360^\circ$  через каждый градус, разделенный на шесть частей. Рядом с окуляром зрительной трубы расположен окуляр отсчетного микроскопа, в поле зрения которого (одновременно) видны кроме неподвижного индекса штрихи лимбов горизонтального и вертикального кругов, которые подсвечиваются с помощью зеркала 4. Четкая видимость отсчетного штриха и делений лимбов в микроскоп достигается вращением диоптрийного кольца 3.

Для наблюдения предметов, расположенных под углом наклона более  $45^\circ$ , и центрирования теодолита над точкой на окуляры зрительной трубы и отсчетного микроскопа навинчиваются свободно вращающиеся насадки, представляющие собой призмы, изменяющие направление визирной оси до  $80^\circ$ . Насадка, навинчивающаяся на окуляр зрительной трубы, имеет светофильтр для визирования на Солнце, например, при определении направления географического меридиана.

Для определения магнитных азимутов служит ориентир-бусоль, устанавливаемая в паз 7 и закрепляемая винтом. Для горизонтирования теодолита, т. е. приведения его вертикальной оси в отвесное положение, служат подъемные винты 18 и цилиндрический уровень 14, укрепленный на нижней части колонки. Такое расположение цилиндрического уровня позволяет пользоваться им при измерении углов наклона. Этот уровень заменяет цилиндрический уровень при алидаде вертикального круга, отсутствующий в теодолите Т30.

На головке металлического штатива с раздвижными ножками теодолит закрепляется станковым винтом, внутри которого имеется крючок для подвешивания нитяного отвеса (см. рис. 4.13).

**ТЕОДОЛИТ Т15К.** Вместо уровня при алидаде вертикального круга теодолит Т15К (рис. 4.18) имеет самоустанавливающийся оптический компенсатор, позволяющий автоматизировать измерение углов наклона. Его зрительная труба прямого изображения соединена с вертикальным кругом, на лимб которого штрихи нанесены на двух взаимно противоположных секторах и оцифрованы,

как и у теодолита 2Т30. Поле зрения отсчетного микроскопа, расположенного рядом со зрительной трубой, приведено на рис. 4.5.

**ТЕОДОЛИТ Т60.** Оптический теодолит Т60, предназначенный для выполнения на строительной площадке геодезических работ невысокой точности, имеет одностороннее отсчитывание по лимбам и зрительную трубу с прямым изображением. Он позволяет измерять горизонтальные углы одним приемом с погрешностью  $60''$ . Его зрительная труба с механическим визиром для предварительного наведения визирной оси на цель имеет внутреннюю фокусирующую линзу и сетку нитей с дальномерными нитями (см. рис. 4.10, а). Наводящие винты обеспечивают перемещение вращающихся частей в горизонтальной и вертикальной плоскостях в пределах  $5^\circ$ . Центрировать теодолит можно с помощью подвесного отвеса (см. рис. 4.13).

**ТЕОДОЛИТ 2Т2.** Точный оптический неповторительный теодолит 2Т2 (рис. 4.19) предназначен для измерения горизонтальных и вертикальных углов, расстояний по нитяному дальномеру (см. § 5.8) и для определения азимутов из астрономических наблюдений (см. § 7.5) и по магнитной стрелке. Средняя квадратическая погрешность измерения горизонтальных углов одним приемом (см. § 4.6) не более  $2''$ , а вертикальных —  $3''$ . Зрительная труба теодолита с ахроматической и сферохроматической коррекцией оптики переводится через зенит обоими концами. Сетка зрительной трубы имеет три горизонтальных штриха, из которых два крайних служат для измерения расстояний, а один из вертикальных штрихов — двойной биссектор (см. рис. 4.10, а).

Для изменения направления визирной оси относительно горизонтальной оси, на которой она закреплена, служит клиновое кольцо 7. На одном конце горизонтальной оси укреплен вертикальный круг, а на другом — курок 11 для закрепления зрительной трубы. Наводящий винт 12 перемещает трубу в вертикальной плоскости. Изображения делений, нанесенных на горизонтальном круге через  $20'$  и вертикальном — через  $1^\circ$ , передаются в поле зрения трубы отсчетного микроскопа (с помощью оптической системы), в котором видны три окошка. Для отсчета долей делений лимбы служит микрометр 9. Перед отсчетом в центральном окошке, разделенном горизонтальной линией, с помощью рукоятки микрометра совмещают двойные изображения верхних и нижних штрихов угломерного круга. Затем в верхнем окошке отсчитывают число градусов и десятки минут, а единицы минут и секунды — по горизонтальной неподвижной черте (индексу) в малом правом окошке. Перед от-

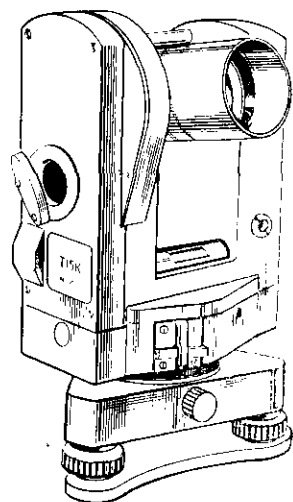


Рис 4.18. Общий вид теодолита Т15К

счетом по вертикальному кругу установочным винтом 4 необходимо совместить концы пузырька уровня вертикального круга. Совмещаемые при отсчитывании штрихи являются изображениями двух диаметрально противоположных частей лимбов. Их совмещением достигается исключение эксцентриситета алидады.

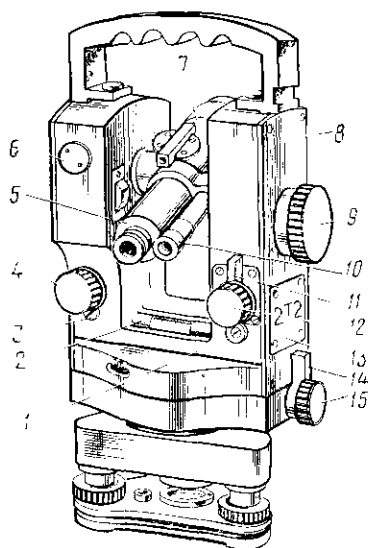


Рис. 4.19. Теодолит 2Т2:

1 — юстировочный винт цилиндрического уровня 2 алидады горизонтального круга, 3 — штекерное гнездо, 4 — установочный винт уровня 2, 5 — колпачок сетки нитей, 6 — пробка, закрывающая юстировочные винты уровня вертикального круга 7 — клиновое кольцо 8 — боковая колонка; 9 — рукоятка отсчетного микрометра, 10 — микроскоп; 11, 14 — курки для закрепления зрительной трубы и алидады горизонтального круга, 12, 15 — наводящие винты зрительной трубы и алидады горизонтального круга; 13 — крышка

На колонке 8 расположена (на рис. 4.19 не видна) рукоятка — переключатель изображения, передаваемого в отсчетный микроскоп; при ее горизонтальном положении в поле зрения микроскопа видно изображение штрихов горизонтального круга, а при вертикальном — вертикального круга. Для освещения поля зрения микроскопа служит зеркало.

#### § 4.5. Поверки и юстировки теодолитов

**Оси и плоскости теодолита.** Повторительный теодолит (рис. 4.20, а) имеет: ось лимба, проходящую через его геометрический центр; вертикальную ось  $MN$ , вокруг которой вращается алидада горизонтального круга с находящимися на ней частями; ось вращения зрительной трубы  $AB$ ; визирную ось  $CD$ ; ось цилиндрического уровня  $PQ$  алидады горизонтального круга. Вертикальная ось теодолита  $MN$  должна совпадать с осью лимба, в противном случае алидадный круг будет иметь эксцентриситет (см. § 4.2.).

**Поверки и юстировки теодолитов.** Теодолит должен удовлетворять соответствующим геометрическим и оптико-механическим условиям, поэтому его проверяют. Связанные с проверкой действия называют *поверками* теодолита. Для соблюдения тех или иных нарушенных условий производят его исправление, т. е. *юстировку* теодолита.

Оптико-механические условия сводятся: 1) к проверке зрительных труб, луп и микроскопов, которые должны быть хорошего качества, иметь надлежащее увеличение и достаточное поле зрения; 2) к проверке правильности и плавности движений отдельных частей теодолита, их прочности, соответствующей жесткости конструкции, противостойкости окислению и возможности работать прибором при различных температурах. В связи с этим каждый теодолит перед работой должен быть тщательно выверен и отъюстирован.

Рассмотрим проверки геометрических условий, которым должен удовлетворять теодолит Т30.

1. *Ось цилиндрического уровня алидады горизонтального круга должна быть перпендикулярна вертикальной оси теодолита, т. е.  $PQ \perp MN$  (рис. 4.20, а).* Для проверки этого условия: 1) ставят ось уровня алидады горизонтального круга по направлению двух (любых) подъемных винтов и, действуя ими в разные стороны, совмещают центр пузырька уровня с нуль-пунктом ампулы; 2) устанавливают ось этого же уровня по направлению третьего подъемного винта и, действуя им, вновь совмещают центр пузырька с нуль-пунктом ампулы по возможности точно и производят отсчет по штриху на лимбе горизонтального круга; 3) поворачивают алидаду по азимуту до тех пор, пока отсчет на горизонтальном круге не будет на  $180^\circ$  больше первоначального. Если при этом центр пузырька уровня останется на нуль-пункте ампулы, то условие выполнено, а если отойдет от него, то положение оси уровня исправляют.

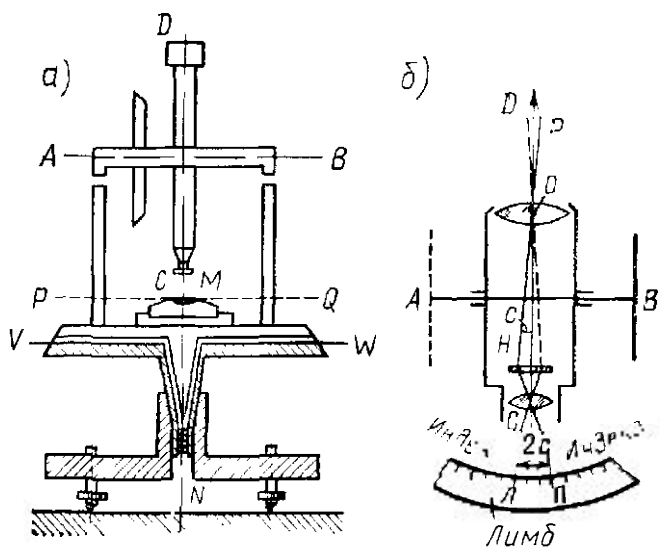


Рис 4.20 Схема повторительного теодолита

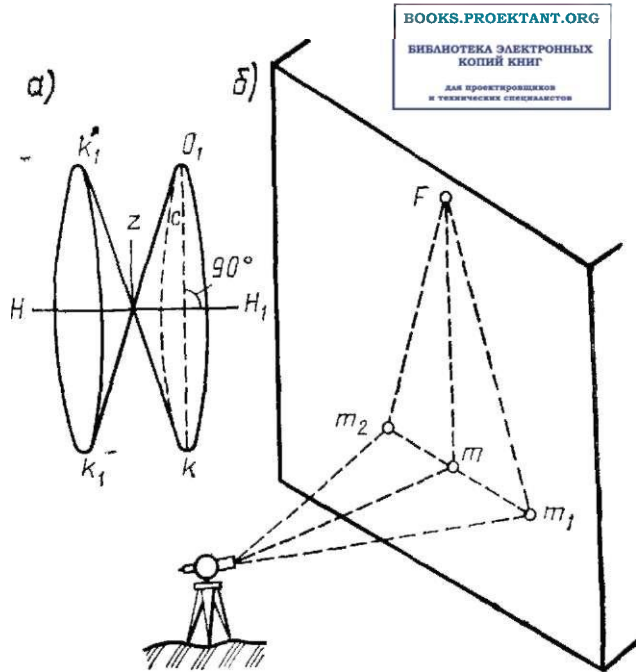


Рис 4.21 К проверке теодолитов

BOOKS.PROEKTANT.ORG  
 БИБЛИОТЕКА ЭЛЕКТРОННЫХ  
 КОПИЙ КНИГ  
 ДЛЯ ПРОЕКТИРОВЩИКОВ  
 И ТЕХНИЧЕСКИХ СПЕЦИАЛИСТОВ



С этой целью исправительным (юстировочным) винтом уровня перемещают пузырек на половину дуги отклонения центра его от нуль-пункта ампулы, а с помощью подъемного винта, по направлению которого стоит уровень, вновь совмещают центр пузырька с нуль-пунктом ампулы. Затем алидаду поворачивают вокруг вертикальной оси на  $180^\circ$ ; если после этого центр пузырька уровня останется на нуль-пункте ампулы, то первое условие выполнено, если нет\*, то тем же исправительным винтом вновь перемещают центр пузырька уровня на половину дуги отклонения от нуль-пункта ампулы и повторяют эту поверку до тех пор, пока проверяемое условие не будет выполнено.

2. *Визирная ось должна быть перпендикулярна оси вращения зрительной трубы*, т. е.  $CD \perp AB$  (рис. 4.20, б). При соблюдении этого условия визирная ось при вращении зрительной трубы вокруг ее оси будет описывать плоскость, называемую *коллимационной*. В противном случае визирная ось образует две конические поверхности с общей вершиной  $z$  (рис. 4.21, а, б), лежащей на оси вращения зрительной трубы  $AB$ . Угол  $c$  между фактическим положением визирной оси  $HP$  и положением  $CD$ , когда  $CD \perp AB$ , называют *коллимационной погрешностью*. Она возникает из-за неправильного положения в трубе центра сетки нитей, через который должна проходить визирная ось.

Для проверки этого условия после приведения вертикальной оси теодолита, укрепленного на штативе, в отвесное положение и закрепления лимба наводят визирную ось на удаленный хорошо видимый предмет, расположенный приблизительно на уровне оси вращения зрительной трубы, например на точку  $k$ . Затем делают по отчетному индексу микроскопа отсчет на горизонтальном лимбе  $П_1$ . После этого переводят трубу через зенит, т. е. вращают ее вокруг оси  $AB$  на пол-оборота, вновь наводят визирную ось на ту же точку  $k$  (лиimb должен оставаться неподвижным) и вторично делают отсчет по отчетному индексу микроскопа на горизонтальном круге  $Л_1$ . Затем отпускают закрепительный винт вертикальной оси теодолита и поворачивают его лимб на  $180^\circ$ , винт закрепляют, повторяют визирование на точку  $k$ , берут отсчеты  $П_2$  и  $Л_2$  и вычисляют коллимационную погрешность:

$$c = [(П_1 - Л_1 \pm 180^\circ) + (П_2 - Л_2 \pm 180^\circ)]/4. \quad (4.7)$$

Если значение  $c$  окажется равным или меньшим двойной погрешности  $|c| \leq 2t$ , где  $t$  — точность отчетного устройства (для ТЗ0  $t = 1'$ ), то условие практически выполнено. В противном случае наводящим винтом алидады ее поворачивают настолько, чтобы по шкале  $G$  получился отсчет, равный  $Л_2 + c$ . Тогда центр сетки нитей сойдет с наблюдаемой точки  $k$ . Ослабив один из вертикаль-

\* Половину дуги отклонения оценивают на глаз.

ных винтов сетки нитей, двумя другими винтами, расположенными горизонтально, перемещают сетку нитей до совпадения ее центра с изображением наблюдаемой точки  $k$ . После этого поверку повторяют.

3. *Ось вращения зрительной трубы должна быть перпендикулярна вертикальной оси теодолита*, т. е.  $AB \perp MN$  (рис. 4.21, а). Для проверки этого условия теодолит, укрепленный на штативе, ставят на расстояние 20—30 м от высокого предмета (рис. 4.21, б), например здания, и приводят вертикальную ось теодолита в отвесное положение. Затем, закрепив лимб, наводят центр сетки нитей на хорошо видимую высокую точку на здании, например на точку  $F$ , и закрепляют алидаду. После этого зрительную трубу медленно опускают до тех пор, пока она не примет горизонтального положения (на глаз), и отмечают на стене точку  $m_1$ , покрываемую центром сетки нитей. Открепив алидадный круг, поворачивают его примерно на  $180^\circ$ , переводят трубу через зенит, снова визируют на точку  $F$ , закрепляют алидаду. После этого трубу медленно опускают до уровня прежде нанесенной на стене точки  $m_1$  и отмечают точку  $m_2$ , покрываемую центром сетки нитей. Если точки  $m_1$  и  $m_2$  совпадут в точке  $m$ , то проверяемое условие выполнено; в противном случае теодолит исправляют только в мастерских.

4. *Одна из нитей сетки должна быть перпендикулярна оси вращения зрительной трубы*. Для проверки условия вертикальную ось теодолита приводят в отвесное положение, выбирают какую-либо отчетливо видимую точку  $p$  и наводят на нее центр сетки нитей. После этого медленно вращают трубу вокруг ее оси и следят, будет ли вертикальная нить сетки, а затем середина между штрихами биссектора проходить через точку  $p$ . Если это условие не выполняется, то следует отвинтить закрепительные винты сетки нитей, повернуть сетку до требуемого положения и снова завинтить винты. После юстировки поверку необходимо повторить.

**Исследование теодолитов.** В результате исследования или испытания теодолитов, которые надо отличать от проверок, определяют их постоянные (точность уровня и др.), выявляют работу отдельных частей и соответствие их между собой, а также устанавливают качество материала, из которого они сделаны. Полные исследования проводят как в лабораторных, так и в полевых условиях.

В лабораторных условиях тщательно исследуют правильность нанесения делений на обоих кругах теодолита; проверяют эксцентриситет алидады вертикального и горизонтального кругов, действие подъемных, закрепительных и наводящих винтов; испытывают шлифовку и определяют цену деления уровней; устанавливают плавность и правильность вращения осей; выявляют работу горизонтального и вертикального кругов; определяют увеличение, поле зрения, яркость изображений, отсутствие сферической и хроматической аберраций зрительной трубы. В полевых условиях определяют коэффициент дальномера и асимметрию дальномерных нитей сетки.

## § 4.6. Установка теодолита в рабочее положение. Измерение горизонтальных углов

Перед измерением углов на местности необходимо над каждой вершиной их устанавливать теодолит в рабочее положение, т. е. производить: 1) центрирование, 2) горизонтирование; 3) установку зрительной трубы и отчетного микроскопа по глазу.

**Центрирование теодолита.** Для измерения горизонтального угла необходимо вертикальную ось теодолита возможно точнее установить над его вершиной с помощью нитяного отвеса или оптического центрира. При этом следует учитывать длину  $d$  стороны измеряемого угла: чем она короче, тем центрирование теодолита должно быть более точным. Для измерения горизонтального угла с точностью  $\mu''$  найдем погрешность центрирования:

$$l \leq [\mu'' / (2\rho'')] d, \quad (4.8)$$

где  $\rho'' = 206\,265$ ;  $d$  — длина короткой стороны угла, над вершиной которого центрируется теодолит, м.

Если  $d$  выразить в метрах, то

$$l_{\text{мм}} \leq (\mu'' / 400) d_{\text{м}}. \quad (4.9)$$

**Пример 4.1.** Для измерения горизонтального угла теодолитом Т30, для которого  $\mu = 30''$  при короткой стороне  $d = 100$  м, центрирование теодолита следует производить не грубее  $l \leq (30'' / 400) 100 = 7,5$  мм.

**Горизонтирование теодолита.** Горизонтируют теодолит подъемными винтами по выверенному уровню при алидаде горизонтального круга. Для этого, установив уровень по направлению двух подъемных винтов, вращением последних совмещают центр его пузырька с нуль-пунктом ампулы. Затем поворачивают алидаду примерно на  $90^\circ$  так, чтобы ось этого уровня расположилась по направлению третьего подъемного винта и, действуя им, вновь совмещают центр пузырька уровня с нуль-пунктом ампулы.

**Установка трубы для визирования.** Установка зрительной трубы по глазу — получение в поле зрения трубы резкого и отчетливого изображения нитей сетки и наблюдаемого предмета. Для этого зрительную трубу наводят на небо или на белый освещенный предмет и поворачивают диоптрийное кольцо 12 окуляра (см. рис. 4.15) до получения резкого изображения нитей сетки. Четкого изображения наблюдаемого предмета достигают перемещением фокусирующей линзы с помощью кремальеры 11 зрительной трубы.

**Установка отчетного микроскопа.** Установка микроскопа по глазу — получение в его поле зрения отчетливого изображения делений, нанесенных на лимбах горизонтального и вертикального кругов, — достигается вращением диоптрийного кольца 3 микроскопа (см. рис. 4.15), а для оптических теодолитов еще и вращением и наклоном зеркала 4 подсветки.

**Способы измерения горизонтальных углов.** При измерении горизонтальных углов теодолитом необходимо учитывать следующее.

1. Для исключения погрешности от эксцентриситета алидады теодолитов с двусторонним отсчитыванием по лимбу следует делать отсчеты по двум верньерам или микроскопам. Так как эксцентриситет бывает невелик, то по одному верньеру (микроскопу) производят полный отсчет (градусы, минуты и секунды), а по другому — только минуты и секунды. За окончательное значение принимают среднее арифметическое значение из полученных двух отсчетов минут и секунд.

А при работе с теодолитами с односторонним отсчитыванием по лимбу между измерениями при *П* и *Л* алидаду поворачивают на  $180^\circ$ .

2. Для исключения влияния коллимационной погрешности теодолита и наклона оси вращения зрительной трубы на результат измерения каждый угол определяют при двух положениях вертикального круга — при круге с правой (*П*) и левой (*Л*) сторон по отношению к окуляру.

Горизонтальные углы бывают правые и левые по ходу. Очередность визирования зрительной трубой на заднюю и переднюю по ходу точку при измерении углов зависит от того, какой из них (правый или левый) надо измерить.

**Способ приемов.** Для измерения угла *MCN* (рис. 4.22, *а*) способом приемов устанавливают теодолит над вершиной *С*, приводят его в рабочее положение, закрепляют лимб и, вращая алидаду, последовательно визируют на точки *М* и *Н*. Если из вершины смотреть на угол, то *М* считается задней, или правой, точкой, а *Н* — передней, или левой.

Для точного совмещения центра сетки нитей зрительной трубы с предметом используют наводящие винты алидады горизонтального круга и зрительной трубы. После наведения зрительной трубы на каждую точку делают отсчеты по двум верньерам, а у оптического теодолита — по микроскопу (см. рис. 4.4).

Согласно рис. 4.22, *а*, отсчет на заднюю точку  $Z = 132^\circ 18,5'$  (дуга *LD*), отсчет на переднюю точку  $P = 40^\circ 32,5'$  (дуга *LE*), искомым углом, правый по ходу,

$$\sphericalangle MCN = Z - P. \quad (4.10)$$

На этом заканчивается *первый* полуприем. Отсчеты записывают в журнал (табл. 4.2) \*.

Если в первом полуприеме угол измеряли при *П*, то второй раз его измеряют при *Л*. Для этого переводят трубу через зенит, и ес-

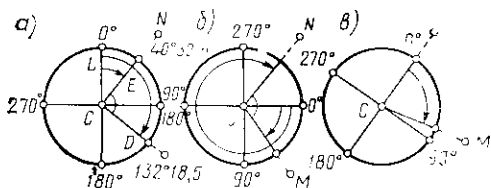


Рис. 4.22. Измерение горизонтальных углов способами приемов (*а*, *б*) и повторений (*в*)

\* Для оптических теодолитов с микроскопами при одностороннем отсчитывании по лимбу колонки 4 и 5 в журнале отсутствуют.

Станция	Точка визи- рования	Отсчеты по верньеру			Угол	Среднее значение угла	Примечание
		I	II	Средний отсчет I+II			
				2			
1	2	3	4	5	6	7	8
С	M	<i>П</i>					Теодолит ТТ-5 № 161, $t=30''$
		132°18'	19'	132°18,5'	91°46'		
	40°33'	32'	40°32,5'				
	<i>Л</i>						
N	221°11'	11'	221°11'	91°45'			
	129°26'	26'	129°26'				

ли теодолит имеет верньеры, то, открепив закрепительный винт лимба, поворачивают его примерно на 90°, затем вновь закрепляют винт.

При измерении угла теодолитом с односторонним отсчетом после перевода зрительной трубы через зениг алидада поворачивается на 180°, а лимб сохраняет первоначальное положение, но для исключения грубого просчета целесообразно лимб переместить по азимуту на 1—2°. Угол при *Л* измеряют точно так же, как и при *П*. По полученным отсчетам вторично вычисляют значение измеряемого угла и полученный результат записывают в журнал. На этом заканчивается второй полуприем.

Два полуприема измерения угла составляют один полный прием. Если два значения одного и того же угла, полученные при *П* и *Л*, отличаются между собой на величину, не большую двойной точности  $2t$  микроскопа (верньера), то за окончательный результат принимают среднее из этих двух значений. В нашем примере окончательное значение угла равно 91°45,5'.

Если значения угла, измеренного при *П* и *Л*, отличаются между собой больше чем на  $2t$ , то в этом случае проверяют записи и вычисления в журнале; если погрешность не обнаружится, угол измеряют вновь.

При измерении горизонтальных углов нулевой штрих (0°) лимба может оказаться в любом месте по отношению к сторонам измеряемого угла. Например, при измерении угла в точке *С* (рис. 4.22, б) отсчет по направлению *М* меньше отсчета по направлению *Н*. В этом случае для определения угла в точке *С* к отсчету *З* прибавляют 360° и затем вычитают отсчет *П*, т. е.  $\angle MCN = 24°15' + 360°00' - 330°54' = 53°21'$ . Таким образом, независимо от того, в каком месте по отношению к сторонам измеряемого угла окажется 0° лимба, формула (4.10) для вычисления угла остается справедливой.

**Способ повторений.** При этом способе, выполняемом только повторительным теодолитом, угол измеряют при каждом положении (*П* и *Л*) вертикального круга  $n$  раз; для теодолитов с одно-

сторонними отсчетами для уменьшения погрешности за эксцентриситет алидады число повторений должно быть четным. Для измерения горизонтального угла способом повторения устанавливают теодолит в рабочее положение над вершиной *C* измеряемого угла (рис. 4.22, *в*), совмещая нуль лимба с нулевым штрихом первого верньера алидады горизонтального круга или со штрихом-индексом микроскопа и в этом положении закрепляют алидаду на лимбе. Предположим, что такая установка алидады сделана при круге *П*. Вращением лимба наводят визирную ось на точку и закрепляют лимб; по обоим верньерам горизонтального круга или по штриху-индексу микроскопа делают отсчеты и записывают их в журнал (табл. 4.3) \* против точки *N* ( $0^{\circ}00'$ ). Открепляют алидаду горизонтального круга и, плавно вращая ее по ходу часовой стрелки, визируют на правую точку *M*. Окончательное визирование производят только ввинчиванием наводящего винта алидады. Затем делают отсчет по штриху-индексу (по двум верньерам), записывают его в журнал (графа 4) против точки *M* и заключают в скобки. В нашем случае средний отсчет равен  $66^{\circ}28'$ ; он является примерной величиной измеряемого угла и называется *контрольным*. На этом заканчивается *первое повторение*.

Таблица 43

Станция	Точка визирования	Число повторений	Отсчеты	Л. крайний угол	Угол	Средний угол	Примечание
1	2	3	4	5	6	7	8
<i>C</i>	<i>N</i>	<i>П</i>	$0^{\circ}00'$				Теодолит Т30 № 1864
	<i>M</i>	<i>1</i>	$(66^{\circ}28')$	$265^{\circ}54'$	$66^{\circ}28,5'$	$66^{\circ}28,4'$	
	<i>M</i>	<i>Л</i>	$265^{\circ}54'$				
	<i>M</i>	<i>4</i>	$85^{\circ}53'$ $351^{\circ}46'$	$265^{\circ}53'$	$66^{\circ}28,2'$		

После этого угол измеряют вновь, для чего, оставляя алидаду скрепленной с лимбом, последний открепляют и плавным вращением его вместе с алидадой по ходу часовой стрелки наводят визирную ось трубы на точку *N* и закрепляют лимб. Отсчеты не производят. Затем, вращая алидаду при закрепленном лимбе по ходу часовой стрелки, визируют снова на точку *M* и отсчет не производят: на этом заканчивается *второе повторение*. Так повторяют измерение одного и того же угла несколько *n* раз, заканчивая изме-

\* Для теодолитов с микроскопами при одностороннем отсчитывании по лимбу колонки 6—8 в журнале отсутствуют

рение визированием на правую точку  $M$ . Произведенный при последнем визировании отсчет по штриху-индексу микроскопа (по двум верньерам) записывают в журнал (графа 5). Так как первоначальный отсчет при наведении на точку  $N$  был  $0^{\circ}00'$  (табл. 4.3), то последний отсчет, полученный при наведении на точку  $M$ , равный  $265^{\circ}54'$ , и составит  $n$ -кратное значение измеряемого угла (графа 5); в нашем примере число повторений  $n=4$ . Искомый угол  $MCN=\beta$  определяется из этого полуприема:  $\beta=(265^{\circ}54')/4=66^{\circ}28,5'$  (графа 6). На этом заканчивается *первый полуприем* измерения угла.

Переводят зрительную трубу через зенит, открепляют лимб и при положении  $L$  и закрепленной алидаде визируют на правую точку  $M$ , пользуясь наводящим винтом лимба. Производят отсчет на горизонтальном круге и записывают его в журнал; в нашем примере он равен  $85^{\circ}53'$ . Открепляют алидаду и, вращая ее *против* хода часовой стрелки, визируют на точку  $N$  (отсчета не делают), отпускают лимб и, вращая его *против* хода часовой стрелки, снова визируют на точку  $M$ . Так повторяют измерение угла при  $L$  столько раз, сколько и при  $P$ . Второй полуприем заканчивают визированием на точку  $N$  и отсчетом по лимбу, который для нашего примера равен  $351^{\circ}46'$ . При этом способе измерения угла нулевой штрих первого верньера может  $k$  раз пройти мимо штриха  $360^{\circ}$  на лимбе, поэтому к последнему отсчету перед тем, как делить его на число повторений  $n$ , необходимо прибавить  $k \cdot 360^{\circ}$ .

**Способ круговых приемов.** Этот способ применяют для измерения нескольких углов с общей вершиной. Один прием состоит из двух полуприемов. Первый полуприем выполняют при одном положении круга (например, при круге  $L$ ). Зрительную трубу поочередно наводят на все наблюдаемые пункты, начиная с начального направления и поворачивая алидаду для наведения на следующий пункт по ходу часовой стрелки и делают после каждого визирования трубой отсчеты по горизонтальному кругу теодолита. Результаты наблюдений записывают в соответствующий журнал. Заканчивают полуприем вторичным визированием на начальный пункт. Разность в отсчетах на начальный пункт в начале и конце полуприема — незамыкание горизонта для теодолита Т2 — не должна превышать  $8''$ ; ее распределяют с обратным знаком на все направления пропорционально их номерам. *Второй полуприем* выполняют точно так же, но при другом положении вертикального круга, а алидаду горизонтального круга вращают *против* хода часовой стрелки. Два полуприема составляют один полный прием.

Для повышения точности углы измеряют несколькими приемами. При этом перед каждым следующим приемом горизонтальный круг теодолита передвигается на угол  $x=180^{\circ}/n+l$ , где  $n$  — число приемов,  $l$  — наименьшее деление шкалы отсчетного микроскопа. Число приемов измерения углов зависит от требуемой точности результата и точности теодолита и регламентируется соответствующими инструкциями.

## § 4.7. Точность измерения горизонтальных углов

На точность измерения горизонтальных углов техническими теодолитами влияют погрешности самого прибора (погрешности делений лимба, коллимационная погрешность и др.), внешние условия (боковая рефракция, ветер и т. п.), точность визирования и отсчета по микроскопу (верньеру), центрирование теодолита и фиксирование визирных целей. На основании формулы (3.17) средняя квадратическая погрешность измеренного горизонтального угла

$$m_{\beta} = \sqrt{m_n^2 + m_{в.у}^2 + m_{\kappa}^2 + m_{\alpha}^2 + m_{\rho}^2}, \quad (4.11)$$

где  $m_n$ ,  $m_{в.у}$ ,  $m_{\kappa}$ ,  $m_{\alpha}$  и  $m_{\rho}$  — средние квадратические погрешности, обусловленные соответственно несовершенством теодолита, внешними условиями собственно измерения угла, центрирования прибора и неточного визирования на цель.

Уменьшение приборных погрешностей, влияющих на точность измерения горизонтального угла, достигается соответствующей методикой этих измерений. Измерение горизонтального угла при кругах  $\Pi$  и  $\mathcal{L}$  позволяет практически исключить погрешности коллимационную и из-за неперпендикулярности оси вращения зрительной трубы к вертикальной оси теодолита, оставшиеся после соответствующей юстировки прибора. Неточность делений лимба и отсчетного устройства незначительно влияет на измеряемый угол, так как при современном способе нанесения их наибольшая погрешность для теодолитов указанной точности не превышает  $\pm 3''$ . Погрешности, возникающие от неперпендикулярности плоскости лимба вертикальной оси теодолита, также незначительны.

Более существенно на точность измерения угла влияют погрешности центрирования теодолита и вех и отклонения наблюдаемых всх (шпилек) от вертикального положения. Так, отклонение верхнего конца вехи от вертикали на 1—2 см вызывает погрешность в измеряемом угле 2—3' при длинах его сторон около 20 м. Поэтому вехи необходимо устанавливать по возможности отвесно и при измерении угла визировать на их низ.

На точность измерения горизонтальных углов, особенно в горной местности, влияет неточность установки вертикальной оси теодолита в отвесное положение. Что касается точности визирования (наведения визирной оси на точку)  $\Delta$ , то для теодолитов с увеличением  $20 \times \Delta = 60''/20 = 3''$ , т. е. и эта погрешность меньше погрешности отсчетов по микроскопу (верньерам) теодолитов с точностью  $t = 60 \div 15''$ .

Об отсутствии промахов при измерении горизонтального угла судят по сходимости результатов, полученных в разных полуприемах (при  $\Pi$  и  $\mathcal{L}$ ). Если точность отсчетного устройства равна  $t$ , то погрешность отсчета можно считать равной  $0,5t$ , т. е. средняя квадратическая погрешность одного отсчета  $m_0 = 0,5t$ .

При каждом полуприеме измеряемый угол определяют как разность отсчетов, полученных после визирования по двум направле-



ниями. Следовательно, средняя квадратическая погрешность угла, измеренного одним полуприемом, согласно (3.18),

$$m'_3 = m_0 \sqrt{2} = 0,5t \sqrt{2}. \quad (4.12)$$

Так как за окончательное значение угла принимают среднее из результатов, полученных в обоих полуприемах, то средняя квадратическая погрешность измерения угла одним приемом, согласно (3.25),  $m_3 = m'_3 / \sqrt{2} = 0,5t$ .

Средняя квадратическая погрешность разности двух значений угла, полученных при измерении его двумя полуприемами (при  $I$  и  $II$ ), согласно (3.18) и (4.12),  $m = m'_3 \sqrt{2} = t$ , а предельная средняя квадратическая погрешность (см. § 3.3)

$$m_{\text{предл}} \leq \pm 2t. \quad (4.13)$$

Следовательно, разность между результатами, полученными из первого и второго полуприемов измерения горизонтального угла, не должна превышать  $\pm 2t$ .

#### § 4.8. Приведение горизонтальных углов к центрам знаков

Если при измерении горизонтального угла  $\beta = ABC$  теодолит установлен не над вершиной  $B$ , а в стороне от нее, например над некоторой точкой  $B_1$  (рис. 4.23), то измеряют угол  $\beta_1$ , который отличается от угла  $\beta$  на некоторую величину

$$c = x + y = \beta - \beta_1, \quad (4.14)$$

изменяющуюся в зависимости от длин сторон  $BA = D_1$  и  $BC = D_2$ , расстояния  $BB_1 = l$  и угла  $AB_1B = 360^\circ - Q$ . Итак,  $\beta = \beta_1 + (x + y)$ .

Из треугольников  $ABB_1$  и  $CB_1B$  следует:  $\sin x/l = \sin \theta/D_1$ ;  $\sin y/l = \sin(\beta_1 + \theta)/D_2$ . Так как абсолютное значение углов  $x$  и  $y$  сравнительно мало, можно приближенно синусы углов выразить в радианной мере:

$$\sin x = x'/\rho' \quad \text{и} \quad \sin y = y'/\rho', \quad (4.15)$$

где  $\rho' = 3438'$ .

Подставляя (4.15) в предыдущую формулу, получим

$$x' = l\rho \sin \theta/D_1 \quad \text{и} \quad y' = l\rho \sin(\beta_1 + \theta)/D_2. \quad (4.16)$$

Подставляя в (4.14) значения  $x'$  и  $y'$  из (4.16), получим  $c = l\rho[\sin \theta/D_1 + \sin(\beta_1 + \theta)/D_2]$ , а в угловых минутах

$$c = 3438 l [\sin \theta/D_1 + \sin(\beta_1 + \theta)/D_2]. \quad (4.17)$$

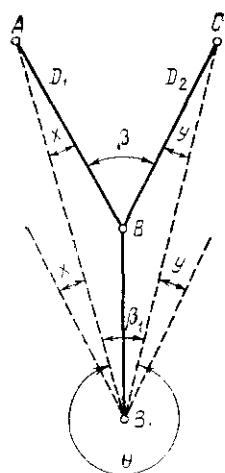


Рис. 4.23 Поправка за центрировку

Из формулы (4.17) следует, что значение величины  $s$  увеличивается с увеличением расстояния  $l$  и уменьшением сторон  $D_1$  и  $D_2$  измеряемого угла  $\beta$ . Поэтому при измерении углов с короткими сторонами центрирование теодолита необходимо выполнять особенно тщательно. Величины  $l$  и  $\theta$  называют *элементами центрировки*, а  $s$  — *поправкой за центрировку*. Угол  $\theta$  [см. (4.16) и (4.17)] можно измерить одновременно с измерением угла  $\beta_1$ .

Аналогично, поправку в измеренный угол вводят за редукцию, если на одном из наблюдаемых пунктов (или обоих) визирная цель, например вежа, была установлена вне центра.

### § 4.9. Измерение вертикальных углов. Место нуля

В геодезии различают два вида вертикальных углов: *зенитное расстояние* и *угол наклона*. *Зенитное расстояние*  $z$  — угол между отвесной линией и линией визирования (рис. 4.24), а *угол наклона*

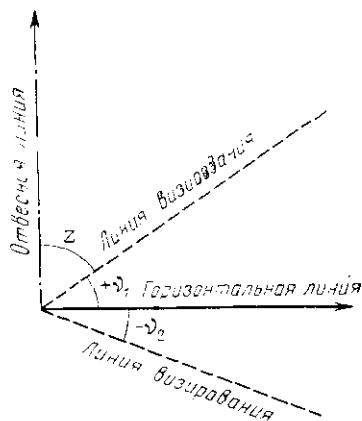


Рис. 4.24. Вертикальные углы

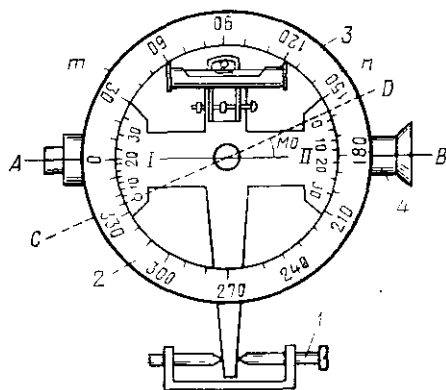


Рис. 4.25. Вертикальный круг теодолита ТТ-5

$v$  — угол между горизонтальной плоскостью и линией визирования. Угол наклона  $v_1$  считается положительным, а  $v_2$  — отрицательным; сумма углов  $z + v_1 = 90^\circ$ .

**Вертикальный круг.** Для измерения углов наклона служит вертикальный круг — лимб 2, жестко соединенный со зрительной трубой и вращающийся вместе с ней. На горизонтальной оси теодолита укреплены алидада с отсчетными устройствами так, что она остается неподвижной при вращении зрительной трубы.

У теодолита ТТ-5 на алидаде вертикального круга находится цилиндрический уровень 3 (рис. 4.25), предназначенный для установки нулевого диаметра верньеров\* в одно и то же положение

\* Прямая, проходящая через нулевые штрихи верньеров.

относительно горизонта при визировании трубой 4 теодолита на предмет. Для совмещения центра пузырька уровня с нуль-пунктом ампулы, т. е. для приведения его оси  $mn$  в горизонтальное положение, служит наводящий винт 1. На лимбе вертикального круга нанесены градусные деления, оцифрованные от 0 до 360° по ходу часовой стрелки.

У оптического теодолита Т30 на лимбе вертикального круга оцифровка градусных делений возрастает против хода часовой стрелки от 0 до 360° (см. рис. 4.15), а алидада укреплена так, чтобы ее отсчетный индекс  $q$  при отвесном положении вертикальной оси теодолита занимал горизонтальное положение. При вращении зрительной трубы алидада должна оставаться неподвижной.

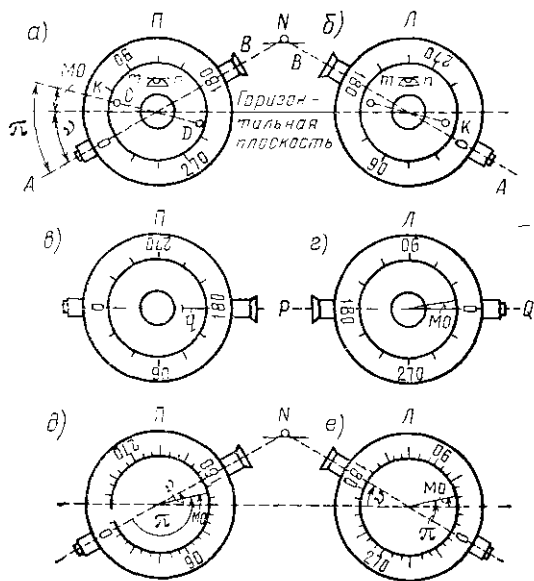


Рис. 4.26. К определению  $MO$  вертикального круга и угла наклона

ное положение, то линии  $CD$  и  $AB$  образуют угол, который называют *местом нуля* вертикального круга и обозначают  $MO$ . Следовательно, для теодолитов с верньерами  $MO$  — это отсчет по лимбу вертикального круга, когда ось  $mn$  цилиндрического уровня при алидаде его и визирная ось  $AB$  зрительной трубы горизонтальны. Для оптических теодолитов  $MO$  — это отсчет на лимбе вертикального круга по индексу  $q$  алидады, когда визирная ось зрительной трубы горизонтальна, а вертикальная ось прибора отвесна (рис. 4.26, в).

**Измерение углов наклона.** Если  $MO = 10^\circ$  (рис. 4.26, а), тогда при положении вертикального круга  $\Pi$  угол наклона визирной оси  $AB$ , направленной на точку  $N$ ,

$$v = \Pi - MO, \quad (4.18)$$

где  $\Pi$  — отсчет на лимбе вертикального круга по индексу  $k$ , ближе расположенному к 0° лимба.

Если зрительную трубу теодолита перевести через зенит и визирную ось вновь направить на точку  $N$ , то вертикальный круг окажется левее  $L$  окуляра (рис. 4.26, б). В этом случае тот же угол наклона

$$v = MO - L, \quad (4.19)$$

где  $L$  — отсчет на лимбе вертикального круга по индексу  $k$ , ближе расположенному к  $0^\circ$  лимба.

Из (4.19) и (4.18) получим

$$MO = (M + L)/2; \quad (4.20)$$

$$v = (M - L)/2. \quad (4.21)^*$$

При измерении углов наклона перед каждым снятием отсчетов по верньеру на лимбе вертикального круга ось  $mn$  (рис. 4.26) цилиндрического уровня при его алидаде должна быть горизонтальной, т. е. когда центр пузырька совмещается с нуль-пунктом ампулы, что достигается с помощью наводящего винта  $I$  (см. рис. 4.25).

**Пример 4.2.** Для теодолита ТТ-5 отсчеты по верньеру, расположенному ближе к  $0^\circ$  лимба вертикального круга: при  $M = 1^\circ 24'$  и  $L = 358^\circ 38'$ .

*Решение.* По формулам (4.18) — (4.21),

$$MO = (1^\circ 24' + 360^\circ + 358^\circ 38')/2 = 0^\circ 01'.$$

*Контроль:*  $v = 1^\circ 24' - 0^\circ 01' = +1^\circ 23'$ , или  $v = 0^\circ 01' + 360^\circ - 358^\circ 38' = +1^\circ 23'$ .

У оптического теодолита Т30 с односторонним отсчитыванием по лимбам алидада вертикального круга не имеет уровня; его заменяет цилиндрический уровень алидады горизонтального круга, расположенный параллельно коллимационной плоскости зрительной трубы. Допустим, что отсчетный индекс алидады вертикального круга находится выше горизонтальной линии  $PQ$  (рис. 4.26, г). В этом случае при визировании зрительной трубой на точку  $c$  при  $L$  (рис. 4.26, г)

$$v = L - MO. \quad (4.22)$$

Переведя зрительную трубу через зенит и визируя на ту же точку  $c$  при  $M$  (рис. 4.26, д), найдем

$$v = MO - M - 180^\circ. \quad (4.23)$$

Из (4.22) и (4.23) следует, что

$$MO = (L + M + 180^\circ)/2, \quad (4.24)$$

а угол наклона

$$v = (L - M - 180^\circ)/2. \quad (4.25)**$$

\* При пользовании формулами (4.18) — (4.21) к отсчетам  $M$  и  $L$  и к  $MO$ , меньшим  $90^\circ$ , необходимо прибавлять  $360^\circ$ . Для теодолитов с вертикальным кругом (см. рис. 4.25) формулы (4.18) — (4.21) можно применять только в том случае, если градусы, минуты и секунды отсчитывать по верньеру, расположенному ближе к  $0^\circ$  лимба, а по другому верньеру — только минуты и секунды.

\*\* При пользовании формулами (4.22) — (4.25) к отсчетам  $L$  или  $M$  и к  $MO$ , меньшим  $90^\circ$ , необходимо прибавить  $360^\circ$ .

Перед отсчетами по индексу на лимбе вертикального круга центр пузырька цилиндрического уровня горизонтального круга совмещают с нуль-пунктом ампулы, действуя подъемными винтами.

**Пример 4.3.** Отсчеты произведены по индексу теодолита Т30 при  $\Pi = 153^\circ$  и  $\mathcal{L} = 45^\circ$  (см. рис. 4.26, *д, е*). По формулам (4.24), (4.22), (4.23) и (4.25)

$$MO = (45^\circ + 360^\circ + 153^\circ + 180^\circ)/2 = 9^\circ;$$

$$v = (45^\circ + 360^\circ - 153^\circ - 180^\circ)/2 = 36^\circ.$$

*Контроль:*  $v = 9^\circ + 360^\circ - 153^\circ - 180^\circ = 36^\circ$ , или  $v = 45^\circ - 9^\circ = 36^\circ$ .

**Пример 4.4.** Отсчеты произведены по индексу теодолита Т30 при  $\mathcal{L} = 357^\circ 48'$  (см. рис. 4.15) и  $\Pi = 181^\circ 02'$ . Тогда

$$MO = (181^\circ 02' + 357^\circ 48' + 180^\circ)/2 = 359^\circ 25';$$

$$v = (357^\circ 48' - 181^\circ 02' - 180^\circ)/2 = -1^\circ 37'.$$

*Контроль:*  $v = 359^\circ 25' - 181^\circ 02' - 180^\circ = -1^\circ 37'$ , или  $v = 357^\circ 48' - 359^\circ 25' = -1^\circ 37'$ .

**Приведение  $MO$  к нулю градусов.** При измерении углов наклона  $MO$  целесообразно сделать равным или близким к  $0^\circ$  ( $360^\circ$ ). Для теодолита ТТ-5 по формуле (4.20) определяют  $MO$  и, вращая зрительную трубу, устанавливают на вертикальном круге отсчет, равный  $MO$ . При этом центр пузырька цилиндрического уровня при алидаде вертикального круга должен находиться в нуль-пункте ампулы. При этих условиях визирная ось зрительной трубы будет горизонтальна. Действуя наводящим винтом  $10$  (см. рис. 4.14) алидады, совмещают нулевые штрихи ее верньеров со штрихами  $0$  и  $180^\circ$  лимба вертикального круга, после чего центр пузырька уровня при алидаде вертикального круга отклонится от нуль-пункта ампулы. Действуя исправительными винтами уровня, совмещают центр его пузырька с нуль-пунктом ампулы. Для контроля вновь определяют  $MO$ .

Для приведения  $MO$  вертикального круга к  $0^\circ$  ( $360^\circ$ ) у оптического теодолита Т30 (см. рис. 4.15) выбирают ясно видимую точку  $N$  и, визируя на нее, определяют угол наклона  $v$  по формуле (4.25). Действуя наводящим винтом  $13$  (см. рис. 4.15), устанавливают на лимбе вертикального круга отсчет, равный вычисленному значению  $v$ , и, пользуясь подъемными винтами теодолита, совмещают с нуль-пунктом ампулы центр пузырька цилиндрического уровня, находящегося на алидаде горизонтального круга. После этого центр сетки нитей сойдет с точки  $N$ . Тогда перемещают сетку нитей с помощью вертикальных исправительных винтов (при ослабленных горизонтальных) до совмещения центра сетки нитей с точкой  $N$ . Визируя на точку  $N$  при  $\Pi$  и  $\mathcal{L}$ , по формуле (4.24) вычисляют  $MO$ , которое должно быть близким к  $0^\circ$  ( $360^\circ$ ).

В исправном теодолите  $MO$  в пределах точности его определения должно сохраняться постоянным (для теодолитов ТТ-5 и Т30 — в пределах  $1,5'$ ).

**Точность измерения вертикальных углов.** Погрешность измерения вертикальных углов для технических теодолитов в 1,5—2 раза больше погрешности измерения горизонтальных углов.

Для определения средней квадратической погрешности измерения вертикальных углов теодолитом следует измерить в два-три полных присма три эталонных вертикальных угла  $\nu_1$ ,  $\nu_2$  и  $\nu_3$ , определенных в два раза точнее, чем точность поверяемого теодолита. При этом высоты горизонта поверяемого теодолита (расстояние по отвесному направлению от центра оси вращения зрительной трубы до точки, над которой он центрирован) и теодолита, которым определяли эталонные углы, должны быть одинаковы. Средняя квадратическая погрешность измерения вертикального угла с двусторонним отсчетом по лимбу

$$m_{\nu} = \sqrt{\frac{[\Delta^2]}{3n}}, \quad (4.26)$$

где  $\Delta$  — разность между измеренным значением вертикального угла и эталонным;  $n$  — число приемов.

## ГЛАВА 5. ИЗМЕРЕНИЕ РАССТОЯНИЙ

### § 5.1. Способы измерения расстояний. Мерные приборы

В зависимости от длины измеряемой линии и требуемой точности для измерения расстояний применяют различные мерные приборы и дальномеры. Мерные приборы изготавливают в виде лент, рулеток или проволок, с помощью которых расстояния измеряют непосредственно путем укладки прибора в створе измеряемой линии. Дальномеры служат для измерения длин линий без укладывания вдоль них меры длины. В зависимости от устройства их делят на оптические, свето- и радиодальномеры.

Различают следующие типы мерных приборов: мерные ленты (штриховые — ЛЗ, шкаловые — ЛЗШ), рулетки, проволоки. Для измерений на земной поверхности чаще всего применяют штриховые мерные ленты типа ЛЗ, изготавливаемые из стальной полосы шириной до 2,5 см и длиной 20, 24 или 50 м (ГОСТ 10815—64). Наиболее распространены 20-метровые ленты. На их концах (рис. 5.1, а) имеются штрихи, против которых — вырезы для фиксирования конца ленты с помощью шпильки, втыкаемой в землю. Метровые деления ленты отмечены латунными пластинками с выбитыми на них номерами, указывающими число целых метров от одного из концевых штрихов. Для удобства измерений метры нумеруют на одной стороне ленты от одного конца, а на другой стороне — от другого. Полуметровые деления отмечены заклепками, а дециметровые — отверстиями. Для хранения ленту наматывают на специальное кольцо. К ней прилагается комплект из шести (или одиннадцати) шпилек (рис. 5.1, б).

На концах шкаловой ленты типа ЛЗШ имеются шкалы длиной 10—15 см с миллиметровыми делениями. Метровые и дециметровые деления на ней отсутствуют.

Рулетки представляют собой измерительные ленты, изготовляемые из углеродистой или нержавеющей стали длиной 20, 30 и 50 м. По всей длине измерительной ленты нанесены сантиметровые, а на первом дециметре — и миллиметровые деления. Изготавливаются также рулетки с миллиметровыми делениями по всей длине. При хра-

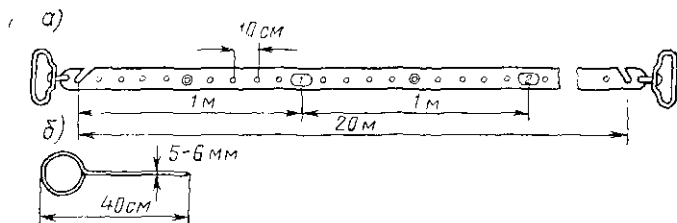


Рис. 51. Мерная лента типа ЛЗ (а) и шпилька (б)

нении ленту рулетки наматывают на барабан, укрепленный в металлической вилке, на крестовину или в закрытом корпусе. Для высокоточных измерений применяют рулетки, изготовленные из инвара, а для измерений пониженной точности и вспомогательных — тесьмяные. Последние удобны, в частности, при съемке железнодорожных путей, где металлические рулетки неприменимы из-за замыкания ими электрических рельсовых цепей.

Для особо точных измерений применяют мерные проволоки, изготовляемые из инвара или стали. Инвар — сплав (64% железа, 35,5% никеля и 0,5% различных примесей), имеющий малый коэффициент линейного расширения.

**Компарирование мерных приборов.** Прежде чем использовать мерный прибор, необходимо выявить отклонение его действительной длины от заданной (номинальной) путем сравнения длины мерного прибора с другим прибором, длина которого точно известна. Сравнение длины рабочего прибора с образцовым называют *компарированием*.

Для компарирования ленты ЛЗ на ровной поверхности, например каменном полу, с помощью образцовой ленты отмеряют отрезок номинальной длины (20 м) и укладывают на том же месте проверяемую рабочую ленту. Совместив нулевой штрих ленты с началом отрезка, закрепляют конец ленты в этом положении. Затем ленту растягивают и миллиметровой линейкой измеряют величину несовпадения конечного штриха ленты с концом отрезка. Разность длины ленты с ее номинальной величиной называется *поправкой за компарирование ленты*. Если ее фактическая длина больше номинальной, то поправка за компарирование положительна; если меньше — отрицательна. Этой поправкой исправляют результаты измерений,

выполненных лентой. Если поправка за компарирование ленты не превышает 1—2 мм, то ею пренебрегают.

Для компарирования мерных приборов в полевых условиях создают полевой компаратор. На ровной местности надежно закрепляют концы базиса длиной 120 м. Базис измеряют сначала более точным мерным прибором, например проверенным на стационарном компараторе, а затем компарируемым прибором. Из сравнения результатов измерений получают поправку за компарирование. Для надежности измерения выполняют несколько раз и за окончательный результат принимают среднее.

Приборы для точных измерений (провода, рулетки) компарируют на стационарных компараторах. Сначала образцовыми инварными жезлами измеряют длину компаратора, а затем ту же длину — компарируемым мерным прибором. Измерив многократно и при разных температурах длину мерного прибора, выводят ее уравнение:

$$l = l_0 + \Delta l + \alpha l_0 (t - t_0),$$

где  $l$  — длина мерного прибора при температуре  $t$ ;  $l_0$  — номинальная длина мерного прибора;  $\Delta l$  — поправка к номинальной длине при температуре компарирования  $t_0$ ;  $\alpha$  — температурный коэффициент линейного расширения, а  $t_0$  — температура компарирования.

## § 5.2. Измерение расстояний лентой ЛЗ

**Вешение линий.** Перед измерением длины линии на ее концах устанавливают *вехи* — деревянные шесты длиной 2—3 м выкрашенные для лучшей видимости полосами белого и красного цвета и имеющие на нижнем конце острый стальной наконечник. Если длина линии превышает 100 м или на каких-то участках ее не видны установленные на концах линии вехи, то в их створе устанавливают вспомогательные вехи. *Створом двух точек* называют проходящую через них вертикальную плоскость. Установку вех в створе называют *вешением*. Вешение обычно ведут «на себя». Наблюдатель становится на провешиваемой линии у вехи  $A$  (рис. 5.2,  $a$ ), а рабочий по его указаниям ставит веху  $I$  так, чтобы она закрыла собой веху  $B$ . Затем таким же образом последовательно устанавливают вехи  $2$ ,  $3$  и т. д. Установка вех в обратном порядке, т. е. «от себя», является менее точной, так как ранее выставленными вехами закрывается видимость на последующие. Чтобы выполнить вешение более точно, в точке  $A$  устанавливают теодолит, наводят его на основание вехи  $B$  и вехи  $1$ ,  $2$ ,  $3$  устанавливают в створ по теодолиту.

Если точки  $A$  и  $B$  являются недоступными или между ними расположена возвышенность (рис. 5.2,  $b$ ), то вехи ставят примерно на линии  $AB$  на возможно большем расстоянии друг от друга, но так, чтобы в точке  $C$  увидеть вехи  $B$  и  $D$ , а в точке  $D$  — вехи  $A$  и  $C$ . При этом рабочий в точке  $C$  по указаниям рабочего в точке  $D$  ставит свою веху в створ линии  $AD$ . Затем рабочий в точке  $D$  по указаниям рабочего в точке  $C$  переносит свою веху в точку  $D_1$ , т. е. в



створ точек  $C$  и  $B$ . Затем из точки  $C$  переносят вежу в точку  $C_1$  и т. д. Процесс продолжается до тех пор, когда обе вежи окажутся в створе. Если линия пересекает овраг, то сначала вежи ставят на берегах оврага, потом в створе этих веж, по склонам и затем по дну оврага.

Если нужно продолжить существующую линию (например,  $A_3$ , рис. 5.2,  $a$ ), в створе веж  $A$  и  $3$  ставят вежи  $2, 1, B$  и т. д. Места для

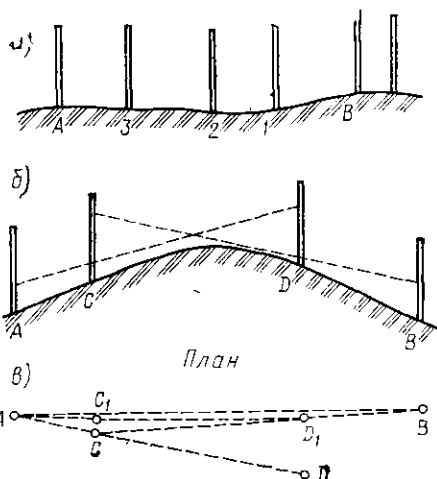


Рис. 5.2. Вешение линий:

$a$  — между точками  $A$  и  $B$  местности;  $б$ ,  $в$  — через возвышенность

веж выбирают на глаз или с помощью теодолита, установленного в точке  $3$ . В последнем случае зрительную трубу теодолита наводят на вежу  $A$ , переводят трубу через зенит и, наблюдая в зрительную трубу, дают указания, где поставить

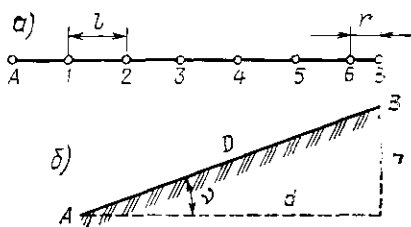


Рис. 5.3. Схема измерений расстояний лентой ( $a$ ) и определение горизонтального проложения ( $б$ )

следующую вежу (например,  $2$ ). Для повышения точности построение продолжения линий повторяют при другом положении вертикального круга.

**Измерение расстояний.** Измерение выполняют два мерщика. Из шести шпильек передний мерщик пять оставляет себе, дает шестую заднему, разматывает ленту и укладывает ее в створ линии. Задний мерщик втыкает шпильку в центр колышка, обозначающего начало линии  $A$  (рис. 5.3,  $a$ ), и зацепляет за нее конец ленты либо совмещает начальный штрих ленты с центром. Ориентируясь по выставленным вежам, он направляет переднего мерщика в створ линии  $AB$ , который, встряхнув ленту, натягивает ее и, вставив шпильку в вырез против концевой штриха ленты, втыкает ее в землю. По сигналу переднего задний вынимает свою шпильку и освобождает ленту, а передний, сняв конец ленты со шпильки, протаскивает ленту вперед по створу для измерения следующего отрезка. Задний мерщик зацепляет свой конец за воткнутую передним шпильку, а передний, натянув ленту, втыкает в землю следующую. Отложив ленту пять раз, т. е. отмерив  $100$  м (при длине ленты  $l=20$  м), передний мерщик втыкает в землю последнюю шпильку. Задний мерщик, вынув из земли шпильку, фиксирую-

шую задний конец ленты, будет иметь в руках пять шпикел. Он передает их переднему мерщику, и процесс измерения продолжается.

Последний отрезок измеряемого расстояния — остаток; как правило, он оказывается меньше полной длины ленты. Для его измерения берут отсчет  $r$  по ленте. При взятии отсчета сантиметры оценивают на глаз. Измеренное расстояние вычисляют по формуле

$$D = 100 p \div 20 k + r, \quad (5.1)$$

где  $p$  — число передач шпикел от заднего мерщика переднему;  $k$  — число шпикел в руках у заднего мерщика к моменту измерения остатка.

Если в комплекте иное количество шпикел (например, одиннадцать) или номинальная длина ленты отличается от 20 м, то измеренное расстояние определяют по формуле, аналогичной (5.1), но с другими коэффициентами.

Расстояние измеряют дважды — в прямом и обратном направлениях. Расхождение между двумя измерениями не должно превышать  $1/2000$  (при неблагоприятных условиях —  $1/1000$ ). За окончательное значение расстояния принимают среднее арифметическое.

Если поправка за компарирование ленты  $\Delta l$  больше 2 мм, то в измеренные расстояния вводят поправку за компарирование

$$\Delta k = n \Delta l, \quad (5.2)$$

где  $n$  — число уложенных лент

Если температура воздуха  $t$  отличается от температуры компарирования  $t_0$  больше чем на  $8-10^\circ$ , то в измеренное расстояние вводят поправку за температуру.

$$\Delta t = \alpha D (t - t_0), \quad (5.3)$$

где  $\alpha$  — термический коэффициент расширения (для стали  $\alpha = 0,0000125$ ).

### § 5.3. Приведение длин линий к горизонту

Измеренные расстояния, как правило, не являются горизонтальными. Проекция наклонной линии на горизонтальную плоскость называется ее *горизонтальным проложением* (рис. 5.3, б), которое можно вычислить по формуле

$$d = D \cos \nu, \quad (5.4)$$

где  $D$  — длина наклонной линии  $AB$ ,  $\nu$  — угол ее наклона

Вместо вычисления  $d$  можно в измеренное расстояние  $D$  ввести поправку  $\Delta \nu$  за наклон линии к горизонту:

$$\Delta \nu = d - D = D (\cos \nu - 1) = -2D \sin^2 \nu / 2. \quad (5.5)$$

Поправка за наклон имеет знак «—», т. е. ее всегда вычитают из измеренного расстояния. По формуле (5.5) составляют таблицы поправок, облегчающие вычисления. При измерениях лентой

ЛЗ эти поправки учитывают, если углы наклона превышают  $1^\circ$ . При меньших углах наклона они пренебрежимо малы.

Для приведения к горизонту длины линии, участки которой имеют разный наклон, по формуле (5.4) вычисляют горизонтальные проложения участков и суммируют их. Если приведение к горизонту выполняют с помощью таблиц поправок, то находят поправки отдельно для каждого участка и измеренное расстояние исправляют суммой поправок.

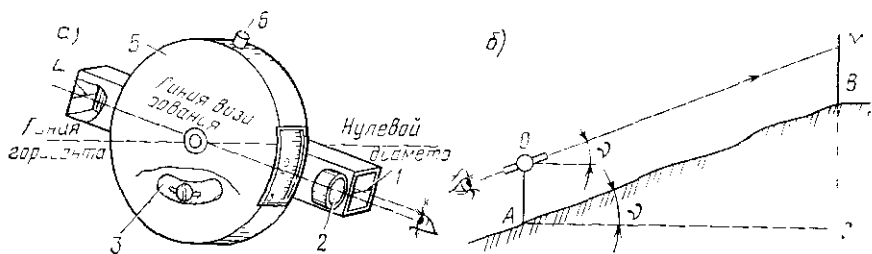


Рис 5.4 Устройство эклиметра (а) и измерение им угла наклона (б)

Если вместо угла наклона  $\alpha$  известно превышение  $h$  одного конца линии над другим, то

$$d = \sqrt{D^2 - h^2} = D \sqrt{1 - (h/D)^2}. \quad (5.6)$$

Если при этом превышения  $h$  малы, то  $\sqrt{1 - (h/D)^2} \approx 1 - h^2/(2D^2) - h^4/(8D^4)$ . В этом случае поправка за приведение длины линии к горизонту

$$\Delta_h = d - D = -h^2/(2D) - h^4/(8D^3). \quad (5.7)$$

**Измерение углов наклона. Эклиметр.** При измерении длин линий лентой ЛЗ углы наклона, необходимые для приведения расстояний к горизонту, измеряют обычно эклиметром или теодолитом.

Эклиметр имеет внутри коробки 5 (рис. 5.4, а) круг с градусными делениями на его наружном ободке. Круг вращается на оси  $O$  и под действием укрепленного на нем груза 3 занимает положение, при котором нулевой диаметр круга горизонтален. К коробке прикреплена визирная трубка с двумя диоптрами — узкой щелью 1 (глазной диоптр) и металлической нитью 4 (предметный диоптр). Глядя в глазной диоптр и одновременно в окуляр 2, видят градусные деления на шкале круга.

Чтобы измерить угол наклона  $\alpha$ , в точке  $B$  (рис. 5.4, б) ставят вежу с меткой  $M$  на высоте глаза наблюдателя. Наблюдатель, глядя в трубку эклиметра, наводит нить предметного диоптра на точку  $M$  и нажатием кнопки 6 освобождает круг. Когда нулевой диаметр круга примет горизонтальное положение, против нити предметного диоптра 4, оценивая десятые доли градуса на глаз, берут отсчет угла наклона. Точность измерения углов эклиметром  $15-30'$ .

Поверку эклиметра выполняют путем измерения угла наклона одной и той же линии в прямом и обратном направлениях. Если оба результата одинаковы, то прибор исправен. В противном случае надо переместить груз  $Z$  в такое положение, при котором отсчет равен верному значению угла наклона, вычисляемому как среднее из прямого и обратного измерений.

#### § 5.4. Точность измерений лентой ЛЗ

Точность измерений лентой ЛЗ в разных условиях различна и зависит от многих причин. Одни из них вызывают погрешности систематического характера, односторонние действующие на результат измерения (неточное укладывание ленты в створ, непрямолинейность ленты в момент измерений, неточность компарирования, неучет температурного изменения длины ленты и др.). Другие причины вызывают погрешности случайного характера (отклонения угла наклона ленты от среднего значения, измеренного эклиметром, погрешности фиксирования концов ленты, зависящие от характера грунта и вертикальности шпилек, погрешности от неодинакового натяжения ленты и др.).

Если считать, что при каждом отложении ленты возникает примерно одинаковая систематическая погрешность, то соответствующая погрешность во всем измеренном расстоянии  $d$  будет пропорциональна числу  $n$  уложенных лент и, значит, длине линии  $d$ . Случайные же погрешности в сумме дают среднюю квадратическую погрешность в измеренной линии, пропорциональную  $\sqrt{n}$  (см. гл. 3) и, значит, пропорциональную  $\sqrt{d}$ .

Таким образом, совместное действие случайных и систематических погрешностей дает среднюю квадратическую погрешность

$$m_d^2 = \mu^2 d + \lambda^2 d^2, \quad (5.8)$$

где  $\mu$  — коэффициент случайного влияния;  $\lambda$  — коэффициент систематического влияния. Теоретическими и экспериментальными исследованиями установлено, что при измерениях лентой ЛЗ  $\mu = 0,004 \div 0,006$ , а  $\lambda = 0,0001 \div 0,0003$ .

Точность измерений лентой ЛЗ равна 1 : 2000; при благоприятных условиях она в 1,5—2 раза выше, а при неблагоприятных — 1 : 1000.

#### § 5.5. Определение расстояний, недоступных для измерения лентой

Довольно часто в силу местных условий (река, овраг, здание и пр.) измерить линию мерной лентой не представляется возможным. Тогда применяют косвенные методы определения расстояний. Например, для определения недоступного расстояния  $d$  измеряют длину базиса  $b$  (рис. 5.5,  $a$ ,  $b$ ) и углы  $\alpha$  и  $\beta$ . По теореме синусов из треугольника  $ABC$  находят

$$d = b \sin \alpha / \sin (\alpha + \beta), \quad (5.9)$$

где  $\sin \gamma = \sin (180^\circ - \alpha - \beta) = \sin (\alpha + \beta)$ .

Для контроля расстояние  $d$  определяют еще раз из треугольника  $ABC_1$ . При отсутствии недопустимых расхождений результатов в обработку принимают среднее значение.

Обойти препятствие, расположенное на линии  $AB$  (рис. 5.6, а), можно измерив отрезки  $b_1$  и  $b_2$  и угол  $\gamma$  между ними. Тогда

$$d = b_1^2 + b_2^2 - 2b_1b_2 \cos \gamma; \quad (5.10)$$

$$\sin \alpha = b_2 \sin \gamma / d; \quad \sin \beta = b_1 \sin \gamma / d. \quad (5.11)$$

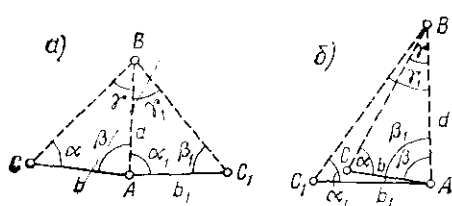


Рис. 5.5. Определение недоступного расстояния построением треугольников

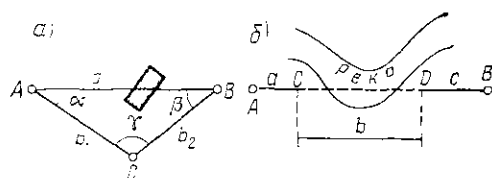


Рис. 5.6. Определение недоступного расстояния обходом препятствия

Иногда линию обхода препятствия строят из нескольких отрезков. В этом случае  $d$  определяют по более сложным формулам.

Отрезок  $CD$  линии  $AB$  (рис. 5.6, б) можно измерить, построив с помощью теодолита в точках  $C$  и  $D$  перпендикуляры и отложив по ним одинаковые отрезки. Измерив расстояние  $b$  между полученными точками, находят длину отрезка  $CD$ . Тогда  $AB = a + b + c$ .

### § 5.6. Измерение длин линий проволоками и шкаловыми лентами ЛЗШ

Подвесные мерные приборы — проволоки и шкаловые ленты — служат для измерения расстояний с относительной погрешностью  $1/10\,000$ — $1/400\,000$ . Мерные проволоки изготовляют из инвара или стали диаметром 1,65 мм и длиной 24 или 48 м. На их концах укреплены шкалы длиной 8 см со штрихами через 1 мм. Сантиметровые деления пронумерованы. Номера делений на обеих шкалах возрастают в одном направлении (вперед). Проволоки входят в комплект базисных приборов БП-1, БП-2 и БП-3. Например, в комплекте прибора БП-3 три инварные 24-метровые проволоки, инварная лента длиной 6,1 м, два блочных станка с гирями по 10 кг для натяже-

ния проволоки, десять штативов с целиками, два оптических центра. Для измерения длин линий также необходимы нивелир с полутораметровой рейкой (для измерения превышений между целиками), теодолит, термометр-пращ.

При подготовке к измерениям на измеряемой линии, расчищенной от кустарника, расставляют штативы с целиками с таким расчетом, чтобы целики оказались точно в створе и на расстоянии 24 м [ $\pm (1-3)$  см] друг от друга. Над центрами, закрепляющими концы линии, устанавливают на штативах оптические центриры. Вместо штативов можно забить колья с закрепленными в их торцах целиками.

Измерения выполняют в безветренную сухую погоду. Для измерения очередного 24-метрового пролета на его продолжении в 1,5 м от целиков устанавливают блочные станки. Удерживаемую на весу проволоку крепят к

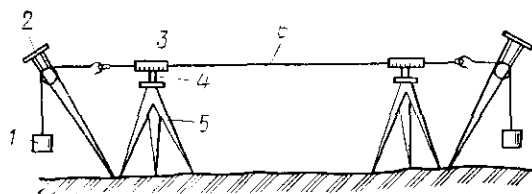


Рис. 5.7. Измерение расстояния проволокой:

1 — гири, 2 — блочный станок; 3 — шкала; 4 — целик, 5 — штатив; 6 — проволока

тросикам, пропущенным через блоки. К другим концам тросиков одновременно подвешивают гири массой 10 кг. Проволока оказывается подвешенной на блоках с натяжением 100 Н (рис. 5.7); при этом шкалы должны касаться целиков.

Измеряя длину пролета, одновременно (по команде) отсчитывают по шкалам против центра целика с точностью 0,1 мм. Отсчеты берут три раза, сдвигая проволоку между отсчетами на 2—3 см. Точность работы контролируется постоянством разностей отсчетов по передней  $\Pi$  и задней  $\Sigma$  шкалам. Разность ( $\Pi - \Sigma$ ) не должна превышать 0,3—0,5 мм. Из трех значений ( $\Pi - \Sigma$ ) вычисляют среднее.

«Остаток» — пролет короче 24 м — измеряют инварной лентой по той же программе, что и остальные пролеты.

В ходе измерений термометром-пращом определяют температуру воздуха. Для приведения измеренных линий к горизонту целики нивелируют, т. е. измеряют превышения между соседними целиками. Длину измеренной линии вычисляют по формуле

$$d = n(l_0 + \Delta_l) + \sum_1^n (\Pi - \Sigma)_{\text{ср}} + \Delta_t + \sum_1^n \Delta l_h + r, \quad (5.13)$$

где  $n$  — число целых пролетов;  $l_0$  — номинальная длина проволоки;  $\Delta_l$  — поправка за компарирование;  $(\Pi - \Sigma)_{\text{ср}}$  — среднее значение разности отсчетов по шкалам;  $\Delta_t = \alpha l_0 (t_{\text{ср}} - t_0) n$  — поправка за температуру;  $\Delta l_h = -h^2 / (2l_0) - -h^4 / (8l_0^3)$  — поправка за наклон пролета;  $t_{\text{ср}}$ ,  $t_0$  — средние значения температуры воздуха во время измерений и при компарировании;  $h$  — превышение между целиками на концах пролета,  $r$  — остаток, измеренный инварной лентой и исправленный поправками за компарирование, температуру и наклон.

Точность измерения линии проволоками зависит от количества повторных измерений, но еще больше — от количества применяемых

проволок. При тщательно выполняемых измерениях проволоками обеспечивается точность 1 : 1 000 000 (например, при измерении базисов в государственных геодезических сетях).

Шкаловые ленты ЛЗШ имеют на концах шкалы с миллиметровыми делениями. Измеряемую линию расчищают и разбивают на отрезки, равные номинальной длине ленты, забивая в створе линии на уровне земли колья и отмечая створ втыкаемыми в них иголками или ножами. Для измерения пролета между соседними кольями вдоль пролета укладывают ленту и натягивают ее с той же силой, что и при компарировании (50 или 100 Н), используя для этого динамометр. Отсчеты по шкалам ленты берут против игл (или лезвий ножей) одновременно, по команде. Остаток измеряют рулеткой. Длину линии вычисляют по формуле (5.13). Точность измерения линий в данном случае около 1 : 5000. Для повышения точности поверхность измеряемой линии выравнивают, укладывая на нее доски, или выполняют измерения лентой, удерживаемой на весу, как мерную проволоку. При этом достигается точность 1 : 10 000—1 : 20 000.

### § 5.7. Проволочный длиномер

На концах измеряемой линии (рис. 5.8) над точками *A* и *B* устанавливают штативы 4 с оптическими центрирами и целиками. Над целиками на стойках 3 подвешивают проволоку, которую сматывают с катушки 7, пропускают через блок 2 и натягивают с помощью груза 1 массой 15 кг. Над целиками на штативах 4 подвешивают проволоку, которую сматывают с катушки 7, пропускают через блок 2 и натягивают с помощью груза 1 массой 15 кг. Над целиками на проволоке крепят шкалы 5 нулевыми штрихами навстречу друг другу. Расстояние между нулями шкал измеряют с помощью измерительного блока 6, имеющего мерный диск, заключенный в металлический корпус и направляющие

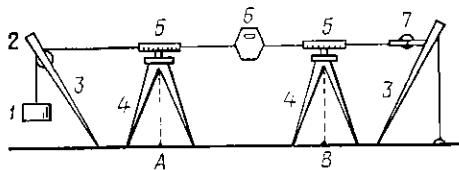


Рис. 5.8. Измерение расстояния длиномером

ролики. При движении блока вдоль проволоки вращение мерного диска передается на счетный механизм. Для измерения расстояния измерительный блок подводят к передней точке *B*, совмещают его передний фиксатор с нулем шкалы и берут отсчет по длиномеру (метры и дециметры — по счетному механизму, сантиметры и миллиметры — по шкале мерного диска). Прокатывая прибор по проволоке, подводят его к задней шкале и совмещают второй фиксатор с нулем шкалы. Берут второй отсчет по длиномеру, а затем отсчеты по задней и передней шкалам. При измерении расстояний через препятствия (овраги, реки и др.) прибор прокатывают по проволоке с помощью прикрепленного к его скобе шнура.

По результатам измерений вычисляют длину:

$$D = N_2 - N_1 + n_1 + n_2 + c, \quad (5.14)$$

где  $N_1$ ,  $N_2$  — отсчеты по длиномеру;  $n_1$ ,  $n_2$  — отсчеты по шкалам;  $c$  — постоянная, равная расстоянию между фиксаторами длиномера

Измеряемое расстояние находят, введя в длину  $D$  поправки за компарирование, температуру, наклон и провес проволоки. С помощью длиномера можно измерять расстояния до 200 м, а применяя промежуточный штатив для поддерживания проволоки — до 500 м. Точность измерений длиномером 1 : 10 000.

### § 5.8. Оптические дальномеры. Нитяный дальномер

Устройство оптических дальномеров основано на решении параллактического треугольника  $OAB$  (рис. 5.9), в котором острый угол  $\varphi$  — параллактический угол, а малая сторона  $l$  — база даль-

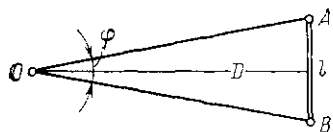


Рис. 5.9. Параллактический треугольник

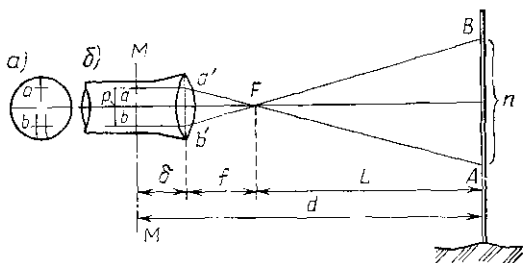


Рис. 5.10. Нитяный дальномер:  
а — сетка нитей; б — схема определения расстояния

мера, или базис. Базисом служит рейка  $AB$ , установленная на одном конце измеряемой линии перпендикулярно ей. На другом конце, в точке  $O$ , установлен прибор. Расстояние  $D$  определяют по значениям параллактического угла  $\varphi$  и базы  $l$ :

$$D = (l/2) \operatorname{ctg}(\varphi/2). \quad (5.15)$$

Различают дальномеры с постоянной базой, в которых измеряемым элементом является параллактический угол, и с постоянным углом, в которых измеряемым элементом является длина базы. Линейный или угловой элемент параллактического треугольника в различных конструкциях дальномеров измеряют по-разному.

**Нитяный дальномер.** Наиболее простой и распространенный оптический дальномер с постоянным углом — это нитяный дальномер, которым снабжены зрительные трубы геодезических приборов. Кроме основных штрихов на сетке нитей зрительной трубы имеются дальномерные штрихи  $a$  и  $b$  (рис. 5.10). Наведя трубу на рейку с делениями, по числу делений, уместившихся между дальномерными штрихами  $a$  и  $b$ , можно определить расстояние до рейки. При горизонтальной визирной оси измеряемое расстояние от оси вращения прибора  $MM$  до вертикальной рейки  $AB$

$$d = L + f + \delta, \quad (5.16)$$

где  $L$  — расстояние от переднего фокуса объектива до рейки;  $f$  — фокусное расстояние объектива;  $\delta$  — расстояние между объективом и осью вращения прибора.



Лучи, идущие от глаза через окуляр, а затем через дальномерные штрихи сетки  $a$  и  $b$  параллельно оптической оси, встретив объектив, преломляются, проходят через фокус объектива  $F$  и проецируют изображения дальномерных штрихов на точки  $A$  и  $B$ , так что дальномерный отсчет по рейке будет равен  $n$ . Обозначив расстояние между дальномерными штрихами сетки нитей через  $p$ , из подобных треугольников  $ABF$  и  $a'b'F$  находим  $L = nf/p$ . Обозначив  $f/p = K$  и  $f + \delta = c$ , окончательно получаем

$$d = Kn + c, \quad (5.17)$$

где  $K$  — коэффициент дальмера;  $c$  — постоянная дальмера.

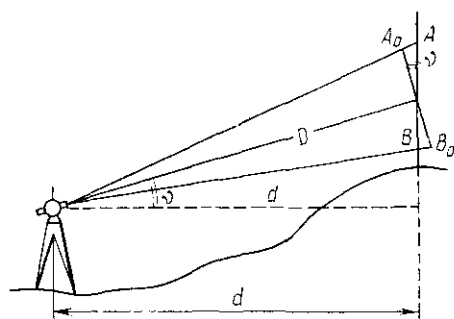


Рис. 5.11. Схема измерения наклонного расстояния нитяным дальномером

Для удобства использования при изготовлении приборов значения  $f$  и  $\delta$  подбирают такими, чтобы коэффициент дальмера был  $K = 100$ , а постоянная  $c$  — минимальной.

У труб с внешней фокусировкой  $K$  и  $c$  постоянны. У труб с внутренней фокусировкой при фокусировании трубы происходит изменение величин  $f$  и  $\delta$ , отчего изменяются  $K$  и  $c$ . Но так как эти изменения невелики, то практически считают, что коэффициент не меняется, т. е.

$K = 100$ , а все изменения относят за счет постоянной  $c$ .

Для определения постоянной  $c$  на ровной местности отмеряют лентой расстояния 10, 20, 30 м и т. д. и затем измеряют их нитяным дальномером. Разности результатов, полученных лентой и дальномером, дадут значения  $c$ . В современных оптических теодолитах практически  $c = 0$ , поэтому число метров в измеряемом расстоянии равно числу сантиметров в дальномерном отсчете:

$$d = 100n. \quad (5.18)$$

Точность измерения расстояний нитяным дальномером характеризуется относительной погрешностью  $1/300$ . Невысокая точность измерений определяется погрешностями отсчитывания по рейке, а также различной рефракцией лучей  $FB$  и  $FA$  (рис. 5.10), проходящих через слои воздуха, расположенные на разной высоте и поэтому имеющие разную плотность.

**Определение горизонтальных проложений линий, измеренных нитяным дальномером.** Если визирная ось зрительной трубы горизонтальна, то при измерении расстояния нитяным дальномером горизонтальное проложение  $d$  определяют по формуле (5.17). Если визирная ось наклонна, дальномерный отсчет по рейке (рис. 5.11) изобразится отрезком  $AB$ , т. е.  $n = AB$ . Для определения наклонного расстояния  $D$  рейку следовало бы наклонить на угол  $\gamma$ , устано-

вив ее перпендикулярно визирной оси. При этом дальномерный отсчет был бы равен  $n_0 = A_0 B_0 = n \cos \nu$ . Следовательно, наклонное расстояние

$$D = K n_0 + c = K n \cos \nu + c.$$

Горизонтальное проложение  $d = D \cos \nu = K n \cos^2 \nu + c \cos \nu$ . Прибавив и отняв в правой части уравнения  $c \cos^2 \nu$ , после преобразований получим

$$d = (K n + c) \cos^2 \nu + 2c \cos \nu \sin^2 \nu / 2.$$

Второе слагаемое даже при углах наклона  $27^\circ$  составляет  $c/10$ , так что им по малости можно пренебречь. Окончательно

$$d = (K n + c) \cos^2 \nu. \quad (5.19)$$

Вместо приведения измеренного расстояния к горизонту можно исправить его поправкой

$$\Delta d = d - (K n + c) = -(K n + c) \sin^2 \nu, \quad (5.20)$$

которая всегда отрицательна.

Для облегчения вычислений по формулам (5.19) и (5.20) можно воспользоваться специальными таблицами\*. При углах наклона  $\nu < 3^\circ$  поправки за наклон малы и их не учитывают.

## § 5.9. Дальномеры двойного изображения

В дальномерах двойного изображения лучи, проходящие к прибору  $O$  (рис. 5.9) от разных точек  $A$  и  $B$  базисной рейки, преломляются по-разному, отчего в поле зрения трубы возникает два смещенных одно относительно другого изображения. При этом точка  $A$  одного изображения оказывается совмещенной с точкой  $B$  другого. В дальномерах с постоянной базой точки  $A$  и  $B$  на рейке фиксированы и для совмещения их изображений изменяют угол  $\varphi$ . В дальномерах с постоянным углом изменяют расстояние  $l$  между точками  $A$  и  $B$ , пользуясь для этого шкалой, нанесенной на рейку.

В табл. 5.1 приведены краткие сведения о типах дальномеров двойного изображения, изготовление которых предусмотрено ГОСТ 22549—77. В наименованиях типов приборов зафиксированы сведения об их основных качествах. Первая буква  $D$  означает дальномер. Если это не самостоятельный прибор, а насадка на зрительную трубу теодолита, то добавляется буква  $H$ . Если дальномер редуцирующий, т. е. измеряет не наклонные расстояния, а горизонтальные проложения, добавляется буква  $P$ . Цифры 8, 5 и 2 указывают на точность прибора и означают погрешность в сантиметрах на 100 м.

\* См., например: Ганьшин В. Н., Хренов Л. С. Тахеометрические таблицы. М., Недра, 1967.

Тип	Принцип устройства	Рейка	Измеряемое расстояние, м	Относительная погрешность, не более
ДН-8	С постоянной базой и переменным параллактическим углом	Горизонтальная	50—700	1 : 1000
ДНР-5	С постоянным параллактическим углом	Вертикальная	20—120	1 : 1000— 1 : 2000
Д-2	С переменным параллактическим углом	Горизонтальная и вертикальная	40—400	1 : 5000

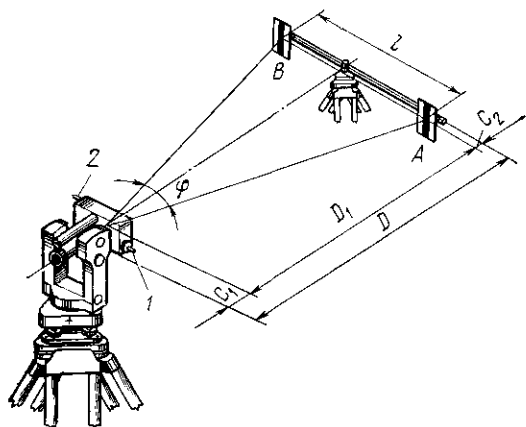


Рис. 5.12. Измерение расстояния дальномером ДН-8:

1 — наводящий винт измерительной пары полулинз;  
2 — наводящий винт вспомогательной пары полулинз

ками рейки — база дальномера. Дальномером измеряют параллактический угол  $\varphi$ . Из рис. 5.12 видно, что

$$D = D_1 + c_1 + c_2 = (l/2) \operatorname{ctg}(\varphi/2) + c, \quad (5.21)$$

где  $D_1 = (l/2) \operatorname{ctg}(\varphi/2)$  — расстояние от вершины параллактического угла до плоскости марок рейки;  $c_1, c_2$  — расстояние от оси вращения теодолита до вершины параллактического угла и от плоскости марок до оси рейки;  $c = c_1 + c_2$  — постоянная прибора.

Параллактический угол  $\varphi$  измеряют с помощью линзового компенсатора, состоящего из двух пар полулинз с одинаковыми фокусными расстояниями. Передняя пара — измерительная — состоит из верхней половины положительной линзы 5 (рис. 5.13) и нижней половины отрицательной линзы 3. Задняя пара — установочная — состоит из верхней половины отрицательной линзы 4 и нижней по-

ловины положительной линзы 2. Измерительная пара полулинз перемещается в горизонтальном направлении вращением головки приводящего винта 1 (см. рис. 5.12), а установочная — вращением головки винта 2.

Рис. 5.13 Дальномер ДН-8:

1 — труба теодолита, 2, 5 — положительные полулинзы; 3, 4 — отрицательные полулинзы, 6 — дальномерная шкала; 7 — объектив микроскопа; 8 — шкала микроскопа; 9 — окуляр микроскопа, 10 — щелевая диафрагма; 11 — бипризма

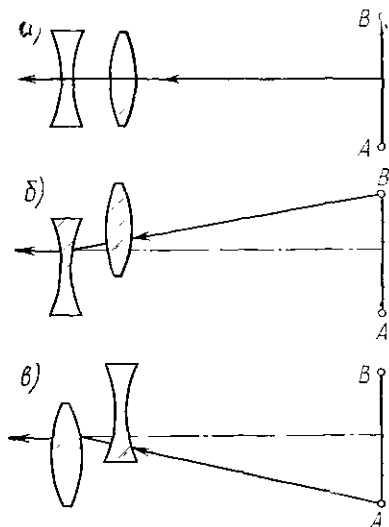
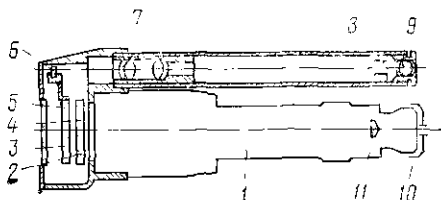


Рис. 5.14. Ход лучей в ДН-8:

а — при соосном расположении полулинз;  
б — через верхние полулинзы, в — через нижние полулинзы

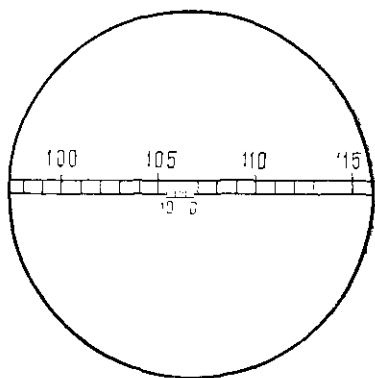


Рис. 5.15. Поле зрения отсчетного микроскопа:

106,45 — отсчет (по дальномерной шкале — 106; по шкале микроскопа — 0,45)

Когда оптические оси передней и задней полулинз совпадают (рис. 5.14, а), лучи проходят компенсатор без преломления. Если же передняя пара полулинз смещена относительно задней, то лучи преломляются, отклоняясь в верхней и нижней половинах компенсатора в разные стороны (рис. 5.14, б, в), образуя параллактический угол. При этом в трубе теодолита будут видны два смещенных одно относительно другого изображения рейки. Угол между лучами пропорционален смещению одной пары полулинз относительно другой. Для измерения этого смещения на измерительной паре полулинз укреплена шкала 6 (рис. 5.13). Отсчеты по шкале берут с помощью микроскопа, имеющего неподвижную шкалу 8, десять делений которой соответствуют одному делению шкалы

компенсатора. Поле зрения отсчетного микроскопа показано на рис. 5.15. Для разделения изображений, получаемых верхней и нижней половинами линз, отчего повышается точность измерений, в окулярную часть трубы устанавливают бипризму 11 (см. рис. 5.13), а на окуляр навинчивают щелевую диафрагму 10.

Измерения выполняют в следующем порядке. Трубу теодолита наводят на рейку так, чтобы разделительное ребро бипризмы проходило посередине штанги рейки. Наводящим винтом измеритель-

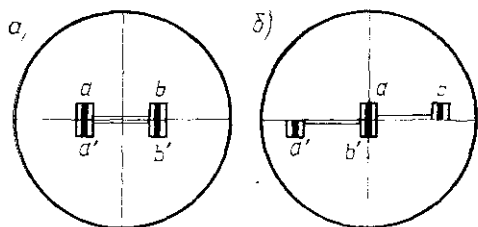


Рис. 5.16. Совмещение изображений:  
а — первое; б — второе

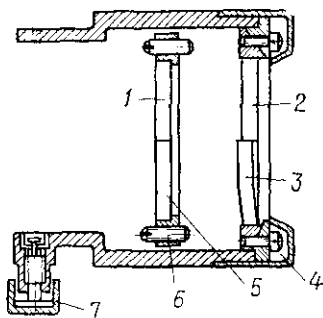


Рис. 5.17. Устройство даль-  
номерной насадки ДНР-5

ной части компенсатора устанавливают на шкале дальномера отсчет, близкий к нулю. Наводящим винтом установочной части совмещают верхние и нижние изображения одноименных марок. Наводящим винтом алидады вводят изображение в центр поля зрения трубы. После этого вращением винта измерительной части точно совмещают изображения одноименных марок  $a$  и  $a'$ ,  $b$  и  $b'$  (рис. 5.16, а) и берут отсчет по дальномерной шкале  $n_1$ . Затем вращением того же винта совмещают изображения разноименных марок  $a$  с  $b'$ , (рис. 5.16, б) и берут отсчет  $n_2$ . Разность отсчетов  $n_2 - n_1$  равна половине параллактического угла  $\varphi$ , выраженного в делениях дальномерной шкалы. Измерения повторяют, повернув перед этим винт установочной части на  $1/4 - 1/2$  оборота. Результаты первого и второго измерений складывают, получая значение полного параллактического угла.

Если оба отсчета брать, совмещая разноименные изображения марок, а именно  $b$  с  $a'$ , а затем  $a$  и  $b'$ , то разность отсчетов  $n_2 - n_1$  будет равна полному параллактическому углу  $\varphi$ , выраженному в делениях шкалы. Чтобы выразить  $\varphi$  в секундах, надо умножить его на цену деления шкалы  $k$ , т. е.  $\varphi'' = k\varphi$ .

По малости угла  $\varphi$  выражение (5.21) можно переписать:  $D = = l\rho''/\varphi'' + c$ . Окончательно

$$D = K/\varphi'' + c,$$

где  $K = l\rho''$  — коэффициент дальномера ( $\rho'' = 206265''$  — число секунд в радиане).

Измеренное расстояние исправляют поправками: за наклон — по формуле (5.5) и за температуру — по формуле

$$\Delta_t = \lambda D(t - t_0),$$

где  $\lambda = 0,000016$  — разность коэффициентов линейного расширения штанги рейки и дальномерной шкалы (для дюралюминия  $\alpha = 0,23 \cdot 10^{-4}$ ; для стекла  $\alpha = 7 \cdot 10^{-6}$ );  $t, t_0$  — температура во время измерений и при компарировании.

Коэффициент дальномера  $K$  определяют на базисе, разбитом с точностью 1 : 5000.

Дальномер Д-2 (ОТД) представляет собой самостоятельный высокоточный прибор, устанавливаемый для измерений на штативе. Дальномерную рейку закрепляют на другом штативе в горизонтальном или вертикальном положении. Принцип измерения параллактического угла дальномером Д-2 тот же, что и ДН-8.

**Дальномеры с постоянным параллактическим углом.** К дальномерам с постоянным параллактическим углом относятся насадка на трубу теодолита ДНР-5, а также дальномер редуционного тахеометра Редта 002 (ГДР).

Дифференциальный дальномер ДНР-5 изготавливается как насадка на трубу теодолитов Т2, Т5, ТТ-5 и др. На рис. 5.17 показан разрез насадки (вид сверху). Неподвижный оптический 2 и редуционный 1 клинья перекрывают левую половину объектива зрительной трубы; плоскопараллельная пластинка 5 и телескопическая линза 3 — правую половину объектива. Линза 3 и неподвижный клин 2 крепятся в одной оправе, которую четырьмя юстировочными винтами 4 можно наклонять, изменяя коэффициент дальномера. Редуционный клин 1 с плоскопараллельной пластинкой 5 заключен в другую оправу, которая с помощью шарикоподшипников подвешена на двух полуосях как маятник и может покачиваться в пределах  $\pm 21^\circ$ . Винтом 7 закрепляют насадку на зрительную трубу. Винт 6 — балансировочный.

Принцип действия дальномера показан на рис. 5.18, а. Луч, направленный по визирной оси трубы, пройдя без преломления правую часть объектива, пересечет рейку в точке  $A_0$ . Тот же луч, пройдя левую половину, перекрытую клиньями, отклонится на величину параллактического угла  $\varphi$  и пересечет рейку в точке  $B_0$ . В поле зрения трубы будут видны два изображения рейки, сдвинутые одно относительно другого так, что против изображения точки  $A_0$  окажется изображение точки  $B_0$ . Если при этом в точке  $A_0$  расположен нулевой штрих рейки, то отсчет, расположенный против нулевого штриха, будет равен  $l$ . Учитывая, что  $d' = (l/2) \operatorname{ctg}(\varphi/2)$ , измеряемое расстояние

$$d = Kl + c,$$

где  $K = 0,5 \operatorname{ctg}(\varphi/2) = 100$  — коэффициент дальномера (угол  $\varphi = 34'22,63''$ );  $c$  — постоянная дальномера.

При измерении наклонного расстояния (рис. 5.18, б), имея прежний параллактический угол  $\varphi$ , получим отсчет по рейке, равный отрезку  $A_0B$ . Но  $A_0B > A_0B_0$ , поэтому вычисленное по этому отсчету расстояние окажется больше, чем следует.

В редукционном дальнере ДНР-5 между объективом трубы и неподвижным клином 1 подвешен редукционный клин 2 (рис. 5.18, в), уменьшающий параллактический угол на величину  $\Delta\varphi$ , зависящую от угла между осью симметрии клина и визирной осью.

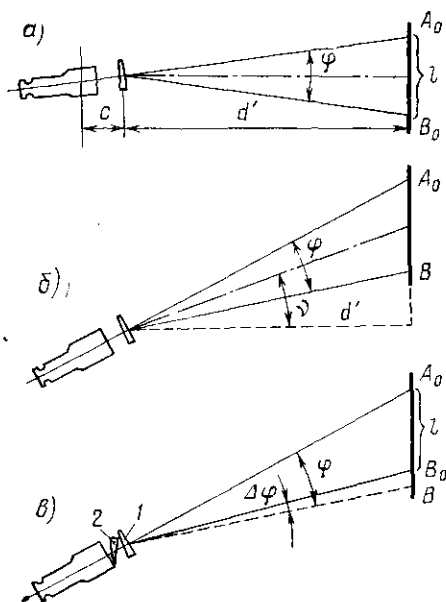


Рис. 5.18. Схема измерений дифференциальным дальномером:

а — горизонтального расстояния; б — наклонного расстояния; в — с редукционным клином



Рис. 5.19. Рейка дальнмера ДНР-5

Параметры редукционного клина подобраны так, что уменьшение параллактического угла на  $\Delta\varphi$  делает отсчет по рейке равным отсчету  $l$ , соответствующему горизонтальному расстоянию.

Для повышения точности отсчитывания по рейке служат верньер рейки и телескопическая линза 3 (см. рис. 5.17), имеющая увеличение 110/111 и служащая телескопическим микрометром.

Верньер рейки (рис. 5.19) обратный: десяти делениям верньера соответствуют одиннадцать делений рейки. Ноль верньера, отмеченный треугольником, совмещен с нулем рейки. Деления основной шкалы рейки, изготовленной из инвара, нанесены через 2 см.

Для измерения расстояния на одном конце линии устанавливают рейку, на другом — теодолит. На трубу теодолита надевают дальномерную насадку, на окулярный конец трубы — противовес. Насадку закрепляют в таком положении, чтобы два изображения рейки были точно наложены друг на друга. При этом изображение штрихов верньера расположится против изображения штрихов основной шкалы рейки (рис. 5.20). Наведем горизонтальную нить на нулевой

штрих верньера. В поле зрения трубы против нулевого штриха верньера расположится та точка основной шкалы, которой соответствует отсчет. Целые деления отсчета прочтем по шкале рейки; десятые определим по номеру совпадающего штриха верньера. Если названный штрих верньера со штрихом рейки совпадает не точно, измерим величину несовпадения, что даст сотые и тысячные отсчета. Для этого наводящим винтом трубы немного ее повернем. Из-за разного увеличения левой и правой частей совмещенного изображения при повороте трубы они подвинутся по-разному. Пусть изображение шкалы верньера относительно горизонтальной нити подвинулось на одно деление, что соответствует  $11/10$  деления основной шкалы рейки. При этом деления основной шкалы подвинутся на отрезок в  $111/110$  раз больший. Поэтому штрихи основной шкалы сместятся относительно штрихов верньера на величину, равную  $11/10 \cdot 111/110 - 11/10 = 1/100$  деления рейки. Поэтому если для совмещения штриха верньера со штрихом рейки потребуется сместить горизонтальную нить на несколько делений верньера, то число этих делений укажет число сотых отсчета.

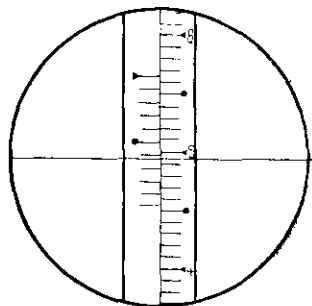


Рис. 5.20. Отсчет по рейке дальномера ДНР-5

Пример отсчета по рейке показан на рис. 5.20: по основной шкале — 56, по верньеру — 0,4, по горизонтальной нити — 0,062. Полный отсчет 56,462.

Учитывая, что коэффициент дальномера равен 100, а деления на рейке нанесены через 2 см, отсчет по рейке берут дважды. Сумма двух отсчетов плюс постоянная дальномера дает расстояние.

При углах наклона  $\nu > 12^\circ$  редуцированным клином поправка за наклон вводится не полностью; необходимо еще ввести поправку в погрешность редуцирования, получаемую с номограммы, прилагаемой к инструкции по эксплуатации прибора.

Для повышения точности измерений в зрительную трубу на место сетки нитей устанавливают бипризму, а на окуляре крепят щелевую диафрагму.

Значения коэффициента дальномера  $K$  проверяют и устанавливают на базисе, измеренном с точностью не ниже  $1 : 6000$ . Одновременно определяют и постоянную дальномера.

Редуцирующий тахеометр Редта 002 — точный оптический теодолит, соединенный с дальномером. Средняя квадратическая погрешность измерения горизонтальных и вертикальных углов  $4-5''$ , относительная погрешность измерения расстояний  $1 : 5000$ . Коэффициент дальномера 100. Расстояния измеряют по горизонтальной рейке. С помощью редуцирующих клиньев, установленных в трубе прибора и поворачивающихся с изменением наклона трубы, измеряемые расстояния приводят к горизонту.



## § 5.10. Параллактический способ измерения расстояний

Параллактическим способом определения длины линии называют такой, при котором в параллактическом треугольнике (см. рис. 5.9) с высокой точностью измеряют базис мерным прибором и противолежащий ему острый параллактический угол — теодолитом. С меньшей точностью измеряют (или строят) при базисный угол — между базисом и определяемой линией.

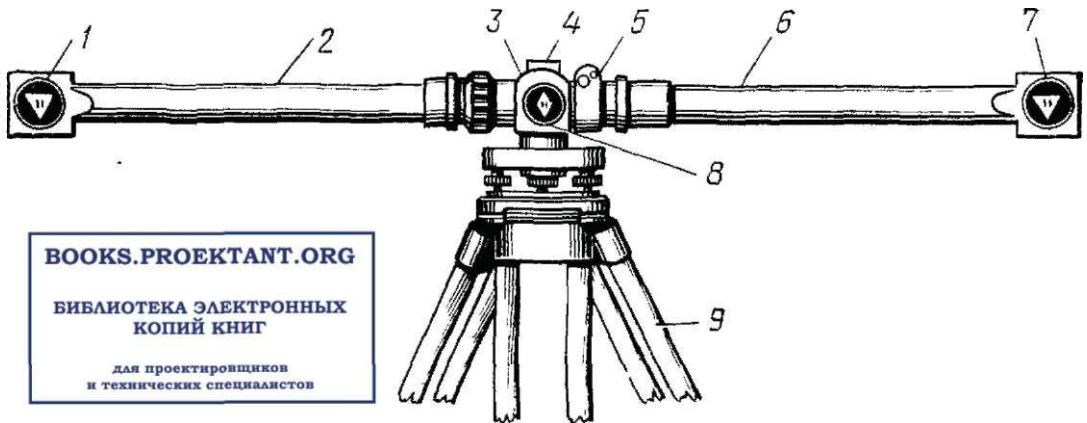


Рис. 5.21. Базисная рейка — жезл

Наиболее распространен короткобазисный параллактический способ измерения расстояний, в котором базисом служит металлический жезл длиной 2—3 м. Жезлы изготовляют цельными и разборными. Цельный жезл представляет собой полую металлическую трубку, внутри которой с постоянным усилием натянута инварная проволока или лента. На его концах находятся визирные цели — марки, прикрепленные к инварной проволоке, так что расстояние между марками сохраняется с высокой точностью.

Разборный жезл (рис. 5.21) устанавливается на штативе 9 и состоит из двух трубок 2 и 6, соединяемых центральным узлом 3 прибора. Внутри трубок находятся инварные стержни, к концам которых прикреплены марки 1 и 7, а на центральном узле — визирная марка 8. Другими концами при соединении трубок с центральным узлом инварные стержни упираются в короткий вкладыш, расположенный в центральном узле и изготовленный из металла с таким коэффициентом температурного расширения, чтобы компенсировать температурные изменения длины инварных стержней. Для приведения рейки в горизонтальное положение служит круглый уровень 4, а для установки ее перпендикулярно измеряемой линии — визирная трубка 5. Такое устройство имеет двухметровый жезл — рейка Бала, серийно изготавливаемая народным предприятием «Карл Цейсс» (Йена, ГДР). Близка к ней по устройству и рейка ТА (ВНР).

На одном конце измеряемой линии, в точке  $O$  (см. рис. 5.9), устанавливают теодолит, на другом — жезл. С помощью отвеса центрируют его над точкой  $B$ , подъемными винтами подставки приво-

дят в горизонтальное положение и устанавливают перпендикулярно направлению на теодолит. Теодолитом несколькими приемами измеряют горизонтальный параллактический угол  $\varphi$  между направлениями на марки 1 и 7 (рис. 5.21). Горизонтальное расстояние  $d$  вычисляют по формуле (рис. 5.15).

Точность определения расстояния оценивают формулой

$$m_D = m_{\varphi}^2 D^2 / (l \rho''). \quad (5.22)$$

Так, измерив угол со средней квадратической погрешностью  $2''$  с помощью жезла длиной  $l=2$  м, расстояние  $d=50$  м получим со средней квадратической погрешностью 12 мм или относительной погрешностью 1:4000.

Роль жезла длиной 24 м может сыграть подвешенная в рабочее положение инварная мерная проволока. При этом марками, обозначающими концы базиса, будут целики на штативах, установленные под шкалами проволоки (см. рис. 5.7). Взяв отсчеты по шкалам и вычислив длину пролета, получим длину базиса  $l$ .

### § 5.11. Светодальномеры. Понятие о радиодальномерах

*Светодальномер* — прибор для определения расстояния по времени прохождения его световым сигналом. Первый в мире светодальномер был разработан в 1936 г. под руководством акад. А. А. Лебедева (1893—1969). Быстрое развитие светодальномеры получили в последние десятилетия на базе современной радиоэлектроники. Согласно ГОСТ 19223—82, светодальномеры по назначению подразделяют на три группы: Г — приборы для построения государственных геодезических сетей; П — для прикладной геодезии и маркшейдерии и Т — для топографических съемок. По их точности светодальномеры делят на высокоточные, точные и технические.

Основные узлы светодальномера — приемопередатчик и отражатель — устанавливают на концах измеряемой линии. Приемопередатчик излучает световой сигнал и принимает его после возвращения от отражателя. Точно измерить время прохождения сигналом измеряемого расстояния туда и обратно весьма сложно. Поэтому в современных светодальномерах применяют фазовый метод измерений.

Излучаемый световой поток модулируют: через интервалы времени  $T$  происходит чередование усиления и ослабления интенсивности светового потока. Такую модуляцию называют *амплитудной*, но применяют и иные виды модуляции — частотную, поляризационную, фазовую. Интервал времени  $T$  называют *периодом модуляции*. Величина, обратная периоду, называется *частотой*  $f=1/T$ . Пока свет проходит путь от приемопередатчика до отражателя и обратно, протекает время  $t$ , которое выразим через число периодов модуляции

$$t = (n + \psi) T, \quad (5.23)$$

где  $n$  — какое-то целое число;  $\psi$  — правильная дробь.

Отраженный свет возвращается в той же фазе, в какой был излучен: максимум возвращается как максимум, минимум — как минимум. Но фаза излучаемого света будет уже другой, так как за время  $t$ , как видно из (5.23), происходит  $n + \psi$  колебаний модуляции. Поэтому между излучаемым и отраженным сигналами возникает разность фаз, равная  $n + \psi$ . Если разность фаз выражать не в фазовых циклах, а в радианах, то она будет равна  $2\pi(n + \psi)$ .

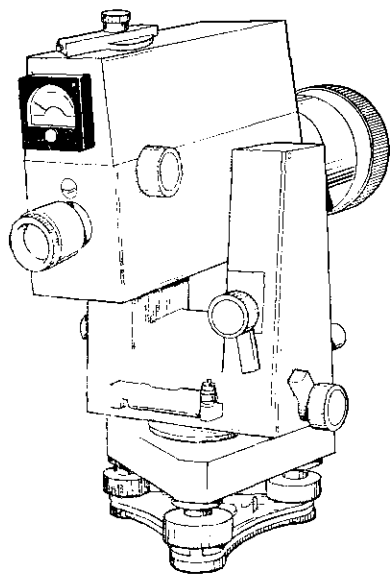


Рис 5.22 Светодальномер 2СМ2

Целое число  $n$  измерить невозможно, поскольку излучение и прием непрерывны и каких-либо меток, отличающих одну световую волну от другой, нет. Измеряют величину  $\psi$  (или  $\phi = 2\pi\psi$ ) — сдвиг по фазе между волнами модуляции излучаемого и принимаемого световых потоков. Умножив правую и левую части равенства (5.23) на скорость распространения света  $v$ , получим  $vt = (n + \psi)vT$ .

Ясно, что  $vt = 2D$ , где  $D$  — расстояние между приемопередатчиком и отражателем, а  $vT = \lambda$ , где  $\lambda$  — длина волны модуляции, т. е. отрезок, пробегаемый светом за время, равное периоду модуляции  $T$ . Следовательно,

$$2D = (n + \psi)\lambda, \quad \text{или} \quad D = (n + \psi)\lambda/2. \quad (5.24)$$

В (5.24) значение длины волны модуляции  $\lambda = vT$  известно, сдвиг по фазе  $\psi$  измеряют. Неоднозначным является значение целого числа  $n$ . Для исключения неоднозначности в различных светодальномерах применяют различные методы.

**Светодальномер 2СМ2.** В комплект прибора входят приемопередатчик (рис. 5.22), электронный блок, два отражателя (рис. 5.23), три штатива, два источника питания и др. Общая масса всего комплекта 58 кг. Измерения ведут на трех частотах модуляции. Основная частота  $f_3 = 14\,985$  кГц. На этой частоте при скорости света  $v = 299\,700$  км/с цена фазового цикла, т. е. длина полуволны модуляции [см. (5.24)], будет  $\lambda_3/2 = vT_3/2 = v/(2f_3) = 10$  м. Поэтому, измеряя сдвиг по фазе  $\psi$ , т. е. долю фазового цикла, получают не все расстояние, а только его точную часть — метры и доли метра с точностью до 1 см.

Измерения на частотах  $f_2 = 1498,5$  ( $\lambda_2/2 = 100$  м) и  $f_1 = 149,85$  кГц ( $\lambda_1/2 = 1000$  м) служат для разрешения неоднозначности и дают соответственно десятки и сотни метров. Переключение частот и фор-

мирование полного отсчета расстояния выполняются автоматически. На табло высвечивается измеренное расстояние (без километров) с округлением до 1 мм.

**Светодальномер МСД-1М.** Маркшейдерский светодальномер МСД-1М служит для измерения расстояний 1—500 м со средней квадратической погрешностью не более 2 мм  $+5 \cdot 10^{-6} D$ . Масса приемопередатчика 9,5 кг, всего комплекта — 35 кг. Питание прибора —

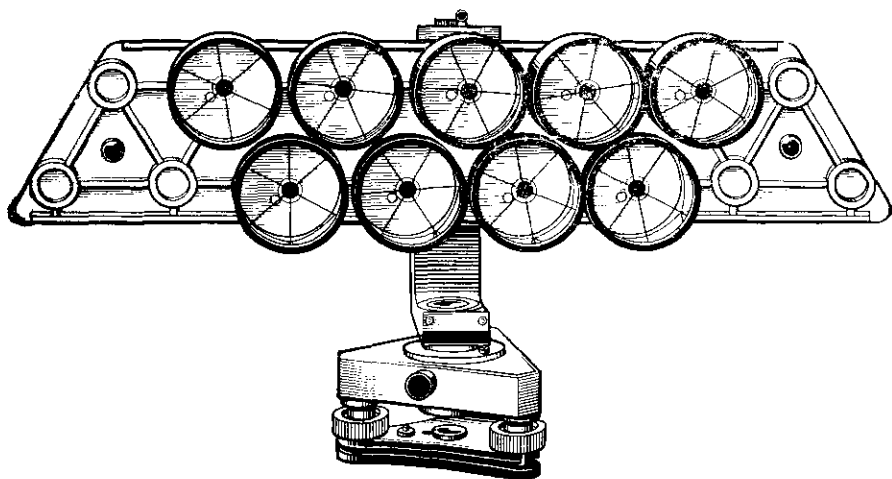


Рис 5 23 Отражатель 2СМ2

от встроенных аккумуляторных батарей. Углы наклона измеряемых линий от  $-45$  до  $+90^\circ$ . Его применяют при маркшейдерских работах в подземных горных выработках, так как прибор имеет взрывозащищенное исполнение, и при инженерно-геодезических работах на поверхности, в частности на строительстве мостов и других инженерных сооружений.

**Светодальномер ДК-001.** Этот прибор служит для измерения расстояний 0,5—300 м со средней квадратической погрешностью 0,6 мм  $+1,5 \cdot 10^{-6} D$ . Его применяют для высокоточных измерений при создании базисов, компарировании приборов, измерении малых смещений и деформаций при строительстве и эксплуатации инженерных сооружений. Источник света — светодиод на основе арсенида галлия. Измерения выполняются автоматически с высвечиванием результата на табло в цифровой форме. Время измерений 7 с. Масса приемопередатчика 8 кг, всего комплекта — 24 кг.

**Светодальномеры фирмы «Карл Цейсс» (ГДР).** Наряду со светодальномерами отечественного производства в инженерно-геодезических работах широко применяют светодальномеры, изготавливаемые народным предприятием «Карл Цейсс» (Йена, ГДР): ЕОК-2000 — точный светодальномер для измерения расстояний до 2500 м со средней квадратической погрешностью 1—2 см. Масса приемопередатчика 12 кг. ЕОТ-2000 представляет собой сочетание светодальномера с теодолитом. Он измеряет расстояния до 3000 м с точ-

ностью 1 см. Горизонтальные расстояния и превышения вычисляются автоматически. Масса приемопередатчика 10,5 кг.

**Понятие о радиодальномерах.** Геодезические радиодальномеры позволяют с высокой точностью измерять большие расстояния с помощью передачи радиосигналов. Они имеют относительно небольшие размеры и массу. Измерения могут выполняться в условиях дымки, тумана, при слабом дожде.

При измерении расстояния используют две станции радиодальномера — ведущую и ведомую. Обе излучают высокочастотные колебания, модулированные близкими частотами, и принимают колебания, поступающие от другой станции. На обеих станциях модулирующие частоты смешиваются и выделяется их разностная частота. Сдвиг по фазе между колебаниями разностной частоты на одной и другой станциях пропорционален расстоянию между ними. Этот сдвиг измеряется на ведущей станции регистрацией на экране электронно-лучевой трубки импульса, посланного с ведомой станции в момент, когда там фазовый угол проходил через ноль. Поскольку радиодальномером выполняются фазовые измерения, для вычисления расстояния используют формулу (5.24). Для исключения неоднозначности измерения проводят на разных частотах.

Радидальномер РДГ измеряет расстояния от 200 м до 30 км с точностью 5—14 см (в зависимости от расстояния). Масса одной станции 16 кг. В комплекте три приемопередатчика, каждый из которых может работать в режиме как ведущей, так и ведомой станции.

## ГЛАВА 6. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ ОПОРНЫЕ СЕТИ

### § 6.1. Общие принципы организации геодезических работ. Назначение плано-геодезической сети и методы ее построения

В основе научной организации геодезических работ лежат два принципа: 1) *выполнение геодезических работ от общего к частному* и 2) *систематический контроль работ, осуществляемый как по завершении их, так и на всех промежуточных стадиях*. При переходе от общего к частному сначала определяют координаты небольшого числа точек, но с высокой точностью, а затем, принимая их за исходные, — координаты большего числа точек, но с меньшей точностью.

Известно, что ни одно измерение не может быть абсолютно точным (см. § 3.1). Выполнение топографо-геодезических работ по принципу перехода от общего к частному ослабляет влияние погрешностей измерений и накапливание их в какой-либо одной части работ. Например, координаты пунктов *A, B, C* и *D* (рис. 6.1), определенные наиболее точно, являются опорными для вычисления координат точек местности *V, N, M, Q, P* и *F*, находящихся на бо-

лее близких расстояниях между собой. Координаты этих точек, в свою очередь, служат исходными для точек многоугольника  $abcPdqN$ , внутри которого по мере надобности определяют, например, между  $N$  и  $P$  координаты точек  $m$  и  $n$ . По такому принципу создают сеть пунктов, составляющих основу всех геодезических работ. На основе такой сети снимают подробности местности — ситуацию и рельеф — и решают различные задачи геодезическими методами.

**Геодезическая сеть** — совокупность пунктов (точек), прочно закрепленных на земной поверхности, определенных по своему положению как в плане, так и по высоте. Геодезические сети СССР делят на государственные, сети сгущения и съёмочные.

**Государственная геодезическая сеть СССР** — главная основа топографических съёмок всех масштабов; ее используют с целью решения научных и инженерно-технических задач народного хозяйства и обороны страны.

**Сети сгущения** служат плано-высотным обоснованием топографических съёмок масштабов  $1:500—1:5000$  и для выполнения инженерных съёмочных работ в населенных пунктах, при строительстве линейных, промышленных, гражданских, гидроэнергетических, гидромелиоративных и подземных сооружений и при маршейдерских работах. **Съёмочные сети** являются непосредственным обоснованием всех топографических съёмок и других работ.

**Методы построения плановой геодезической сети.** Плановое положение координат пунктов геодезической сети можно определить двумя методами: астрономическим и геодезическим. При **астрономическом методе** определяют географические координаты каждой точки (пункта) местности, независимо от других, из наблюдений небесных светил. При **геодезическом методе** координаты точки получают построением на местности триангуляции, трилатерации, линейно-угловых сетей или полигонометрии; при этом астрономическим методом определяют координаты лишь одного или (для контроля) нескольких пунктов.

**Триангуляция.** Если в плоском треугольнике  $ABD$  (рис. 6.2) известны одна сторона, например  $AB$ , и все внутренние углы, то на основании теоремы синусов можно вычислить остальные стороны:

$$AD = (AB \sin B) / \sin D; \quad BD = (AB \sin A) / \sin D. \quad (6.1)$$

Соответственно определив сторону  $BD$  и измерив внутренние углы, вычисляют стороны  $BC$  и  $DC$  примыкающего к  $BD$  треугольника  $DBC$  и т. д.

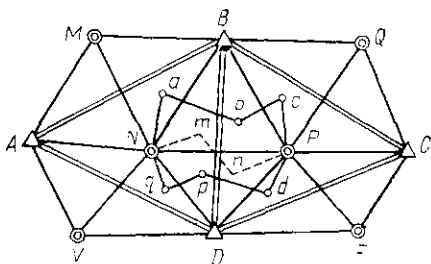


Рис. 61. Схема опорной геодезической сети

Зная из астрономических определений географические координаты одной из вершин треугольника и азимут на смежный пункт сети, можно последовательно вычислить координаты всех пунктов триангуляции, которые в отличие от астрономических называют геодезическими координатами. Система таких треугольников называется *триангуляцией*.

Стороны триангуляции могут быть сравнительно большими. Если непосредственно измерить их почему-либо нельзя, то для определения исходной стороны  $AB$ , называемой *выходной*, а также и

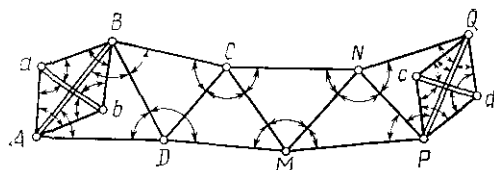


Рис. 6.2. Схема триангуляции

стороны  $PQ$  на них строят базисные сети, состоящие из ромбов (и других фигур), например  $AaBb$  и  $PcQd$  (рис. 6.2), в которых непосредственно измеряют, например,  $ab$  — базис триангуляции и все углы. Далее, пользуясь формулами тригонометрии, вычисляют выходную сторону

$AB$ . Для оценки точности триангуляции сторону  $PQ$ , вычисленную из треугольника  $NPQ$ , сравнивают с длиной  $PQ$ , определенной от базиса  $cd$ .

**Трилатерация.** Если в треугольнике  $ABD$  (рис. 6.2) вместо углов измерить все его стороны, то *сеть, состоящая из таких треугольников, в которых углы, а затем и координаты определяют из тригонометрических вычислений, называется трилатерацией*. Стороны таких треугольников измеряют, как правило, радио- или светодальномерами.

**Линейно-угловые сети.** Использование светодальномеров привело к созданию планового обоснования в виде *линейно-угловых сетей*. В таких геодезических построениях, являющихся в сравнении с другими наиболее жесткими, *измеряют все углы и все или часть сторон*. Конструкции таких сетей позволяют определяемый элемент вычислять по измеренным углам или по измеренным длинам или из совместного их использования. Исходными данными для линейно-угловых сетей служат координаты одной или нескольких ее пунктов, дирекционные углы и длины базисных сторон. Одним из примеров таких сетей являются четырехугольники без диагоналей (см. § 7.3).

**Полигонометрия.** В полигонометрии плановые координаты пунктов определяют проложением через них полигонометрического хода, представляющего собой замкнутую или разомкнутую ломаную линию. *В таких ходах измеряют все длины линий и все горизонтальные углы*. Несколько пересекающихся полигонометрических ходов составляют *полигонометрическую сеть*; пункты пересечения таких ходов называют *узловыми*. В зависимости от способа измерения сторон полигонометрию делят на магистральную с непосредственным измерением сторон, параллактическую и дальномерную.

**Магистральная полигонометрия** — замкнутый или вытянутый ход, проложенный между пунктами  $A$  и  $B$  (рис. 6.3) с известными

координатами — *исходными пунктами*. В этом случае для получения координат полигонометрических пунктов  $a, b, c$  на местности измеряют все длины сторон  $d_1, d_2, d_3, \dots$ , правые или только левые углы поворота между ними  $\beta_1, \beta_2, \beta_3$  и примычные углы  $\beta'$  и  $\beta''$ . Для вычисления координат точек  $a, b, c$  должны быть известны координаты пунктов  $A, B$  и дирекционный угол  $\alpha_1$ , а для контроля —  $\alpha_2$ .

Горизонтальные углы в полигонометрических ходах измеряют главным образом оптическими теодолитами. При измерении визируют на специальные визирные марки, устанавливаемые на штативах и смежных пунктах хода.

Рис. 6.3. Ход магистральной полигонометрии

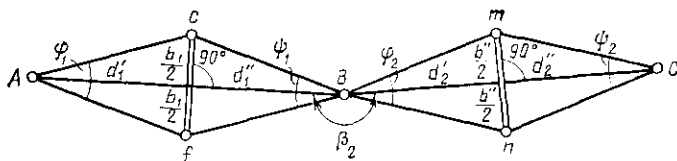
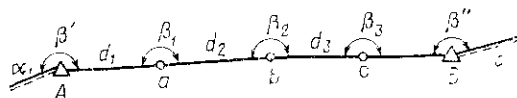


Рис. 6.4. Параллактическое звено

В *параллактической полигонометрии* непосредственные линейные измерения сводят к минимуму. Так, для определения длин сторон  $d_1 = AB, d_2 = BC, \dots$  хода  $ABCD$  (рис. 6.4) на местности перпендикулярно и симметрично им разбивают базисы  $b_1 = cf, b_2 = mn$ . В результате получают параллактические звенья  $AcBf, BmCn$ . Если в каждом таком звене проволоками или лентами измерить базисы  $b_1, b_2, b_3$ , а теодолитами — параллактические углы  $\varphi_1$  и  $\psi_1, \varphi_2$  и  $\psi_2$ , то сторона

$$d_1 = d'_1 + d''_1 = \frac{b_1}{2} \left( \operatorname{ctg} \frac{\varphi_1}{2} + \operatorname{ctg} \frac{\psi_1}{2} \right), \text{ а}$$

$$d_2 = d'_2 + d''_2 = \frac{b_2}{2} \left( \operatorname{ctg} \frac{\varphi_2}{2} + \operatorname{ctg} \frac{\psi_2}{2} \right). \quad (6.2)$$

Для определения дирекционных углов всех сторон полигонометрического хода измеряют горизонтальные углы  $\beta_2, \beta_3$  между ее сторонами. По полученным длинам сторон  $d_1, d_2$  и дирекционным углам вычисляют координаты всех точек хода  $A, B, C, D$ .

Проф. А. С. Филоненко (1884—1963) предложил особый вид полигонометрии *короткобазисной параллактической*, в которой для определения длины стороны параллактического звена измеряют короткие базисы. Например, для определения длины  $d = AB$  (рис. 6.5) на местности выбирают точку  $M$ , находящуюся на расстоянии  $S \leq 42$  м от точки  $B$ . Между точками  $M$  и  $B$  симметрично по отношению к большому базису  $S = BM$  устанавливают на штативе гори-



горизонтальную трехметровую рейку --- короткий базис  $s = mn$ . Измерив в таком звене углы  $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3$  и угол  $\psi$ , определяют

$$S = \frac{s}{2} \left( \operatorname{ctg} \frac{\varphi_2}{2} + \operatorname{ctg} \frac{\varphi_3}{2} \right) \quad \text{и} \quad d = S \sin \psi \operatorname{cosec} \varphi_1. \quad (6.3)$$

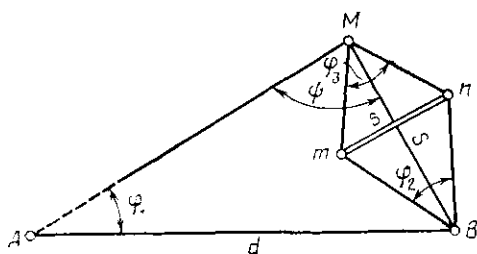


Рис. 65. Звено короткобазисной параллактической полигонометрии

В дальномерной полигонометрии длины всех сторон хода измеряют с помощью дальномеров или на их сторонах строят параллактические звенья, в которых базисы, необходимые для вычисления этих сторон, измеряют дальномерами.

Дирекционные углы сторон полигонометрического хода вычисляют по формуле

$$\alpha_i = \alpha_n + \sum_{n=1}^{n=i} \beta_n - i \cdot 180^\circ, \quad (6.4)$$

а координаты точек такого хода — по формулам

$$X_i = X_n + \sum_{n=1}^{n=i} \Delta x_n; \quad Y_i = Y_n + \sum_{n=1}^{n=i} \Delta y_n, \quad (6.5)$$

где (см рис. 1.11)

$$\Delta x = d \cos \alpha; \quad \Delta y = d \sin \alpha. \quad (6.6)$$

## § 6.2. Государственная геодезическая сеть

### Государственная плановая геодезическая сеть.

Сеть опорных пунктов, последовательно создаваемая на всей территории страны, составляет государственную геодезическую сеть СССР. Для определения положения пунктов такой сети используют единую систему геодезических координат и высот — систему координат 1942 г., введенную в нашей стране постановлением Совета Министров СССР от 7 апреля 1946 г. Государственную геодезическую сеть делят на *плановую и высотную*. Плановую геодезическую сеть создают с помощью триангуляции, полигонометрии, трилатерации и их сочетаний. В зависимости от точности измерения углов и расстояний, длин сторон ее подразделяют на сети 1—4 классов.

«Государственная сеть 1-го класса, как астрономо-геодезическая сеть, предназначена для научных исследований, связанных с определением формы и размеров Земли, и для распространения единой системы координат на всю территорию СССР»\*.

\* Инструкция о построении государственной геодезической сети СССР. М., Недра, 1966, с. 3

Эту сеть строят в виде полигонов периметром около 800—1000 км (рис. 6.6), состоящих из триангуляционных или полигонометрических звеньев длиной не более 200 км и расположенных по возможности вдоль меридианов и параллелей. «Длины сторон в звеньях триангуляции 1-го класса должны быть, как правило, не

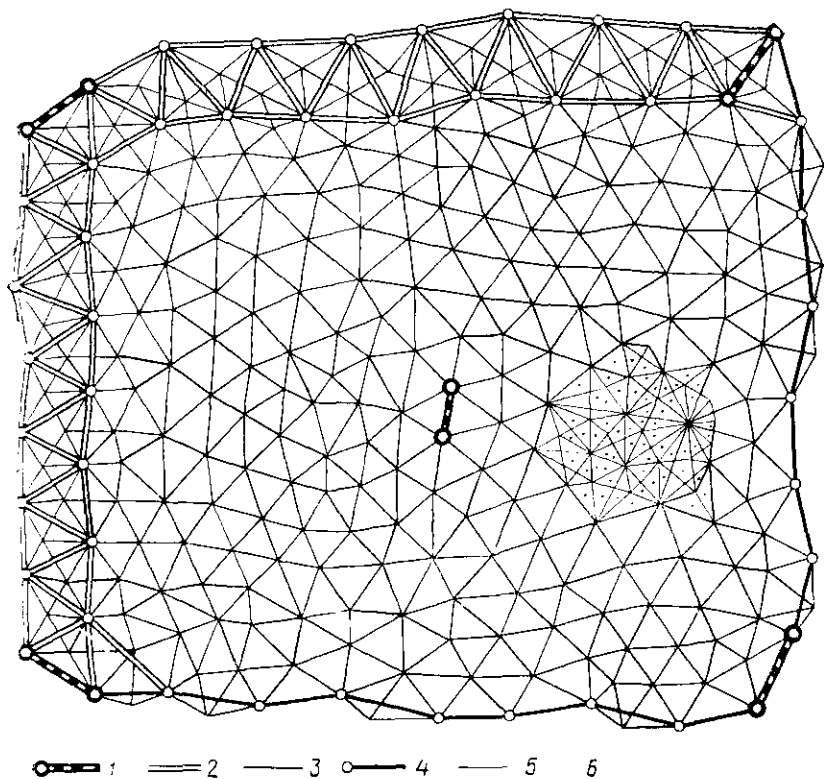


Рис. 6.6. Полигон астрономо-геодезической сети, заполненный триангуляцией 2-го и 3-го классов и пунктами 4-го класса:

1 — базисная сторона и пункт Лапласа; 2 — сторона триангуляции 1-го класса; 3 — сторона триангуляции 2-го класса; 4 — полигонометрия 1-го класса; 5 — сторона триангуляции 3-го класса; 6 — пункт триангуляции 4-го класса

менее 20 км\*. В некоторых районах СССР полигоны геодезической сети 1-го класса заменяют построением сплошных сетей триангуляции 1-го класса.

Государственная геодезическая сеть 2-го класса состоит из сетей треугольников со сторонами 7—20 км, сплошь покрывающих площади полигонов, составленных рядами триангуляции 1-го класса. Ее в некоторых случаях, если это технически целесообразно и

\* Инструкция о построении государственной геодезической сети СССР. М., Недра, 1966. с. 3.

экономических выгодах, заменяя полигонометрией. Сети 1-го и 2-го классов служат геодезической основой для развития сетей 3-го и 4-го классов.

В исключительных случаях, когда на местности еще не построена сеть 1-го и 2-го классов, допускается для обоснования топографических съемок крупного масштаба строить самостоятельные сети 3-го и 4-го классов.

В табл. 6.1 приведены некоторые показатели государственной геодезической сети СССР, установленные Инструкцией\*, которая обязательна для всех ведомств и учреждений, производящих их построение.

Таблица 6.1

Класс триангуляции	Средняя длина сторон треугольников, км	Средняя квадратическая погрешность измерения одного угла	Допустимая угловая невязка в треугольнике	Точность определения длины выходящей стороны
1	Не менее 20	0,7"	3"	1 : 400 000
2	7—20	1,0"	3,5"	1 : 300 000
3	5—8	1,5"	5"	1 : 200 000
4	2—5	2"	7"	1 : 200 000

Пункты триангуляции выбирают на местности так, чтобы с них были видны не только все смежные пункты, но и обеспечивалась хорошая видимость на возможно большую площадь, а форма фигурами составленных, была наилучшей.

Государственные плановые геодезические сети методом трилатерации строят по схемам и программам, которые специально разрабатывают для каждого конкретного случая, исходя из физико-географических и других условий района работ.

#### Государственная нивелирная сеть.

*Высотную государственную геодезическую сеть СССР, являющуюся высотной основой топографических съемок всех масштабов и решения научных и инженерно-технических задач и удовлетворяющую потребности обороны страны, создают геометрическим методом нивелирования.* В зависимости от точности определения высот точек государственную нивелирную сеть делят на I—IV классы.

«Нивелирная сеть I и II классов является главной высотной основой, образующей единую систему высот»\*\*. Нивелирование I класса является исходным для развития нивелирования II—IV классов и решения различных научных проблем (связи футштоков морей, изучения колебаний земной поверхности и уровней морей и др.).

*Нивелирование I класса* выполняют с наивысшей точностью, достигаемой применением наиболее современных приборов и методов.

\* Инструкция о построении государственной геодезической сети СССР. М., Недра, 1966

\*\* Инструкция по нивелированию I, II, III и IV классов М., Недра, 1974, с. 3.

наблюдений и возможно полным исключением систематических погрешностей. Средняя квадратическая случайная погрешность на 1 км хода должна быть не более  $\pm 0,5$  мм.

*Нивелирование II класса* служит для определения высот точек на всей территории СССР, являющихся исходными для последующего развития нивелирных ходов III и IV классов. Нивелирные сети II класса прокладывают преимущественно по шоссе, железно-дорожным и другим улучшенным путям сообщения, а также вдоль больших рек. Точки на местности, высоты которых определены нивелированием I и II классов, должны сохраняться длительное время, поэтому в зависимости от условий местности их закрепляют марками и реперами различных конструкций.

*Нивелирование III класса* производят для дальнейшего развития на территории СССР высотной опорной сети (прокладывают внутри полигонов нивелирования I и II классов) или для решения различных инженерных задач.

*Нивелирование IV класса* является сгущением нивелирной сети III класса и служит для создания сети точек, отметки которых используют непосредственно как исходные высотные пункты для производства различных топографических съемок и решения инженерных задач.

В СССР высоты точек (марок и реперов) всех классов нивелирования определяют от нуля Кронштадтского футштока.

**Каталоги координат.** Работы по созданию государственной опорной геодезической сети — триангуляции, трилатерации, полигонометрии и нивелированию всех классов — завершаются составлением каталогов. Из этих каталогов и получают координаты пунктов геодезической сети.

В каталоге пунктов триангуляции (трилатерации) указывают: 1) название и описание местоположения каждого пункта сети и ее класс; 2) тип знаков (их высоты и год постройки) и центров (см. § 6.4), а также координаты  $X$ ,  $Y$ ,  $N$  каждого пункта сети с указанием системы координат; 3) дирекционные углы сторон сети, их длины и начало осевого меридиана зоны, в которой находится пункт триангуляции.

В каталоге координат и высот полигонометрических пунктов кроме координат осевого меридиана зоны расположения пункта, марки или репера, принятого за исходный для вычисления высот, указывают: 1) местоположение, номер, разряд и вид полигонометрического пункта; 2) координаты  $X$  и  $Y$  пунктов, дирекционные углы и длины всех сторон полигонометрии; 3) высоты каждого пункта в Балтийской системе.

В каталоге высот марок и реперов нивелирования всех классов указывают: 1) год и разряд нивелирования и кем оно произведено; 2) тип заложенного знака, его номер, местоположение и расстояние от него до пункта, от которого начато нивелирование; 3) превышение над предыдущим знаком, полученное в результате нивелирования, и уравненное превышение для каждой марки и репера; 4) высоты всех марок и реперов в Балтийской системе.

### § 6.3. Геодезические сети сгущения

Сети сгущения могут создаваться как самостоятельные опорные геодезические сети, так и в дополнение к государственной геодезической сети. Их делят на *плановые*, состоящие из полигонометрии 4-го класса и триангуляции, трилатерации и полигонометрии 1-го и 2-го разрядов, и *высотные*, создаваемые техническим нивелированием (см. гл. 8).

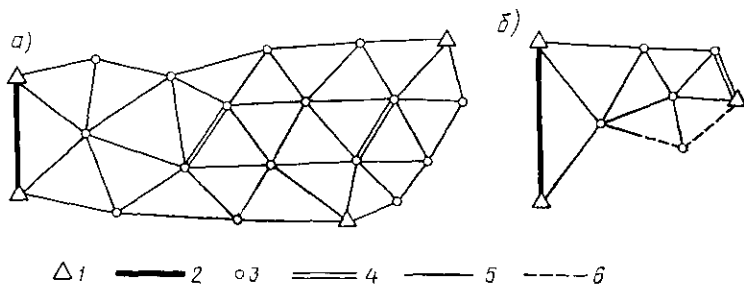


Рис. 6.7. Схемы триангуляции 1-го и 2-го разрядов:

1 — исходный геодезический пункт, 2 — исходная сторона триангуляции; 3 — определяемый пункт, 4 — базис, 5 — сторона триангуляции с двусторонними направлениями, 6 — односторонние направления

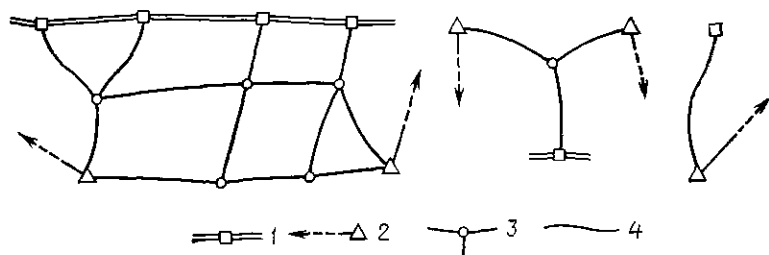


Рис. 6.8. Схемы полигонометрических ходов и сетей:

1 — полигонометрия высших классов, 2 — исходный пункт триангуляции и исходные дирекционные направления, 3 — узловая точка, 4 — полигонометрический ход

Триангуляция 1-го и 2-го разрядов \* представляет собой сплошную сеть (рис. 6.7, а) или цепочку треугольников (см. рис. 6.2), а равно и отдельные точки, получаемые засечками с пунктов государственной сети (рис. 6.7, б), а для триангуляции 2-го разряда — и с пунктов сети 1-го разряда. Полигонометрические сети 4-го класса и 1-го и 2-го разрядов создаются из отдельных ходов и их систем.

Отдельные ходы должны опираться на два исходных (более высокого класса точности) пункта (рис. 6.8).

\* Инструкция по топографической съемке в масштабах 1 : 5000, 1 : 2000, 1 : 1000 и 1 : 500 М, Недра, 1982

Ниже приведены показатели для плановых геодезических сетей сгущения, в соответствии с которыми их создают при выполнении топографо-геодезических съемок в масштабах 1 : 500, 1 : 5000.

Для триангуляции разряда	1	2	
Длина сторон треугольников, км, не более . . . . .	5,0	3,0	
Предельная средняя квадратическая погрешность измерения угла (по невязкам в треугольниках), не более . . . . .	5"	10"	
Предельная допустимая угловая невязка в треугольнике	20"	40"	
Относительная погрешность измерения выходной (базисной) стороны . . . . .	1/50 000	1/20 000	
<b>Для полигонометрии . . . . .</b>	<b>4-го класса</b>	<b>1-го разряда</b>	<b>2-го разряда</b>
Предельная длина хода между исходной и узловым точкой, км . . . . .	7	3	2
Число сторон в ходе между исходными сторонами, не более	15	15	15
Средняя квадратическая погрешность измерения угла (по невязкам в ходах), не более .	2"	5"	10"
Предельная относительная погрешность хода . . . . .	1/25 000	1/10 000	1/5000

Координаты и высоты пунктов геодезических сетей сгущения вычисляют в системе координат в проекции Гаусса и Балтийской системе высот.

Техническое нивелирование для создания пунктов высотного геодезического обоснования производится геометрическим методом путем проложения замкнутых или разомкнутых ходов. Погрешности в таких ходах не должны превышать  $(50 \sqrt{L})$  мм, где  $L$  — длина хода, км.

#### § 6.4. Основные типы центров, реперов и наружных знаков

Каждый пункт государственной триангуляции (трилатерации) и полигонометрии закрепляют закладкой в землю специального центра. В зависимости от физико-географических условий их конструкции различны. На рис. 6.9, *а* показан центр, устанавливаемый на пунктах всех классов триангуляции, трилатерации и полигонометрии в районах неглубокого (до 1,5 м) промерзания грунта. Он представляет собой железобетонный симметричной формы пилон и бетонный якорь со сквозным отверстием в средней части для установки на него основания пилона. В верхней части пилона укрепляют чугунную марку (рис. 6.9, *б*). Рядом с центром устанавливают опознавательный знак — железобетонный столб с укрепленной на нем чугунной охранной плитой (рис. 6.9, *в*).

Для измерения углов над каждым центром триангуляции (трилатерации) ставят геодезические деревянные или металлические

знаки — пирамиды (рис. 6.10) или сигналы (рис. 6.11). Они заканчиваются визирными цилиндрами, оси которых должны находиться на одной отвесной линии с центром триангуляционного знака. Поэтому центр закладывают после постройки триангуляционного знака.

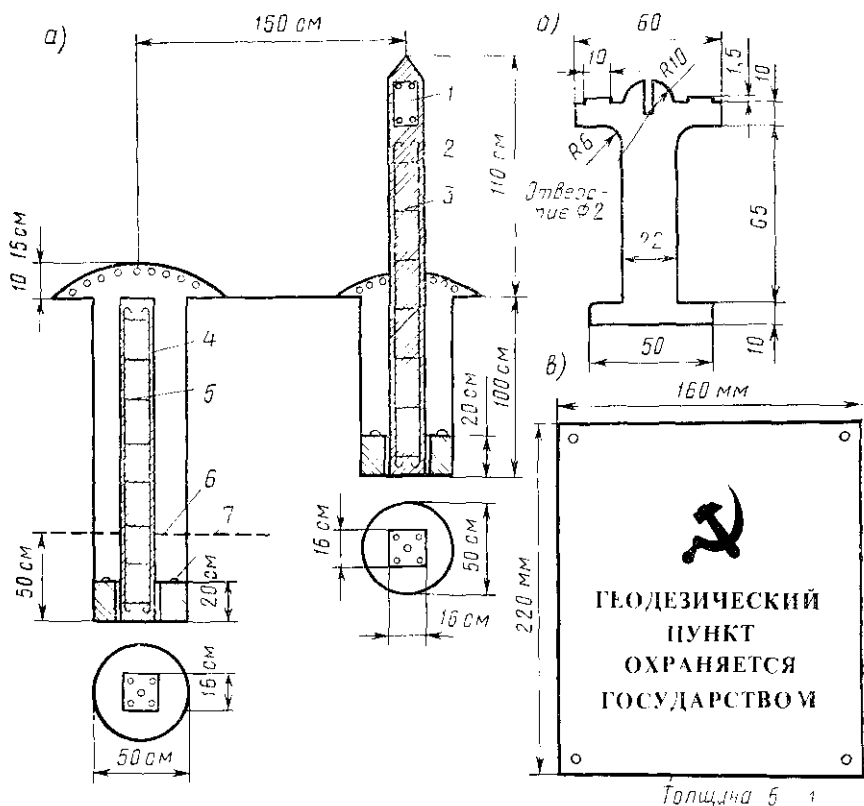


Рис. 69. Центр геодезического пункта (а), чугунная марка (б) и охранная плита (в)

1 — опознавательный знак, 2, 3, 4, 5 — арматура диаметрами соответственно 12, 6, 10—12; 5—6 мм., 6 — граница промерзания грунта, 7 — стальные скобы

Простая пирамида (рис. 6.10) по высоте не превышает 10 м; теодолиты под такими пирамидами устанавливают на штативах.

Сигналы, разделяющиеся на *простые* и *сложные*, состоят каждый из двух пирамид — внутренней и наружной. Внутренняя пирамида имеет столик для установки теодолита. Простые сигналы (высотой до 15 м) позволяют поднять теодолит над землей на высоту до 12 м, а сложные (высотой до 39 м) — выше 12 м.

Точки нивелирных ходов всех классов закрепляют на местности постоянными или временными знаками — марками или репе-

рами, закладываемыми через 5—7 км, а в труднодоступных районах — через 10—15 км. Реперы бывают трех видов: 1) стенные; 2) грунтовые; 3) скальные. Кроме того, точки нивелирования ходов I и II классов закрепляют через 50—60 км грунтовыми фундаментальными реперами.

Стенные реперы (рис. 6.12), отливаемые из ковкого чугуна, закладывают на цементном растворе в каменные или бетонные сооружения или скалы. Число на лицевой стороне репера означает его номер, а начальные буквы — организацию, проводившую нивелирные работы.

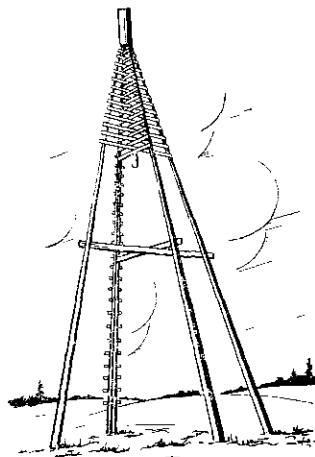


Рис. 6.10. Пирамида

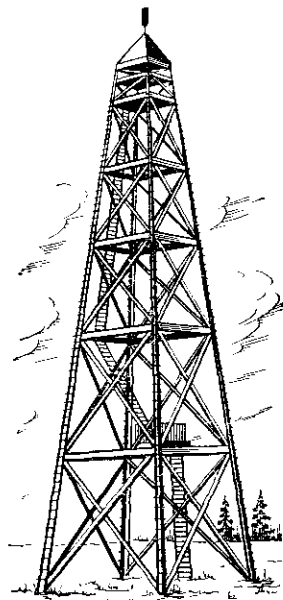


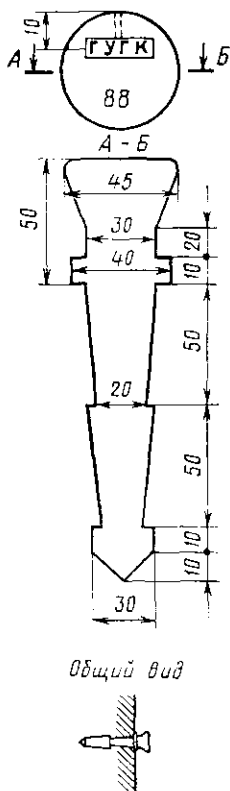
Рис. 6.11. Сигнал

Если в районе нивелирных работ нет соответствующих зданий или сооружений, то закладывают грунтовые реперы, конструкции которых зависят от физико-географических условий места работы. Например, в районах с сезонным промерзанием грунтов грунтовые реперы изготовляют из металлической или стеклопластиковой трубки, заделываемой в бетонный якорь, имеющий форму правильной четырехгранной пирамиды (рис. 6.13, а). Верхний конец трубки кончается чугунной маркой (рис. 6.13, б); такую же марку заделывают в верхнюю грань бетонного монолита. У этого репера высоты определяют для наивысших точек сферических головок обеих марок. Чугунную марку можно заложить и в непосредственно выступающую на поверхность скалу так, чтобы диск ее был горизонтален.

На пунктах полигонометрии 4-го класса и триангуляции и трилатерации 1-го и 2-го разрядов закладывают центры (рис. 6.14). Они состоят из двух бетонных монолитов 3, представляющих собой усеченные четырехгранные пирамиды с нижними основаниями



соответственно  $30 \times 30$  и  $50 \times 50$  см и верхними —  $12 \times 12$  см и высотой каждая 20 и 40 см. В верхние плоскости монолитов закладывают марки; в верхний монолит — марку, показанную на рис. 6.15, а в нижний — марку, показанную на рис. 6.9, б.



Общий вид

Рис. 6.12. Стенной репер (размеры — мм)

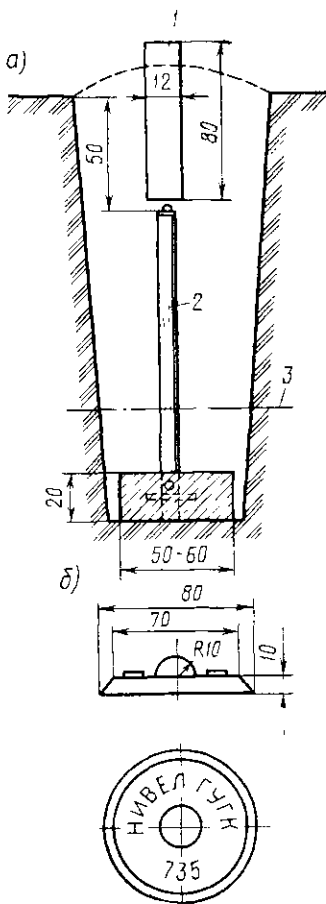


Рис. 6.13. Трубчатый грунтовый репер (размеры — мм)

1 — бетонный опознавательный столб; 2 — стеклопластиковая или металлическая труба диаметром 60 мм; 3 — нижняя граница промерзающего слоя

Точки съемочного обоснования закрепляют долговременными центрами, обеспечивающими их сохранность (рис. 6.16). Центры закладывают в местах наиболее удобных для использования. На пахотных землях и болотах, проезжей части дорог, вблизи размываемых бровок русел рек и берегов водохранилищ их закладывать не следует.



Временными знаками могут служить пни деревьев, деревянные колья, столбы с вбитыми в их верхние срезы гвоздями или металлические трубки (угловая сталь) с установленными рядом сторожками (рис. 6.17). На столбах и сторожках устанавливают надписи (порядковый номер, начальные буквы организации, исполняющей работу) вперед по ходу.

## ГЛАВА 7. ПЛАНОВОЕ СЪЕМОЧНОЕ ОБОСНОВАНИЕ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ РАБОТ

### § 7.1. Методы создания геодезического планового съемочного обоснования

#### **Плановое съемочное обоснование.**

*Геодезическая сеть, используемая для обеспечения топографических съемок, называется съемочным обоснованием.* Плановое съемочное обоснование создается для сгущения геодезической опорной сети до необходимой плотности и как самостоятельная основа для обеспечения топографических съемок небольших участков местности — до  $1 \text{ км}^2$ .

В зависимости от характера местности применяют различные способы создания планового съемочного обоснования. Точки съемочного обоснования определяют прокладкой теодолитных ходов, построением микротриангуляции и сетей из четырехугольников без диагоналей, а также различного рода засечками.

**Теодолитные ходы.** При теодолитном ходе (рис. 7.1) определяют положение  $(i+1)$ -й точки относительно точек  $i-1$  и  $i$  по измеренному углу  $\beta$  при точке  $i$  и расстоянию  $d$  между точками  $i$  и  $i+1$ . Теодолитный ход может быть *замкнутым* (рис. 7.1, а, б) или *разомкнутым* (рис. 7.1, в, г), образовывать *свободный ход* (рис. 7.1, а) или *свободную сеть* или ход, опирающийся на *опорные — исходные пункты* (не менее двух), координаты которых известны и не изменяются при обработке произведенных измерений (рис. 7.1, в, г). Как частный случай теодолитный ход может быть *висячим* (*abct*, рис. 7.1, б).

Точка сети, у которой расходятся не менее трех теодолитных ходов, например точка *a* (рис. 7.1, б, в), называется *узловой*.

Свободные сети ориентируют с помощью вспомогательного хода, прокладываемого до исходной стороны, или путем определения истинного азимута одной из сторон сети.

Проектирование, рекогносцировка и закрепление точек. Проект теодолитного хода составляют или на имеющейся карте (плане) наиболее крупного масштаба, или на схематическом чертеже местности, составленном глазомерно.

Длины сторон теодолитного хода не должны превышать  $350 \text{ м}$  и, как правило, быть менее  $20\text{—}40 \text{ м}$ . Максимальная длина теодолитного хода между опорными исходными пунктами или узлами

ми зависит от масштаба съемки и не должна превышать для масштаба 1:500, 1:1000, 1:2000 и 1:5000 соответственно 0,8—1,2; 1,2—1,8; 2—3 и 4—6 км; при этом первое число (меньшее) относится к случаю съемки застроенной территории, а второе (большее) — к незастроенной территории. Висячие ходы допускают как исключение (для незастроенной территории) с одной-двумя точками поворота и с длиной не более  $\frac{1}{10}$  максимальной длины хода

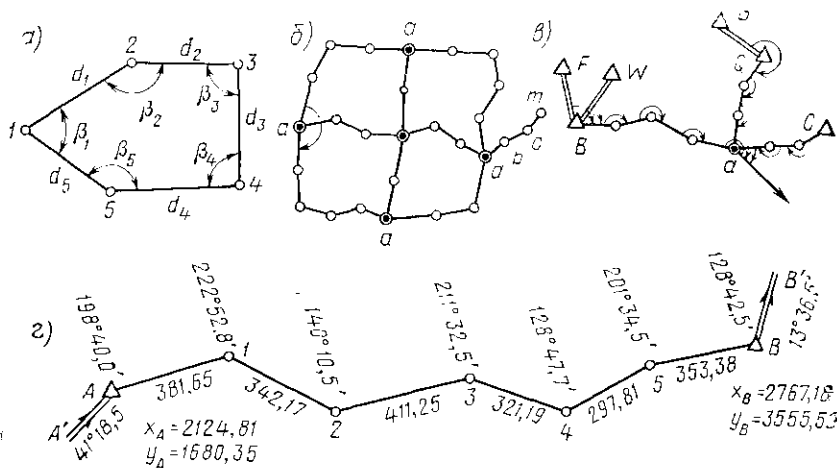


Рис. 7.1. Схемы теодолитного хода и сети:

а — свободный замкнутый ход, б — свободная сеть с узловыми точками а, в — несвободная сеть, FB, BW, PQ — исходные стороны, B, C и Q — исходные пункты, 2 — ход между исходными сторонами A'A и B'B'

между узловыми точками. В результате *рекогносцировки*, т. е. детального ознакомления с местностью, уточняют составленный проект по направлению ходов, расположению узловых точек и точек поворота, способам привязки к пунктам геодезической опорной сети.

Намеченные точки теодолитных ходов в зависимости от наличия материалов для геодезических знаков и характера местности закрепляют барочными (коваными) гвоздями, костылями, металлическими трубками, деревянными кольями и столбами, а также гвоздями, вбитыми в пни (см. рис. 6.17). Если теодолитные ходы служат самостоятельной опорной сетью для выполнения съемочных работ, то  $\frac{1}{5}$  поворотных точек ходов закрепляют более надежными центрами.

Измерение углов и сторон. В теодолитных ходах углы измеряют одним полным приемом (см. гл. 4). Точность их измерения зависит от точности центрирования и совмещения наблюдаемого предмета (вехи и т. п.) или с центром знака, или со створом теодолит — наблюдаемый центр. Стороны измеряют в прямом и обратном направлениях оптическими дальномерами, лентами ЛЗ,

или металлическими рулетками (желательно 50-метровыми). Введение поправки за компарирование обязательно, если длина мерного прибора отличается от номинальной более чем на 1:10 000. Коэффициенты оптических дальномеров определяют на полевом компараторе. Поправку за наклон линии к горизонту учитывают, если угол наклона больше  $1,5^\circ$ .

**Обработка результатов измерений.** Проверка журналов. Составление схемы ходов. В полевых журналах повторно

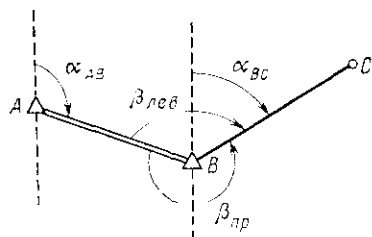


Рис. 7.2. Определение дирекционного угла стороны BC

выполняют все вычисления. Окончательные значения измеренных углов (до  $0,1'$ ) и длин сторон (до  $0,01$  м) обводят чернилами (подчеркивают). Проверявший подписывает журнал.

Дальнейшую обработку результатов линейных измерений выполняют в особой ведомости, где записывают среднее значение измеренной стороны, угол ее наклона и соответствующие поправки: за наклон, за компарирование и за температуру.

На плотной бумаге по полученным значениям углов и длинам сторон составляют в произвольном масштабе (с использованием транспортира) *схему теодолитных ходов*. На ней показывают все включенные в сеть опорные исходные пункты с их координатами и дирекционными углами примычных исходных сторон, горизонтальные проложения измеренных сторон и средние значения измеренных углов (рис. 7.1, г). *Опорным исходным геодезическим пунктом* называют такой пункт, относительно которого определяются соответствующие характеристики (направления, длины, координаты) положения других геодезических пунктов, а *исходной стороной геодезической сети* — сторону с заданным направлением и длиной, относительно которой определяются эти характеристики других сторон.

Передача дирекционного угла по сторонам теодолитного хода. Дан дирекционный угол  $\alpha_{AB}$  направления исходной стороны AB и измерен при точке B горизонтальный угол, образованный направлениями BA и BC: левый по ходу угол  $\beta_{лев}$  или правый  $\beta_{пр}$  (рис. 7.2). Требуется определить дирекционный угол  $\alpha_{BC}$  стороны BC.

В соответствии с принятым определением дирекционного угла как периодической круговой функции с периодом  $360^\circ$  [см. (1.5)] найдем

$$\alpha_{BC} = \alpha_{AB} \pm \beta \mp 180^\circ, \quad (7.1)$$

знак «+» перед  $\beta$  берут для левого по ходу ABC угла  $\beta$ , а «-» — для правого (рис. 7.2); знак перед  $180^\circ$  можно брать любой. Однако практически знак «-» следует брать для случая, если  $180^\circ < \alpha_{AB} \pm \beta$ , а знак «+», если  $180^\circ > \alpha_{AB} \pm \beta$ .

Уравнивание углов. Если теодолитный ход положен между двумя опорными исходными сторонами  $A'A$  и  $BB'$ , дирекционные углы которых соответственно  $\alpha_{A'A}$  и  $\alpha_{BB'}$ , и на каждой точке хода измерен угол  $\beta$  (см. рис. 7.1,  $z$ ), то, последовательно применяя формулу (7.1), вычисляют дирекционный угол  $\alpha_{BB'}$  (начиная от  $\alpha_{A'A}$ ), который будет отличаться от его исходного значения на величину

$$\alpha_{A'A} \pm \sum \beta \mp 180^\circ n - \alpha_{BB'} = f_\beta, \quad (7.2)$$

где  $f_\beta$  — угловая невязка хода;  $\Sigma\beta$  — сумма углов хода, число которых  $n$ ; верхний знак (перед суммой) соответствует левым по ходу углам, а нижний — правым.

*Невязкой* в геодезии называют разность полученного (измеренного, вычисленного) значения физической величины и ее исходного (теоретического, действительного) значения.

Замкнутый теодолитный ход можно рассматривать как частный случай рассмотренного: точка  $B$  совпадает с  $A$  и точка  $B'$  — с  $A'$ , т. е. дирекционный угол  $\alpha_{BB'} = \alpha_{A'A}$ . Для этого случая

$$\sum \beta - 180^\circ (n - 2) = f_\beta, \quad (7.3)$$

где  $n$  — число сторон многоугольника, совпадающее с числом его углов.

Угловая невязка теодолитного хода не должна превышать (по модулю) установленного предела:

$$|f_\beta| \leq 1' \sqrt{n}. \quad (7.4)$$

Допустимую невязку  $f_\beta$  распределяют поровну на все углы, т. е. в каждый угол вводят поправку  $v$ , обратную по знаку невязке  $f_\beta$  и равную  $1/n$  ее величины:  $v = -f_\beta/n$ .

Вычисление приращений и координат. Все вычисления (см. рис. 7.1,  $z$ ), связанные с определением координат точек теодолитного хода, выполняют в специальной ведомости (табл. 7.1), в которой вычисляют исправленные значения углов. При этом невязка  $f_\beta$  вычисляется в результате сравнения суммы измеренных углов с их теоретическим значением — разностью дирекционных углов опорных исходных сторон хода.

По исправленным углам вычисляют, используя (7.1), дирекционные углы всех сторон хода. Затем по формулам (1.11) находят приращения координат и невязки:

$$\sum \Delta x - (x_B - x_A) = f_x \quad \text{и} \quad \sum \Delta y - (y_B - y_A) = f_y, \quad (7.5)$$

где  $x_A, y_A$  и  $x_B, y_B$  — координаты исходных пунктов  $A$  и  $B$ .

Невязки  $f_x$  и  $f_y$  не должны превышать установленного предела  $\sqrt{f_x^2 + f_y^2}/L \leq 1:2000$ , где  $L = \Sigma d$  — длина хода.

Допустимые невязки устраняются (уравниваются) путем введения в приращения координат поправок, пропорциональных длинам

Таблица 7.1

Номер точки	Горизонтальные углы (левые)			Дирекционные углы $\alpha$	Горизонтальные проложения, $d$ , м	Приращения координат, м				Координаты, м	
	измеренные $\beta$	поправки	исправленные $\beta'$			вычисленные		исправленные		x	y
						$\Delta x$	$\Delta y$	$\Delta x$	$\Delta y$		
A'				41°18,5'							
A	198°40,0'	-0,4'	198°39,6'	59°58,1'	381,65	-4	+3	190,97	330,44	2124,81	1680,35
1	222°52,8'	-0,3'	222°52,5'	102°50,6'	342,17	-3	+2	-76,09	333,63	2315,78	2010,79
2	140°10,5'	-0,4'	140°10,1'	63°00,7'	411,25	-4	+4	186,59	366,51	2239,69	2344,42
3	211°32,5'	-0,3'	211°32,2'	94°32,9'	321,19	-3	+2	-25,50	320,20	2426,28	2710,93
4	128°47,7'	-0,4'	128°47,3'	43°20,2'	297,81	-3	+2	216,58	204,40	2400,78	3031,13
5	201°34,5'	-0,3'	201°34,2'	64°54,4'	353,38	-4	+3	149,82	320,06	2617,36	3235,53
B	128°42,5'	-0,4'	128°42,1'	13°36,5'		149,86	320,03			2767,18	1875,59
B'											
$\Sigma$ 180°·7	1232°20,5' 1260°00'	-2,5'	1232°18,0'	-27°42,0' -27°39,5'	2107,45	642,58 642,37	1875,08 1975,24	642,37	1875,24	642,37	1875,24
Разность	-27°39,5'			+2,5'		0,21	-0,16	$f = 0,26; 1/T = 0,26/2100 = 1/8100$			

сторон, т. е.  $\delta x_i$  и  $\delta y_i$  соответственно в приращениях  $\Delta x_i$  и  $\Delta y_i$  определяются по формулам

$$\delta x_i = -(d_{ij}/L) f_x; \quad \delta y_i = -(d_{ij}/L) f_y. \quad (7.6)$$

По формулам (1.10) и (1.11) прямой геодезической задачи последовательно находят координаты всех точек теодолитного хода. Вычисленные координаты конечного пункта  $B$  должны точно совпадать с их данными значениями (пункты  $A$  и  $B$  — исходные). Если опорных исходных пунктов нет, то координаты замкнутого теодолитного хода следует вычислять в условной (местной) системе координат. Приращения координат можно вычислять с помощью простых (алгебраических) калькуляторов с использованием таблиц тригонометрических функций.

## § 7.2. Привязка теодолитных ходов к опорным пунктам

*Плановой привязкой* к опорным исходным пунктам называют передачу дирекционного угла и координат с опорных исходных пунктов на точки вновь прокладываемых теодолитных ходов. В зависимости от условий применяют различные способы привязки.

**Способ 1.** Опорные исходные пункты  $A$  и  $B$  включают непосредственно в теодолитный ход, дирекционные углы на стороны которого передаются от исходных сторон  $A'A$  и  $B'B$  (см. рис. 7.1), прилегающих к исходным пунктам. Измеряемые на этих пунктах углы между стороной теодолитного хода и исходной называют *примычными* (например,  $198^\circ 40,0'$  и  $128^\circ 42,5'$ , см. рис. 7.1, *а*).

**Способ 2.** Если на исходных пунктах  $A$  и  $B$  нельзя измерить ни одного примычного угла, то привязку хотя и можно выполнить, но с существенно меньшей надежностью. О правильности выполненных измерений можно будет судить лишь по одной невязке, в то время как в предыдущем способе их было три:  $f_B$ ,  $f_x$  и  $f_y$  (см. табл. 7.1). В этом случае последовательность вычислений следующая. Дирекционному углу первой стороны  $A1$  хода придают условное значение, например  $\alpha'_{A1} = 0^\circ 00,0'$ . В этой условной системе вычисляют дирекционные углы всех сторон хода и условные значения приращений координат  $\Delta x = d \cos \alpha'$ ;  $\Delta y = d \sin \alpha'$ .

Приняв координаты точки  $A$  равными  $x'_A = 0,00$  м и  $y'_A = 0,00$  м, вычисляют последовательно координаты всех точек хода. В конечном счете исходный пункт  $B$  получит условные координаты  $x'_B$ ,  $y'_B$ .

Отметим, что условная система координат, по существу, является местной системой координат, ось абсцисс которой совпадает с направлением стороны  $A1$  хода, а начало координат — с точкой  $A$ .

Решая обратную задачу, определим условный дирекционный угол  $\alpha'_{AB}$  стороны  $AB$  и расстояние  $d'_{AB}$ :

$$\operatorname{tg} \alpha'_{AB} = \sum \Delta y' / \sum \Delta x'; \quad d'_{AB} = \sum \Delta y' / \sin \alpha'_{AB} = \sum \Delta x' / \cos \alpha'_{AB}.$$



Сравнив вычисленные значения  $\alpha'_{AB}$  и  $d'_{AB}$  с исходными  $\alpha_{AB}$  и  $d_{AB}$ , получим

$$\alpha_{AB} - \alpha'_{AB} = \alpha_{A1}; \quad d_{AB} - d'_{AB} = -f_d.$$

Очевидно, для перехода от условных дирекционных углов к их значениям в исходной системе координат нужно ко всем значениям условных дирекционных углов прибавить величину  $\alpha_{A1}$ .

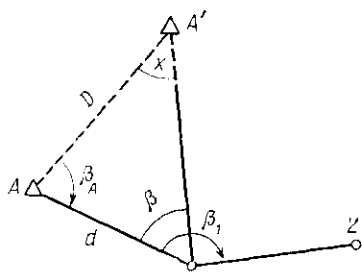


Рис. 7.3. Привязка теодолитного хода к опорному пункту  $A'$  при отсутствии видимости на другой опорный пункт  $A$

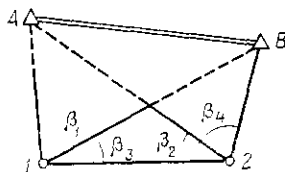


Рис. 7.4. Привязка теодолитного хода к двум опорным пунктам

Если линейная невязка  $|f_d|$  меньше  $1/2000$  длины хода, то для ее устранения (уравнивания) измеренные значения длин сторон хода умножают на коэффициент  $k = d_{AB}/d'_{AB}$ . По исправленным значениям дирекционных углов и длин сторон вычисляют координаты точек теодолитного хода в исходной системе координат.

**Способ 3.** С исходного опорного пункта  $A$ , включенного в теодолитный ход, нет видимости на другие опорные исходные пункты. Однако из точки  $I$  есть видимость на исходный пункт  $A$ . Так как дирекционный угол  $\alpha_{AA'}$  стороны  $AA'$  и ее длина  $d_{AA'} = D$  известны, то определяют примычный угол  $\beta_A$  (рис. 7.3). Для этого на точке хода  $I$  кроме угла  $\beta_1$  измеряют угол  $\beta$ . Из треугольника  $AIA'$ , в котором  $AI = d$  и  $AA' = D$ , определяют угол  $x$  при вершине  $A'$ :

$$x = \arcsin(d/D \sin \beta), \quad (7.7)$$

а затем  $\beta_A = 180^\circ - (\beta + x)$ .

После этого привязка сводится к способу 1.

**Способ 4.** С двух точек теодолитного хода видны опорные исходные пункты  $A$  и  $B$ , на которые измерены горизонтальные углы  $\beta_1, \beta_2, \beta_3, \beta_4$  (рис. 7.4). Из треугольников  $IA2$  и  $IB2$  по стороне  $I2 = d_{12}$  и двум углам  $\beta_1, \beta_3$  и  $\beta_2, \beta_4$  вычисляют стороны  $IA = d_{1A}$  и  $IB = d_{2B}$ . Привязку выполняют по способу 2.

Так как в данном случае ход состоит только из двух теодолитных точек, то, вычислив непосредственно по значениям котангенсов измеренных углов разность дирекционных углов  $\alpha_{AB}$  и  $\alpha_{12}$ , т. е.

угол  $\beta = \alpha_{AB} - \alpha_{12}$ , получим  $\text{tg } \beta = (\text{ctg } \beta_4 + \text{ctg } \beta_3 - \text{ctg } \beta_2 - \text{ctg } \beta_1) / (\text{ctg } \beta_2 \text{ctg } \beta_3 - \text{ctg } \beta_4 \text{ctg } \beta_1)$ . Затем, используя углы  $\beta_1$  и  $\beta_4$ , вычисляют дирекционные углы сторон  $A1$  и  $2B$ , длины которых также определяют из решения треугольников. Привязку выполняют по способу 1. Теоретически в данном случае можно не измерять длину  $d_{12}$  стороны хода  $12$ . Действительно, из решения  $A1B$  и  $A2B$  по стороне  $AB$  можно определить длины  $d_{1A}$  и  $d_{2B}$  сторон  $1A$  и  $2B$ ; затем из решения треугольников  $1A2$  и  $1B2$  дважды определить длину  $d_{12}$  стороны  $12$ ; совпадение результатов подтверждает лишь отсутствие погрешности в вычислениях, но не исключает возможности наличия погрешности в измерениях (даже грубой!).

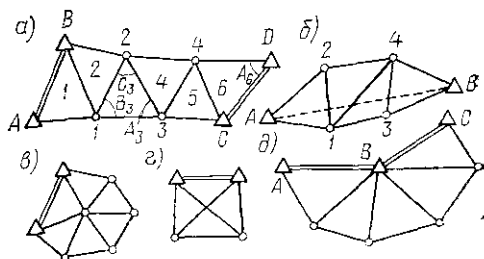
При любом способе привязки выполняют не менее одного дополнительного измерения.

### § 7.3. Понятие о создании планового съёмочного обоснования

**Микротриангуляция.** В открытой всхолмленной местности, пересеченной балками и оврагами, теодолитные ходы целесообразно заменить микротриангуляцией. *Микротриангуляция* — съёмочное

Рис. 75. Схемы сетей микротриангуляции:

*a* — цепь треугольников между двумя исходными сторонами; *б* — цепь треугольников между двумя исходными пунктами, *в* — центральная система; *г* — геодезический четырехугольник; *д* — цепь треугольников в угле с исходными пунктами *A, B* и *C*



обоснование, построенное в виде сети, состоящей из треугольников, в которых измерены их углы и некоторые из сторон. Она проектируется в виде цепи треугольников, проложенной между двумя сторонами или пунктами исходных геодезических сетей (рис. 75). Для обеспечения топографической съёмки на площади до  $1 \text{ км}^2$  микротриангуляция может служить самостоятельным плановым обоснованием. В этом случае цепи треугольников микротриангуляции проектируют между базами, заменяющими собой исходные опорные стороны.

Между опорными исходными сторонами (базами) или пунктами опорных геодезических сетей допускается строить не более 20, 17, 15 и 10 треугольников микротриангуляции для съёмки масштабов соответственно  $1 : 5\,000$ ,  $1 : 2\,000$ ,  $1 : 1\,000$  и  $1 : 500$ .

Базисы измеряют в прямом и обратном направлениях с относительной средней квадратической погрешностью не более  $1/5\,000$ . Углы в треугольниках микротриангуляции должны быть не менее  $20^\circ$ , а стороны — не менее  $150 \text{ м}$ . Расстояние между двумя наиболее удаленными точками цепи микротриангуляции (замыкающее)

не должно превышать предела, установленного для длины теодолитного хода, проложенного в тех же условиях (см. с. 127). Углы на точке микротриангуляции измеряют так же, как и на точке теодолитного хода. Невязка в треугольниках микротриангуляции не должна быть более 1,5'.

После проверки полевых журналов определяют длины сторон треугольников. Их нумеруют начиная от треугольника, содержащего исходную сторону (или базис), и обозначают:  $a$  — исходная сторона;  $b$  — сторона продолжения, которая в последующем треугольнике будет уже исходной стороной;  $c$  — промежуточная сторона. Углы, противолежащие этим сторонам, обозначают соответственно  $A$ ,  $B$  и  $C$  и индексом — номером треугольника. Так,  $A_6$  — угол шестого треугольника, лежащий против исходной его стороны. Длины сторон вычисляют в ведомости (табл. 7.2).

Таблица 7.2

Номер треугольника	Вершина	Углы		Синусы sin A sin B sin C	Стороны $a$ $b$ $c$
		измеренные	исправленные		
I	A	37°23,5'	37°23'	0,60714	254,03
	B	72°12,5'	72°12'	0,95213	398,37
	C	70°25,5'	70°25'	0,94215	394,20
		180°1,5'	180°00' -		

Первоначально определяют невязку в сумме углов треугольника:  $f = A + B + C - 180^\circ$  — и распределяют ее поровну на все углы. По исправленным углам находят значения синусов углов и вычисляют длины сторон:

$$a = k \sin A; \quad b = k \sin B; \quad c = k \sin C,$$

где  $k = a \operatorname{cosec} A$

В результате последовательного решения  $n$  треугольников цепи, проложенной между двумя исходными сторонами (или базисами), по длине  $a_1$  исходной стороны первого треугольника вычисляют стороны продолжения последнего треугольника:

$$b'_n = \frac{\sin B_1 \sin B_2 \dots \sin B_n}{\sin A_1 \sin A_2 \dots \sin A_n},$$

это приведет к невязке  $f = b'_n - b_n$ .

Относительная величина этой невязки по модулю не должна превышать установленного предела. Если этот предел не оговорен

в соответствующих нормативных документах, то допустимую невязку вычисляют по формуле

$$|f|/b_n \leq 0,0002 \sqrt{\sum_{i=1}^n (\operatorname{ctg}^2 A_i + \operatorname{ctg}^2 B_i)}; \quad (7.8)$$

для приближенных расчетов  $|f|/b_n \leq 0,0003 \sqrt{n}$ .

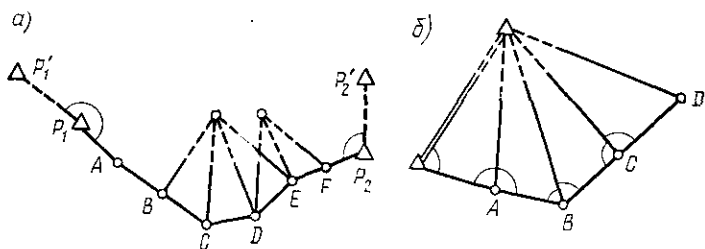


Рис. 7.6. Метод геодезических засечек:  
а — схема хода; б — ход без измерений длин линий

Допустимую невязку распределяют между сторонами треугольников  $b_i$  и  $c_i$  пропорционально его порядковому номеру  $i$ . Так, если в цепи треугольников получена невязка  $f = -0,08$  и  $n = 4$ , то для сторон  $b_1$  и  $c_1$  поправки равны 0,02; для сторон  $b_2$  и  $c_2$  — 0,04 и т. д.

После определения исправленных длин сторон вычисляют координаты точек микротриангуляции. Проще всего из ее сторон образовать теодолитные ходы и вычислить их по схеме, представленной в табл. 7.1. Так, для сети, показанной на рис. 7.5, а, можно взять ход  $A-B-1-2-3-4-C-D$ . Для контроля следует вычислить координаты точек (всех или части) другим способом, например по ходу  $A-B-2-4-D-C$ .

**Метод геодезических засечек.** В 1871—72 гг. известный русский геодезист *Н. Я. Цингер* (1842—1918) при прокладке хода для съемочного обоснования рекомендовал брать дополнительные направления на расположенные вблизи тригонометрические пункты и выдающиеся местные предметы для определения положения засекаемых предметов и контроля измеренных расстояний. Часто такие засечки позволяют избежать линейных измерений в сложных условиях (балок, оврагов и т. п.). Например, длины сторон  $CD$ ,  $DE$  и  $EF$  (рис. 7.6, а) можно получить из последовательного решения треугольников (по стороне и двум углам). В ходе, показанном на рис. 7.6, б, вообще нет необходимости в линейных измерениях. Однако практически в нем следует измерить для контроля хотя бы одну сторону (лучше всего  $CD$ ).

Методика построения геодезических сетей, полностью состоя-

щих из засечек, и оценка их точности подробно рассмотрены в работе проф. А. И. Дурнева (1904—1963) \*.

Методом засечек, как правило, строят лишь некоторые сети специального назначения. В обычных условиях этим методом определяют координаты отдельных точек.

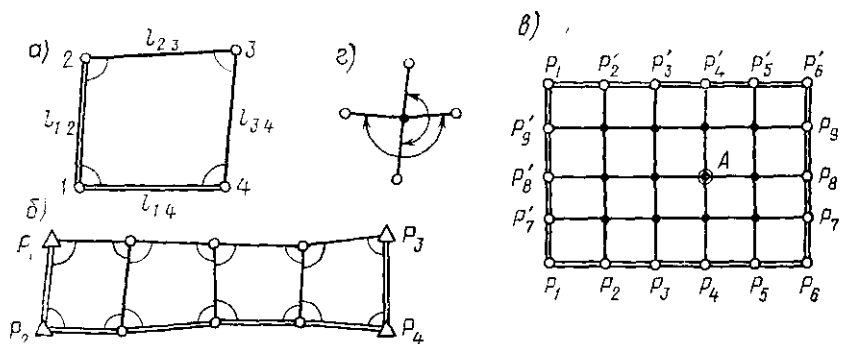


Рис. 7.7. Метод четырехугольников без диагоналей:

а — элемент сети, б — цепь из четырехугольников; в — сетка квадратов; г — измерение углов на внутренних пунктах сетки

**Метод четырехугольников без диагоналей.** Частным случаем сетей, построенных методом геодезических засечек, являются сети из четырехугольников без диагоналей, разработанные проф. И. В. Зубрицким (1901—1964). Основной элемент этих сетей — четырехугольник, в котором известны все четыре угла и длины двух смежных сторон. Решение такого четырехугольника (рис. 7.7, а), т. е. определение длин двух других его сторон, выполняют по формулам

$$l_{2-3} = [l_{1-4} \sin 4 + l_{1-2} \sin (2 + 3)] \operatorname{cosec} 3;$$

$$l_{3-4} = [l_{1-2} \sin 2 + l_{1-4} \sin (4 + 3)] \operatorname{cosec} 3.$$

Эти формулы легко получить, проецируя четырехугольник 1—2—3—4 на направления, перпендикулярные сторонам  $l_{3-4}$  и  $l_{2-3}$ .

Решение четырехугольника без диагоналей существенно сложнее решения двух треугольников (по стороне и трем углам) и при прочих равных условиях менее точно. Поэтому метод четырехугольников без диагоналей (рис. 7.7, б) следует применять лишь в тех случаях, когда нет видимости по диагонали, например в условиях городской (поселковой) квартальной застройки или в лесу с перпендикулярной системой просек. Его можно рекомендовать для разбивки строительной сетки квадратов (см. § 12.2).

На местности разбивают сеть четырехугольников с длиной сторон, равной  $d_0$ , и углами, близкими к  $90^\circ$ . По внешнему контуру этой сети прокладывают теодолитный ход, имеющий вид замкнутого  $n$ -угольника (на рис. 7.7, в  $n = 18$ ), координаты вершин которо-

\* Дурнев А. И. Новые способы построения опорных сетей. М., Геоиздат, 1952

го вычисляют в местной системе координат. При этом за начало принимают пункт  $P_1$ , положительное направление оси абсцисс направляют вдоль стороны  $P_1P'_7$ , а оси ординат — вдоль  $P_1P_2$ . На всех внутренних точках сети измеряют по два угла, не связанных между собой (рис. 7.7, *г*). Эти углы вместе с примычными, измеренными на точках теодолитного хода, позволяют вычислить (с контролем) дирекционные углы всех сторон внутренних ходов, проложенных между точками  $P_i$  и  $P'_i$  теодолитного хода. Далее по ходам, параллельным оси ординат, вычисляют приращения  $\Delta x$ , а по ходам, параллельным оси абсцисс, — приращения  $\Delta y$ . При этом за длину стороны внутреннего хода каждый раз принимают теоретическое значение стороны квадрата  $d_0$ . Так как фактическая длина стороны  $d$  будет отличаться от  $d_0$ , то это расхождение приведет к погрешности, но она в длине стороны незначительно отразится на точности приращений при указанном порядке их вычисления:  $\Delta x$  при условии, что  $\alpha \approx 90$  и  $270^\circ$ , а  $\Delta y$  — при  $\alpha \approx 0$  и  $180^\circ$ . Например, вместо  $d_0 = 100,00$  м фактическая длина стороны  $d = 99,89$  м, а дирекционный угол  $\alpha = 88^\circ 46'$  (вместо  $\alpha_0 = 90^\circ$ ). Тогда точное значение  $\Delta x = 99,89 \cos 88^\circ 46' = 2,150$  м, а приближенное, вычисленное по  $d = d_0$ , будет  $\Delta x = 100,00 \cos 88^\circ 46' = 2,152$  м. Таким образом, даже при грубых допущениях (практически  $(d - d_0)/d_0 < 1/2000$  и  $|\alpha - \alpha_0| < 1^\circ$ ) погрешность оказалась равной 0,002 м, что несущественно при округлении результата до 0,01 м. Поэтому такой прием вычисления  $\Delta x$  и  $\Delta y$  практически можно считать строгим. Сумма приращений увязывается по каждому ходу. Так, для хода  $P'_8P_8$  должно быть выдержано равенство  $\Delta x_1 + \Delta x_2 + \Delta x_3 + \Delta x_4 + \Delta x_5 = x_8 - x'_8$ , а для хода  $P_4P'_4$  — равенство  $\Delta y_1 + \Delta y_2 + \Delta y_3 + \Delta y_4 = y'_4 - y_4$ .

По увязанным приращениям находят координаты точек, например для точки  $A$ , расположенной на пересечении ходов  $P'_8 - P_8$  и

$$x_A = x'_8 + \Delta x_1 + \Delta x_2 + \Delta x_3 = x_8 - \Delta x_5 - \Delta x_4;$$

$$y_A = y_4 + \Delta y_1 + \Delta y_2 = y'_4 - \Delta y_4 - \Delta y_3.$$

Достоинство рассмотренного способа — отпадает необходимость вычисления длины сторон четырехугольников: координаты определяют непосредственно.

**Параллактический метод.** Этот метод сводится к прокладке теодолитных ходов, стороны которых измеряют косвенным способом. Для построения ходов симметричными звеньями (рис. 7.8, *а*) иногда применяют специальную двухметровую рейку (жезл), имеющую на концах марки для точного наведения, а посередине — визирное устройство для приведения рейки в положение, перпендикулярное направлению  $AB$ .

На рис. 7.8, *б* показан полигонометрический ход с несимметричным звеном, где сохраняется условие  $ab \perp AB$ , но середина базиса  $ab$  не лежит в створе  $AB$ . В этом случае

$$AB = d = b \left[ \frac{\cos \varphi'_1 \cos (\varphi_1 - \varphi'_1)}{\sin \varphi_1} + \frac{\cos \varphi'_2 \cos (\varphi_2 - \varphi'_2)}{\sin \varphi_2} \right]. \quad (7.9)$$

Если нет специальных приборов для построения базиса, то параллактическое звено приходится усложнять за счет измерения горизонтальных углов на одном из концов базиса (рис. 7.8, в). Длина стороны

$$AB = d_1 = b_1 \sin(\varphi_1 + \psi_1) \operatorname{cosec} \varphi_1. \quad (7.10)$$

Параллактический метод является гибким, удобным для применения в различных условиях, но он имеет недостаток — измере-

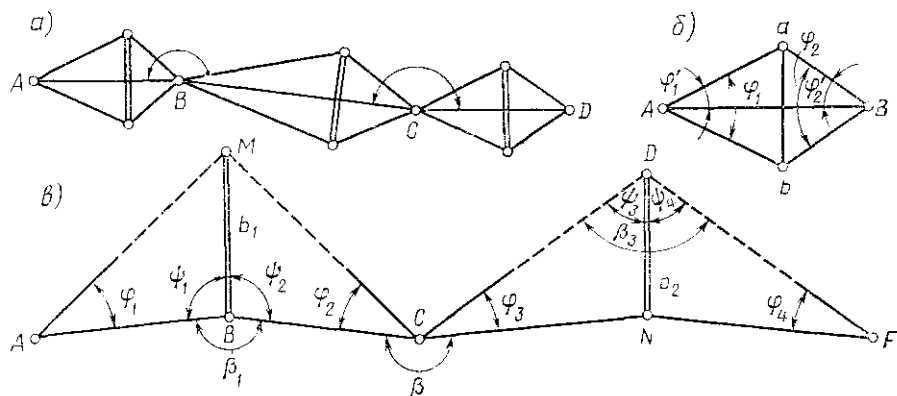


Рис. 7.8. Метод параллактической полигонометрии:

а — параллактический ход; б — симметричное звено; в — звенья хода с измеренными углами при базисе

ние малых, параллактических углов следует выполнять с высокой точностью, а визирный луч, проходящий близко к земной поверхности (и различным предметам местности), может существенно отклоняться (искривляться) за счет боковой рефракции, вызываемой неоднородностью по плотности и влажности тех слоев воздуха, через которые он проходит. Поэтому приходится учитывать систематическую погрешность в линейных измерениях, для обнаружения которой рекомендуется часть сторон, измеренных параллактическим методом, определить другим методом.

#### § 7.4. Определение отдельных точек засечками

**Основные положения.** Определение координат отдельных точек относительно исходных пунктов основано на том положении, что плановое положение каждого нового пункта сети относительно предшествующих требует измерения двух элементов (углов, расстояний), связывающих этот пункт с исходными. Для контроля кроме необходимых двух элементов следует измерить дополнительный третий.

Определение координат точки по элементам, измеренным или построенным на ней или на исходных пунктах, называют *засечкой*. Они бывают угловые прямые, выполняемые с исходных опорных пунктов (рис. 7.9, а); линейные (рис. 7.9, б); линейно-угловые

(рис. 7.9, в); обратные, выполняемые на определяемой точке (рис. 7.9, г); комбинированные, выполняемые на определяемой точке и с исходных пунктов (рис. 7.9, д).

**Прямые засечки.** Решение прямых засечек сводится к решению треугольников по трем углам и стороне (угловые засечки) и по трем сторонам (линейные засечки). В первом случае вычисления следует выполнять по схеме (см. табл. 7.2), а во втором случае — по формулам  $\cos A = (S^2 - a^2)/bc$ ;  $\cos B = (S^2 - b^2)/ac$ , где  $S^2 = (1/2)(a^2 + b^2 + c^2)$   $AB = c$ .

**Обратная засечка.** Решение обратной засечки сводится к решению прямой засечки. Для этого достаточно ограничиться двумя измеренными углами, например 1 и 2. Обозначив углы при исходных опорных пунктах  $A$  и  $C$  соответственно  $A$  и  $C$  и используя эти углы и измеренные 1 и 2, найдем дважды значение стороны:

$$BI = (d_{AB}/\sin 1) \sin A = (d_{BC}/\sin 2) \sin C, \quad (7.11)$$

где  $1 = \beta_1$ ;  $2 = \beta_2$ .

Обозначив  $d_{AB}/\sin 1 = c$ ;  $d_{BC}/\sin 2 = a$ , получим

$$a/\sin A = c/\sin C. \quad (7.12)$$

Таким образом, углы  $A$  и  $C$  являются углами плоского треугольника, противолежащие им стороны которого равны  $a$  и  $c$ , а угол  $B'$ , заключенный между этими сторонами, определяют по формуле  $B' = 180^\circ - (A + C) = B + 1 + 2 - 180^\circ$ .

Из решения треугольника по длинам сторон  $a$ ,  $c$  и углу  $B'$  находят углы:  $\text{ctg } A = (c/a - \cos B') \text{cosec } B'$ ,  $\text{ctg } C = (a/c - \cos B') \times \text{cosec } B'$ , а из решения треугольников  $AIB$  и  $BIC$  — длины сторон  $AI$ ,  $BI$  и  $CI$ , на них передают дирекционные углы и вычисляют приращения координат, а затем координаты точки  $I$ .

**Комбинированные засечки.** Решение комбинированных засечек обычно сводят к вариантам решения прямых и обратных засечек. Для контроля засечки по координатам определяемой точки и исходных пунктов вычисляют значения контрольного элемента, которые сравнивают с измеренными. Рациональное использование контрольных измерений требует совместного уравнивания всех измерений.

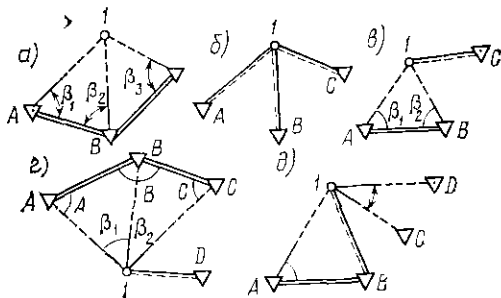
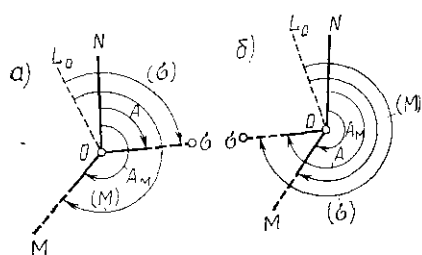


Рис. 7.9. Определение отдельной точки засечкой



## § 7.5. Определение азимута направления из астрономических наблюдений

**Определение азимута по часовому углу.** Азимут  $A_M$  направления  $OM$  (рис. 7.10) из наблюдения светила  $\sigma$  (Солнца, Полярной звезды) определяют следующим образом:



измеряют на точке  $O$  горизонтальный угол  $\sigma OM$  между направлениями на светило ( $\sigma$ ) и на местный предмет ( $M$ ):  $\angle \sigma OM = (M) - (\sigma) = Q$ ;

вычисляют азимут  $A$  направления  $O\sigma$  на светило (центр Солнца, Полярную звезду) на момент наблюдения этого направления и определяют искомый азимут:

Рис. 7.10. Определение истинного азимута:

$a$  — светило  $\sigma$  к востоку от меридиана,  
 $b$  — светило  $\sigma$  к западу от меридиана

$$A_M = A + Q. \quad (7.13)$$

Для вычисления значения азимута светила достаточно знать координаты точки наблюдения: широту  $\varphi$  и долготу  $\lambda$  с точностью до  $1'$ . Кроме того, нужно иметь Астрономический ежегодник СССР, а также выверенные часы, позволяющие отсчитывать время с точностью до нескольких секунд. Применительно к этим условиям

$$\operatorname{tg} A = \sin t / (\sin \varphi \cos t - \cos \varphi \operatorname{tg} \delta), \quad (7.14)$$

где  $\delta$  — склонение светила,  $t$  — его часовой угол.

Величины  $\delta$  и  $t$  — координаты светила — определяют его положение на момент наблюдения  $T$ , фиксируемый по московскому времени. Склонение  $\delta$  и компоненты, определяющие часовой угол  $t$ , выбирают из Астрономического ежегодника на момент наблюдения. Так, часовой угол  $t_{\odot}$  центра Солнца с достаточной для инженерных целей точностью находят по формуле

$$t_{\odot} = T_0 + E + \lambda, \quad (7.15)$$

где  $T_0$  — всемирное время,  $E$  — уравнение времени плюс  $12^h$  (часов). Для летнего периода (с 1 апреля по 30 сентября)  $T_0 = T - 4^h$ , а для зимнего (с 1 октября по 31 марта)  $T_0 = T - 3^h$ .

**Определение азимута по Полярной звезде.** Полярная звезда имеет склонение  $\delta$ , близкое к  $90^\circ$ , что позволяет от формулы (7.14) перейти к следующей приближенной:

$$A = -(90^\circ - \delta) \sec \varphi \sin (t + \varepsilon), \quad (7.16)$$

где  $\varepsilon = (90^\circ - \delta) \operatorname{tg} \varphi \sin t$ .

Знак «+»  $A$  указывает, что Полярная звезда наблюдалась на восток от меридиана, а «-» — на запад. Часовой угол Полярной звезды

$$(360^\circ - t) = T_0 + s_0 - \alpha + \lambda, \quad (7.17)$$

где  $s_0$  — звездное время в гринвичскую полночь;  $\alpha$  — прямое восхождение Полярной звезды ( $s_0$  и  $\alpha$  выбирают из Астрономического ежегодника).

Точность определения азимута по Солнцу 1—2', а по Полярной звезде 20—60".

## ГЛАВА 8. ВЫСОТНОЕ СЪЕМОЧНОЕ ОБОСНОВАНИЕ

### § 8.1. Сущность и методы нивелирования. Геометрическое нивелирование

*Нивелированием* называется определение высот точек местности относительно принятой исходной поверхности или их разностей — превышений одних точек над другими. Существует несколько методов нивелирования: геометрическое, тригонометрическое, физическое, механическое, стереофотограмметрическое. При *геометрическом* нивелировании пользуются горизонтальным лучом визирования, который получают преимущественно с помощью приборов, называемых *нивелирами*; при *тригонометрическом* нивелировании — наклонным лучом визирования. На местности измеряют углы наклона и расстояния между нивелируемыми точками для вычисления превышений (разности высот) между ними.

К физическим методам нивелирования относятся барометрическое, гидростатическое и аэронивелирование. *Барометрическое нивелирование* — определение высот точек местности или превышений путем измерения давления воздуха. *Гидростатическое* нивелирование основано на свойстве сообщающихся сосудов, в которых свободная поверхность жидкости всегда находится на одном уровне. *Аэронивелирование* производится с самолета с помощью приборов, позволяющих определять высоту самолета над земной поверхностью и изменение высоты в полете.

*Механическое* нивелирование производится с помощью приборов, устанавливаемых на велосипедных рамах, автомобилях и дрелинах, при движении автоматически фиксирующих расстояния, высоты и профиль местности, по которой продвигался прибор.

При *стереофотограмметрическом* нивелировании фотографируют одну и ту же местность (с земли или с воздуха) с двух различных точек. По полученным снимкам определяют относительные высоты точек.

**Геометрическое нивелирование.** Различают два способа геометрического нивелирования: из середины и вперед.

**Нивелирование из середины.** Для определения превышения  $h$  точки  $B$  над точкой  $A$  (рис. 8.1, а) устанавливают нивелир — прибор, предназначенный для получения горизонтального луча визирования на одинаковых расстояниях между ними, — и приводят визирную ось его в горизонтальное положение. В точках  $A$  и  $B$  ставят вертикально нивелирные рейки с нанесенными на них сантиметровыми делениями, счет которых идет от их нижних концов вверх. Визируя последовательно горизонтальным лучом на рей-

ки, берут отсчеты по задней  $AC=З$  и передней  $BD=П$  рейкам. Тогда

$$h=З-П, \quad (8.1)$$

т. е. превышение  $h$  равно отсчету по задней ( $З$ ) минус отсчет по передней ( $П$ ) рейкам; превышение может быть или положительным или отрицательным.

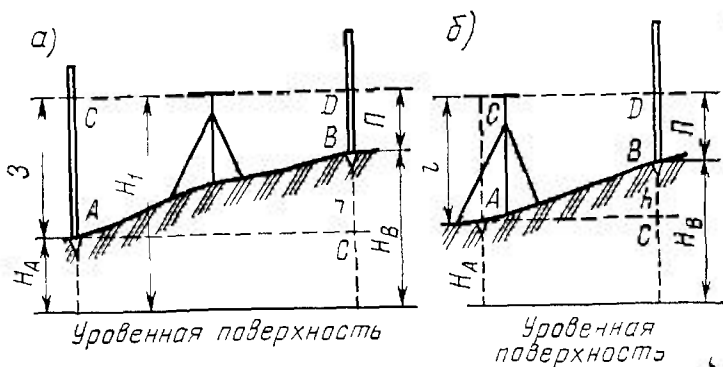


Рис 8.1 Схемы геометрического нивелирования:  
а — из середины; б — вперед

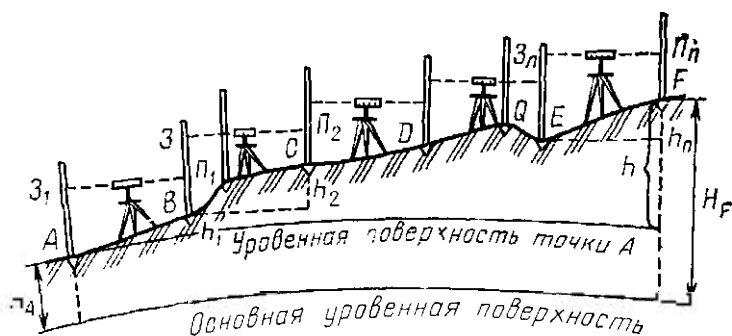


Рис 8.2 Последовательное нивелирование

Если высота  $H_A$  точки  $A$  известна, то высота точки  $B$

$$H_B = H_A + h, \quad (8.2)$$

т. е. высота последующей точки ( $B$ ) равна высоте предыдущей точки ( $A$ ) плюс превышение  $h$ , или

$$H_B = (H_A + З) - П = ГН - П, \quad (8.3)$$

т. е. высота последующей точки равна горизонту нивелира ( $ГН$ ) минус отсчет по рейке, находящейся на этой точке.

Нивелирование вперед. Нивелир устанавливают над точкой  $A$  (рис. 8.1, б), измеряют его высоту  $i$  и берут отсчет  $BD=П$  по рейке, установленной на точке  $B$ . Тогда

$$h=i-П, \quad (8.4)$$

т. е. превышение равно высоте нивелира минус отсчет по передней рейке.

Предельное расстояние от нивелира до реек при нивелировании 100—150 м. Следовательно, с одной станции, если позволяют условия местности, можно нивелировать точки, расстояния между которыми не превышают 200—300 м. Расстояния большей протяженности нивелируют с нескольких станций, связанных между собой общими точками. В этом случае превышение  $h$  точки  $F$  над точкой  $A$  и высота точки  $F$  (рис. 8.2) соответственно

$$h = h_1 + h_2 + \dots + h_n = \sum 3 - \sum П, \quad (8.5)$$

$$H_F = H_A + h, \quad (8.6)$$

где  $n$  — число превышений.

Точки, общие для двух соседних станций, называют *связующими*, например  $B, C, D$  и  $E$ , высоты которых, как правило, вычисляют по превышениям. Точки  $П, Q$  называют *промежуточными*; их высоту вычисляют по горизонту нивелира.

## § 8.2. Влияние кривизны Земли и рефракции на нивелирование

При нивелировании надо учитывать кривизну Земли и явление земной рефракции, когда визирный луч, проходя через слои воздуха разной плотности, преломляется и идет не по прямой, а по кривой линии, называемой *рефракционной*.

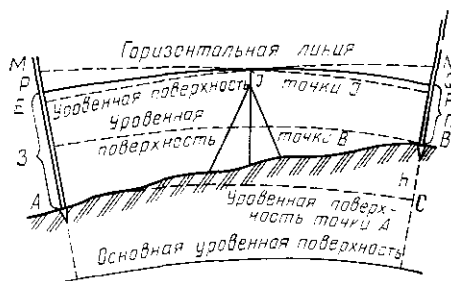


Рис. 8.3. Влияние кривизны Земли и рефракции при нивелировании

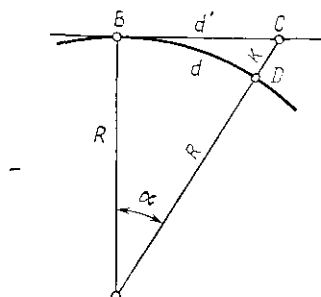


Рис. 8.4. Влияние кривизны Земли на превышения

Превышение точки  $B$  над точкой  $A$  (рис. 8.3) как расстояние между уровнями поверхностями, проходящими через эти точки, будет  $h = EA - FB$ , но  $EA = PA - (ME - MP)$  и  $FB = QB - (NF - NQ)$ . Следовательно,

$$h = [PA - (ME - MP)] - [QB - (NF - NQ)]. \quad (8.7)$$

Величины  $ME$  и  $NF$ , обозначаемые соответственно  $K_1$  и  $K_2$ , являются поправками в отсчеты по рейкам за кривизну Земли:

$$K_1 = d_1^2 / (2R); \quad K_2 = d_2^2 / (2R). \quad (8.8)$$

Действительно, если на некотором участке сферы радиуса  $R$  (рис. 8.4) длина дуги  $BD=d$  заменена касательной  $BC=d'$ , то отрезок  $CD=K$  будет поправкой за кривизну Земли. Из рис. 8.4 следует, что  $(R+K)^2=R^2+d'^2$ , откуда

$$2RK + K^2 = d'^2. \quad (8.9)$$

Поправка  $K$  в сравнении с радиусом Земли  $R$  весьма мала, а отрезок  $d'$  из-за малой величины угла  $\alpha$  можно принять за дугу  $d$ , тогда

$$K \approx d^2/(2R), \quad (8.10)$$

где  $d$  — расстояние от нивелира до рейки.

Вследствие земной рефракции визирные лучи пойдут не по линиям  $JE$  и  $JF$  (см. рис. 8.3), а по  $JP$  и  $JQ$ , отклоненным от горизонтальной на величины  $r_1=MP$  и  $r_2=NQ$ . Если допустить, что рефракционная кривая приближенно является дугой окружности радиуса  $R_1$ , то, аналогично (8.10), поправки за рефракцию

$$r_1 = d_1^2/(2R_1) \quad \text{и} \quad r_2 = d_2^2/(2R_1). \quad (8.11)$$

Радиус рефракционной кривой  $PJQ$  зависит от температуры, плотности, влажности воздуха и др. Отношение радиуса Земли  $R$  к радиусу  $R_1$  называют *коэффициентом земной рефракции*, т. е.  $k=R/R_1 \approx 0,14$  или

$$R_1 = R/k. \quad (8.12)$$

Подставляя в (8.11) значение  $R_1$  из (8.12), получим

$$r = 0,14 [d^2/(2R)]. \quad (8.13)$$

Суммарная поправка  $f$  за кривизну Земли и рефракцию в каждый из отчетов по вертикально поставленным в точках  $A$  и  $B$  рейкам — (задней  $З$  и передней  $П$ ) будет  $f=K-r$ ; с учетом (8.10) и (8.12)  $f=[d^2(1-k)]/(2R)$ . При  $k=0,14$

$$f = 0,43 (d^2/R) \quad (8.14)$$

с учетом изложенного

$$h = (З - f_1) - (П - f_2) = З - П + (f_2 - f_1). \quad (8.15)$$

Если расстояния от нивелира до реек равны между собой, то  $f_1=f_2$  и  $h=З-П$ , т. е. нивелированием из середины влияние кривизны Земли и рефракции за превышение исключается, а при нивелировании по способу вперед его надо учитывать, особенно при значительном расстоянии от нивелира до рейки. Приближенно считают, что при  $d=50$  м  $f=0,17$  мм, при  $d=100$  м влияние рефракции увеличивается в четыре раза:  $f=0,68$  мм.

### § 8.3. Нивелиры, их устройство и поверки. Нивелирные рейки

ГОСТ 10528—76 утверждены к серийному выпуску три типа нивелиров (табл. 8.1): *высокоточные* Н-05; *точные* Н-3 и *технические* Н-10. Числа в шифре нивелира означают допустимую среднюю квадратическую погрешность, получаемую при нивелировании на 1 км двойного хода. Кроме того, числа, стоящие впереди Н, — номера последующих моделей. Нивелиры всех типов в зависимости от устройства, применяемого для приведения линии визирования в горизонтальное положение, выпускают в двух исполнениях: *с уровнем при зрительной трубе и с компенсатором углов наклона*. При наличии компенсатора к шифру нивелира добавляется К. Нивелиры типов Н-3 и Н-10 допускается изготавливать с *лимбом для измерения горизонтальных углов*. При наличии лимба к шифру нивелира добавляется Л.

Таблица 8.1

Характеристики	Типы нивелиров		
	Н-05	Н 3	Н 10
Средняя квадратическая погрешность превышения на 1 км двойного хода, мм, не более	0,5	3	10
Увеличение зрительной трубы, крат, не менее	40	30	20
Наименьшее расстояние визирования, м, не более	5	2	2
Коэффициент нитяного дальности	$(100 \pm 1) \%$	$(100 \pm 1) \%$	$100 \pm 1 \%$
Цена деления уровня на 2 мм:			
установочного, мин	$(5 \pm 1)'$	$(10 \pm 2)'$	$(10 \pm 2)'$
при трубе, с	$(10 \pm 1)''$	$(15 \pm 1,5)''$	$(45 \pm 5)''$
Масса, кг, не более:			
нивелира	6	3	2
укладочного футляра	5	2,5	2

**НИВЕЛИР Н-3.** Этот прибор (рис. 8.5) крепят к штативу с помощью станového винта и пружинящей пластины 1. В отвесное положение ось вращения нивелира устанавливают по круглому уровню 4 с помощью подъемных винтов 2, винтовая нарезка которых входит в гнезда подставки 3. Для приближенного наведения трубы 7 на рейку служит мушка над объективом зрительной трубы нивелира, а для точного — наводящий винт 11 при закрепленной трубе винтом 10. Винт кремальеры 6 служит для фокусировки трубы 7, а резкость изображения сетки нитей достигается вращением окулярной трубочки 8.

Перед каждым отсчетом по рейке визирную ось нивелира устанавливают в горизонтальное положение с помощью элевационного

винта 5 по цилиндрическому уровню. Изображения половинок концов пузырька уровня через систему призм передаются в поле зрения трубы (рис. 8.5, б). Если центр пузырька уровня 9 вращением элевационного винта 5 совместить с нуль-пунктом ампулы, то произойдет оптический контакт — изображения половинок концов пузырька уровня будут равными по длине и образуют в верхней части один овал. При наклоне оси уровня контакт нарушается.

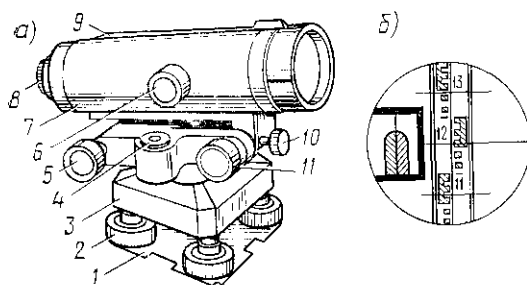


Рис. 85. Нивелир Н-3 (а) и поле зрения трубы (б):

1 — пружинящая пластина со втулкой, 2 — подъемный винт; 3 — подставка (трегер); 4 — круглый уровень; 5 — элевационный винт; 6 — кремальера, 7 — корпус зрительной трубы; 8 — окуляр, 9 — цилиндрический уровень; 10 — закрепительный винт, 11 — наводящий винт

вижно закрепленная призма и нижняя, подвешенная на четырех стальных нитях; она придает визирному лучу горизонтальное положение.

**НИВЕЛИР Н-10КЛ.** Он (рис. 8.7) состоит из двух основных частей: нижней неподвижной части с тремя подъемными винтами 4 и верхней с горизонтальным лимбом, вращающейся относительно нижней на  $360^\circ$ . В верхней части нивелира укреплены зрительная труба, ось вращения которой приводится в вертикальное положение круглым установочным уровнем. Визирная ось наводится поворотом верхней части нивелира.

Перед поверками нивелира при его осмотре убеждаются в отсутствии механических повреждений, в свободном и плавном вращении верхней части прибора и в устойчивости его на штативе.

**Проверки нивелиров Н-3 и Н-10.** Эти приборы должны удовлетворять следующим геометрическим условиям.

1. *Ось круглого уровня должна быть параллельна оси вращения нивелира.* Тремя подъемными винтами приводят пузырек круглого уровня в центр ампулы и поворачивают верхнюю часть нивелира на  $180^\circ$ . Если после этого пузырек уровня останется в центре ампулы, то условие выполнено. В противном случае исправительными винтами круглого уровня перемещают пузырек к центру ампулы на половину дуги отклонения, а затем подъемными винтами

**НИВЕЛИР Н-3К.** Общий вид нивелира Н-3К показан на рис. 8.6; его основные параметры те же, что и нивелира Н-3. Предварительное наведение линии визирования нивелира на рейку осуществляется от руки, а точное — вращением бесконечного наводящего винта 1. Предел работы компенсатора не менее  $15'$ , время затухания колебаний подвесной системы не более 2 с. Основные части компенсатора, обеспечивающие постоянство фокусировки и повышение точности его работы, — верхняя непод-

приводят его в центр. Поверку повторяют до полного выполнения условия.

2. Одна из нитей сетки должна быть перпендикулярна оси вращения нивелира. С помощью круглого уровня ось вращения ни-

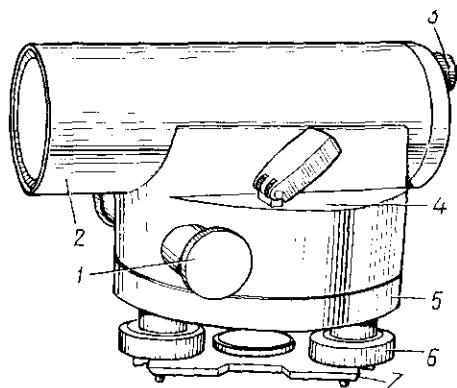


Рис. 8.6. Нивелир Н-ЗК:

1 — наводящий винт; 2 — зрительная труба с компенсатором; 3 — окуляр; 4 — круглый уровень с исправительными винтами; 5 — подставка нивелира; 6 — подъемный винт; 7 — пружинящая пластина со втулкой

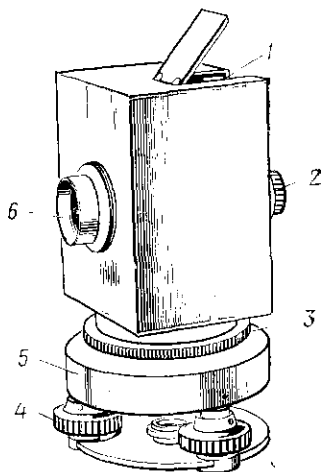


Рис. 8.7. Нивелир Н-10КЛ:

1 — круглый уровень; 2 — окуляр зрительной трубы; 3 — горизонтальный круг с лимбом; 4 — подъемные винты; 5 — подставка; 6 — объектив зрительной трубы

велира устанавливают в отвесное положение. Наводят пересечение нитей сетки на неподвижную рейку, установленную на расстоянии  $(20 \pm 5)$  м, и замечают точку наведения (отсчет). Если при вращении трубы с помощью наводящего винта горизонтальная нить не уклоняется от точки наведения, т. е. отсчет по рейке остается неизменным, то условие выполнено. В противном случае отвинчивают и снимают окулярную часть зрительной трубы и за счет люфта в отверстиях для винтов, удерживающих оправку сетки в корпусе трубы, поворачивают сетку. Выполнение этого условия обеспечивается заводом.

3. Визирная ось должна быть параллельна оси цилиндрического уровня (главное условие). Это условие проверяют двойным нивелированием одного и того же отрезка линии длиной 50—80 м. В конечных точках линии забивают в землю колышки А и В (рис. 8.8). Нивелированием по способу вперед при установке нивелира сначала в точке А, а затем в точке В дважды определяют превышение  $h = BC$ . При

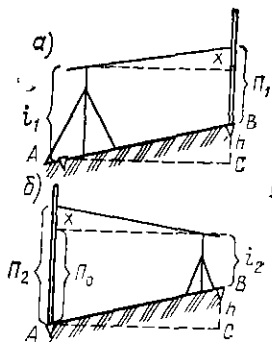


Рис. 8.8. К проверке главного условия нивелира



этом если визирная ось не параллельна оси цилиндрического уровня, то отсчеты по рейке  $\Pi_1$  и  $\Pi_2$  будут ошибочны на величину  $x$ . Из рис. 8.8, а, б следует, что  $h = i_1 + x - \Pi_1$  и  $h = \Pi_2 - x - i_2$ , откуда  $i_1 + x - \Pi_1 = \Pi_2 - x - i_2$  или

$$x = 0,5(\Pi_1 - \Pi_2) - 0,5(i_1 + i_2). \quad (8.16)$$

Величина  $x$  не должна быть более  $\pm 4$  мм. В противном случае на второй станции с помощью элевационного винта наводят среднюю нить сетки на отсчет по рейке  $\Pi_0 = \Pi_2 - x$ , а затем вертикальными исправительными винтами цилиндрического уровня точно совмещают изображения половинок концов уровня, видимые в поле зрения трубы.

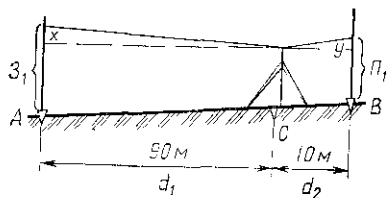


Рис. 8.9. К проверке главного условия у нивелира с компенсаторами

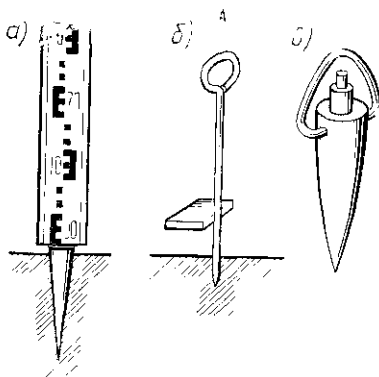


Рис. 8.10. Рейка РН-10 на колышке, трость, костыль

4. *Визирная ось должна сохранять неизменное положение при фокусировании трубы.* На ровной местности по полуокружности радиусом 50 м забивают примерно через 15—20 м ряд колышков с ровно спиленными головками и каждый нивелируют дважды: из центра полуокружности при строго равных плечах и из точки, лежащей примерно в 10 м за пределами полуокружности. Дважды вычисляют превышения между начальной точкой на полуокружности и последующими. По разностям между одноименными превышениями судят о влиянии хода фокусирующей линзы на положение визирной оси. При колебании разностей более 4—6 мм нивелир подлежит ремонту.

**Проверки нивелиров Н-3К и Н-10К.** Наличие у таких нивелиров ломаных зрительных труб затрудняет измерение высоты прибора. Поэтому для проверки главного условия на местности в конечных точках линии длиной 100 м забивают колышки А и В (рис. 8.9). Точно посередине между ними устанавливают нивелир и определяют превышение  $h = Z - \Pi$ . Оно будет свободно от всех погрешностей прибора. Затем нивелир переносят в точку С и повторно определяют превышение  $h_1 = Z_1 - \Pi_1$  между точками А и В. Если разность  $h - h_1 = f > 2$  мм, то рассчитывают поправки в отсчеты по дальней ( $x$ ) и ближней ( $y$ ) рейкам:

$$x = d_1 f / (d_1 - d_2), \quad y = d_2 f / (d_1 - d_2), \quad (8.17)$$

$d_1, d_2$  — расстояния от нивелира до дальней и ближней реек.

Затем перемещают сетку нитей с помощью исправительных винтов так, чтобы отсчет по дальнейшей рейке был равным  $Z_1-x$ . После исправления поверку повторяют. Остальные поверки аналогичны поверкам Н-3.

**Нивелирные рейки.** Согласно ГОСТ 11158—76, установлено три типа реек: РН-05 — для нивелирования I и II классов; РН-3 — для нивелирования III и IV классов и инженерно-геодезических изысканий; РН-10 — для технического нивелирования и строительных работ (рис. 8.10, а). Рейки РН-3 и РН-10, предназначенные для нивелирования с погрешностями соответственно 3 и 10 мм на 1 км хода, имеют двусторонние сантиметровые шашечные деления: на одной стороне они нанесены черным цветом и начало счета их совпадает с нижней плоскостью пятки рейки, а на другой — красным и подписаны так, что с нижней плоскостью пятки совпадает отсчет, равный 4687 или 4787 мм. Рейки РН-3 имеют круглые уровни с исправительными винтами и защитным кожухом. При нивелировании их ставят на вбитые в землю колышки или переносные трости или костыли (рис. 8.10, а—в).

**Компарирование реек.** Перед началом работы с помощью контрольного метра, представляющего собой металлическую линейку таврового сечения, проверяют правильность метровых и дециметровых делений рейки. На одном скошенном крае такого метра нанесены деления через 0,2 мм, на другом — через 1 мм, а на верхнем ребре укреплены две подвижные лупы, с помощью которых производят отсчеты. Рейку кладут горизонтально. Края дециметровых делений отмечают штрихами по линейке остро отточенным карандашом. На рейку накладывают контрольный метр и дважды измеряют длины отрезков между делениями 1—10, 10—20 и 20—30 дм, а затем длины дециметровых делений. Допустимая разность между этими значениями и средней длиной метра пары реек комплекта не должны превышать 0,8 и 1,5 мм для реек соответственно РН-3 и РН-10.

#### § 8.4. Нивелирование IV класса. Техническое нивелирование

**Нивелирование IV класса.** При нивелировании IV класса определяют высоты реперов, служащие для высотного обоснования топографических съемок и решения инженерных задач. Его выполняют в одном направлении по способу из середины ходами, опирающимися обоими концами на знаки нивелирования старших классов или образующими замкнутые ходы (полигоны).

**Полевые работы.** В соответствии с предварительно составленным проектом нивелирных ходов через 6—7 км закладывают на местности за сутки стенные или за 10 дней грунтовые реперы в местах, не подверженных оползням, разработкам и т. п. На каждой станции, приведя нивелир в рабочее положение, а рейки — на прочно вбитые в землю костыли или трости, визируют на черную сторону задней рейки, берут отсчеты по верхней (1) и средней (2) нитям сетки и записывают их в журнал нивелирова-

ния (табл. 8.2), затем визируют на черную сторону передней рейки и берут отсчеты по верхней (3) и по средней (4) нитям сетки. Поворачивают переднюю рейку красной стороной к наблюдателю, берут по ней отсчет (5) по средней нити сетки, визируют на красную сторону задней рейки и берут отсчет (6) по средней нити сетки.

Таблица 82

Номер станции Номер пикета	Дальномер ные расстоя ния до задних и передних реек	Отсчеты по рейке, мм		Превышения $h$ , мм	Средние превышения $h_{ср}$ , мм
		задней $a$	передней $b$		
<u>1</u> № 601—1	370 (7) 368 (8)	226 (1) 596 (2) 5283 (6)	541 (3) 909 (4) 5695 (5)	—313 (11) —412 (12)	—312 (13)
		4687 (9)	4786 (10)	+ 99 (14)	
<u>2</u> 1—2	321 320	444 765 5552	652 972 5659	—207 —107	—207
		4787	4687	—100	
<u>3</u> 2—3	301 305	227 528 5215	406 711 5498	—183 —283	—183
		4687	4787	+100	
<u>4</u> 3—4	281 283	890 1171 5958	1186 1469 6158	—298 —200	—299
		4787	4689	— 98	
Контрольные вычисления	2549 (19)	23568 (15) 25571 —2003 (20)	25571 (16)	—2003 (17)	—1001 (18)

У нивелиров с цилиндрическими уровнями перед каждым отсчетом (элевационным винтом) совмещают центр пузырька уровня с нуль-пунктом ампулы.

Отсчеты по верхней нити берут только для контрольного вычисления расстояний от нивелира до реек, которое в среднем допуска-

ют не более 100 м при неравенстве на станции не более 5 м; их предварительно отмеряют тонким тросом или просмоленной бечевой.

При переходе на следующую станцию передний реечник остается на месте и становится задним, а задний переходит на следующую точку и становится передним. Рейки и нивелир располагают так, чтобы визирный луч проходил не ниже 0,2 м от поверхности земли. При перерывах нивелирование заканчивают на постоянном или временном репере (см. рис. 6.17). Нивелирование через реки, овраги и другие препятствия см. в § 11.7.

**Обработка материалов.** Исходными данными для вычисления высот реперов служат высоты марок и реперов нивелирования старших классов. Предварительно проверяют результаты компанирования реек и вычислений в журналах нивелирования (см. табл. 8.2) После вычисления средних превышений (13) для каждой страницы журнала делают постраничный контроль: подсчитывают суммы отсчетов по средней нити для черной и красной сторон задней (15) и передней (16) реек; суммы превышений (17), средних превышений (18), дальномерных расстояний (19) и разность (20) = 2 (18). Далее заполняют ведомость превышений и вычисления высот реперов (табл. 8.3), в которую из журнала нивелирования (см. табл. 8.2) выписывают соответствующие данные. Для замкнутого хода алгебраическая сумма всех средних превышений должна быть равна нулю ( $\sum h_{cp} = 0$ ), а для разомкнутого хода, проложенного между двумя реперами  $R_1$  и  $R_2$  с известными для них высотами  $H_1$  и  $H_2$ , — разности высот этих реперов ( $\sum h_{cp} = H_2 - H_1$ ).

Нивелирование сопровождается систематическими и случайными погрешностями, которые приводят к образованию невязок в превышениях хода. Главнейшие источники погрешностей: негоризонтальность линии визирования, погрешность в отсчете по рейке, погрешности нивелира, оседание или выпучивание его и костылей на станции, наклон рейки, действие земной рефракции, нагревание нивелира солнечными лучами, действие ветра, оседание марок и реперов. Суммарное их влияние приводит к образованию невязок в превышениях: для разомкнутого и замкнутого хода соответственно

$$f_h = \sum h - (H_2 - H_1); \quad (8.18)$$

$$f_h = \sum h. \quad (8.19)$$

Для нивелирования IV класса допустимая невязка (в мм)

$$f_{h \text{ доп}} \leq 20 \sqrt{L}, \quad \text{или} \quad f_{h \text{ доп}} \leq 5 \sqrt{n}, \quad (8.20)$$

где  $L$  — длина хода, км;  $n$  — число станций в ходе.

Если  $f_h$  допустима, ее распределяют на превышения пропорционально длинам линий между ними или числу штативов (станций) между реперами, получая для каждого среднего превышения по-

Нивелированный знак (год его закладки)	Местоположение нивелирного знака	Расстояние, км	Расстояние от начального пункта, км	Дата проложения хода	Число штабифов	Измеренные превышения и поправки, мм	Высота над уровнем моря, м
Марка 601 (1958)	С. Ивановка, здание школы	2,8	0	4.X 82	13	+8 +9483	251,768
Грунт реперный 12 (1982)	У моста на дороге из Ивановки в с. Уть	2,7	2,8	4.X 82	12	+8 +7514	261,259
Стенной репер 13 (1982)	С. Терюха, здание почты	1,6	5,5	5.X 82	8	+5 -2876	268,781
Временной репер 1 — столб (1982)	У перекрестка дорог Гомель — Довск, с. Терюха — ст. Сидорово	4,7	7,1	5.X 82	25	+15 +3771	265,910
Стенной репер 217 (1958)	Ст. Сидорово здание вокзала		11,8				269,696
		11,8			58	+17892	

правки, которые записывают над ними (см. табл. 8.3) со знаком, противоположным знаку невязки. По исправленным превышениям вычисляют высоты реперов (см. табл. 8.3).

**Техническое нивелирование.** Оно используется для решения инженерно-технических задач при строительстве и эксплуатации железнодорожного транспорта. Для технического нивелирования, выполняемого способом последовательного нивелирования (см. рис 8.2) предельная невязка хода (мм)

$$f_{h \text{ доп}} \leq 50 \sqrt{L} \text{ или } f_{h \text{ доп}} \leq 10 \sqrt{n}. \quad (8.21)$$

Для определения превышений связующих точек на каждой станции, приведя нивелир в рабочее положение, берут отсчеты только по средней нити по черной (1) и красной (2) сторонам задней, а потом по черной (3) и красной (4) сторонам передней реек (см. табл. 8.2).

Убедившись в правильности отсчетов по рейкам, находившимся на связующих точках, производят отсчеты по средней нити только по черной стороне рейки, устанавливаемой последовательно на промежуточных точках задним реечником. Высоты связующих точек вычисляют по превышениям, а промежуточных точек — через горизонт нивелира [см. (8.2), (8.3)].

**Высотная привязка нивелирного хода.** Она заключается в определении отметок точек нивелирного хода передачей их от пунктов опорной геодезической сети — марок и реперов, высоты которых получены из нивелирования высших классов (см. § 11.8).

### § 8.5. Точные нивелиры и рейки

В практике строительства и эксплуатации железнодорожных мостов и тоннелей при создании высотной геодезической основы для разбивочных работ и наблюдений за осадками сооружений железнодорожного транспорта производят нивелирование II и III классов, используя соответственно нивелиры Н-3 и Н-05 и рейки РН-3 и РН-05.

**НИВЕЛИР Н-05.** Высокоточный нивелир Н-05 (рис. 8.11) с оптическим микрометром (плоскопараллельной пластинкой), шкала которого состоит из 100 делений по 0,05 мм, предназначен для определения превышений со средней квадратической погрешностью не более 0,5 мм на 1 км двойного нивелирного хода. Средняя квадратическая погрешность измерения превышения на станции при расстояниях от нивелира до реек 30 и 50 м не более соответственно 0,15 и 0,20 мм. Зрительная труба нивелира с увеличением не менее  $40\times$  предохраняется зонтом от влияния неравномерного одностороннего нагрева. Подставка нивелира с тремя подъемными винтами 2 и укрепленной на них пружинящей пластинкой 1 с втулкой для станového винта является неподвижной частью прибора.

Верхняя подвижная часть нивелира состоит из зрительной трубы с внутренней фокусировкой и укрепленным на ней контактным цилиндрическим уровнем с призменной системой для наклона зрительной трубы в вертикальной плоскости в пределах  $\pm 10'$ , имеющим откидное зеркало для его подсветки, и отсчетной шкалы; установочного (круглого) уровня 3 с ценой деления около  $5'$  на 2 мм, связанного с втулкой вертикальной оси вращения нивелира; механизма для наклона стеклянной плоскопараллельной пластинки и оптического микрометра, наводящего винта и оптического клина, являющегося одновременно и защитным стеклом зрительной трубы. С правой стороны нивелира расположены наводящий и элевационный винты. Последний предназначен для наклона зрительной трубы в вертикальной плоскости. Поле зрения нивелира показано на рис. 8.12.

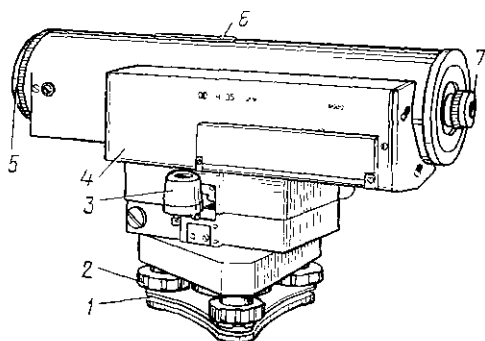


Рис 8.11 Нивелир Н-05

1 — пружинящая пластина 2 — подъемный винт, 3 — круглый уровень, 4 — коробка цилиндрического уровня, 5 — объектив 6 — механический визир 7 — окуляр

Поверки нивелира Н-05 должны выполняться в соответствии с Инструкцией\*.

**Рейки для нивелирования II и III классов.** Для нивелирования II класса применяют штриховые односторонние (рис. 8.13), а для III класса — шашечные рейки РН-3. На штриховых рейках для уменьшения влияния влажности и температуры воздуха деления наносят на инварной ленте в шахматном порядке через каждые 5 мм в два ряда, представляющие две шкалы, смещенные одна относительно другой на 2,5 мм. На правой стороне штрихи оцифрованы от 0 до 60, а на левой — от 60 до 120. Отсчеты по таким рейкам делают по обоим шкалам.

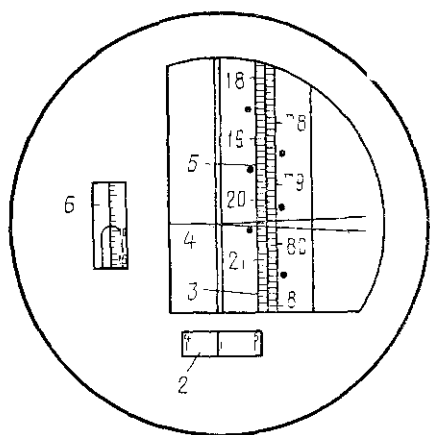


Рис. 8.12 Поле зрения трубы нивелира Н-05

1 — горизонтальный биссектор, 2 — окно для отсчетной шкалы, 3, 5 — дальномерные нити сетки, 4 — центральная точка сетки нитей, 6 — окно цилиндрического уровня

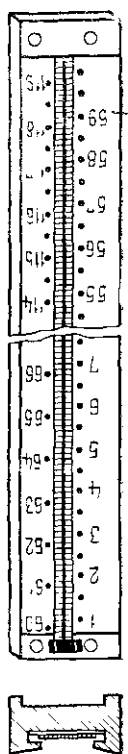


Рис. 8.13 Штриховая рейка

Поверки и компарирование реек для нивелирования II и III классов производят в соответствии с Инструкцией.

### § 8.6. Нивелирование III класса

**Составление проекта.** Нивелирование III класса выполняется в соответствии с Инструкцией. При разработке проекта расположения ходов и размещения реперов, составляемого на основе имеющихся планов наиболее крупного масштаба, следует учитывать,

\* Инструкция по нивелированию I, II, III и IV классов М, Недра, 1974

чтобы длины ходов между узловыми реперами III класса и между опорными пунктами высших классов не превышали 3 км. Ходы, расположенные параллельно, должны быть связаны между собой не реже чем через 1 км. Всякие ходы, допускаемые как исключение, не должны превышать 1,5 км. При составлении проекта размещения реперов необходимо учитывать удобство привязки их к маркам и реперам нивелирования высших классов и привязок к ним для передачи отметок на строительную площадку. Для грунтовых реперов места их закладки следует выбирать так, чтобы они были сохранены на весь период строительства и по возможности по окончании его. Составленный проект ходов нивелирования III класса и всех запроектированных ственных и грунтовых реперов уточняют при детальной рекогносцировке местности.

**Закладка реперов.** Стенные реперы (см. рис. 6.12) закладывают в стенах, цоколях, и других частях различных (желательно в построенных не менее чем за три года до закладки знаков) каменных сооружений на высоте примерно 0,4—0,6 м над поверхностью земли; при этом следует учитывать возможность свободной установки на них реек вертикально. Если конструкции сооружений неудобны для установки реек на выступы реперов, последние заменяют марками (см. рис. 6.15), лицевую сторону которых располагают в зависимости от конструкции сооружения вертикально или горизонтально. Стенные знаки не рекомендуется закладывать в сооружениях, находящихся среди железнодорожных путей, в водоемных зданиях, вблизи карстовых образований и в местах, подвергающихся выпучиванию и осадке грунтов, размыву и затоплению полыми водами. Расположение всех нивелирных знаков должно быть зарисовано или сфотографировано с указанием расстояния от знака до ближайших предметов.

**Производство нивелирования III класса.** При работе с нивелирами, имеющими дальномерную сетку, крайние нити которой симметрично расположены относительно средней, производят *методом трех нитей*, т. е. отсчитывают по трем горизонтальным нитям, принимая за окончательное значение их среднее арифметическое. При нивелировании рейки ставят отвесно по круглым уровням на укрепленные на земле костыли со сферическими головками (см. рис. 8.10). На заболоченных местах или на участках, проходящих по рыхлому грунту, ножки штатива, нивелира и рейки ставят на деревянные колья, прочно забитые в грунт.

Расстояние от нивелира до реек, измеряемое тонким стальным тросом или бечевкой и контролируемое по дальномеру, не должно превышать 75 м; при увеличении трубы нивелира не менее 35<sup>x</sup> и спокойном изображении реек допускается длина визирного луча до 100 м. Разница в расстояниях от нивелира до передней и задней реек не должна быть более 2 м, а визирный луч не должен проходить над почвой ниже 0,3 м. На каждой станции нивелир устанавливают так, чтобы один подъемный винт находился в направлении линии визирования. Отсчеты на каждой станции при «методе трех нитей» берут в следующем порядке: 1) по средней и дальномерным



нитьям по черной стороне задней рейки; 2) по средней и дальномерным нитьям по черной стороне передней рейки; 3) по средней нити по красной стороне передней рейки; 4) по средней нити по красной стороне задней рейки.

Перед каждым отсчетом по рейке центр пузырька цилиндрического уровня нивелира совмещают с нуль-пунктом ампулы с помощью элевационного или подъемного винта, установленного в направлении линии визирования. Во время нивелирования нивелир защищают от солнечных лучей светлым зонтом. На время перерывов нивелирные работы III класса заканчивают на постоянном или временном репере или на трех переходных точках, как и при нивелировании IV класса (см. § 8.4).

При привязках нивелирных ходов к знакам, высоты которых известны, для устранения погрешности, возникающей от неравенства разностей нулей на красных сторонах парных реек, необходимо на начальные и конечные точки хода ставить одну и ту же рейку; это достигается при четном числе станций (штативов) в данном ходе. Привязки выполняют так же, как и при нивелировании IV класса.

При нивелировании III класса высоты передают через препятствия (реки, ручьи, овраги и др.) так же, как это указано в § 11.10.

Запись отсчетов по рейкам и вычисление превышений на каждой станции производят в журнале (табл. 8.4); порядок заполнения его и вычисления показан числами в скобках.

В графе 1 журнала записывают: в числителе — номер станций (штативов), а в знаменателе — номера реек и названия начальной и конечной точек нивелирного хода; в графах 5 и 6 — отсчеты по средним нитьям на заднюю и переднюю рейки по черным (1) и (4) и красным (8) и (7) сторонам, а в графы 2 и 3 — отсчеты по дальномерным нитьям по черным сторонам задней (2) и (3) и передней (5) и (6) реек. В третьей строке этих граф вычисляют разности отсчетов по дальномерным нитьям на заднюю (9) и переднюю (10) рейки, выраженные в дальномерных единицах. Превышения (14) и (15) на каждой станции вычисляют, пользуясь отсчетами по средним нитьям и для контроля — по дальномерным нитьям (11) и (12). Каждая пара превышений, определенных по черным и красным сторонам \* реек, не должна отличаться от контрольных превышений (11) и (12) более чем на 3 мм. На третьей строке графы 4 в числителе пишут разность (13) между расстоянием до реек (9) — (10), а в знаменателе — сумму разностей этих расстояний на всех предшествующих штативах. Разности в отсчетах, взятых по средним нитьям на заднюю и переднюю рейки, записывают в третьей строке (16) и (17) в графах 5 и 6. Третью строку (18) и (17) граф 7 и 6 заполняют разностью между превышением (14) и (15) и (4) и (7). Среднее превышение (19) на каждой станции получают как полусумму превышений (14) и (15) с учетом разностей нулей на красных сторонах реек.

\* С учетом разности нулей на этих сторонах

Таблица 8.4

Месяц — май 10 числа, 1982 г.  
 Наблюдатель — В. Н. Иванов  
 Начало — 8 ч 30 мин.

Погода: *облачная, слабый ветер.*  
 Изображение: *отчетливое, спокойное.*  
 Конец — 10 ч 00 мин.

Номер штатива	Наблюдения по дальномерным нитям, мм			Наблюдения по средней нити, мм			Среднее превышение, мм
	задняя рейка	передняя рейка	контрольные превышения	задняя рейка	передняя рейка	контрольные превышения	
1	2	3	4	5	6	7	8
1	1794 (2)	1861 (5)	-67 (11)	ч 1981 (1)	2048 (4)	-67 (14)	-67,5 (19)
1-2	2168 (3)	2236 (6)	-68 (12)	к 6668 (8)	6836 (7)	-168 (15)	
	374 (9)	375 (10)	-1/-1 (13)	4687 (16)	4788 (17)	+101 (18)	
2	1167	387	+780	ч 1354	575	+779	+778,5
2-1	1541	763	+778	к 6141	5263	+878	
	374	376	-2/-3	4787	4688	-99	
3	1802	1809	-7	ч 1934	1942	-8	-7,5
1-2	2067	2076	-9	к 6621	6728	-107	
	265	267	-2/-5	4687	4786	+99	
4	1553	1664	-111	ч 1740	1852	-112	112,5
2-1	1928	2041	-113	к 6527	6540	-13	
	375	377	-2/-7	4787	4688	-99	
Контрольные вычисления	14020 (20)	12837 (21)	+1183 (22) +591,5 (27)	32966 (23) 31784 (28) 1182 (29)	31784 (24)	+1182 (25) +591,0 (30)	591,0 (26)

Для постраничного контроля журнала внизу под графой 2 пишут сумму (20) всех задних отсчетов, а в графе 3 — сумму (21) всех передних отсчетов; разность (22) этих сумм должна быть равна алгебраической сумме всех контрольных превышений. Разность (29) между суммами всех отсчетов по средним нитям на задние (23) и передние (24) рейки должна быть равна алгебраической сумме всех превышений (25) и быть в два раза больше алгебраической суммы (26) всех средних превышений.

После окончания полевых работ и выполнения постраничного контроля в журнале вычисляют окончательные (вероятнейшие) значения высот точек хода. Для этого составляют схему нивелирных ходов, ведомость превышений, в которой вычисляют невязки проложенных нивелирных ходов, и каталог высот реперов и марок. Предельная невязка (мм) для нивелирования III класса

$$f_{\text{пред}} \leq 10 \sqrt{h}, \quad (8.22)$$

где  $L = \Sigma(9) + \Sigma(10)K$  — длина нивелирного хода в одном направлении, км;  $K$  — коэффициент дальномера зрительной трубы нивелира.

Для замкнутых ходов и проложенных между двумя пунктами реперами или марками, высоты которых известны ( $H_1$  и  $H_2$ ), невязки определяют по формулам (8.18), (8.19). Для нивелирных ходов, проложенных от одной точки в прямом и обратном направлениях, невязка

$$f_h = \Sigma h_1 - \Sigma h_2, \quad (8.23)$$

где  $\Sigma h_1$  и  $\Sigma h_2$  — суммы всех превышений соответственно прямого и обратного ходов.

При вычислении невязок нивелирных ходов по формулам (8.18) и (8.19) в суммы превышений предварительно вводят поправки за среднюю длину 1 м пары реек. Для этого определенные до производства нивелирных работ поправочные коэффициенты средней длины 1 м обеих реек, вычисленные интерполированием из результатов их компарирования перед началом и по окончании нивелирных работ, умножают на соответствующее превышение и получают искомую поправку. В ходах, проложенных с одинаковой точностью, между точками, отметки которых известны, допустимые невязки распределяют с обратным знаком поровну на все превышения в ходе.

Если в одной точке (узловой) пересекается несколько нивелирных ходов, из которых каждый опирается на точку с известной высотой, то в этом случае сначала определяют среднюю отметку этой узловой точки:

$$H_{\text{ср}} = (H_1 P_1 + H_2 P_2 + \dots + H_n P_n) / (P_1 + P_2 + \dots + P_n), \quad (8.24)$$

где  $H_1, H_2, \dots, H_n$  — отметки узловой точки, вычисленные по каждому нивелирному ходу;  $P_1, P_2, \dots, P_n$  — веса этих отметок ( $P = 1/n$ );  $n$  — число станций (штативов) в соответствующем нивелирном ходе.

Проект ходов нивелирования II класса, предварительно составленный на карте наиболее крупного масштаба, уточняют на местности в процессе рекогносцировки. При этом окончательно выбирают и места закладки марок и реперов так, чтобы к ним был удобный подход с меньшим числом станций и обеспечена в условиях строительства их сохранность, и зарисовывают их.

Нивелирование II класса производят в периоды спокойных и отчетливых изображений по способу *совмещений* по одной паре башмаков (костылей) в прямом и обратном направлениях для каждого хода. При проложении обратного хода меняют местами рейки, а башмаки (костыли) ставят на той же трассе, что и при прямом ходе. Нормальное расстояние от нивелира до реек 50 м при разности плеч не более 1 м, а визирный луч не должен проходить ниже 0,5 м от почвы. Отсчеты по рейкам производят только после принятия нивелиром температуры окружающего воздуха, для чего нивелир устанавливают на станции не позднее чем за 45 мин до начала наблюдений. Переходными точками кроме башмаков (костылей), устанавливаемых только в плотном грунте, могут быть рельсы железных дорог, построенных не менее чем за два года до нивелирования, если головка рельса меньше ширины пятки рейки и если в это время не производят какого-либо ремонта пути на данном участке. Рейки на головки рельс можно ставить только точно на места, соответствующие отметке на их шейке, и не ближе 1 м от стыка рельсов. При перерывах в работе измерения заканчивают только на постоянном (марке, репере) или временном знаке.

На каждой станции результаты наблюдений записывают в журнале (табл. 8.5).

Отсчеты на нечетных станциях прямого хода берут в следующем порядке: 1) по основной шкале задней рейки; 2) то же, по передней рейке; 3) по дополнительной шкале передней рейки; 4) то же, по задней рейке. Отсчеты на четных станциях прямого хода: 1) по основной шкале передней рейки; 2) то же, по задней рейке; 3) по дополнительной шкале задней рейки; 4) то же, по передней рейке. В обратном ходе наблюдения на нечетных станциях начинают с передней рейки, а на четных — с задней.

Перед отсчетами по рейкам нивелир приводят по уровню в рабочее положение, наводят зрительную трубу на основную шкалу соответствующей рейки, ставят барабан микрометра на отсчет, равный 50, а элевационным винтом совмещают (примерно) изображения концов пузырька уровня и берут отсчет по дальномерным нитям. После этого элевационным винтом тщательно совмещают изображение концов пузырька уровня, вращением барабана микрометра наводят биссектор сетки нитей на ближайший штрих основной шкалы рейки и только после этого берут отсчет по рейке и по барабану микрометра. При этом должны соблюдаться следующие равенства:  $(24) = (2) - (6) \approx h$ ;  $h = (15) = (13) + (14)$ , а  $(16) =$

Ход от марки № 470 до грунтового репера № 765; 27.IX 1982 г., начало 7 ч. 01 мин.; конец 19 ч. 35 мин.; условия работы: грунт — лесчаный; бровка ж. д.; изображение спокойное; облачность — 3. направление и скорость ветра: боковое, 3 м/с

Номер штатива Номер рейки	Зарисовка при визок	Отсчеты по дальномерным нитям, дм			Отсчеты по биссектору нитей, дм				Контроль
		3/u	n/d		основная шкала		дополнительная шкала		
					P	Б	P	Б	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Марка № 470	16,99 (1)	28,29 (5)	З	22,0 (3)	35 (4)	81,2 (11)	87 (12)	+2 (19)
—2		27,00 (2)	38,20 (6)	П	33,3 (7)	33 (8)	92,5 (9)	87 (10)	
	10,01 (21)	10,01 (22)	З—П	11,3 (13)	+2 (14)	—11,3 (16)	0 (17)		
	—11,30 (24)	0/0 (23)	h	—11,298 (15)			—11,300 (18)		
2	1—2	15,95	35,32	З	21,0	0	80,2	54	—3 —1
		25,97	45,32	П	40,3	73	99,6	24	
		10,02	10,00	З—П	—19,3	—73	—19,4	+30	
		—19,35	+2/+2	h	—19,373		—19,370		
32	Грунтовой репер № 756	20,70	26,73	З	25,7	56	85,0	1	+6 +5
2—1		30,72	36,74	П	31,7	94	91,0	45	
		10,02	10,01	З—П	—6,0	—38	—6,0	—44	
		—6,02	+1/+3	h	—6,038		—6,044		
					Подсчет превышений по секции от марки 460 до грунтового репера № 756				
					—36,6 (35)	—109 (36)	36,7 (37)	—14 (38)	
					68,7 (23)	91 (Σ4)	246,4 (Σ11)	142 (Σ12)	
					105,3 (27)	200 (Σ8)	283,1 (Σ9)	156 (Σ10)	
		530,05 (21)	530,02 (Σ22) 1060,07 (25)		—36,6 (Σ13)	—109 (Σ14) —36,709 (Σ15)	36,7 (Σ16)	—14 (Σ17) —36,714 (Σ18)	+5 (30)
			53,04 м (26) ×100 (27)			36,7121. (2) дм (31)	36,712 (39)	36,712 (39)	
			5300,4 м (28) D км=5,3 (29)			—1,8356 м (32) —2 (33)	—1,8356 (40) —2 (41)	—1,8356 м (42)	
					—1,8358 м (34)				

Среднее превышение в прямом ходе = —1,8358 м (43)

\* Из Инструкции по нивелированию I—IV классов (М., Недра, 1966).



где  $k$  — коэффициент земной рефракции — величина переменная. Наибольшее значение он имеет перед восходом Солнца, затем до полудня непрерывно уменьшается

Углы наклона  $v$  целесообразно измерять в период с 10 до 16 ч., когда  $k$  имеет наиболее устойчивое значение. Для расстояний менее 3 км коэффициент преимущественно имеет знак «—», т. е. визирный луч обращен к земной поверхности выпуклой стороной. Сокращенная формула топографического нивелирования\* с учетом (8.26), (8.29) и (8.30)

$$h = d \operatorname{tg} v + i - v + f. \quad (8.31)$$

Как правило, для каждого отрезка линии определяют превышения в прямом и обратном направлениях. В среднем значении превышения ослабляется влияние погрешности из-за земной рефракции.

Если расстояние  $d$  определено нитяным дальномером

$$d = Kl \cos^2 v + c \cos v, \quad (8.32)$$

то, подставив значение  $d$  (8.31), получим формулу тахеометрического нивелирования

$$h = 0,5 [Kl + c] \sin 2v + i - v + f. \quad (8.33)$$

При  $d < 300$  м поправка  $f < 0,01$  м и ею можно пренебречь. Кроме того, если  $i = v$ , то (8.31) и (8.33) примут вид

$$h = d \operatorname{tg} v; \quad h = 0,5(Kl + c) \sin 2v. \quad (8.34)$$

Пренебрегая неточностями величин  $i$ ,  $l$  и  $K$ , среднюю квадратическую погрешность в превышении можно определить из равенства (8.34) по формуле

$$m_h^2 = m_d^2 \operatorname{tg}^2 v + (m_v^2 d^2) / (\rho''^2 \operatorname{ctg}^4 v), \quad (8.35)$$

где  $m_d$  и  $m_v$  — средние квадратические погрешности соответственно расстояний  $d$ , угла наклона  $v$ , а  $\rho'' = 206\,265$  — число секунд в радиане.

Точность тригонометрического нивелирования зависит главным образом от точности измерения углов наклона, поэтому погрешностью в расстояниях обычно пренебрегают. Погрешность среднего превышения из прямого и обратного направлений принимают в  $\sqrt{2}$  меньше. Если ход, в котором тригонометрическим нивелированием определены превышения, имеет примерно равные стороны, то средняя квадратическая погрешность суммы его превышений

$$m_{\Sigma h} = m_h \sqrt{n} = m_v \sum d / (\rho'' \sqrt{n}), \quad (8.36)$$

где  $n$  — число превышений в ходе

\* Кривизна земной поверхности здесь не учитывается.

## § 8.9. Барометрическое нивелирование

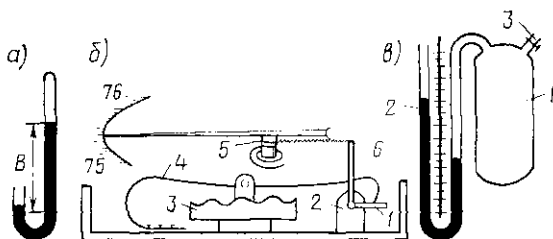
Известно, что с изменением высоты точки над уровнем моря изменяется давление воздуха. Следовательно, при устойчивой погоде по результатам измерения давления воздуха на двух точках можно вычислить превышение одной точки над другой, используя сокращенные барометрические формулы

$$H = 18\,470 (1 + 0,00366 t) (\lg 762 - \lg B), \quad (8.37)$$

$$h = 29,38 [(T_1 + T_2)/(P_1 + P_2)] (B_1 + B_2)^*, \quad (8.38)$$

Рис. 8.15. Барометры:

*a* — ртутный; *б* — aneroid (1, 2, 6 — колецчатый валик; 3 — тонкостенная коробка; 4 — пружина; 5 — валик с намотанными на него цепочкой и пружиной); *в* — дифференциальный (1 — баллон, 2 — манометрическая трубка; 3 — кран)



где ( $H$ ) — определяемая по давлению воздуха приближенная абсолютная высота точки, или так называемая *приблизительная альтитуда*; 762 — нормальное давление воздуха на уровне моря, мм рт. ст.;  $t$  — температура воздуха на точке, где измерено давление воздуха  $B$ , °C;  $h$  — определяемое превышение одной точки над другой;  $B_1, B_2$  — атмосферные давления в них, приведенные к показаниям ртутного барометра, мм рт. ст.;  $T_1 = t_1 + 273^\circ$ ;  $T_2 = t_2 + 273^\circ$  — абсолютные температуры воздуха в тех же точках.

При выводе формулы (8.37) для территории СССР приняты средние данные: влажность воздуха — 9 мм, давление воздуха — 740 мм рт. ст., широта —  $55^\circ$ , высота над уровнем моря — 250 м и радиус земного шара  $R = 6370$  км. Практически целесообразно в (8.37) принять  $t = 15^\circ$  C и приблизительные альтитуды ( $H$ ) определять по заранее составленным таблицам, а превышение  $h$  вычислять с учетом поправки за температуру по формуле

$$h = (H_2) - (H_1) + \Delta t, \quad (8.39)$$

где  $\Delta t = 0,00366 [(H_2) - (H_1)] (t_m - 15^\circ)$ ;  $t_m$  — средняя температура воздуха из измерений на первой и второй точках.

Давление воздуха измеряют барометрами: ртутными, aneroidами, дифференциальными барометрами (рис. 8.15) или топографическими высотомерами и др. Для механической записи атмосферного давления в течение длительного срока применяют барографы. Чтобы с помощью anerоида получить верное значение давления воздуха, в его показание  $A$  надо ввести поправки, т. е. пока-

\* Хренов Л. С. Таблицы для барометрического нивелирования. М., Недра, 1970, и другие таблицы.



зание  $A$  анероида привести к показанию  $B_0$  ртутного барометра:

$$B_0 = A + a + bt_A + c(760 - A), \quad (8.40)$$

здесь параметр  $a$  — поправка за стояние анероида, представляющая собой разность показаний ртутного барометра и анероида при  $t=0^\circ\text{C}$ ,  $b$  — температурный коэффициент;  $bt_A$  — температурная поправка, обусловленная изменением температуры анероида  $t_A$ ;  $c$  — коэффициент пропорциональности;  $c(760 - A)$  — поправка шкалы, вызываемая нестрогой пропорциональностью между отсчетами по концу стрелки и соответствующим изменением атмосферного давления. Величины  $a$ ,  $b$  и  $c$  выбирают из паспорта, получаемого из Бюро поверок метеоприборов, они со временем изменяются, и поэтому их систематически проверяют

Дифференциальный барометр предложен Д. И. Менделеевым (1834—1907) в 1874 г. В этом приборе (см. рис. 8.15, в) баллон 1 соединен трубкой с вертикальным манометром 2 и с помощью крана 3 — с наружным воздухом. Если кран 3 открыт, то уровни жидкости в манометре расположатся на одной высоте, так как давление воздуха в обеих ветвях манометра будет одинаково. Если кран 3 закрыть и переместить прибор по высоте, то давление воздуха в открытой ветви манометра изменится, что изменит уровни жидкости в обеих ветвях манометрической трубки. Зная плотность жидкости и величину перемещения уровней, можно подсчитать разность давления воздуха. Чем легче жидкость, тем большую чувствительность будет иметь прибор. В современных высотомерах манометр заполняют маслянистой жидкостью, удельная масса которой примерно в 13 раз меньше удельной массы ртути.

Существуют разные способы барометрического нивелирования. Так, при нивелировании по замкнутому маршруту надо иметь барометр-анероид, наручные часы и термометр-пращ для измерения температуры воздуха. Маршрут для нивелирования выбирают такой длины, чтобы его можно было пройти за 3—4 ч. В начальной точке и на остальных характерных точках маршрута записывают время, температуру воздуха  $t$  и анероида  $t_A$  и показание анероида  $A$ . По возвращении в начальную точку на ней делают контрольные записи показаний приборов, чтобы установить неизменность давления воздуха за время нивелирования. При наличии разности в показаниях ее нарастающим итогом распределяют на все отсчеты, вводя поправки пропорционально времени. Далее, по формулам (8.37) или (8.38) с помощью барометрических таблиц вычисляют приблизительно альтитуды всех точек маршрута.

При благоприятных условиях средняя квадратическая погрешность определения превышения с помощью анероида равна примерно 2 м, а с помощью дифференциального барометра — 0,5 м.

## § 8.10. Гидростатическое и механическое нивелирование

**Гидростатическое нивелирование.** Оно производится при строительно-монтажных и обмерных работах, при наблюдении за осадками сооружений, передаче высот через широкие водные преграды.

Наиболее простой прибор для нивелирования — шланговый нивелир НШТ-1 (рис. 8.16), состоящий из двух стеклянных трубок 1 и 2 с миллиметровыми делениями, вставленных в металлические или пластмассовые оправы и соединенных между собой резиновым (10—20 м) шлангом 4 с матерчатой подкладкой. Действие прибора основано на принципе уравнивания горизонтов жидкости в двух сообщающихся сосудах. Жидкость (кипяченая подкрашенная вода) заполняется до половины высоты стеклянных цилиндров. Если поставить сосуды 1 и 2 на две точки *A* и *B*, то превышение будет равно разности отсчетов  $H_1$  и  $H_2$  уровня воды в трубках при условии равенства разности высот нулей шкал у обоих водомерных элементов от нижних опорных пятков.

Для проверки шлангового нивелира водомерные элементы ставят вертикально на два пункта, отсчитывают высоты уровней жидкости и вычисляют разность отсчетов. Затем меняют местами водомерные элементы и снова определяют разность отсчетов. Оба раза результат должен быть одинаков. Расхождение может произойти вследствие неравенства нулей сосудов, погрешностей в делениях сосудов, наличия воздуха в трубках. С помощью шлангового нивелира превышения определяют с погрешностью до 1—2 мм. Точность гидростатического нивелирования может быть повышена примерно в 10 раз, если уровни воды в сосудах фиксировать с помощью микрометрических винтов специальной конструкции. При высокоточных монтажных работах также применяют гидростатические нивелиры (см. § 12.6).

Гидростатические системы применяют и для непрерывного наблюдения за осадкой инженерных сооружений. Такие системы, закрепляемые на исследуемом объекте, состоят из ряда стеклянных трубок с миллиметровыми делениями (диаметром 6—8 мм) и 2—4 стеклянных сосудов-резервуаров. Стеклянные трубки и резервуары соединяют резиновым шлангом и заполняют подкрашенной водой с небольшой добавкой бутилового или анилового спирта. Вертикальные смещения отдельных частей сооружения вызывают соответствующие смещения измерительных трубок, которые можно фиксировать по изменению уровня жидкости в них.

Гидростатическое нивелирование применяют также и для точной передачи высот через морские проливы. В этом случае сосуды устанавливают и закрепляют примерно на одной высоте от уровня воды на берегах пролива. Между собой их соединяют свинцовой

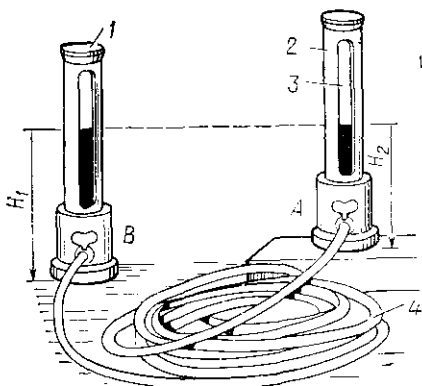


Рис. 8.16 Шланговый нивелир.

1, 2 — стеклянные сосуды; 3 — миллиметровая шкала, 4 — резиновый шланг

трубкой, прокладываемой по дну пролива. В один из сосудов наливают кипяченую воду до заполнения ею другого сосуда. Считают, что при одинаковом давлении воздуха высоты уровней воды в сосудах равны будут между собой.

**Механическое нивелирование.** Оно производится нивелиром-автоматом, впервые изобретенным в России и предназначенным для записи профиля железнодорожного пути. В последние годы создано несколько конструкций нивелиров-автоматов: механические, электромеханические и электронно-механические.

Механический (маятниковый) нивелир-автомат М. А. Артанова смонтирован на велосипедной раме. При движении его на местности механизм автоматически вычерчивает профиль пути и дает высоты точек. Погрешность (см) в высотах, определяемых нивелир-автоматом, при сравнительно благоприятных условиях местности не превышает  $30\sqrt{L}$ , где  $L$  — длина хода, км; относительная погрешность в длине хода  $1/500$ .

Принцип работы нивелир-автомата В. И. Шиллингера и Л. А. Малкина основан на применении электромеханических и электронных элементов, смонтированных на автомашине ГАЗ-69. Им получают не только превышения точек местности и расстояния между ними на счетчиках, но и профиль местности на фотоленте. При движении автомобиля со скоростью до 30 км/ч можно получить высоты со средней квадратической погрешностью 0,20 м на 10—15 км двойного хода.

## ГЛАВА 9. СЪЕМКА МЕСТНОСТИ

### § 9.1. Виды съемок. Выбор масштаба съемки и высоты сечения рельефа

**Виды съемок.** *Съемкой называют совокупность измерений для создания плана, карты местности или профиля по заданному направлению.* При выполнении съемки работа производится по принципу от общего к частному: сначала на местности создают плановую и высотную основу, затем разбивают съемочное обоснование, с точек которого снимают ситуацию и рельеф.

*Контурной съемкой* называют съемку только контуров и предметов местности; *вертикальной* — съемку рельефа местности; *топографической* — совместную плановую и вертикальную съемки. В зависимости от назначения топографические крупномасштабные съемки делят на основные и специализированные. В результате основных съемок на получаемые топографические планы наносят, как правило, все объекты и контуры, предусмотренные таблицами условных знаков, и изображение рельефа. Специализированные топографические планы предназначены для решения конкретных задач отдельной отрасли или группы смежных отраслей народного хозяйства. При их создании допускается изображение на плане не всей ситуации местности, применение нестандартных сечений, из-

менение требований к точности изображения контуров и рельефа местности.

Съемки бывают теодолитные, тахеометрические, мензульные, нивелирование поверхности, глазомерные, стереотопографические (см. § 10.11), комбинированные (на фотоплане, см. § 10.5) и фото-теодолитные (см. § 10.2). Применение съемки того или иного вида зависит от экономических и технических соображений, физико-географических особенностей района работ, масштаба съемки.

**Выбор масштаба.** На выбор масштаба съемки (плана) влияют многие факторы, но особенно важными являются назначение плана; стадия проектирования сооружения, при которой используется план; сложность решаемых на плане проектных задач, размеры территории и ее застроенность. Точность полевых измерений должна соответствовать точности масштаба, в котором составляется план. Поэтому чем точнее и детальнее требуется получить данные с плана при проектных и других расчетах, тем точнее следует производить съемочные работы и тем крупнее должен быть масштаб плана. Например, при изысканиях железных и автомобильных дорог полосу местности вдоль трассы снимают в равнинных районах в масштабе 1 : 10 000, в холмистых — 1 : 5000, а площадку под железнодорожные станции и мостовые переходы — в масштабе 1 : 2000 или 1 : 1000.

На топографических планах масштабов 1 : 500—1 : 10 000 необходимо показать опорные пункты — точки планового и высотного геодезического съемочного обоснования — в зависимости от масштаба плана с большей или меньшей подробностью — *рельеф* (см. § 2.4) и *ситуацию*, представляющую собой совокупность элементов (овраги, кустарники, болота и др.) и предметов местности (дороги, ЛЭП, здания и др.).

Средние погрешности в положении на плане предметов и контуров местности с четкими очертаниями относительно ближайших точек съемочного обоснования не должны превышать 0,5 мм (в горных районах 0,7 мм). На территории с капитальной и многоэтажной застройкой погрешности во взаимном положении на плане точек близлежащих важных контуров (капитальных сооружений, зданий и т. п.) не должны превышать 0,4 мм.

**Высота сечения рельефа.** Выбор высоты сечения рельефа зависит от кривизны скатов, точности предстоящей вертикальной планировки местности, характера инженерно-строительных работ. Ее устанавливают так, чтобы горизонталы на плане не сливались между собой, рельеф местности изображался с достаточной точностью и легко читался. Чем меньше высота сечения, тем подробнее изображается рельеф местности (табл. 9.1).

Средние погрешности съемки рельефа относительно ближайших точек геодезического съемочного обоснования в зависимости от высоты сечения, углов наклона местности и масштаба съемки не должны превышать  $\frac{1}{4}$ — $\frac{1}{3}$  высоты сечения горизонталей. При съемке рельефа на лесных участках местности такие допуски увеличиваются в 1,5 раза.

Рельеф	Высота сечения рельефа, м, для масштаба съемки			
	1 : 5000	1 : 2000	1 : 1000	1 : 500
Равнинный с углами наклона до 2°	0,5; 1,0	0,5; 1,0	0,25; 0,5	0,25; 0,5
Всхолмленный с углами наклона до 4°	1,0; 2,0	0,5; 1,0; 2,0	0,5	0,5
Пересеченный с углами наклона до 6°	2,0; 5,0	1,0; 2,0	0,5; 1,0	0,5
Горный и предгорный	2,0; 5,0	2,0	1,0	1,0

## § 9.2. Теодолитная съемка

Теодолитную съемку производят для получения горизонтального (контурного) плана местности. На участке, подлежащем съемке, создают геодезическое плановое съемочное обоснование продолжением разомкнутых или замкнутых (в виде полигонов) теодолитных ходов или системы ходов с узловыми точками. Внутри полигонов при необходимости прокладывают диагональные ходы.

Теодолитные ходы по точности делят на теодолитные ходы 1-го и 2-го разрядов, прокладываемые с относительной погрешностью соответственно  $1/2000$  и  $1/1000$ . В табл. 9.2 показаны длины теодолитных ходов для открытой местности; длины сторон в таких ходах допускаются 200—350 м.

Таблица 9.2

Масштаб	Длина теодолитного хода для разряда, км		Масштаб	Длина теодолитного хода для разряда, км	
	1-го	2-го		1-го	2-го
1 : 500	0,6	0,3	1 : 2000	2,0	1,0
1 : 1000	1,2	0,5	1 : 5000	4,0	2,0

Работы по теодолитной съемке подразделяют на полевые и камеральные. К полевым относят измерения на местности, а к камеральным — обработку результатов и составление плана. В теодолитной, как и в других видах съемки, снимают характерные точки ситуации, например точки излома или изгиба контуров, углы зданий и т. п., наносят их на план и по ним проводят линии контуров ситуации.

**Способы определения положения точек местности.** Выбор способа определения положения точек зависит от масштаба съемки, характера местности, вида снимаемого объекта и его расположения относительно геодезического съемочного обоснования.

Способ прямоугольных координат. Его применяют для съемки контуров, лежащих вблизи сторон теодолитных ходов (рис. 9.1). Например, требуется снять границу луга у стороны 3—4. Для определения каждой характерной точки контура  $abc$  измеряют две прямоугольные координаты: абсциссу  $x$  по линии 3—4 и ординату  $y$  по перпендикулярам к ней. Так, для съемки точки  $a$  измеряют отрезок  $x$  от точки 3 до точки  $A$  и перпендикуляр  $y=Aa$ , опущенный из точки  $a$  на сторону 3—4; для точки  $b$  координатами будут  $x=3B$  и  $y=Bb$ . Этим же способом сняты здания у стороны 1—8. При длине перпендикуляров до 10 м их строят глазомерно, а при большей — с помощью геодезических приборов.

Способ полярных координат. Его применяют для съемки открытой местности при большом количестве точек контуров и для съемки характерных точек рельефа. С точки 8 (рис. 9.1) снимают контур  $defg$ . Принимая точку 8 за полюс, а сторону 8—1 — за полярную ось, измеряют расстояния и полярные углы между полярной осью и радиусами-векторами  $8d$ ,  $8e$ ,  $8f$  и  $8g$ , получают полярные координаты снимаемых точек. Если на точке 8 установить теодолит, совместить нулевой штрих лимба с отсчетным индексом его алиады и вращением лимба навести визирную ось зрительной трубы на точку 1, а затем при неподвижном лимбе последовательно визировать на точки  $d$ ,  $e$ ,  $f$ ,  $g$ , то отсчеты по лимбу будут полярными углами. Расстояния от точки 8 до снимаемых точек определяют нитяным дальномером, и только при съемке в крупных масштабах и наиболее важных контуров эти расстояния измеряют лентой ЛЗ или дальномером двойного изображения.

Способ угловых засечек. Его применяют для съемки труднодоступных точек, например  $E$  и  $F$  (рис. 9.1), находящихся на противоположном берегу реки. Принимая ближайшую к этим точкам сторону 1—2 за базис, на точке 1 измеряют углы  $\beta_1$  и  $\beta_2$ , а на точке 2 — углы  $\beta_3$  и  $\beta_4$ . На плане с помощью транспортира от стороны 1—2 строят углы  $\beta_1$ ,  $\beta_2$ ,  $\beta_3$ ,  $\beta_4$  и в пересечении соответствующих направлений получают плановое положение точек  $E$  и  $F$ .

Способ линейных засечек. Его используют для съемки точек, расположенных близко к пунктам планового обоснования. Пусть точка  $Q$  (рис. 9.1) находится не далее 20 м от  $r$ ,  $q$  и  $6$ . Тогда достаточно измерить на местности расстояния  $rQ$ ,  $qQ$  и  $6Q$ , чтобы

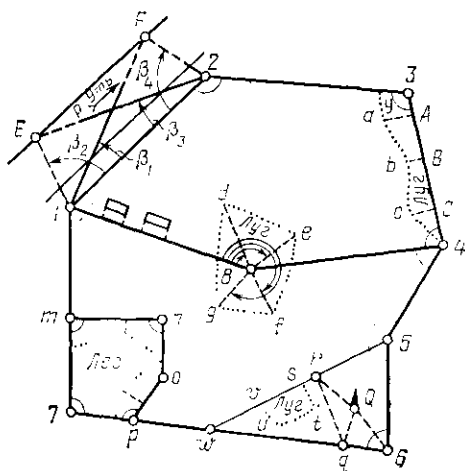


Рис. 9.1. Способы съемки ситуации

в дальнейшей точку  $Q$  можно было с контролем нанести на план, для чего радиусами  $rQ$ ,  $qQ$  и  $bQ$  из соответствующих точек описывают дуги окружностей. В их пересечении получают плановое положение точки  $Q$ .

**Способ обхода.** Такой способ применяют обычно при съемке контуров, не видимых с точек планового обоснования. Сущность его состоит в том, что у границ закрытого участка местности (рис. 9.1) прокладывают теодолитный ход  $m, n, o, p$  и от его сторон контур снимают способом перпендикуляров.

**Способ створов (промеров).** Его применяют при съемке точек, расположенных в створе стороны теодолитного хода либо в створе линии, опирающейся на стороны теодолитного хода. Плановое положение точек определяют с помощью ленты ЛЗ или рулетки. Пусть на местности (рис. 9.1) даны точки 5, 6 и 7. Требуется произвести съемку контура  $stv$ . В этом случае можно ограничиться измерением отрезков  $wr$ ,  $rq$  и  $qw$ , не прибегая к измерению углов, так как точки  $r, q, w$  взяты в створе имеющихся прямых. Точки  $t$  и  $u$  сняты способом перпендикуляров от прямых  $rq$  и  $qw$ .

**Приборы.** При теодолитной съемке для измерения углов используют теодолиты ТЗ0, Т15 и Т5 или соответствующие им по точности теодолиты прежних выпусков. Стороны теодолитных ходов измеряют лентами ЛЗ или дальномерами двойного изображения, а расстояния до характерных точек контуров при съемке ситуации — нитяными оптическими дальномерами, дальномерами двойного изображения, лентами ЛЗ или рулетками. В качестве вспомогательных приборов употребляют эклиметры, эккеры, гониометры и вешки.

Для построения на местности прямых углов при съемке ситуации способом прямоугольных координат пользуются экскрами двухзеркальными или призмными. Наиболее широко распространен двухзеркальный эккер (рис. 9.2, а), состоящий из трехгранной коробки, у которой одна боковая грань удалена. К двум другим граням прикреплены зеркала  $I$ , над которыми вырезаны прямоугольные отверстия. Снизу эккер имеет ручку. На рис. 9.2, б показан ход лучей при построении эккером перпендикуляра в точке  $M$  к линии  $AB$ . На зеркало  $S_1$  падает луч света от вехи  $B$  в точку  $K$  под углом  $\alpha$  и, отразившись от него и от второго зеркала  $S_2$ , пересекается в точке  $M$  с первоначальным своим направлением, составив с ним угол  $x$ . Из треугольника  $KML$  следует, что  $x = 2\alpha + 2\beta$ , а из треугольника  $OLK$  найдем угол

$$\gamma = 180^\circ - (90^\circ - \alpha) - (90^\circ - \beta) = \alpha + \beta. \quad (9.1)$$

Следовательно,  $x = 2\gamma$ . Если угол между зеркалами сделать равным  $45^\circ$ , то  $x = 90^\circ$ . Таким образом, если поставить по продолжению дважды отраженного луча  $ML$  веху  $N$ , то на местности будет построен прямой угол  $BMN$ . Для проверки угла  $x$ , который должен быть равен  $90^\circ$ , примерно в середине створа линии  $AB$  выбирают точку  $M$  и с помощью эккера восстанавливают перпендикуляры к линии  $AB$  сначала по вехе  $B$ , а затем, повернув эккер, и по вехе  $A$ . Если оба

перпендикуляра совпадают, то эккер исправлен. В противном случае, руководствуясь средним положением конечных точек перпендикуляров, исправительными винтами эккера изменяют положение его зеркал, пока условие не будет выполнено. Двухзеркальным эккером можно восставлять и опускать перпендикуляры со средней квадратической погрешностью  $5'$ .

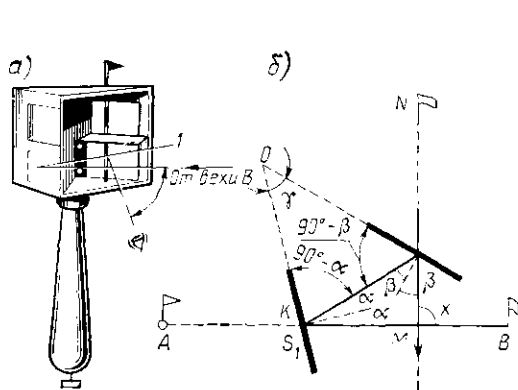


Рис. 9.2. Двухзеркальный эккер:  
а — общий вид; б — ход лучей

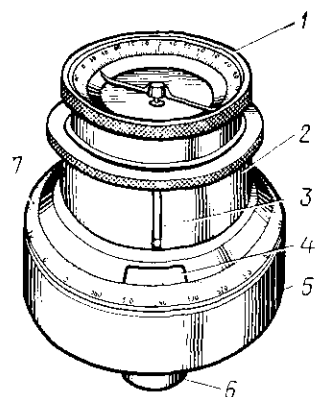


Рис. 9.3. Гониометр:  
1 — буссоль; 2 — верхний цилиндр; 3 — дионтр; 4 — верньер; 5 — нижний цилиндр; 6 — втулка; 7 — градусные деления

К простейшим угломерным приборам относится гониометр (рис. 9.3), предназначенный для измерений горизонтальных углов, построения прямых углов и определения магнитных азимутов направлений. Он состоит из двух цилиндров, буссоли и втулки. Верхний цилиндр может вращаться относительно нижнего и выполняет роль алидады. При работе гониометр втулкой насаживают на заостренный конец отвесно поставленной полутораметровой вешки.

**Полевые работы.** При теодолитной съемке полевые работы состоят из рекогносцировки, закрепления точек съемочного обоснования, проложения и плановой привязки теодолитных ходов к пунктам с известными координатами и производства съемки. Рекогносцировку, т. е. осмотр участка местности, подлежащего съемке, выполняют с целью уточнения проекта выполнения работ; окончательно выбирают положение теодолитного хода (места расположения точек, с которых будет выполняться съемка), определяют способы съемки ситуации. Результаты рекогносцировки фиксируют на выкопировке с карты или на составляемом в процессе рекогносцировки схематическом чертеже. Вершины углов поворота теодолитных ходов закрепляют столбами, а точки съемочных ходов — колышками и рядом вбивают в землю колья — сторожки, на которых отмечают номер точки.

В съемочных теодолитных ходах измеряют правые по ходу углы одним полным приемом с перестановкой лимба между полуприема-



ми примерно в пределах  $10^\circ$ . Для оптических теодолитов с односторонней системой отсчетов в этом случае устраняется влияние эксцентриситета. Теодолит над точкой центрируют с точностью  $\pm 5$  мм. При измерении горизонтальных углов визируют на низ вертикально поставленной вехи. Для контроля угловых измерений по буссоли теодолита определяют прямые и обратные азимуты или румбы каждой стороны хода. К измерению следующего угла приступают лишь после проверки измеренного угла на данной станции.

Стороны съёмочных ходов предварительно вешат, а затем измеряют в прямом и обратном направлениях. Расхождение между двумя измерениями допускают не более  $1/2000$  и  $1/1000$  измеряемого расстояния соответственно для 1-го и 2-го разрядов хода. Если отдельные стороны хода или части их имеют наклон более  $1,5^\circ$ , то для определения их горизонтального проложения измеряют углы наклона эклиметром или теодолитом. Если сторону хода нельзя измерить непосредственно, ее определяют как недоступное расстояние.

При измерении сторон хода в прямом направлении ведут съёмку всех близлежащих контуров ситуации местности относительно сторон теодолитного хода. После измерения горизонтальных углов на точках теодолитного хода выполняют необходимые измерения и для съёмки ситуации, применяя наиболее рациональные способы. Результаты всех измерений записывают в журнал теодолитной съёмки (табл. 9.3): отсчеты при измерении углов, углы, получаемые из полуприемов, средние их значения, расстояния. На правых страницах журнала обычно составляют абрисы (рис. 9.4), представляющие собой схематический чертеж отдельных сторон теодолитного хода и заснятых с него контуров ситуации местности с указанием всех промеров. Журнал и абрис являются основным доку-

Таблица 9.3

Точки		Отсчеты	Угол	Средний угол	Прямые и обратные азимуты или румбы	Длины сторон, м. и их углы наклона	
стояния	наблюдасмые						
2	1	99°44,2'	83°44,0'	83°44,1'	ЮЗ: 19°30'	248,36 248,29	
	3	16°00,2'					
	1	284°52,8'	83°44,2'		ЮВ: 64°00'		
	3	201°08,6'					
3	2	311°40,2'	136°31,2'	136°31,1'	СЗ: 65°00'	134,00 4°15'	
	4	175°09,0'					
	2	138°48,4'	136°41,0'		ЮВ: 21°30'		263,15
	4	2°17,4'					

ментом для составления плана. В абрисе записывают длины сторон (в м) (268,34) и перпендикуляров (18,10; 21,00 и т. д.), расстояния от начала стороны до основания (71,3; 152,7 и т. д.) перпендикуляров, отмечают названия угодий (луг, пашня), расположение точек при съемке полярным способом и т. п. Запись в журнале измерений и абрис выполняют карандашом четко и аккуратно.

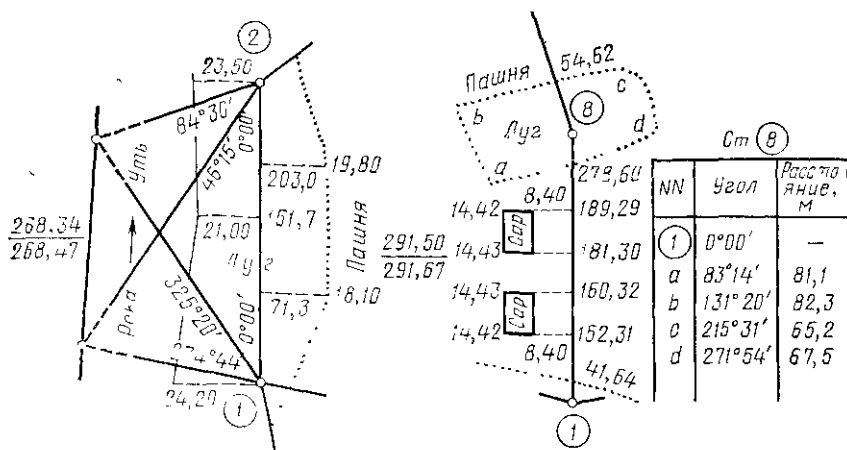


Рис. 9.4. Абрис теодолитной съемки

**Камеральные работы.** В состав камеральных работ входят проверка полевых журналов и абрисов, составление схематического чертежа теодолитных ходов, плана теодолитной съемки, вычисление горизонтальных проложений сторон хода, координат точек теодолитных ходов и, если необходимо, площадей отдельных его участков.

Схематический чертеж теодолитных ходов составляют по измеренным углам и длинам сторон с помощью транспортира и линейки с миллиметровыми делениями. На листе бумаги проводят прямую и принимают ее за направление магнитного меридиана. Затем намечают первую точку хода с таким расчетом, чтобы он разместился примерно в середине листа. После этого, пользуясь транспортиром, наносят первую сторону теодолитного хода, от первой точки которой откладывают ее длину в принятом масштабе, а на конечной точке строят измеренный горизонтальный угол и проводят направление следующей стороны хода, откладывают ее длину и т. д. На схематический чертеж выписывают из журнала теодолитной съемки средние значения измеренных горизонтальных углов, подсчитывают суммы их в каждом замкнутом ходе, вычисляют и выписывают на чертеже угловые невязки. Здесь же подписывают средние значения длин каждой стороны хода. Схематический чертеж используют при заполнении ведомости вычисления координат. Эти ведомости составляют для каждого теодолитного хода. Если

плановая привязка теодолитных ходов к пунктам опорной геодезической сети не производилась, то азимуты сторон хода вычисляют по измеренному магнитному азимуту одной из них и для одной из точек принимают условные координаты.

Составление плана теодолитной съемки начинают с нанесения точек теодолитных ходов, которые можно построить по длинам сторон и их румбам (или дирекционным углам) или по прямоугольным координатам.

При построении плана теодолитных ходов по длинам сторон и их румбам на листе бумаги параллельно ее краям проводят прямую  $CЮ$  (рис. 9.5, а) и принимают ее за направление меридиана. Намечают точку  $A$  теодолитного хода так, чтобы весь ход разместился на листе бумаги. Затем направления первой и всех последующих сторон хода строят с помощью транспортира, треугольника и линейки в соответствии с вычисленными румбами, а длины сторон откладывают

поперечным масштабом. На рис. 9.5, а показано положение транспортира, угольника и линейки при построении стороны  $AB$ , румб которой равен  $CB : 45^{\circ}30'$ . Центр транспортира и штрих, соответствующий  $45^{\circ}30'$ , должны лежать на прямой  $CЮ$ , а направление основания транспортира определяется названием румба. Треугольник передвигают вдоль линейки к точке  $A$  и прочерчивают линию  $AB_1$ . Прочертив направление последней стороны хода и отложив ее длину  $E_1A_1$ , из-за неизбежных погрешностей в построении направлений и длин сторон ход не замкнется. Отрезок  $AA_1$  называется *невязкой хода*. Если отношение размера невязки к периметру замкнутого хода менее  $1/200$ , то ее считают допустимой и увязывают ход по способу параллельных линий. Накопление невязки  $AA_1$  происходит в процессе построения всех сторон полигона. Следовательно, погрешности в положении точек  $B_1, C_1, \dots, A_1$  постепенно нарастают до  $AA_1$ . Учитывая это, при увязывании хода все его вершины сдвигают по параллельным  $A_1A$  направлениям пропорционально удалению от начальной точки. На рис. 9.5, а показаны неувязанный  $AB_1C_1D_1E_1A_1$  и увязанный  $ABCDE$  ходы. Величины смещений вершин такого хода можно определить графически. Для этого проводят прямую (рис. 9.5, б) и на ней в произвольном масштабе последовательно откладывают длины сторон  $AB_1, B_1C_1, \dots,$

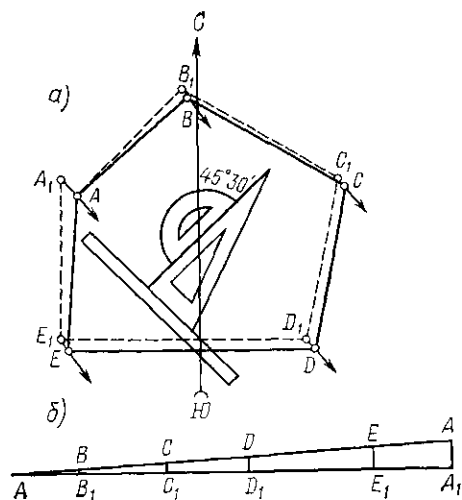


Рис. 9.5 Построение плана по румбам и длинам сторон:

а — порядок построения, б — распределение линейной невязки

$AB$ , румб которой равен  $CB : 45^{\circ}30'$ . Центр транспортира и штрих, соответствующий  $45^{\circ}30'$ , должны лежать на прямой  $CЮ$ , а направление основания транспортира определяется названием румба. Треугольник передвигают вдоль линейки к точке  $A$  и прочерчивают линию  $AB_1$ . Прочертив направление последней стороны хода и отложив ее длину  $E_1A_1$ , из-за неизбежных погрешностей в построении направлений и длин сторон ход не замкнется. Отрезок  $AA_1$  называется *невязкой хода*. Если отношение размера невязки к периметру замкнутого хода менее  $1/200$ , то ее считают допустимой и увязывают ход по способу параллельных линий. Накопление невязки  $AA_1$  происходит в процессе построения всех сторон полигона. Следовательно, погрешности в положении точек  $B_1, C_1, \dots, A_1$  постепенно нарастают до  $AA_1$ . Учитывая это, при увязывании хода все его вершины сдвигают по параллельным  $A_1A$  направлениям пропорционально удалению от начальной точки. На рис. 9.5, а показаны неувязанный  $AB_1C_1D_1E_1A_1$  и увязанный  $ABCDE$  ходы. Величины смещений вершин такого хода можно определить графически. Для этого проводят прямую (рис. 9.5, б) и на ней в произвольном масштабе последовательно откладывают длины сторон  $AB_1, B_1C_1, \dots,$

ЕА<sub>1</sub>. В точке А<sub>1</sub> строят перпендикуляр, откладывая на нем величину невязки АА<sub>1</sub> в масштабе плана и вершину перпендикуляра соединяют с начальной точкой А. Прочертив в точках В<sub>1</sub>, С<sub>1</sub>, ..., Е<sub>1</sub> перпендикуляры к прямой, получают отрезки В<sub>1</sub>В, С<sub>1</sub>С, ..., А<sub>1</sub>А, на величины которых надо сместить соответствующие точки теодолитного хода.

Нанесение точек теодолитного хода по координатам начинают после вычисления прямоугольных координат вершин ходов. Сначала рассчитывают необходимый размер листа чертежной бумаги. Если взять алгебраическую разность максимальной и минимальной абсцисс в масштабе плана и прибавить к этому 10—20 см для полей плана, то получим протяженность листа вдоль оси абсцисс. Аналогичным путем находят размер листа вдоль ординат.

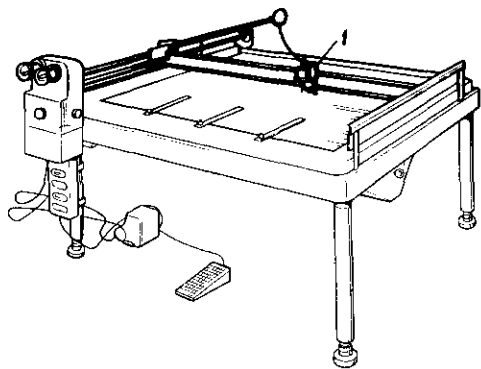


Рис. 96 Координатограф

Затем, используя координатограф, линейку Ф. В. Дробышева или ЛБЛ, строят координатную сетку со сторонами 10 см.

*Координатограф* (рис. 9.6) — прибор, служащий для построения на плоскости прямоугольной координатной сетки и нанесения точек по их прямоугольным координатам. Две взаимно перпендикулярные линейки, служащие осями прямоугольных координат, смонтированы на прямоугольной раме. Для отсчета координат  $x$  и  $y$  на них имеются соответствующие шкалы. Линейка, представляющая собой ось  $y$ , перемещается параллельно самой себе в направлении оси абсцисс, а по ней передвигается каретка 1 с наколочным устройством. Таким образом, каретка имеет две степени свободы и ее наколочное устройство можно установить по шкалам линеек в положение, соответствующее координатам  $x$  и  $y$  любой точки. Современные стационарные координатографы имеют большое рабочее поле и снабжены электронными устройствами, обеспечивающими автоматизацию процесса построения координатной сетки и отдельных точек.

Координатную сетку со сторонами квадрата 10 см удобно строить с помощью металлической линейки Ф. В. Дробышева (рис. 9.7). Она имеет шесть вырезов через 10 см, а длина ее скошенного прямого края первого выреза до конца линейки 70,711 см, что соответствует длине гипотенузы прямоугольного треугольника с катетами, равными 50 см. Прочертив по направлению диагонали листа бумаги прямую, откладывают на ней отрезок 70,711 см, отмечая на прямой засечками точки А и В (рис. 9.7, б). Затем линейку прикладывают к точке А, расположив ее примерно параллельно нижнему краю

листа бумаги, и в вырезах проводят дуги через 10 см. После этого линейку прикладывают к точке  $B$  и засекают отрезком 50 см точку  $C$ , отмечая дуги через 10 см. Треугольник  $ABC$  — прямоугольный. Аналогично получают точку  $D$  с дугами через 10 см по сторонам  $AD$  и  $BD$ . Положение точки  $D$  проверяют по диагонали  $CD$ . Точки  $A, B, C, D$ , а также пересечения дуг на соответствующих сторонах соединяют прямыми линиями. На рис. 9.7, б цифрами показана последовательность положений линейки при построении сетки. Аналогично строят координатную сетку со сторонами квадратов, равными 8 см, линейкой ЛБЛ.

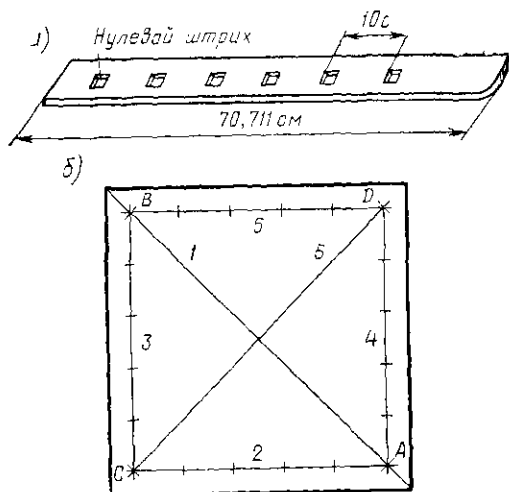


Рис 97. Линейка Ф В Дробышева.  
а — общий вид, б — построение координатной сетки

показана последовательность положений линейки при построении сетки. Аналогично строят координатную сетку со сторонами квадратов, равными 8 см, линейкой ЛБЛ.

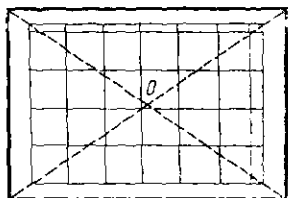


Рис. 98 Схема построения координатной сетки с помощью измерителя и линейки

Сетку можно построить измерителем и обычной линейкой. Для этого на листе бумаги проводят диагонали, от точки пересечения откладывают равные отрезки, получая таким образом вершины прямоугольника (рис. 9.8). Затем по сторонам прямоугольника измерителем откладывают отрезки 10 см, величину которых определяют по масштабной линейке. Соответствующие точки на противоположных сторонах соединяют линиями, которые образуют сетку квадратов. Контролируют построение по равенству диагоналей в каждом квадрате. Расхождение диагоналей не должно превышать 0,2 мм. После проверки и оцифровки координатной сетки на план наносят точки теодолитных ходов. Ситуацию строят последовательно с каждой точки и стороны теодолитного хода в строгом соответствии с данными абриса. Способы нанесения контуров и предметов на план аналогичны соответствующим действиям при съемке на местности с той особенностью, что на плане строят измеренные углы и стороны, при этом роль ленты выполняет измеритель с масштабной линейкой, теодолита — транспортир, эккера — треугольник. Все вспомогательные построения вычерчивают тонкими линиями и при оформлении плана удаляют, а числовые значе-

ния измеренных величин, записанные в абрисе, на плане не подписывают. Ситуацию сначала наносят с точек основных ходов, а потом с точек внутренних ходов план вычерчивают в соответствии с действующими условными топографическими знаками.

**Особенности съемки застроенных территорий.** Для съемки застроенных территорий характерны большая насыщенность ситуации различными контурами, ограниченные условия обзора участка съемки, повышенные требования к точности определения планового положения контуров и др. Съемку значительных по площади застроенных территорий выполняют аэрофототопографическим методом (см. гл. 10). При отсутствии материалов аэрофотосъемки или в случае небольших размеров снимаемого участка применяют теодолитную съемку или сочетание ее с другими видами съемки.

Съемку застроенных территорий подразделяют на съемку проездов, внутриквартальную и съемку рельефа. Съемку проездов и внутриквартальную съемку застройки можно выполнять способом прямоугольных координат, засечек, полярных координат, створов и др.; съемку рельефа — самостоятельно или в сочетании с горизонтальной съемкой.

Съемку проездов производят с пунктов опорной геодезической сети и точек съемочного обоснования. Вдоль улицы, в зависимости от условий съемки и ее ширины, прокладывают один или два съемочных теодолитных хода. С точек этого хода снимают все подробности, выражающиеся в масштабе плана: здания с архитектурными выступами, изломы фасадной линии, трамвайные пути, мачты, мосты, памятники, скверы, смотровые колодцы подземных коммуникаций, пункты съемочного обоснования, закрепленные долговременными знаками, и др. Следует иметь в виду, что углы кварталов и капитальных зданий должны иметь прямоугольные координаты. Удобнее всего координаты определять полярным способом с точек съемочных ходов. На план такие точки наносят по прямоугольным координатам. Другие контуры определяют способами линейных засечек и перпендикуляров. В процессе работы в абрис записывают результаты измерений, снятую ситуацию и все промеры, указывают в нем названия улиц, переулков, площадей, номера каждого дома, этажность, назначение и материал, из которого построено здание. Абрис ведут в крупном произвольном масштабе, четко и разборчиво, результаты измерений записывают мелкими, но четкими цифрами (рис. 9.9). При съемке проездов делают промеры по фасадной линии, фиксируя при этом все характерные точки, углы строений, иллюминаторы, начало и конец входов и выходов, границы участков и т. п. Все взятые по ленте отсчеты при обмере фасадных линий в абрисе записывают в скобках и ведут их от общего начала. Съемку внутри кварталов выполняют по окончании съемки проездов. Желательно результаты съемки проездов к этому времени нанести на план. Съемку ведут с точек ходов съемочного обоснования, опирающихся на пункты геодезической сети, созданного на проездах. При наличии препятствий допускают проложение висячих ходов, т. е. опирающихся одним концом на пункты планового

обоснования. Внутриквартальная съемка состоит из съемки строения и характерных точек ситуации с ходов съемочного обоснования и обмера габаритов всех строений, границ участков с выполнением связей между угловыми точками.

**Съемка железнодорожных станций.** Если материалы аэрофото-съемки станции отсутствуют или территория съемки небольшая, станцию снимают теодолитной съемкой. Геодезической плановой основой при этом служит магистральный полигонометрический или теодолитный ход, прокладываемый по оси главного железнодорожного пути или параллельно ему по междупутью. В пределах границ съемки можно прокладывать съемочные теодолитные ходы, связанные между собой и магистральным ходом, который должен начинаться с точки, лежащей на оси пассажирского здания. От середины длины пассажирского здания, измеренной по фасаду его со стороны путей, проводят перпендикуляр к оси главного пути. Пересечение осей пассажирского здания и глав-

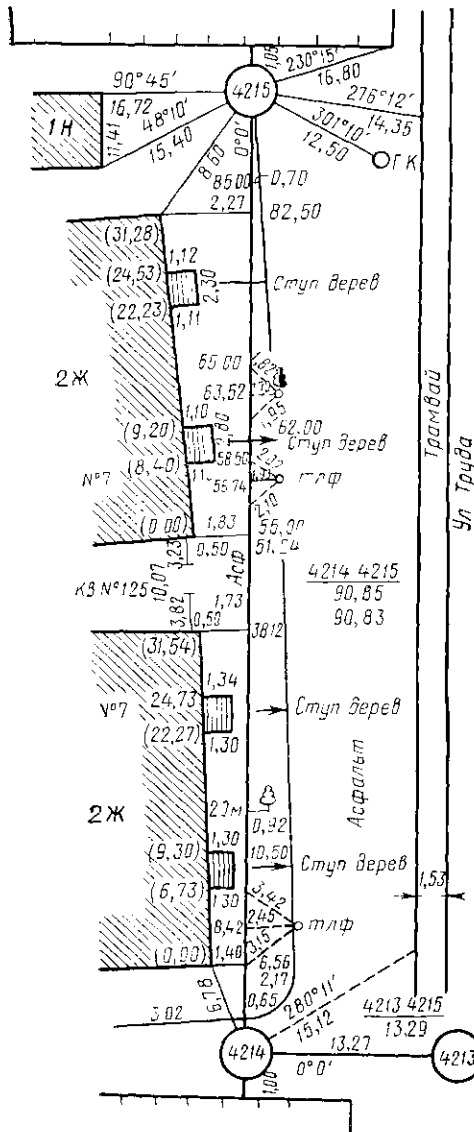


Рис 99 Абрис съемки проездов

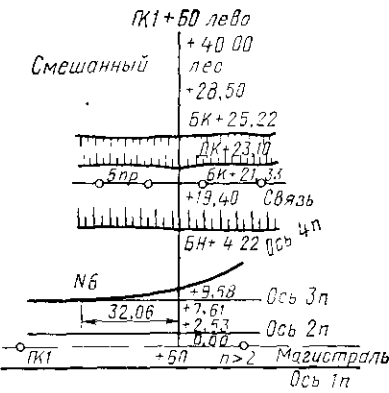


Рис 910. Абрис съемки участка железнодорожной станции:  
ПК — пикет; БК — биссектриса кривой;  
ДК — домар кривой

ного пути (или междупутья) считают началом прямоугольной системы координат в пределах станции. Эту точку привязывают к ближайшему пикету железнодорожного пути. Направление оси абсцисс принимают вдоль оси главного пути, оси ординат — перпендикулярно ей. Иногда вместо оси пассажирского здания принимают ось какого-либо технического сооружения. Для съемки путей, зданий, сооружений и других станционных устройств, в том числе пассажирских и грузовых платформ, делают промеры поперек путей, вдоль так называемых поперечников. Поперечники разбивают эккером или теодолитом через 50—100 м в зависимости от ситуации и прямолинейности путей. Поперечники замеряют с помощью стальной рулетки, ленты ЛЗ нарастающим итогом от магистрального хода. На станциях, где есть автоблокировка, измерения по поперечникам можно произвести только мерными приборами, которые имеют изоляционное покрытие. В крайнем случае применяют проверенные тесьмяные рулетки. На поперечниках фиксируют оси всех пересекаемых путей, платформы, здания, бровки, канавы, кюветы, опоры контактной сети, линий освещения и др. Результаты записывают в абрис (рис. 9.10). В нем указывают номера путей (№ 6), их специализацию, номера стрелок, марки крестовин и др. Абрисы используют для составления плана. Отдельно выполняют работы по съемке рельефа и получению данных для составления продольных и поперечных профилей. Съемку станций выполняют в масштабе 1 : 2000, а сортировочных горок и вытяжек — в масштабе 1 : 1000.

### § 9.3. Тахеометрическая съемка

**Сущность съемки.** Тахеометрическая съемка предназначена для получения топографического плана. Ее производят для создания планов небольших участков, съемки длинных и узких полос местности и съемки только рельефа на застроенной территории. План тахеометрической съемки создают в процессе камеральных работ.

При этой съемке с помощью только одного визирования зрительной трубой прибора на рейку, находящуюся на пикетной (сняваемой) точке, получают данные для вычисления трех ее координат — направления (горизонтального угла  $\beta$ ), расстояния  $d$  и превышения  $h$ , фиксирующие как в плане, так и по высоте положение пикетной точки относительно станции — точки, на которой установлен прибор. Угол  $\beta$  измеряют с помощью горизонтального круга тахеометра, горизонтальное положение вычисляют по формуле

$$d = (Kb + c) \cos^2 \nu = D \cos^2 \nu, \quad (9.2)$$

а превышения — по тахеометрическим формулам (8.33) или (8.34):

$$h = 0,5 D \sin^2 \nu + i - v, \quad \text{или} \quad h = 0,5 D \sin 2\nu. \quad (9.3)$$



Вычисления превышений  $h$  и горизонтальных проложений  $d$  [см. (9.2) и (9.3)] выполняют с помощью таблиц\*. Высота станций и речных точек соответственно

$$H_{сл} = H_{пр} + h; \quad H_{р.т} = H_{ст} + h, \quad (9.4)$$

где  $H_{сл}$ ,  $H_{пр}$ ,  $H_{р.т}$  — высоты следующей, предыдущей и речной точек;  $H_{ст}$  — высота станции.

**Приборы.** Тахеометрическую съемку выполняют теодолитами или тахеометрами с использованием дальномерных или нивелирных реек.

В соответствии с ГОСТ 10812—74 отечественная промышленность выпускает четыре типа тахеометров, основные характеристики которых даны в табл. 9.4.

Таблица 9.4

Метрологическая характеристика тахеометра	Нормы по типам			
	ТЭ	ТД	ТН	ТВ
Средняя квадратическая погрешность измерения угла, с, не более:				
горизонтального	3	8	8	45
вертикального	5	12	12	60
Средняя квадратическая погрешность измерения расстояний на 100 м, см, не более	2	4	20	15
Средняя квадратическая погрешность определения превышений по рейке, удаленной от прибора на 100 м, см, не более, при углах наклона.				
0—10°	—	5	5	—
10—20°	—	5	8	—
20—30°	—	6	12	—
Измеряемое расстояние, м:				
минимальное	20	20	5	2
максимальное	2000	180	350	180

Тахеометр электронный (ТЭ) — электрооптический прибор, предназначенный для измерения расстояний, горизонтальных и вертикальных углов с автоматической регистрацией результатов измерений.

**ТАХЕОМЕТР ТД.** Он предназначен для проложения полигонометрических ходов 2-го разряда и производства тахеометрических съемок повышенной точности. Прибор (рис. 9.11) сконструирован на базе теодолита Т5К и снабжен авторедукционным дальномером двойного изображения, дающим возможность измерять расстояния до 180 м, редуцированные (приведенные) на плоскость, по двухметровой горизонтальной рейке с относительной погрешностью около 1/5000. По этой же рейке определяют превышение, пред-

\* В Н Ганьшин, Л. С. Хренов Тахеометрические таблицы. М., Недра, 1967.

варительно переключив рукоятку 3 в положение, соответствующее режиму работы. Отсчеты по рейке выполняют с помощью отсчетного микроскопа 4 и нониуса. По принципу действия тахеометр ТД соответствует тахеометру «Редта».

**ТАХЕОМЕТР ТН.** Он представляет собой номограммный прибор, с помощью которого можно измерять горизонтальные и вертикальные углы, горизонтальные проложения расстояний и пре-

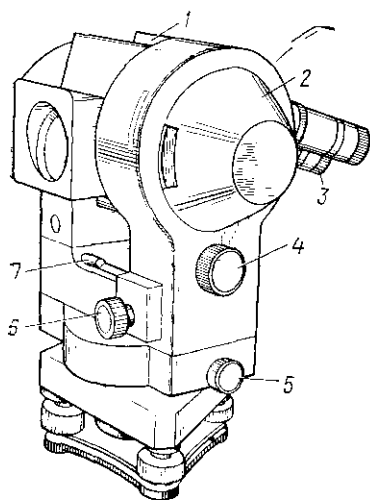
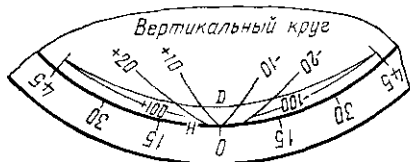


Рис. 9.11. Тахеометр ТД:

1 — оптический визир; 2 — дальномерно высотный узел; 3 — отсчетный микроскоп, 4 — рукоятка переключения режима работы узла 2; 5 — наводящее и закрепительное устройства зрительной трубы; 6 — наводящие и закрепительные устройства алиады, 7 — цилиндрический уровень

Рис. 9.12. Часть вертикального круга с номограммой



вышения. На видимую при круге лево часть вертикального круга нанесена номограмма (рис. 9.12), состоящая из основной окружности  $H$ , кривой горизонтальных проложений  $d$  с коэффициентом  $K_d=100$  и кривых превышений с коэффициентами  $K_h$ , равными  $\pm 10$ ,  $\pm 20$  и  $\pm 100$ .

При различных наклонах зрительной трубы в поле зрения видны различные участки кривых. Следует иметь в виду, что традиционное пересечение штрихов сетки, через которое обычно проходит визирная ось зрительной трубы, здесь отсутствует. Зрительную трубу тахеометра нужно наводить на рейку так, чтобы пересечение основной окружности с вертикальным штрихом оказалось наведенным на нужную точку рейки.

**ТАХЕОМЕТР ТВ.** Это оптический внутрибазовый прибор, снабженный дальномером двойного изображения с переменной базой на самом приборе (рис. 9.13). База измеряется перемещением каретки  $b$ . Он предназначен для определения горизонтальных положений и превышений при наведении зрительной трубы на местный предмет или специальную марку. Определяемые положения автоматически редуцируются на горизонтальную плоскость в зависимости от угла наклона: оптический клиновой компенсатор изменяет параллактический угол. Расстояния до 60 м можно измерять без рейки, от 60 до 180 м — по рейке. Деления горизонтального и вертикального кругов нанесены через  $10'$ . Отсчет выполняют по ин-

дексу с оценкой десятичных долей наименьшего деления на глаз до 1' по горизонтальному кругу с помощью микроскопа, по вертикальному — в поле зрения зрительной трубы, куда передаются изображения штрихов вертикального круга; зрительная труба дает прямое изображение. Тахеометр ТВ используют при тахеометрических съемках труднодоступных участков, съемках в городах при интенсивном движении транспорта, в железнодорожном и автодорожном строительстве.

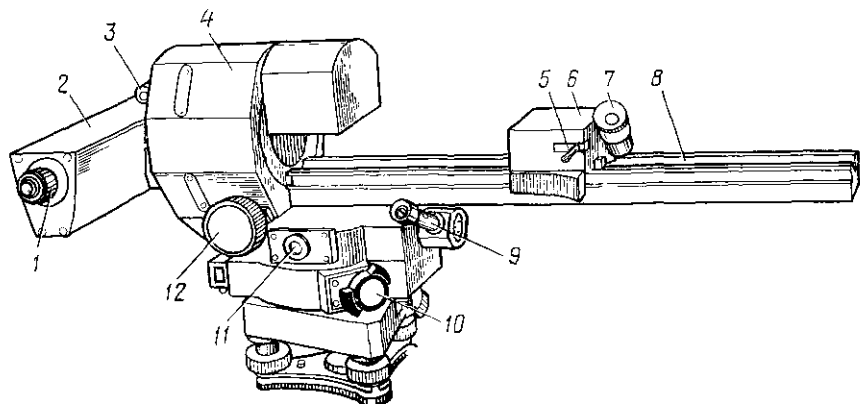


Рис. 9.13. Тахеометр ТВ:

1 — окуляр; 2 — зрительная труба; 3 — оптический визир; 4 — колонка; 5 — рукоятка; 6 — подвижная каретка; 7 — линза; 8 — базовая шина; 9 — микроскоп; 10 — закрепительное устройство горизонтального круга; 11 — оптический центр; 12 — наводящее устройство

**ТАХЕОМЕТР ДАЛЬТА.** Он выпускается в ГДР народным предприятием «Карл Цейсс» (рис. 9.14) и предназначен для измерения расстояний, редуцированных на плоскость, горизонтальных и вертикальных углов и превышений. Прибор представляет собой оптический теодолит с повторительной системой осей и зрительной трубой прямого изображения, в поле зрения которой видна номограмма (рис. 9.15). При определении расстояний и превышений точку пересечения основной кривой с вертикальным штрихом наводят на нуль рейки, установленный на высоте тахеометра. Отсчеты выполняют по соответствующим кривым так, как в тахеометре ТН. Рекомендуется применять рейки с выдвигной частью внизу, чтобы можно было быстро устанавливать нуль рейки на высоту прибора.

**Полевые работы.** При тахеометрической съемке в состав полевых работ входят рекогносцировка, выбор и закрепление точек съемочного обоснования, проложение ходов со съемкой ситуации и рельефа. Во время рекогносцировки выбирают и закрепляют на местности точки ходов с учетом их взаимной видимости, лучшего обзора для съемки и необходимой плотности (табл. 9.5). Обоснование тахеометрической съемки создают в виде теодолитно-нивелирных, теодолитно-высотных или теодолитно-тахеометрических ходов, которые должны опираться на пункты государственной гео-

дезической сети или геодезических сетей сгущения. Применение различных способов создания съемочного обоснования зависит от масштаба съемки, принятой высоты сечения рельефа, условий местности и др.

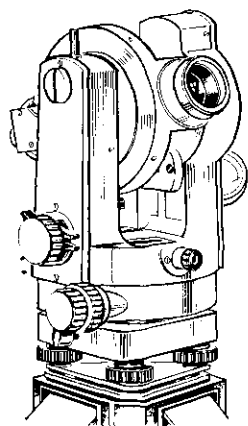


Рис. 9.14 Тахеометр Дальта

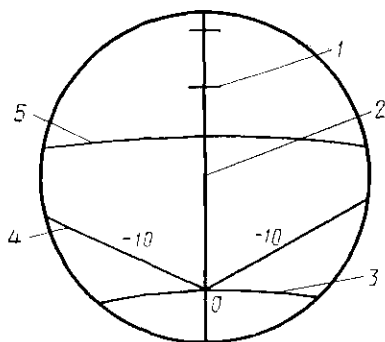


Рис. 9.15 Поле зрения зрительной трубы:  
1 — дальномерные пилы; 2 — вертикальный штрих сетки, 3 — основная кривая; 4 — кривая превышений; 5 — кривая расстояний

Таблица 9.5

Масштаб съемки	Максимальная длина хода, м	Минимальная длина сторон, м	Максимальное число сторон в ходе
1 : 5000	1200	300	6
1 : 2000	600	200	5
1 : 1000	300	150	3
1 : 500	200	100	2

В теодолитно-нивелирных ходах горизонтальные углы измеряют теодолитом или тахеометром, а стороны — лентами ЛЗ или дальномерами Д-2, ДНР-5, ДН-8. Высоты точек определяют геометрическим нивелированием. Применение этого способа дает наиболее точные результаты. В теодолитно-высотных ходах горизонтальные углы и длины сторон определяют так же, как и в теодолитно-нивелирных ходах, а превышения — топографическим нивелированием. В теодолитно-тахеометрических ходах стороны измеряют нитяным дальномером, горизонтальные и вертикальные углы — теодолитом. По углам наклона и расстояниям определяют превышения и вычисляют высоты точек. Для большей точности расстояния и превышения их определяют в прямом и обратном направлениях. Если разность между ними не превышает 4 см на каждые 100 м

расстояния, то из двух значений превышений за окончательный результат берут среднее. На каждой станции измеряют высоту тахеометра  $i$  и наведения  $v$ .

При изысканиях объектов линейного строительства ходы съёмочного обоснования располагают примерно посередине снимаемой полосы. Если съёмке подлежит сравнительно небольшой участок местности, то по его границе сначала прокладывают замкнутый ход, а затем внутри участка — диагональные ходы, обеспечивающие сплошную съёмку участка.

При проложении на местности ходов съёмочного обоснования горизонтальные углы измеряют одним полным приемом. Расхождение значений углов, полученных из различных полуприемов, не должно превышать двойной точности теодолита, а расстояний, измеренных нитяным дальномером прямо и обратно, —  $1/300$ . Колебание значения места нуля на станции не должно быть более двойной точности отсчетного устройства тахеометра. Допустимая угловая невязка в тахеометрических ходах  $f_{\beta \text{ доп}} = \pm 1' \sqrt{n}$ , где  $n$  — число углов в ходах, а допустимые линейные невязки

$$f_d = \sum d / (400 \sqrt{n}), \quad (9.5)$$

где  $\sum d$  — длина хода, м;  $n$  — число линий в ходе.

Высотная невязка [(см. 8.36)]  $f_h = \sum h - (H_{\text{кон}} - H_{\text{нач}})$  не должна превышать

$$f_{h \text{ доп}} = (0,04 \sum d) / \sqrt{n}. \quad (9.6)$$

Съёмку ситуации и рельефа выполняют одновременно с проложением ходов либо после их завершения. При совместной съёмке после окончания на станции измерений, необходимых для продолжения хода, определяют реечные точки для съёмки контуров и рельефа. Количество реечных точек на станции зависит от характера рельефа местности, сложности ситуации и от масштаба съёмки; их располагают на всех характерных точках контуров и рельефа. При средней сложности рельефа реечные точки рекомендуется набирать такой густоты, чтобы расстояния между ними были не более 2—3 см на плане. Реечные точки на местности не закрепляют, на них реечник устанавливает рейку, по которой наблюдатель делает отсчеты.

Работу на станции при съёмке на основе теодолитно-тахеометрического хода выполняют так. Устанавливают теодолит в рабочее положение над точкой хода, измеряют его высоту, отсчитывают ее на рейках и записывают в журнал (табл. 9.6). При круге право  $\Pi$  наводят зрительную трубу последовательно на переднюю и заднюю точки, где установлены рейки, и делают отсчеты по дальномеру, горизонтальному и вертикальному кругам. Далее переводят трубу через зенит и ориентируют лимб по передней точке хода, т. е. устанавливают отсчет  $0^\circ$  по горизонтальному кругу и вращением лимба направляют зрительную трубу на переднюю точку, после чего

Номера точек наблюдения	Отсчеты			Угол наклона $v$	Горизонтальное проложение $d$	$h' = 0,5D \cdot \sin 2v$	Высота наблюдения	Превышение $h$	Высоты реечных точек $H$
	по рейке, м	по горизонтальному кругу	по вертикальному кругу						
Ст. II, $i = 1,36$ м, $MO = +1'$ $H_{ст} = 147,35$ м									
III	218	$23^{\circ}39,4'$ $0^{\circ}00,0'$	П $0^{\circ}10,0'$ Л $359^{\circ}51,0'$	$+0^{\circ}09,5'$	218	$+0,60$	3,00	$-1,04$	
I	176	$222^{\circ}09,4'$ $198^{\circ}29,0'$	П $1^{\circ}30,0'$ Л $358^{\circ}32,0'$	$+1^{\circ}29,0'$	176	$+4,56$	3,00	$+2,92$	
7	72	$30^{\circ}32'$	Л $3^{\circ}19'$	$-3^{\circ}18'$	71,7	$-4,14$	1,36	$-4,14$	143,21
8	55	$47^{\circ}12'$	—	—	55,0	—	—	—	—
9	50	$71^{\circ}24'$	Л $3^{\circ}44'$	$-3^{\circ}43'$	49,8	$-3,24$	1,36	$-3,24$	144,11
10	62	$106^{\circ}10'$	Л $2^{\circ}47'$	$-2^{\circ}46'$	62,0	$-3,00$	1,36	$-3,00$	144,35
11	90	$129^{\circ}15'$	Л $1^{\circ}12'$	$-1^{\circ}11'$	90,0	$-1,36$	1,36	$-1,86$	145,49
12	112	$172^{\circ}20'$	Л $359^{\circ}45'$	$-0^{\circ}16'$	112,0	$+0,52$	1,36	$+0,52$	147,87

производят и записывают отсчеты по обоим кругам. Вращением алидады снова визируют на заднюю точку, вторично берут отсчеты по обоим кругам и записывают их в журнал. Здесь же на станции вычисляют  $MO$  вертикального круга, углы наклона линии визирования и по тахеометрическим таблицам — превышения  $h$  и горизонтальные проложения  $d$ .

Для определения реечных точек посылают речника на характерные точки контуров и рельефа, где он ставит рейки. При круге  $L$  и ориентированном лимбе вращением алидады последовательно наводят зрительную трубу на реечные точки и делают отсчеты по дальномеру, горизонтальному и вертикальному кругам и записывают их в журнал. Средний штрих сетки нитей зрительной трубы наводят на высоту тахеометра, отмеченную на рейке. В журнале вычисляют углы наклона, превышения и горизонтальные проложения. Так как отсчеты по вертикальному кругу определяли только при круге  $L$ , то углы наклона вычисляют по формуле  $v = MO - L$ . Значение  $MO$  получают как среднее значение места нуля вертикального круга из наблюдений на заднюю и переднюю точки хода, округленное до целых минут. По окончании съемки на станции зрительную трубу тахеометра вновь наводят на заднюю точку хода, чтобы по отсчету убедиться в неподвижности лимба. При работе номограммными тахеометрами вертикальные углы не измеряют, а превышения и горизонтальные проложения отсчитывают по рейке.

Для обеспечения точности съемки расстояния от тахеометра до реечных точек при съемке четких контуров берут не более 60 м при

масштабе плана 1 : 5000, 100 м при масштабе 1 : 2000 и 150 м при масштабе плана 1 : 5000. При съемке рельефа местности указанные расстояния можно увеличить в два раза. На равнинной местности высоты речных точек можно определять горизонтальным лучом, устанавливая визирную ось зрительной трубы прибора в горизонтальное положение. При установке на вертикальном круге отсчета, равному значению  $MO$ , визирная ось зрительной трубы будет занимать горизонтальное положение.

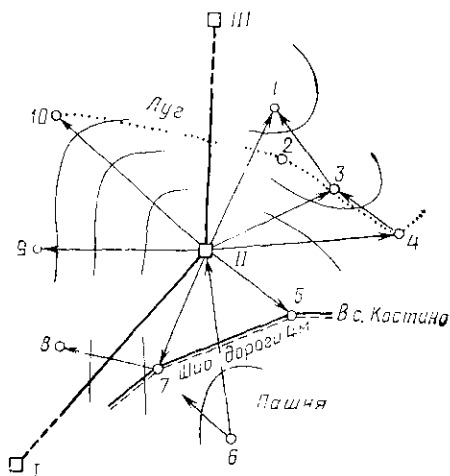


Рис. 9.16. Абрис тахеометрической съемки

На каждой станции одновременно с журналом тахеометрической съемки составляют абрис (рис. 9.16), где зарисовывают контуры местности (пашни, дороги), положение и номера соседних станций I—III и речных точек (1, 2, ...), стрелками указывают направления скатов неизменного уклона, условными горизонталями — основные формы рельефа.

Для контроля съемки и ускорения камеральных работ рекомендуется ежедневно по окончании работ в поле составлять для каждой станции план тахеометрической съемки на восковке размером 25×25 см. Эти планы дают возможность своевременно выявить грубые просчеты и устранить их. В дальнейшем их можно использовать для составления общего плана всего участка съемки.

**Камеральные работы.** В их состав входят проверка журналов, вычисление координат точек хода, высот точек ходов и речных точек, уравнивание превышений, составление и оформление плана тахеометрической съемки. Вначале проверяют все вычисления в журнале: углы наклона, горизонтальные проложения и превышения. Далее составляют схему теодолитно-тахеометрических ходов, на которую выписывают длины сторон, углы поворота, средние превышения, координаты и высоты исходных пунктов.

Вычисление угловых невязок в ходах, дирекционных углов и приращений координат и невязок в них, уравнивание углов, распределение невязок и вычисление координат точек ходов производят так же, как и для теодолитных ходов.

Невязка в превышении хода  $f_h = \sum h - (H_{\text{кон}} - H_{\text{нач}})$  не должна превышать значения, подсчитанного по формуле (9.6). Если невязки допустимы, их распределяют пропорционально квадратам длин сторон хода на все превышения со знаком, противоположным знаку невязки (табл. 9.7).

Номера точек	Горизонтальные проложения	Превышения, м			Поправки $\Delta h$	Исправленные превышения $h$ , м	Высоты $H$ , м
		прямое $h_{п}$	обратное $h_{о}$	среднее $h_{ср}$			
1							116,24
2	135,62	+4,20	-4,22	+4,21	-0,01	+4,20	120,44
3	148,30	-2,45	+2,41	-2,43	-0,01	-2,44	118,00
4	130,84	+1,81	-1,83	+1,82	-0,01	+1,81	119,81
1	160,26	-3,53	+3,57	-3,55	-0,02	-3,57	116,24

$$\Sigma h_{ср} = +0,05; \Sigma \Delta h = -0,05; \Sigma h = 0; f_h = +0,05 \text{ м}; f_{h_{доп}} = \pm 0,12 \text{ м}.$$

Составление плана тахеометрической съемки начинают с построения точек ходов. Обычно их наносят на план по прямоугольным координатам, в отдельных случаях по румбам (или дирекционным углам) и длинам сторон. Около каждой точки подписывают ее номер и высоту. Затем наносят реечные точки. Совместив нулевой диаметр транспортира с направлением стороны хода, по которому на данной станции ориентирован лимб, намечают по его дуге направления на реечные точки. Далее по этим направлениям откладывают соответствующие горизонтальные проложения и получают плановое положение реечных точек. Около каждой из них подписывают высоту. Затем, руководствуясь кроками станции, наносят на план снятую с данной станции ситуацию и по высотам точек интерполируют и проводят горизонтали. Для нанесения реечных точек на план применяют специальные тахеометрические транспортиры или тахеографы. Составленный в карандаше план сверяют с местностью и после корректуры вычерчивают тушью в соответствии с действующими условными топографическими знаками.

#### § 9.4. Мензуральная съемка

**Сущность съемки.** Мензуральная съемка — топографическая съемка, выполняемая непосредственно в поле с помощью мензулы и кипрегеля\*. Горизонтальные углы не измеряют, а строят графически, поэтому мензуральную съемку называют углоначертательной. При съемке ситуации и рельефа расстояния измеряют, как правило, дальномером, а превышения определяют тригонометрическим нивелированием. Построение плана непосредственно в поле дает возможность устранить грубые ошибки при съемке и достигнуть наиболее полного соответствия между топографическим планом и местностью.

\* Мензула — от лат. *mensula* — столик; кипрегель — от нем. *kippen* — опрокидывать и *regel* — линейка.



Мензультную съемку применяют на небольших участках при отсутствии материалов аэрофотосъемки или при экономической целесообразности. Ее достоинства — наглядность и возможность получения плана на месте производства работ; недостатки — большая затрата времени в полевых условиях, зависимость от погодных условий и громоздкость съемочного оборудования. Мензультная съемка включает в себя подготовку планшета, на котором

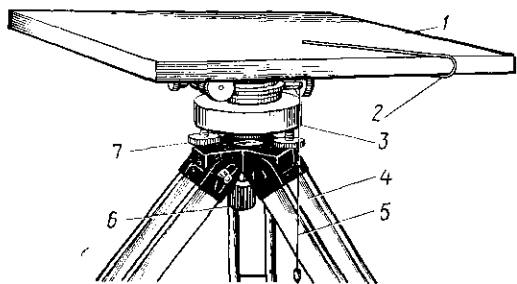


Рис 9.17 Мензультла с вилкой:

1 — мензультная доска-планшет, 2 — мензультная центрировочная вилка, 3 — подставка, 4 — штатив, 5 — нитяной отвес вилки, 6, 7 — становой и подъемный винты

строится план мензультной съемки; создание на местности планово-высотного геодезического съемочного обоснования; съемку ситуации и рельефа местности; вычерчивание и оформление плана.

Для выполнения мензультной съемки выпускают приборы в виде комплекта, в состав которого входят мензультла, кипрегель, штатив, ориентир-буссультль, мензультная центрировочная вилка, полевой зонт, рейки складные и другие принадлежности.

Мензультла (рис. 9.17) состоит из штатива 4, подставки 3 и мензультной доски-планшета 1. Металлическая подставка имеет три подъемных винта 7, один закрепительный и наводящее устройство. Подставка на штативе укреплена закрепительным винтом 6, а планшет прикреплен к подставке тремя крепящими винтами.

### Поверки мензультлы.

1. Мензультла должна быть устойчивой. Установив мензультлу, закрепляют планшет, ставят на него кипрегель и визируют на какую-либо точку А. Затем слегка надавливают сбоку, вблизи угла, на планшет; если после этого визирная ось не сошла с точки А, то условие выполнено, т. е. планшет пружинит и мензультла устойчива.

2. Верхняя поверхность планшета должна быть плоскостью. Если проверенная линейка, накладываемая в разных направлениях на планшет, прилегает к нему без просветов, условие выполнено.

3. Верхняя плоскость планшета должна быть перпендикулярна оси вращения мензультлы. По выверенному уровню на линейке кипрегеля приводят подъемными винтами плоскость планшета в горизонтальное положение. Вращают планшет вокруг оси и наблюдают за положением пузырька уровня. Если его центр отклоняется от нуля-пункта не более чем на 1—2 деления, то условие считают выполненным. Неисправности мензультлы устраняют в мастерской.

Центрировочная вилка с отвесом (рис. 9.18, а) служит для центрирования мензультлы, т. е. для установки точки а план-

шета над соответствующей точкой  $A$  местности. При горизонтальном положении планшета указатель вилки должен находиться на продолжении нити отвеса (рис. 9.18, б). Для проверки точку  $a$  планшета проецируют на точку  $A$  при двух диаметрально противоположных положениях вилки. Если обе проекции точки  $a$  совпадут, то условие выполнено. В противном случае надо переместить точку прикрепления нити отвеса.

Ориентир-буссоль (рис. 9.19) служит для ориентирования планшета относительно стран света. Стрелка ориентир-буссоли должна быть достаточно чувствительна, уравновешена, а ось вращения ее не должна иметь эксцентриситета. Кроме того, нуле-

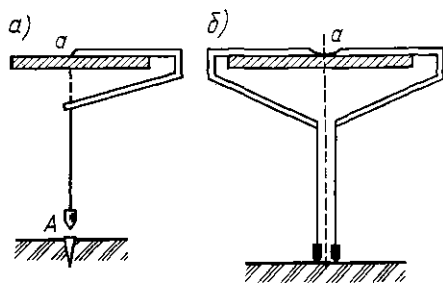


Рис. 9.18. Центрировочная вилка с отвесом (а) и ее проверка (б)

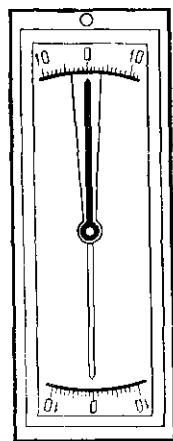


Рис. 9.19. Ориентир-буссоль

вой диаметр буссоли должен быть параллелен краю коробки буссоли.

Кипрегель предназначен для визирования на точки местности, прочерчивания направлений на планшете, измерения вертикальных углов и расстояний или их горизонтальных проложений и определения превышений. На рис. 9.20 показан номограммный кипрегель КН. Его зрительная труба  $11$  прямого изображения с внутренней фокусировкой имеет для удобства визирования ломаный окуляр  $3$ . На вертикальном круге, снабженном наводящим устройством  $9$  и уровнем  $6$  с зеркалом  $7$ , нанесены градусные деления через каждые  $5'$ , позволяющие делать отсчеты с точностью  $0,5'$ , причем положительным углам наклона соответствует знак «+», а отрицательным — знак «-». На круге кроме делений нанесена номограмма, изображение которой вместе с рейкой видно в поле зрения трубы (рис. 9.21) только при  $L$ . Перед снятием отсчетов по рейке центр пузырька уровня  $6$  необходимо совмещать с нуль-пунктом ампулы. После наведения пересечения основной кривой номограммы с вертикальным штрихом сетки на нуль рейки, установленный на высоте прибора, и совмещения центра пузырька цилиндрического уровня вертикального круга с нуль-пунктом ампулы производят отсчеты по кривым горизонтальных проложений  $d$  и превышений  $h$ , отсчитываемых по кривым  $D=100, 200$ . Цилиндрический

уровень на зрительной трубе позволяет использовать кипрегель для геометрического нивелирования. С основной линейкой с помощью двух шарниров соединена дополнительная линейка 15, имею-

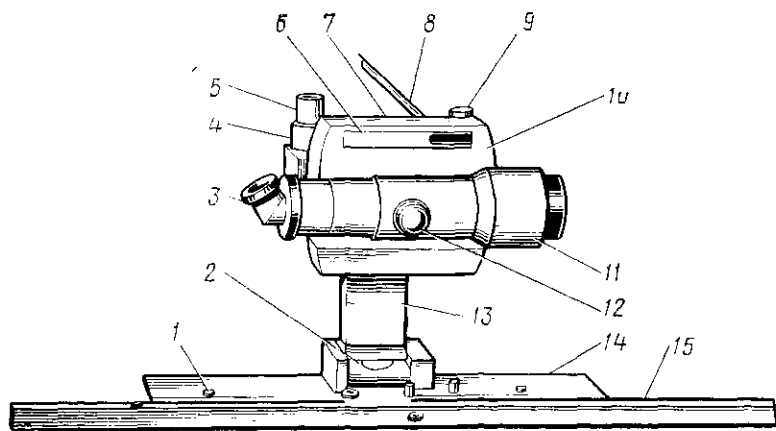


Рис. 9.20. Кипрегель КН:

1 — масштабная линейка; 2 — уровень при колонке; 3 — окуляр; 4, 5 — зажимное и наводящее устройства трубы; 6 — уровень вертикального круга; 7 — зеркало для наблюдения за уровнем; 8 — зеркало уровня зрительной трубы; 9 — наводящее устройство уровня вертикального круга; 10 — вертикальный круг; 11 — зрительная труба; 12 — маховичок-трубка; 13 — колонка; 14 — штифт наколочный; 15 — дополнительная линейка

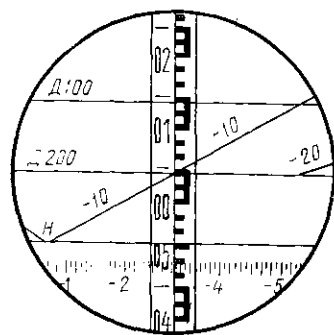
щая паз, по которому перемещается съемная масштабная линейка с наколочным штифтом 14 для нанесения снимаемых точек.

### Проверки кипрегеля.

1. Скошенное ребро линейки кипрегеля должно быть прямой линией, а нижняя поверхность ее — плоскостью. Для проверки ставят кипрегель на планшет и остро отточенным карандашом прочерчивают вдоль скошенного ребра линейки прямую. После этого переставляют кипрегель около этой прямой на  $180^\circ$ , прикладывают ребро линейки к ней и вновь прочерчивают прямую. Если обе прямые совпадут, то первая часть условия выполнена. Для проверки нижней поверхности линейки надо кипрегель поставить на выверенную мензульную доску и убедиться, что между линейкой кипрегеля и планшетом нет просветов. Необходимые исправления выполняют в мастерской.

Рис. 9.21. Поле зрения кипрегеля КН

Отсчеты по вертикальному кругу при  $L = -2^\circ 54,5'$ ; по кривой горизонтальных проложений  $d = 19,0$  м и кривой превышений  $h = -0,95$  м



2. Ось цилиндрического уровня на линейке кипрегеля должна быть параллельна ее нижней плоскости. Ставят кипрегель по на-

правлению двух подвешенных винтов и совмещают ими центр пузырька поверяемого уровня с нуль-пунктом ампулы. Отметим положение линейки черточками у ее концов, переставляют кипрегель на  $180^\circ$ . Если центр пузырька сойдет с нуль-пункта ампулы, то исправительными винтами уровня перемещают его к нуль-пункту на половину дуги отклонения от него. Поверку повторяют до выполнения условия.

3. *Визирная ось должна быть перпендикулярна оси вращения зрительной трубы.* Ставят кипрегель на планшет, наводят зрительную трубу на удаленный, хорошо видимый предмет и прочерчивают вдоль скошенного края линейки кипрегеля прямую. Примерно в середине ее намечают точку. Затем переводят трубу через зенит, поворачивают кипрегель на  $180^\circ$  вокруг этой точки, снова визируют на ту же точку местности и вдоль скошенного ребра линейки вновь прочерчивают прямую. В случае выполнения условия обе прямые на планшете должны совпасть. В современных кипрегелях неперпендикулярность визирной оси к оси вращения трубы устраняют только в мастерской.

4. *Вертикальный штрих зрительной трубы должен лежать в коллимационной плоскости трубы.* Для проверки условия ставят кипрегель на приведенный в горизонтальное положение планшет и совмещают вертикальный штрих с какой-либо хорошо видимой точкой предмета. Наводящим устройством трубы кипрегеля медленно вращают ее вокруг горизонтальной оси и следят за положением точки в поле зрения трубы. Если вертикальный штрих сетки не будет сходиться с изображением точки, то условие выполнено. Исправление положения вертикального штриха выполняют в мастерской.

5. *Ось вращения зрительной трубы должна быть параллельна нижней плоскости линейки.* Устанавливают мензулу в 20—30 м от высокого здания и наводят визирную ось зрительной трубы на высоко расположенную точку на здании. Затем, опустив трубу, отмечают на стене, примерно на высоте кипрегеля, проекцию точки, а по скошенному краю линейки прочерчивают прямую. Переводят трубу через зенит, переставляют кипрегель около прямой на  $180^\circ$  и, проделав те же действия, отмечают на стене проекцию точки. Если обе проекции точки совпадают, то условие выполнено. В современных кипрегелях это условие обеспечивается заводом.

6. *Коллимационная плоскость зрительной трубы должна проходить через скошенный край линейки кипрегеля или быть ему параллельной.* Планшет мензулы приводят в горизонтальное положение, устанавливают на нем отвесно две тонкие иголки на расстоянии 20—30 см одна от другой и прикладывают к ним скошенный край линейки кипрегеля. После этого, осторожно поворачивая планшет вокруг оси вращения мензулы, наводят визирную ось на хорошо видимый предмет. Если смотреть по створу двух иголок, то предмет должен находиться на продолжении их створа. Выполнение этого условия обеспечивает завод.

**Место нуля.** Для определения  $MO$  вертикального круга кипрегеля КН визируют на три хорошо видимые точки при вертикальном

круге  $\Pi$  и  $\mathcal{L}$  и каждый раз берут по нему отсчеты. Перед отсчетом наводящим винтом уровня вертикального круга совмещают центр пузырька уровня с нуль-пунктом ампулы. Вычисляют  $MO$  по формуле

$$MO = (\Pi - \mathcal{L})/2. \quad (9.7)$$

Если отклонение  $MO$  от номинального значения не превышает  $I'$ , то условие считают выполненным. В противном случае вращением трубы устанавливают на вертикальном круге отсчет, равный  $MO$ , а затем наводящим винтом вертикального круга устанавливают отсчет  $0^\circ$  и исправительными винтами уровня приводят центр его пузырька в нуль-пункт ампулы. Поверку повторяют до выполнения условия. Углы наклона вычисляют по формулам

$$v = (\Pi + \mathcal{L})/2 \quad \text{или} \quad v = \Pi - MO = \mathcal{L} + MO. \quad (9.8)$$

**Подготовка планшета.** Мензульную съемку производят на чертежной бумаге высокого качества или пленке-лавсан. Бумагу наклеивают взбитым яичным белком непосредственно на мензульную доску или сначала на жесткую основу в виде листов авиационной фанеры (столярным клеем) или алюминия (целлулоидным клеем), а затем основу прикрепляют к мензульной доске.

Перед началом работ на планшете строят координатную сетку и по прямоугольным координатам наносят вершины съемочных трапеций и имеющиеся в районе съемки пункты опорной геодезической сети. Для съемки в масштабах  $1:2000$ ,  $1:1000$  и  $1:500$  на планшет наносят квадраты со сторонами  $40 \times 40$  или  $50 \times 50$  см. Далее изготовляют кальку высот, на которую с планшета копируют координатную сетку, рамку плана и опорные геодезические пункты.

Для предохранения планшета при съемке от загрязнения его покрывают увлажненной чертежной бумагой (рубашкой), которую клейстером приклеивают к боковым и нижней сторонам мензульной доски. В этой бумаге над нанесенными на планшет пунктами делают вырезы, которые намечают с помощью кальки высот. В дальнейшем при выполнении съемки на планшете его постепенно освобождают от рубашки.

**Установка мензулы на станции в рабочее положение.** Она включает центрирование, горизонтирование и ориентирование планшета. Для центрирования планшет предварительно ориентируют на глаз и, действуя ножками штатива мензулы, приводят его приблизительно в горизонтальное положение. Одновременно следят, чтобы соответствующая точка планшета находилась примерно над точкой местности. После этого окончательно устанавливают мензулу. Уточняют центрирование планшета, а затем снова горизонтируют и ориентируют его. Допустимая ошибка в центрировании планшета не должна превышать половины точности масштаба плана. Поэтому при съемке в масштабе  $1:2000$  и крупнее планшет центрируют с помощью мензульной вилки, а при съемке масштабов  $1:5000$  и мельче — на глаз.

Для горизонтирования планшета ставят кипрегель на планшет так, чтобы линейка располагалась по направлению двух подъемных винтов подставки, и, вращая их в разные стороны, совмещают центр пузырька цилиндрического уровня на колонке с нуль-пунктом ампулы. Затем ставят кипрегель по направлению третьего подъемного винта и, действуя им, снова совмещают центр пузырька уровня с нуль-пунктом ампулы. Операцию повторяют до тех пор, пока при перестановке кипрегеля на  $90^\circ$  центр пузырька уровня не будет уклоняться от нуль-пункта ампулы не более чем 1—2 деления.

Планшет можно ориентировать с помощью буссоли или по имеющимся на планшете направлениям. При ориентировании планшета по ориентир-буссоли ее прикладывают к прочерчиваемому на плане направлению магнитного меридиана и вращают планшет до совмещения открепленной стрелки с нулевым диаметром кольца буссоли (или с индексами в ориентир-буссоли). Планшет будет ориентирован по магнитному меридиану с погрешностью  $\pm 15'$ . При ориентировании планшета по направлениям его надо установить в такое положение, при котором направления, нанесенные на планшете, будут параллельны горизонтальным проекциям соответствующих направлений на местности. Для этого, установив мензулу над начальной точкой направления, конец которого зафиксирован вехой, прикладывают скошенный край линейки кипрегеля к данному направлению на планшете и вращением планшета наводят визирную ось зрительной трубы на конечную точку данного направления. Сначала планшет вращают рукой до появления вехи в поле зрения трубы, а затем закрепляют планшет и наводящим винтом точно наводят вертикальный штрих сетки нитей зрительной трубы на низ вехи. Точность прикладывания линейки кипрегеля к направлению на планшете в основном зависит от длины этого направления. Если принять, что диаметр накола точки на бумаге равен 0,1 мм и что максимальная погрешность  $x$  в направлении визирной оси будет тогда, когда линейка кипрегеля окажется приложенной к касательной к противоположным краям наколов, то

$$x = 2r/d \quad \text{или} \quad x' = 0,34/d, \quad (9.9)$$

где  $x$ ,  $x'$  — максимальные погрешности в радианной мере и в минутах;  $r$  — радиус накола точки на бумаге;  $d$  — длина отрезка линии на планшете, м. Так, при длине отрезка на планшете  $d = 20$  см, по которому ориентируют планшет, погрешность в ориентировании  $x = 1,7'$ , а при  $d = 5$  см  $x = 6,8'$ . Для повышения точности ориентирования по направлениям линии прочерчивают не только между конечными точками, но и на продолжении — полях планшета.

**Мензульные засечки.** Для определения планового положения точек съемочной сети при мензульной съемке часто применяют мензульные засечки. Пусть на планшете даны точки  $a$  и  $b$  (рис. 9.22,  $a$ ), соответствующие точкам  $A$  и  $B$  на местности. Определить на планшете плановое положение точки  $C$ , в которой на местности установлена веха.

**Прямая засечка.** Для решения этой задачи мензулу устанавливают над точкой  $A$ , планшет центрируют, горизонтируют и

ориентируют по линии  $ab$ . Закрепив планшет, прикладывают скошенный край линейки кипрегеля к точке  $a$  на планшете и визируют на точку  $C$  местности. Вдоль скошенного края линейки кипрегеля прочерчивают линию  $ac'$ . Затем переходят с мензулой на точку  $B$ , где устанавливают ее в рабочее положение, ориентируя планшет по линии  $ba$ . Приложив скошенный край линейки кипрегеля к точке  $b$ , визируют на точку  $C$  и прочерчивают направление  $bc''$ . Пересечение прочерченных направлений  $ac'$  и  $bc''$  определит положение на планшете искомой точки  $C$ .

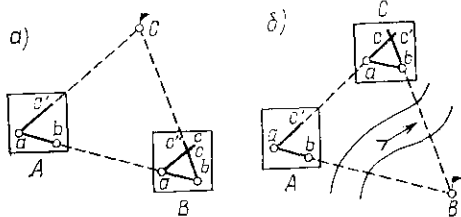


Рис. 9.22. Мензульные засечки:  
а — прямая, б — обратная

Обратная засечка. Если одна из точек, например  $B$ , недоступна для установки мензулы, то для получения планового положения точки  $C$  на планшете (рис. 9.22, б) сначала устанавливают мензулу над точкой  $A$ , ориентируют планшет по линии  $ab$  и строят на нем угол  $bac'$ . Затем переносят мензулу на точку  $C$ . Устанавливая над ней мензулу, центрируют планшет по приближенно намеченной на линии  $ac'$  точке  $c$  и ориентируют по линии  $c'a$ . Приложив линейку кипрегеля к точке  $b$  планшета, визируют на точку  $B$  местности, прочерчивают линию  $bc$  и таким образом засекают направление  $ac'$  в точке  $c$ . После этого проверяют центрирование планшета на точке  $C$  и, если оно окажется грубым, повторяют засечку направления  $ca$ . Наиболее благоприятной считается засечка под прямым углом. Засечки под углами  $30^\circ$  и более  $150^\circ$  не допускаются.

**Геометрическая сеть.** Мензульную съемку при изысканиях и строительстве железнодорожных сооружений производят на основе опорной геодезической сети, создаваемой в зависимости от площади и масштаба съемки построением триангуляции или проложением полигонометрических или теодолитных ходов. Высотное обоснование создают нивелированием IV класса или техническим. Сеть опорных точек сгущают построением геометрической сети, проложением мензульных ходов и определением дополнительных точек обратной засечкой по трем исходным по задаче Снеллиуса — Потенота. Небольшие участки местности снимают на основе 1—2 измеренных базисов.

Построение на планшете геометрической сети начинают с рекогносцировки участка и выбора ее точек. Их выбирают обычно на возвышенных местах с учетом видимости соседних точек и хорошего обзора для съемки окружающей местности. Точки геометрической сети закрепляют кольями и обозначают вехами длиной 3—6 м. К верхней части их прибавляют крестовину, а на нижней на расстоянии 1 м от конца делают затес и зарубку. На затесе записывают расстояние от крестовины до зарубки. Высотой вехи будет расстояние от торца кола до перекладки. Плановое положение вех на

планшете по определяющим засечкам. Пусть точки  $a$ ,  $b$  и  $c$  нанесены на планшет по координатам, а в точках 1, 2, ..., 6 на местности выставлены вехи (рис. 9.23, а). Плановое и высотное положения их надо определить. Для этого устанавливают мензулу над одним из исходных пунктов, например над точкой  $a$ , и приводят ее в рабочее положение, ориентируя планшет по линии  $ab$ . Затем, обычно при  $II$ , с помощью кипрегеля прочерчивают направления  $ab$  внутри рамок планшета и за ними на ближайшие определяемые точки 1 и 6. Отрезки линий, прочерченные за рамками, в последующем используют для ориентирования планшета на точках 1 и 6. Далее при двух положениях вертикального круга кипрегеля измеряют вертикальные углы на ближайшие вехи, высоту кипрегеля и высоту вехи на точке  $a$  и записывают их в журнал (табл. 9.8). Аналогично выполняют измерения сначала на остальных исходных пунктах  $b$  и  $c$ , а потом на всех точках геометрической сети. Точки, полученные на планшете засечкой не менее чем с трех соседних пунктов, накалывают, прорезают над ними в рубашке отверстия, обводят наколы на планшете кружками и подписывают номера. Для вычисления превышений измеряют на планшете расстояния  $d$  между точками сети, по формуле  $h = d \operatorname{tg} v + i - v + f$  для каждой стороны вычисляют прямые и обратные превышения и записывают их в журнал. Расхождения между ними допускают не более 4 см на 100 м расстояния  $d$ . Средние превышения и высоты исходных пунктов выписывают на схематический чертеж геометрической сети (см. рис. 9.23, б).

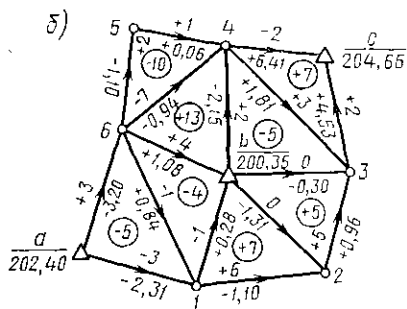
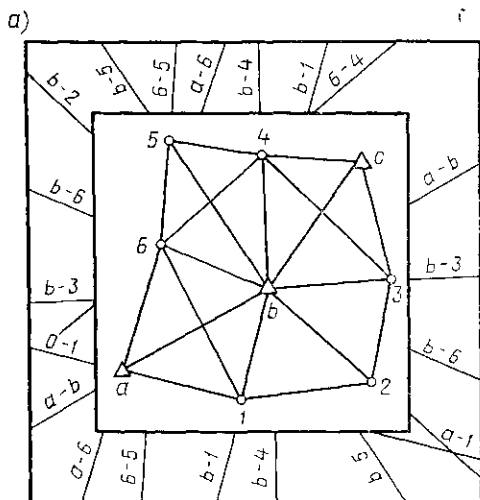


Рис. 9.23. Построение геометрической сети на планшете (а) и увязка превышений в сети (б)

Перед вычислением высот точек геометрической сети превышения предварительно уравнивают по треугольникам методом сравнения невязок, а потом по ходам между точками с исходными высотами. При уравнивании превышений этим методом придерживаются следующих правил: а) при разных знаках невязок в смежных



фигурах в общие для этих фигур превышения вводят наибольшие поправки, уменьшающие одновременно обе невязки; б) если знаки невязок в соседних фигурах одинаковые, то поправки в общие для них превышения должны быть минимальными.

Таблица 9.8

Обозначения	Направления на точки	
	<i>а</i>	<i>б</i>
<i>П</i>	359°49'	0°36'
<i>МО</i>	359°50'	0'
<i>Л</i>	0°09'	359°24'
<i>v</i>	-0°10'	+0°36'
<i>d</i>	649 м	622 м
<i>d tg v</i>	-1,88 м	+6,51 м
<i>i+f</i>	+1,44 м	+1,39 м
<i>-v</i>	-5,60 м	-4,00 м
<i>h</i>	-6,04 м	+3,90 м

На рис. 9.23, б пункты *a*, *b*, *c* — исходные. У середины выписаны превышения и поправки к ним, а внутри треугольников — невязки, подсчитанные для превышений, взятых по ходу часовой стрелки. После уравнивания превышений вычисляют высоты точек геометрической сети.

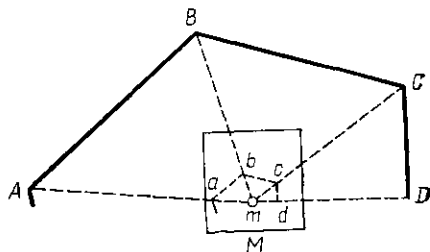


Рис. 9.24. Съемка ситуации

При построении геометрической сети на основе базиса последний выбирают примерно в середине снимаемого участка и измеряют его лентой ЛЗ 2—3 раза и расставляют вехи геометрической сети. Устанавливают в рабочее положение мензулу, над начальной точкой базиса ориентируя планшет с помощью ориентир-буссоли. Намечают на планшете начальную точку и, приложив к ней линейку кипрегеля скошенным краем, визируют на конечную точку базиса. Вдоль этого края линейки прочерчивают направление и на нем в масштабе съемки откладывают длину базиса. Дальнейшее построение геометрической сети на планшете на основе базиса выполняют так же, как и на основе пунктов с известными координатами.

**Съемка ситуации и рельефа местности.** Ситуацию и рельеф местности снимают с точек опорной сети путем определения реечных точек, которые выбирают на характерных местах, визируя на них при одном положении вертикального круга кипрегеля. Перед съемкой на каждой станции часть рубашки вырезают, открывая ту часть планшета, на которой производится съемка. Пусть требуется снять контур местности *ABCD* с точки съемочной сети *M* (рис. 9.24). Встав с мензулой над точкой *M*, планшет центрируют, горизонтируют и ориентируют. На точке *A* реечник держит отвесно дальнометрическую рейку. Приложив скошенный край линейки кипрегеля к точке *m* на планшете, визируют на рейку при *Л* и определяют горизонтальное проложение до точки *A*. Затем его откладывают вдоль

скошенного ребра линейки кипрегеля в масштабе съемки. В результате получают на планшете точку *a*, соответствующую точке *A* местности. Аналогично определяют на планшете точки *b*, *c* и *d*, соединив которые получают контур *abcd*, подобный контуру *ABCD* на местности. Для характерных точек рельефа кроме планового их положения определяют и высотное: измеряют превышение и, прибавив его к высоте станции, получают высоту речной точки. Для съемки рельефа определяют речные точки по вершинам, водоразделам, у подошв возвышенностей, на перегибах скатов, седловинах, в тальвегах, у урезов вод и т. д., высоты характерных точек местности (пересечения дорог, просек, резких изгибов контуров, поверхности земли у колодцев и др.). Отсчеты горизонтальных проложений, превышений на речные точки и их высоты записывают в журнал и подписывают на плане. По высотам речных точек на местности путем интерполирования проводят горизонтали, выражающие отдельные формы рельефа. При съемке контуров расстояния от станции до речных точек допускают не более 150, 100, 80 и 60 м и для масштабов соответственно 1 : 5000, 1 : 2000, 1 : 1000 и 1 : 500. При съемке рельефа эти расстояния следует увеличить в два раза, а при съемке застроенной территории уменьшить на 20—30%.

В процессе съемки ежедневно после полевых работ заполняют кальку высот. На нее наносят все речные точки с их высотами. Если планшет не вычерчивают на месте работы, то кроме кальки высот составляют кальку контуров, на которую копируют с планшета все контуры и предметы местности. При несложном рельефе и незначительном числе контуров составляют одну совмещенную кальку. Кальки необходимы для контроля вычерчивания планшетов и восстановления случайно стертых на планшете во время полевых работ контуров.

**Переходные точки.** Для сплошной съемки местности точек опорной сети часто бывает недостаточно. Тогда на незаснятых участках проложением мензульных ходов или по задаче Снеллиуса — Потенота определяют дополнительные точки, называемые *переходными*, и с них производят досъемку местности.

Мензульные ходы прокладывают между опорными точками, плановое и высотное положение которых на планшете известно. Для этого мензулу устанавливают в рабочее положение на начальной точке, ориентируя планшет по другой точке опорной сети. Выбирают первую точку мензульного хода и ставят на нее рейку. С помощью кипрегеля полярным способом определяют плановое положение этой точки на планшете и превышение ее над станцией. Далее с мензулой переходят на первую точку хода, устанавливают ее в рабочее положение, ориентируя планшет по стороне хода, которая прочерчена на планшете, и измеряют в обратном направлении расстояние и превышение. Аналогично определяют плановое положение второй точки хода и соответствующее превышение и т. д., пока речник не дойдет до конечной точки хода — точки опорной сети. Прочертив на планшете последнее направление и отложив расстояние, выявляют невязку в периметре хода. Если относитель-

ная невязка менее  $1 : 300$ , то ее распределяют по методу параллельных линий. После этого вычисляют среднее из прямого и обратного превышений для каждой стороны мензульного хода и невязку в превышениях  $f_h = \sum h_{\text{сп}} - (H_{\text{кон}} - H_{\text{нач}})$ , которая должна быть меньше допустимой  $f_{h\text{доп}} = 0,04 \sum d / \sqrt{n}$ . Если невязка допустима, ее распределяют на превышения пропорционально квадратам расстояний, а затем по исправленным превышениям вычисляют высоты точек мензульного хода. Для получения необходимой точности определения планового положения точек мензульных ходов длину последних допускают не более 1000, 500 и 250 м при съемке в масштабах соответственно  $1 : 5000$ ,  $1 : 2000$  и  $1 : 1000$ . При съемке в масштабе  $1 : 500$  проложение мензульных ходов не разрешается.

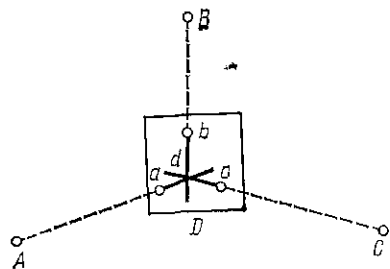


Рис 9.25. Определение на планшете четвертой точки по трем данным

Задача Снеллиуса — Потенота. При решении этой задачи определяют четвертую точку  $d$  на планшете по трем исходным точкам местности, положение которых на местности и планшете ( $a, b, c$ ) известно. Решают эту задачу различными способами.

Способ А. Н. Болотова. На не ориентированный планшет мензулы, установленной в точке  $D$ , прикрепляют лист восковки и примерно в середине его намечают точку  $d$ . Прикладывая край линейки кипрегеля к точке  $d$ , последовательно визируют на точки  $A, B$  и  $C$  местности и прочерчивают на восковке направления  $dA, dB$  и  $dC$ . Открепив восковку, перемещают ее так, чтобы прочерченные прямые одновременно проходили через точки  $a, b$  и  $c$  планшета, а затем точку  $d$  перекальвают с восковки на планшет (рис. 9.25). Если точка  $d$  окажется на окружности, проходящей через три точки  $a, b$  и  $c$ , то решение задачи невозможно, так как при любом ориентировании планшета направления  $Aa, Bd$  и  $Cc$  пересекутся в одной точке. После определения планового положения точки  $d$  планшет ориентируют по одной из линий  $da, db$  или  $dc$ , измеряют углы наклона на 2—3 ближайшие точки опорной сети, вычисляют превышения, а затем 2—3 значения высоты точки  $D$ . Если расхождение между ними допустимо, то за окончательное значение принимают среднее. Расстояния для вычисления превышений берут циркулем-измерителем с планшета с учетом масштаба съемки. Далее на данной станции приступают к съемке ситуации и рельефа местности.

Вычерчивание планшетов. По окончании мензульной съемки правильность ее проверяют в поле путем сличения плана с местностью и контрольных определений отдельных характерных точек кипрегелем. Далее план снимают с мензульной доски. Если бумага была наклеена белком, то ее подрезают у краев мензульной доски и она легко отделяется.

Вычерчивание планшетов. По окончании мензульной съемки правильность ее проверяют в поле путем сличения плана с местностью и контрольных определений отдельных характерных точек кипрегелем. Далее план снимают с мензульной доски. Если бумага была наклеена белком, то ее подрезают у краев мензульной доски и она легко отделяется.

Если съемка местности проводится на нескольких смежных планшетах, то для сводки их между собой съемку на каждом из них распространяют за рамки планшета примерно до 5 мм. Если по рамкам смежных планшетов контуры не совпадают в пределах 0,7 мм, а положение горизонталей — до  $\frac{1}{3}$  высоты сечения рельефа, то при сводке на обоих планшетах принимают среднее положение контуров и горизонталей.

Планшеты вычерчивают в условных топографических знаках. На планах масштабов 1:5000 и 1:2000 подписывают высоты не менее четырех пикетов на 1 дм<sup>2</sup> плана, а на планах масштабов 1:1000 1:500 — высоты всех пикетов. После вычерчивания план тщательно сличают с кальками контуров и высот и все замеченные недочеты устраняют.

### § 9.5. Нивелирование поверхности

*В результате нивелирования поверхности получают топографический план местности в крупном масштабе для проектирования вертикальной планировки при промышленном и жилом строительстве, осушительной и оросительной сетей, пристанционных площадок, аэродромов и др.* Плановую съемочную сеть в этом случае строят в виде квадратов, прямоугольников или магистралей с поперечниками, а высоты точек определяют геометрическим нивелированием. Нивелирование поверхности по квадратам или прямоугольникам применяют на открытой равнинной местности, а по магистралям с поперечниками — на пересеченной местности и при съемке месторождений строительных материалов, площадей небольших водотоков и др. Допускают сочетания нивелирования площадей с мензульной и тахеометрической съемками.

**Нивелирование поверхности.** Нивелирование по квадратам начинают с построения на местности сетки квадратов, которую разбивают теодолитом и мерной лентой ЛЗ. Размеры квадратов зависят от масштаба съемки и ее назначения, рельефа местности, заданной высоты сечения рельефа и других факторов. Длина сторон фигур на плане не должна превышать 2—4 см. Сначала разбивают сеть основных квадратов со сторонами 400—200 м, затем основные фигуры разбивают на меньшие со сторонами квадратов 40—20 м. Если территория небольшая, то сначала строят наружный полигон  $AE4'4'$  (рис. 9.26), для чего по привязке к пунктам опорной сети или к местным предметам получают направления более длинной стороны  $AE$ . Откладывая на местности ее длину, одновременно закрепляют по ее створу точки  $A, B, B', \dots, E$ . В точках  $E0, E4, A4$  с помощью теодолита строят прямые углы и по полученным направлениям намечают вершины квадратов. Сторону  $A4-A0$  сначала сравнивают с теоретическим значением, и если отношение расхождения к периметру полигона меньше  $1/1000$ , то делают разметку точек по сторонам полигона. Разбивку вершин квадратов внутри полигона выполняют промерами по створам  $BB', BV'$  и т. д. Точки сетки закрепляют кольями, а вершины полигона — более

надежно. Одновременно с разбивкой и закреплением вершин квадратов ведут съемку ситуации с занесением результатов в абрис. На абрисе кроме вершин квадратов указывают положение плюсовых и дополнительных точек, направление скатов местности, границы контуров и название угодий. По окончании разбивки квадратов нивелируют их вершины. Расстояние от нивелира до рейки должно быть не более 100—150 м. При длине сторон квадратов

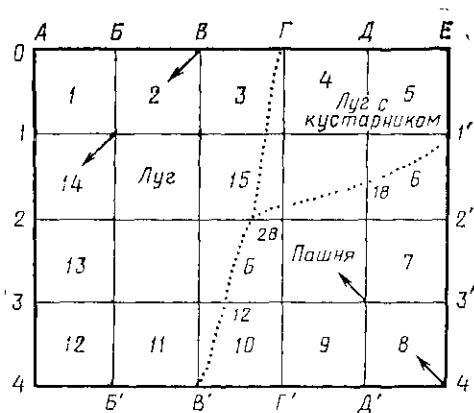


Рис. 9.26. Абрис разбивки сетки квадратов для нивелирования поверхности

100 м и более нивелируют вершины отдельных квадратов в порядке, указанном на рис. 9.26. Нивелир устанавливают в центре квадрата и берут отсчеты по рейке, устанавливаемой на всех вершинах его. Потом нивелируют следующий квадрат и т. д. Отсчеты по рейкам записывают на схематическом чертеже. При нивелировании для контроля вычисляют разности отсчетов по рейке у каждой точки и записывают их у середины сторон квадратов. Это будут разности горизонтов нивелира на станциях в соседних квадратах, кото-

рые должны быть одинаковыми и могут различаться на 4—10 мм в зависимости от точности нивелирных работ. Удобно вычислительную обработку результатов нивелирования по квадратам выполнять по способу И. И. Купчинова. Сумма средних разностей горизонтов нивелира  $\Sigma \Delta ГН$  в замкнутом ходе должна быть равна нулю. Поэтому невязка  $f_h = \Sigma \Delta ГН$ , где  $\Delta ГН$  — средняя разность горизонтов нивелира. Если она меньше допустимой  $f_{h доп} = 6\sqrt{n}$  мм ( $n$  — число станций в ходе), то ее распределяют с обратным знаком поровну на все разности. Далее из привязки к реперу государственной высотной сети определяют горизонт нивелира первой или какой-либо другой станции. Горизонты нивелира остальных станций получают по уравненным средним разностям горизонтов. Вычитая от горизонтов нивелира отсчеты по рейке, сделанные с данной станции, получают высоты вершин квадратов. Разности горизонтов нивелира в квадратах 15 и 16 (рис. 9.26) уравнивают между уже известными горизонтами нивелира в квадратах 3 и 10:  $f_h = \Sigma \Delta ГН - (ГН_{кон} - ГН_{нач})$ , где  $ГН_{кон}$ ,  $ГН_{нач}$  — горизонты нивелира в конечном и начальном квадратах. Поправки вводят в средние разности горизонтов нивелира, как в замкнутом ходе. По уравненным средним разностям горизонтов нивелира вычисляют горизонт нивелира в квадратах разомкнутого хода, а по ним и отсчетам по рейкам — высоты вершин квадратов.

При длине стороны квадрата 50 м и менее нивелирование поверхности выполняют с установкой нивелира не во всех квадратах, так как с одной станции можно выполнить нивелирование вершин нескольких квадратов. Каждая станция должна иметь связь с соседней через две (или более) связующие точки. Отсчеты по рейкам записывают в журнал нивелирования. При небольших размерах участка все вершины квадратов можно нивелировать даже с одной станции.

Нивелирование по магистралям с поперечниками состоит в проложении на местности по характерным линиям рельефа теодолитных ходов с разбивкой пикетов и поперечников (рис. 9.27). Число высотных точек должно обеспечивать необходимую точность съемки рельефа. Поперечники располагают так, чтобы их точками была равномерно покрыта вся территория участка съемки и расстояние между точками на плане не превышало 2—3 см. Проложение теодолитных ходов обеспечивает получение планового положения всех точек, а геометрическое нивелирование

по ходам и поперечникам дает возможность получить высоты. На рис. 9.27, а показана схема нивелирных ходов при нивелировании участка месторождения строительных материалов. Закрепленные по магистрали АВ начальные точки поперечников дадут возможность не только использовать поперечники для съемки рельефа, но и при разработке карьера вести дежурные профили поперечникам для учета объема выбранных строительных материалов. На рис. 9.27, б показана схема нивелирных ходов при съемке лоции небольших водотоков в процессе железнодорожных изысканий.

**Составление плана нивелирования поверхности.** При составлении плана сначала на чертежной бумаге в масштабе съемки строят сетку квадратов или по координатам наносят точки теодолитно-нивелирных ходов. Затем по абрисам наносят плюсовые, дополнительные точки поперечников, а также ситуацию. Около каждой точки подписывают их высоты, округляя их до 1 см. По сторонам квадратов и направлениям скатов, указанных на абрисе стрелками, интерполируют и проводят горизонталы. План вычерчивают в

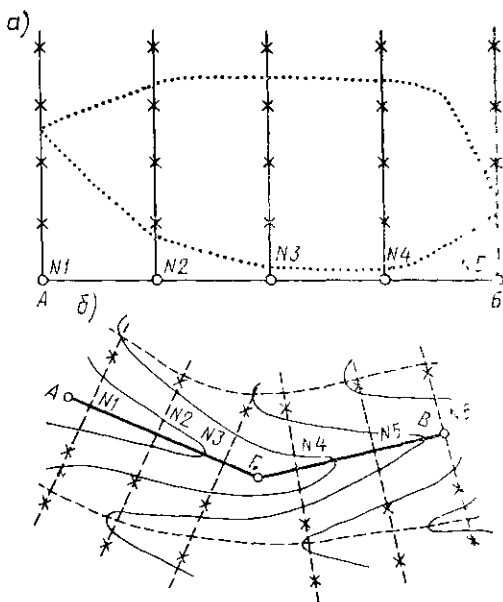


Рис. 9.27. Схема разбивки магистралей с поперечниками:

а — для нивелирования участка месторождения строительных материалов, б — для съемки лоции небольшого водотока

условных топографических знаках и оформляют соответствующими подписями. Для последующего проектирования вертикальной планировки стороны квадратов целесообразно сохранить на плане, вычерчивая их тушью.

## ГЛАВА 10. ФОТОТОПОГРАФИЧЕСКИЕ СЪЕМКИ

### § 10.1. Виды фототопографической съемки

*Фототопография* — раздел геодезии, изучающий методы создания планов и карт путем фотографирования территории. Ее делят на наземную (фототеодолитную) съемку, производимую с земли, и аэрофотосъемку — с воздуха. Фотографирование территории осуществляется специальным аэрофотоаппаратом (АФА) в основном с самолета, но иногда и с вертолета. Различают аэрофотосъемку комбинированную и стереофототопографическую. При комбинированной съемке по аэроснимкам составляется ситуационная часть плана, а рельеф снимается в поле мензульным комплектом или тахеометром. При стереофототопографической съемке контурная часть и рельеф изображаются по аэроснимкам в камеральных условиях на специальных фотограмметрических приборах.

Стереофототопографическая съемка — основной метод создания топографических карт на больших площадях. Ее достоинства — быстрота, точность и полнота изображения местности.

Комбинированную съемку эффективно применяют в равнинных районах со слабо выраженным рельефом и там, где нужна особая точность определения высот точек.

Измерения по снимкам требуют значительно меньших затрат труда, чем на земной поверхности. Поэтому методы фототопографии имеют исключительно важное значение при изысканиях путей сообщения.

### § 10.2. Наземная фототопографическая съемка

Цель наземной фототопографической съемки — составление топографических планов местности по снимкам, сделанным с земной поверхности. Одни и те же участки местности должны изображаться на двух снимках, снятых с разных точек. Точки  $S_1$  и  $S_2$ ,  $S_3$  и  $S_4$ , с которых ведется съемка, называются конечными точками базисов  $B$  и  $B_1$  (рис. 10.1).

Съемку местности выполняют специальным прибором — *фото-теодолитом*. Для составления плана необходимо знать геодезические координаты точек, с которых ведется фотографирование. Поэтому в комплект фото-теодолита кроме точной фотокамеры (рис. 10.2) входят теодолит и базисный жезл для параллактического определения длин линий. При съемке ось фотокамеры по уровню устанавливают горизонтально. По отношению к базису она

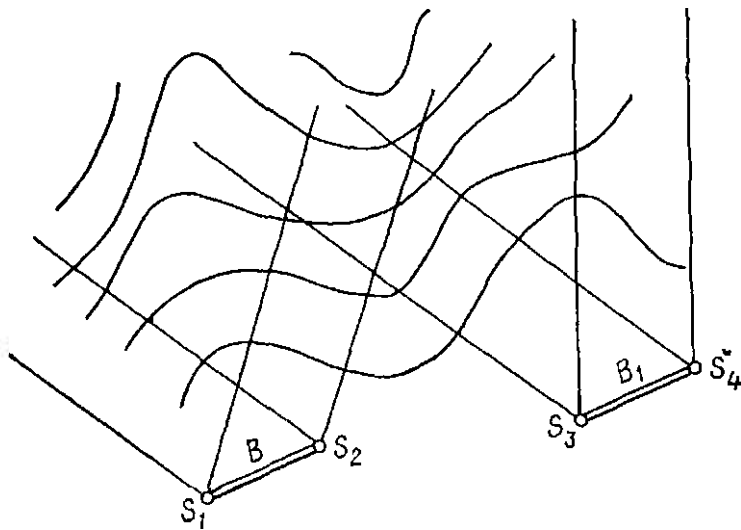


Рис 101 Схема расположения базисных точек при фототеодолитной съемке

BOOKS.PROEKTANT.ORG  
 БИБЛИОТЕКА ЭЛЕКТРОННЫХ КОПИЙ КНИГ  
 для проектировщиков и технических специалистов

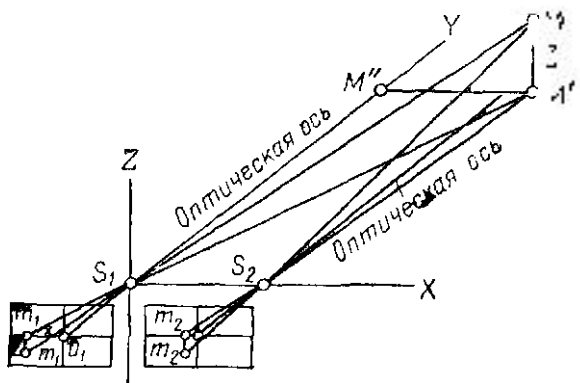


Рис 103 Система координат при фототеодолитной съемке

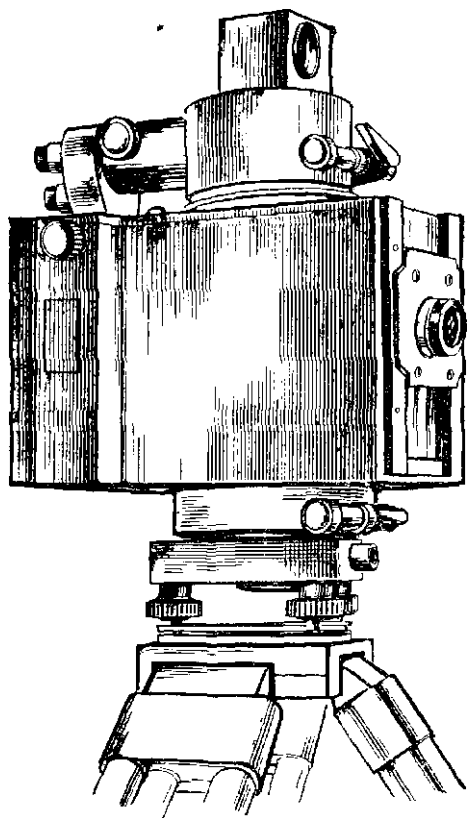


Рис 102 Фототеодолит «Фотэо 19/1318»

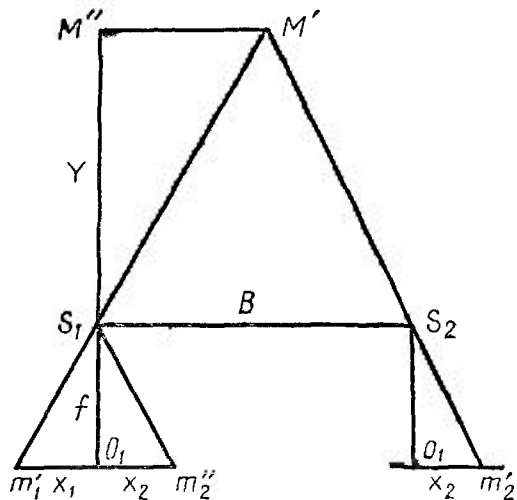


Рис 104 Изображение точки  $M'$  на фотоснимках



может быть перпендикулярна на обоих концах (при нормальном случае съемки) или отклоняться на одинаковый угол.

Фотограмметрическую систему для определения координат какой-либо точки  $M$  на модели снимаемой местности (рис. 10.3) выберем так: начало поместим в точке  $S_1$  — центре фотографирования левого снимка, ось  $Z$  направим вверх; ось  $Y$  — по оптической оси, а ось  $X$  — перпендикулярно  $Y$  и  $Z$ . Получим правую систему координат. Из подобных треугольников  $S_1M'M''$  и  $S_1O_1m_1'$ ,  $S_1MM'$  и  $S_1m_1't_1$  найдем

$$X = xY/f, \quad Z = zY/f, \quad (10.1)$$

где  $x, z$  — координаты точек на фотоснимке.

Для нахождения  $Y$  рассмотрим рис. 10.4. Обозначим отрезок  $m_1'm_2'' = x_1 - x_2 = p$ , где  $m_1', m_2''$  — изображения точки  $M$  местности на левом и правом снимках;  $p$  — продольный параллакс. Величина  $x_2$  взята со знаком «—», так как согласно рис. 10.4 она получилась отрицательной.

Из подобных треугольников  $S_1M'S_2$  и  $S_1m_1'm_2''$ , где  $Y$  и  $f$  — их высоты, получим  $Y/f = B/p$ . Отсюда

$$Y = fB/p. \quad (10.2)$$

Величины  $x, z, p$  измеряются на специальном приборе — стереокомпараторе, позволяющем построить пространственную модель местности и выполнять измерения с помощью передвижной марки. Марку совмещают с выбранными точками модели местности и по соответствующим шкалам читают величины  $x, z$  и  $p$ .

Для передачи геодезических координат на левые точки установки фотокамеры  $S_1, S_3, \dots$  (см. рис. 10.1) через эти точки от пунктов геодезической основы прокладывают полигонометрический и нивелирный ходы.

Переход от фотограмметрических координат точек местности снимка к геодезическим выполняют по формулам

$$\begin{aligned} X_i &= X_{S_1} + Y \cos \alpha - X \sin \alpha; \\ Y_i &= Y_{S_1} + Y \sin \alpha + X \cos \alpha; \\ Z_i &= Z_{S_1} + z, \end{aligned} \quad (10.3)$$

где  $\alpha$  — дирекционный угол оптической оси левого снимка;  $X_{S_1}, Y_{S_1}, Z_{S_1}$  — геодезические координаты центра фотографирования левого снимка.

В последнее время намечается тенденция уменьшения наземных полевых измерений, что экономически выгодно. Геодезическим методом находят координаты сравнительно редко расположенных на местности точек, координаты остальных определяются в камеральных условиях с помощью измерений по снимкам и вычислений на ЭВМ.

Составление плана по точкам с координатами, вычисленными по формулам (10.3), требует больших затрат времени. Гораздо эффективнее это достигается на специальных приборах — стерео-

автографах, технокартах. На них строят пространственную модель местности. Затем измерительную марку последовательно наводят на точки местности. Специальное устройство отображает положение марки на планшете в заданном масштабе. При перемещении марки вдоль линии местности с одной и той же высотой на плане проводится горизонталь; при перемещении ее по границе контуров на плане отображается это граница. Качество съемки проверяют сравнением координат точек, полученным по снимкам, с координатами тех же точек, вычисленных по наземным полевым измерениям.

Средняя квадратическая погрешность определения ординат

$$m_y = [m_p / (bf)] Y^2,$$

где  $m_p$  — погрешность измерения продольных параллаксов;  $b$  — базис фотографирования в масштабе снимка;  $f$  — фокусное расстояние камеры.

Следовательно, с увеличением базиса точность определения повышается. Обычно принимают  $b = Y/4 \div Y/20$ .

От правильного выбора точек базиса во многом зависит качество съемки. Их выбирают так, чтобы с них охватывалась при фотографировании наибольшая площадь, а местность изображалась без разрывов и не загораживался дальний фон.

Наземная стереосъемка при изысканиях дорог целесообразна для местности с сильно выраженным рельефом, на косогорных участках, скальных прижимах, где аэрофотосъемка не всегда может обеспечить необходимую точность, а мензульная и тахеометрическая съемки не используются в этом случае из-за труднодоступности речных точек. Наземную стереосъемку применяют при определении деформаций сооружений, объемов горных выработок, измерении архитектурных памятников, шероховатостей обрабатываемых поверхностей и др.

### § 10.3. Аэрофотосъемка местности

Для изысканий линейных сооружений аэрофотосъемку ведут отдельными прямолинейными маршрутами (рис. 10.5), составляющими между собой некоторые углы. Иногда прокладывают несколько связанных между собой параллельных маршрутов, где требуется топографическая характеристика широкой полосы местности. Для картографирования территории в государственных целях и изыскания инженерных сооружений невытянутой формы делают площадную аэрофотосъемку перекрывающимися друг друга маршрутами.

Снимки одного маршрута имеют продольное перекрытие (рис. 10.6), а рядом расположенных маршрутов — поперечное перекрытия. Таким образом, на смежных снимках в зоне перекрытий оказываются сфотографированными одни и те же участки местности. Это обеспечивает непрерывность съемки и возможность построить пространственную модель местности (см. § 10.11). Продольное  $p$  и поперечное  $q$  перекрытия устанавливают обычно в

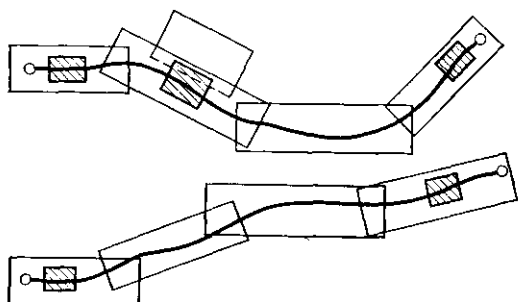
процентах к площади снимка:  $p=60 \div 65\%$ ;  $q=30 \div 40\%$ , в отдельных случаях  $p=80$  или  $90\%$ ;  $q=60\%$ .

Аэрофотосъемка может быть перспективной, когда отклонение оптической оси фотокамеры от отвесного направления более  $3^\circ$ , и плановой, когда это отклонение меньше  $3^\circ$ .

Гиостабилизирующие установки сводят углы наклона снимков к горизонту до  $15-20'$ .

Масштаб изображения местности на разных снимках и на одном снимке непостоянен, однако для плановой аэрофотосъемки его среднее значение определяется формулой (рис. 10.7)

$$1/m = a_0 b_0 / AB = f / H, \quad (10.4)$$



- Крупномасштабная аэрофотосъемка отдельных участков
- Варианты трассы
- Маршрут аэрофотосъемки основного масштаба

Рис. 10.5. Маршрутная аэрофотосъемка

где  $m$  — знаменатель масштаба,  $H$  — средняя высота полета;  $AB$ ,  $a_0 b_0$  — соответственно длины отрезка на местности и снимке.

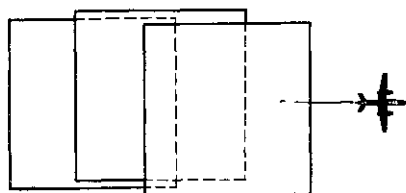


Рис. 10.6. Продольное перекрытие снимков

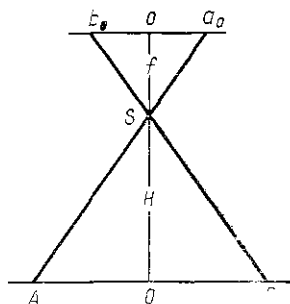


Рис. 10.7. К расчету среднего значения масштаба

Формулу (10.4) используют при планировании летно-съёмочных работ, т. е. для согласования между собой  $m$ ,  $H$  и  $f$ . Местность фотографируют с помощью АФА, установленных в самолетах, обладающих хорошей устойчивостью полета, с использованием специального оборудования для определения положения центра фотографирования в моменты съемки местности.

Аэрофотоаппарат (рис. 10.8) состоит из фотокамеры I, аэроплёночной кассеты II, фотоустановки III. Основные части фотокамеры — объектив, затвор и прикладная рамка. Кроме того, АФА снабжен командным прибором IV для управления работой затво-

ра и часто гиросtabilизирующим устройством для автоматического удержания главной оптической оси АФА в отвесном положении. При фотографировании каждый раз отмечают показания радиовысотомера и дифференциального барометра высотомера (статоскопа), позволяющие определять высоту полета над поверхностью земли и ровной поверхностью. Фиксируются также показатели других навигационных устройств. В отечественных АФА размеры прикладной рамки и снимка  $18 \times 18$  см; фокусные расстояния 55—500 мм. Скоростные затворы обеспечивают выдержки до  $1/1000$  с.

При аэрофотосъемке самолет необходимо вести по заданному прямолинейному направлению и высоте, руководствуясь летной картой. Командный прибор включает затвор через такие равные промежутки времени, чтобы обеспечивалось заданное продольное перекрытие снимков. После съемки вдоль одного маршрута самолет меняет курс на  $180^\circ$  и летит обратно параллельно первому маршруту так, чтобы сохранялись необходимые продольные и поперечные перекрытия.

Кассеты с заснятой пленкой обрабатывают в полевой фотолаборатории. С аэронегативов получают контактные отпечатки на копировальных приборах, из которых создают накидной монтаж; при этом снимки накладывают друг на друга перекрывающимися частями с совмещением одноименных контуров. Накидной монтаж фотографируется в уменьшенном виде и используется для предварительного изучения местности. По накидному монтажу проверяют качество залета, допустимость величин продольного и поперечного перекрытий снимков, прямолинейности маршрутов, разномасштабность снимков, качество фотографирования. Устанавливается также наличие фиксации показаний радиовысотомера, статоскопа и радиогеодезических станций.

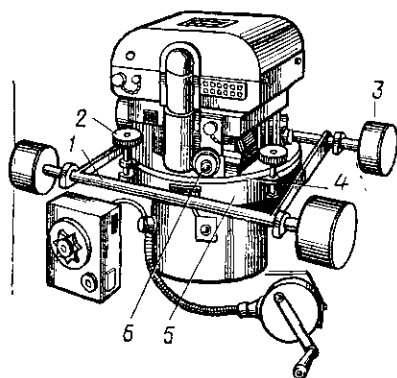


Рис. 10.8. Аэрофотоаппарат:  
1 — рама; 2 — подъемный винт; 3 — затвор;  
4, 5 — карданные кольца; 6 — ролик

#### § 10.4. Аэрофотоснимок, его основные метрические свойства; масштаб и искажение

*Аэроснимок* — это проекция точек местности прямолинейными лучами, проходящими от них через центр объектива АФА до пересечения с плоскостью прижимной рамки. На нем есть ряд точек и линий с важными геометрическими свойствами. Они помогают учитывать искажения на снимке из-за нестабильности полета и рельефа местности.

Предположим, что все точки местности лежат в одной горизонтальной плоскости  $E$  (рис. 10.9), называемая *предметной*. Плоскость аэроснимка  $P$  наклонена по отношению к плоскости  $E$  на угол  $\alpha$ , не превышающий  $3^\circ$  для плановой съемки. Положение центра проецирования  $S$  взято по одну сторону от плоскостей  $E$  и  $P$ , что соответствует прямому изображению местности. Если точку  $S$  взять между плоскостями  $E$  и  $P$ , то изображение превратится в негативное без изменения метрических свойств. Используют оба положения центра  $S$  с целью достижения большей наглядности.

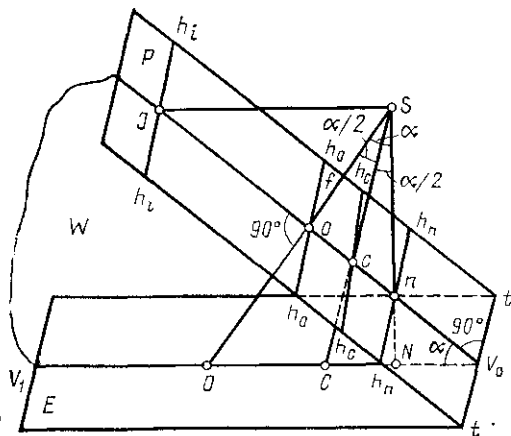


Рис. 10.9. Элементы центральной проекции

На рис. 10.9 приняты обозначения:  $tt$  — линия пересечения плоскостей  $E$  и  $P$ , называемая *основанием картины*,  $So$  — главный луч, перпендикулярный плоскости  $P$ ;  $o$  — главная точка снимка;  $SN$  — отвесная линия, перпендикулярная плоскости  $E$ ;  $n$  — точка надира — пересечение с плоскостью  $P$  линии  $SN$ ;  $N$  —

проекция точки  $n$  на плоскость  $E$ ;  $H$  — высота фотографирования;  $W$  — плоскость главной вертикали, она проходит через линии  $So$  и  $SN$  и перпендикулярна плоскостям  $P$  и  $E$ ;  $VV_0$  — главная вертикаль — линия, принадлежащая плоскостям  $W$  и  $P$ ;  $c$  — точка нулевых искажений — пересечение биссектрисы угла  $oSn$  с плоскостью снимка;  $C$  — проекция точки  $c$  на плоскость  $E$ ;  $J$  — точка пересечения луча, проходящего через центр  $S$  параллельно линии  $V_0V_1$ , с главной вертикалью  $VV_0$ ;  $h_h/h_h$  — горизонталь — произвольная линия плоскости  $P$ , перпендикулярная  $VV_0$ ;  $h_0/h_0$  — главная горизонталь;  $h_i/h_i$  — линия истинного горизонта, являющаяся также горизонталью.

На наклонных снимках масштаб в различных его частях и по разным направлениям непостоянен. При  $\varphi=0$

$$1/m_{hh} = (f/H)(1 - x_c \sin \alpha / f), \quad (10.5)$$

т. е. по всей горизонтали он постоянен, так как не зависит от  $Y_c$ . Для точки нулевых искажений масштаб по любому направлению  $1/m = f/H$ , т. е. соответствует идеальным условиям съемки, когда снимок горизонтален [см. (10.4)], а местность равнинная. Однако в действительности из-за неровностей рельефа масштаб разных частей снимка различен. В точке же нулевых искажений отсутствуют искажения углов, что используют при сгущении опорных точек по измерениям на снимках. Главная точка аэроснимка распо-

ложена вблизи точки  $c$ , поэтому здесь искажения масштабов и углов также малы; среднее значение из масштабов горизонталей, симметричных относительно точки  $c$ , равно масштабу точки  $c$ .

### § 10.5. Анализ искажений на аэрофотоснимке

**Влияние угла наклона на смещение точек.** Если за центр начала координат взять точку нулевых искажений, то смещение  $\delta_a$  точек за наклон снимка направлено по радиусу. Приблизленно

$$\delta_a = r - r_a \approx -r^2 \sin \alpha \cos \varphi / f, \quad (10.6)$$

где  $r$ ,  $r_a$  — радиусы на наклонном и горизонтальном снимках;  $\varphi$  — угол, отсчитываемый против хода часовой стрелки до данного направления от горизонтали.

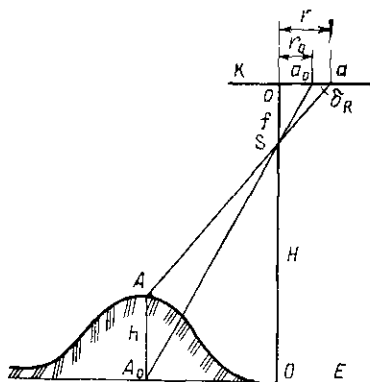


Рис. 10.10. Смещение точки

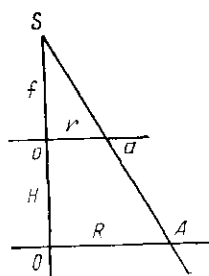


Рис. 10.11. Смещение точки из-за высоты

Максимальное смещение достигается при  $\varphi = 90$  и  $270^\circ$ , т. е. на главной вертикали.

**Влияние рельефа на смещение точек.** Для оценки числовой характеристики этого фактора, особенно значительного в горной местности, рассмотрим рис. 10.10. Вершина горы  $A$  изобразилась на снимке в точке  $a$ , а мы должны получить изображение точки  $A_0$ , находящейся на предметной плоскости  $E$ , которой на снимке соответствует точка  $a_0$ . Точки  $a$  и  $a_0$  смещаются вдоль радиусов, проведенных из точки надира, на величину поправки за рельеф  $\delta_h = aa_0$ .

Предположим, что снимок горизонтален и, следовательно, точка надира совпадает с главной точкой снимка. Обозначим  $oa_0 = r_0$ , а  $oa = r$ . Тогда

$$r = OA_0 f / (H - h), \quad r_0 = OA_0 f / H;$$

$$\delta_h = r - r_0 = OA_0 f (H - H + h) / [H(H - h)] = rh / (H - h) \approx rh / H. \quad (10.7)$$

При  $h > 0$  все точки удаляются от главной точки, а при  $h < 0$  приближаются к ней.

**Влияние колебаний высоты фотографирования.** Любая точка  $A$  (рис. 10.11) изображается на снимке при высоте  $H$  на расстоянии от главной точки

$$r = R f / H, \quad (10.8)$$

где  $R$  — расстояние от точки  $O$  до точки  $A$  на местности.

Дифференцируя (10.8) по  $H$  и заменяя дифференциалы конечными приращениями, получим

$$\delta_H = \Delta r = r - r_0 = -r \Delta H / H, \quad (10.9)$$

где  $r$  — расстояние на аэроснимке от главной точки  $o$  до фактического изображения точки местности  $A$ ;  $\Delta H$  — изменение высоты фотографирования.

**Пример 10.1.** Дано:  $r = 50$  мм;  $\alpha = 2,5^\circ$ ;  $f = 100$  мм;  $h = +30$  м;  $\Delta H = \pm 25$  м,  $H = 2000$  м. Определить искажение положения точки.

*Решение.* Используя формулы (10.6), (10.7), (10.9), находим

$$\delta_\alpha = 50 \cdot 0,044 / 100 = 1,10 \text{ мм}; \quad \delta_h = 50 \cdot 30 / 2000 = 0,75 \text{ мм},$$

$$\delta_{\Delta H} = 50 \cdot 25 / 2000 = 0,62 \text{ мм},$$

где  $\delta_{\Delta H}$  — смещение точки за колебание высоты фотографирования.

Наибольшая возможная суммарная погрешность

$$|\delta| = |\delta_\alpha| + |\delta_h| + |\delta_{\Delta H}| = 1,10 + 0,75 + 0,62 = 2,47 \text{ мм}.$$

Эта величина значительно превышает графическую точность измерений по снимкам.

Из (10.6), (10.7), (10.9) следует, что погрешность точек возрастает с их удалением от центра снимка. Поэтому для измерений используют центральные части снимков.

**Искажение направлений.** Смещения точек за наклон снимков и рельеф местности вызывают искажения направлений и углов. Углы с вершинами на краях планового снимка могут искажаться на  $2-3^\circ$ . Поэтому при сгущении опорных точек измеряют углы с вершинами только вблизи центральных точек.

Направления из точки надира не искажаются из-за рельефа местности, а направления из точки нулевых искажений  $s$  свободны от ошибок за наклоны снимка. При наличии гиросtabilизирующих установок  $\alpha < 0,5^\circ$ .

При  $f = 100$  мм расстояния от главной точки  $o$  до точки надира и точки нулевых искажений (см. рис. 10.9)  $oc = f \operatorname{tg}(\alpha/2) = 0,4$  мм,  $on = f \operatorname{tg} \alpha = 0,9$  мм. Этими различиями в положении точек  $o$ ,  $s$  и  $n$  при оценке искажений в дальнейшем можно пренебречь ввиду их малости.

## § 10.6. Фотосхемы

**Фотосхемы.** Соединение в одно непрерывное изображение контактных отпечатков называется фотосхемой. Их рабочие площади

наклеивают на общую картонную или фанерную основу. Фотосхемы дают лучшее обзорное представление о местности, чем отдельные аэроснимки, если требуется предварительно наметить линейный объект большой протяженности. Фотосхемы делят на одномаршрутные, многомаршрутные, а также стереоскопические.

При монтаже маршрутной фотосхемы совмещают смежные аэроснимки по контурам, что достигается простым приемом «мигания». Предварительно выбирают несколько четких точек вдоль средней линии продольного перекрытия. Один снимок кладут на стол и укрепляют грузиками. Смежный снимок накладывают на него перекрывающейся частью и быстрым подниманием и опусканием общей части добиваются совмещения контуров. Снимки обычно разного масштаба поэтому точный их монтаж невозможен. Для ослабления систематических сдвигов контурные точки более крупного снимка располагают по разные стороны от контурных точек другого снимка, примерно симметрично. Закрепив оба снимка грузиками, острым скальпелем их разрезают примерно посередине перекрытия. При этом следят, чтобы линия разреза не проходила через строения и не пересекала под острыми углами линейные контуры (дороги, берега, реки, линии электропередачи и т. п.). Склеивание начинают со снимков в середине маршрута. Затем наклеивают, двигаясь к краям, все остальные снимки, соединяя их так, как при монтировании. Важный показатель фотосхемы — ее средний масштаб, вычисляемый по точкам 1—4, опознанным на фотосхеме. По возможности они должны располагаться в ее углах. Определяют расстояния между любыми двумя смежными точками на снимке и на местности (рис. 10.12) и вычисляют частные масштабы:  $1/m_{1-4} = l_{1-4}/L_{1-4}$ ;  $1/m_{2-3} = l_{2-3}/L_{2-3}$ ;  $1/m_{2-4} = l_{2-4}/L_{2-4}$ ;  $1/m_{3-4} = l_{3-4}/L_{3-4}$ ;  $1/m_{1-2} = l_{1-2}/L_{1-2}$ ;  $1/m_{1-3} = l_{1-3}/L_{1-3}$ . Здесь  $l$  и  $L$  — длины линий на снимке и местности. Затем находят средний масштаб. По отклонениям от него частных масштабов судят о степени искажений на фотосхеме.

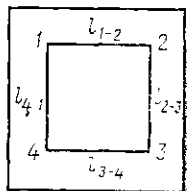


Рис. 10.12 Схема расположения базисных линий

Точность монтажа фотосхемы оценивают по расхождениям контуров по линии разрезов. Отрезанные части аэроснимков как можно точнее прикладывают к линии разрезов, прокалывают несколько контурных точек и определяют расхождения с одноименными контурами фотосхемы.

Средняя квадратическая погрешность совмещения

$$m = \sqrt{(\sum d^2)/(2n)}; \quad (10.10)$$

где  $d$  — полученные расхождения;  $n$  — число расхождений.

При изысканиях линейных сооружений, когда дополнительно требуется иметь представление о рельефе местности, используют



стереофотосхемы, позволяющие наблюдать непрерывно пространственную модель местности. Их монтируют из правых и левых половинок контактных негативов, как обычные фотосхемы. Правую часть скрепляют как непрерывную полосу; левую можно соединять во вкладыши длиной примерно 15 см. Могут быть и другие конструкции стереофотосхем. При изучении местности сплошную часть подкладывают под левое зеркало стереоскопа, а вкладыш — под правое. При этом добиваются появления стереоэффекта. Перемещая обе части фотосхемы, наблюдают стереомодель местности по всему маршруту.

## § 10.7. Фототрансформирование

**Фототрансформирование** — это переход от изображений на наклонных снимках разного масштаба к изображениям на одномасштабных горизонтальных снимках. В фототрансформаторе (рис. 10.13) негатив освещается и изображение проецируется на экран. Экран и негатив устанавливают в такое положение, чтобы спроецированное изображение было трансформированным, т. е. оказалось подобным местности, и имело заданный масштаб. Для этого на снимке выбирают четыре трансформационные контурные точки с известными координатами. Один из способов их определения — аналитическая плановая фототриангуляция. Точки наносят на планшет по координатам. Планшет и негатив ставят в такое взаимное соответствие, чтобы изображения трансформационных точек на экране совместились с идентичными точками, нанесенными заранее по координатам. Затем на планшет накладывают лист фотобумаги и печатают аэроснимок.

Фототрансформаторы бывают первого и второго рода. Первые имеют проецирующую камеру с фокусным расстоянием, равным фокусному расстоянию камеры аэрофотоаппарата, т. е. в них восстанавливается та же связь лучей, что и в момент фотографирования. Одно из оптических условий трансформирования выражается зависимостью

$$1/f + 1/d = 1/F_{об}, \quad (10.11)$$

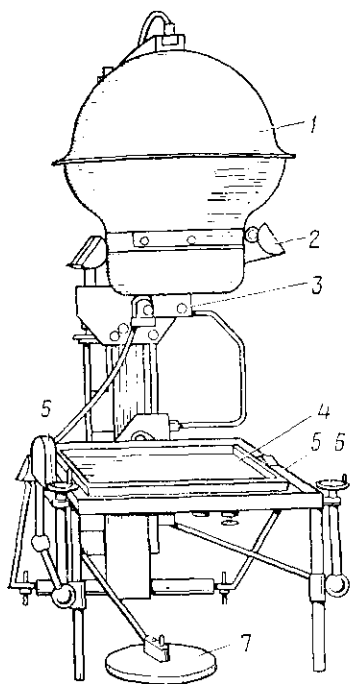


Рис. 10.13. Фототрансформатор:

1 — эллиптическое зеркало; 2 — кассета; 3 — каретка; 4 — экран; 5 — станина; 6 — ручные штурвалы; 7 — ножной штурвал

где  $d$  — расстояние от объектива до экрана;  $F_{об}$  — фокусное расстояние объектива.

Значение  $d$  должно соответствовать масштабу трансформирования, а  $f = \text{const}$ . Следовательно, фототрансформатор должен иметь набор сменных объективов с разными  $F_{об}$ , что неудобно.

Фототрансформаторы второго рода имеют один объектив, но переменное фокусное расстояние проецирующей камеры, что также позволяет использовать формулу (10.11). Хотя здесь и не восстанавливается связка лучей, имевшая место в процессе съемки, но выполнение соответствующих геометрических условий позволяет получить четкое подобное изображение местности на экране.

Трансформирование местности со значительным рельефом ведется по зонам, чтобы уменьшить искажения за рельеф. На снимке необходимо иметь высотные опорные точки и горизонтالي. Их можно перенести, например, с мелкомасштабной карты. Зоны устанавливаются по горизонталям так, чтобы в пределах каждой из них искажения за рельеф можно было вычислять по средней отметке. Эти поправки вводят в координаты точек на планшете. Практически установлено, что число зон должно быть не более 3—4, так как иначе трансформирование и монтирование изображений сильно усложняются.

Свободны от искажений за рельеф аэрофотоснимки, получаемые дифференциальным трансформированием, т. е. проецированием снимков малыми участками через узкую щель с непрерывным изменением расстояния от центра проецирования до экрана так, чтобы во всех частях горизонтального изображения был один масштаб.

## § 10.8. Монтирование фотопланов

Фотоплан монтируют из трансформированных аэроснимков. Он по своей точности должен быть равноценен топографическому плану. Снимки располагают на листе алюминия или картона, оклеенном специальной основой. На нее наносят трансформационные и другие опорные точки. На снимках прокалывают опорные и трансформационные точки, которые совмещают с соответствующими точками основы. Трансформирование повторяют при значительных расхождениях в положении опорных точек на основе и снимках. Несовпадение центров отверстий точек аэроснимка с точками основы распределяют равномерно, закрепив один снимок грузиками, накладывают и закрепляют второй. Снимки разрезают примерно посередине перекрытия, следя за тем, чтобы не оказались разрезанными строения, мосты и т. д.; приклеивают их, а обрезки хранят для оценки качества монтажа. Аналогично наклеивают последующие снимки маршрута. При монтировании смежного маршру-

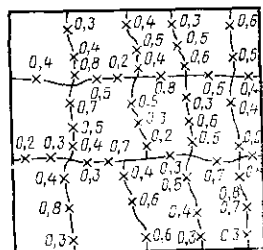


Рис. 10.14. Оценка точности изготовления фотоплана

та разрезы делают примерно посередине поперечного перекрытия. Далее фотоплан оценивают по совпадению: 1) контуров на стыковых линиях и 2) наколов точек основы с центрами отверстий на фотопланах. В первом случае расхождения допускаются до 0,7 мм, во втором — 0,5 мм. Результаты отражают на корректурном листе фотоплана (рис. 10.14). Среднее квадратическое расхождение центров опорных точек

$$m = \sqrt{(\sum \Delta^2)/n},$$

где  $\Delta$  — расхождение центров отверстий с наколами на основе;  $n$  — число опорных точек.

### § 10.9. Дешифрование аэрофотоснимков

*Дешифрирование* аэрофотоснимка — это опознавание отображившихся на нем объектов и их характеристик. Его выполняют для составления топографических карт и специальных целей. В первом случае, называемом топографическим, основное внимание обращают на ситуацию, рельеф и гидрографию земной поверхности, во втором — на объекты, наиболее важные для решения конкретных задач, например геологических, транспортных и т. д.

Дешифрировочные признаки делят на прямые и косвенные. При этом прямые признаки для одних объектов являются косвенными для других, т. е. между ними нет резкой границы. К прямым, очень важным признакам можно отнести форму, величину, тип и структуру изображения объекта. Косвенные признаки — это различные связи между объектами. Использование их совместно с прямыми признаками позволяет полнее раскрыть содержание заснятой местности.

Отметим некоторые важные дешифрировочные признаки. Населенные пункты характеризуются правильной геометрической формой, так как строения изображаются прямоугольниками и их сочетаниями. Назначение строения определяется по его размерам и расположению. В сельских населенных пунктах дома обычно ориентируют главными фасадами вдоль улиц. Скотные дворы, различные фермы, амбары, а также заводские корпуса, школы имеют значительно большие размеры, чем жилые дома, и стоят обособленно. Жилые дома от нежилых могут быть отделены по теням от печных труб. Высоты объектов в равнинной местности находятся по длине тени, т. е.

$$h = d \operatorname{tg} \beta,$$

где  $d$  — длина тени;  $\beta$  — угол наклона лучей Солнца к горизонту ( $\beta = \text{const}$  для маршрута длиной порядка 10 км и несколько более и может быть вычислен по времени аэросъемки или по теням объектов с известной высотой).

Пашни, занятые разнообразными сельскохозяйственными культурами, имеют большие размеры: их границы — прямые или слабо изогнутые линии с закруглениями на поворотах. Тон пашни зависит от времени года и вида посеянной культуры; он колеблется

от светло-серого до темно-серого. Луга изображаются темно-серым тоном, они обычно граничат с берегами рек, озер, болотами, опушками леса. Границы имеют криволинейные очертания. Сухой луг светлее заливного, так как с увеличением влажности изображение местности темнеет. Гидрографию опознают по форме и тону. Чем глубже водоем или река, тем тон темнее; берега извилистые.

Проселочные дороги и тропы — вытянутые тонкие извилистые полосы очень светлого тона. Основными признаками класса дороги служат ширина проезжей части, особенности поворотов и длины прямолинейных участков. Шоссейные дороги имеют плавные закругления небольшого радиуса, по бокам проезжей части — темные полосы — изображение канав (кюветов).

Железные дороги имеют более плавные закругления и более широкие боковые темные полосы — полосы отвода.

Мосты на дорогах опознают по светлому полотну проезжей части и наличию теней. Скаты, обращенные к Солнцу, светлее горизонтальных участков и особенно наклоненных в другую сторону от Солнца.

Колодцы определяют по темным пятнам — участкам влажной почвы с обрывающимися у них тропинками; на месте брода тон реки становится значительно светлее других ее участков и к нему подходит много дорожек и тропинок. Линии электропередачи и связи в лесу проходят по прямолинейным просекам постоянной ширины, на плане у столбов имеются темные пятна, изображающие незапаханные участки земли, а на снимках среднего и крупного масштабов легко просматриваются тени от столбов.

Геодезические пункты на снимках среднего и крупного масштабов опознаются косвенно по незапаханным участкам земли на месте их расположения, по теням, а на снимках масштаба 1 : 8000 и крупнее просматриваются непосредственно.

Различают полевое, камеральное и комбинированное дешифрирование. При полевом дешифрировании все объекты опознаются на местности; при камеральном — только по аэроснимкам. Ситуация изображается на аэроснимках условными знаками. Даются также необходимые характеристики: этажность застройки, ее назначение, характеристики дорог, виды растительности.

*Комбинированное* дешифрирование — это сочетание полевого и камерального. Особенность его в том, что в поле дешифрируются отдельные аэроснимки, являющиеся характерными для заснятой местности, на которых изображены основные ее элементы. Они служат эталонами для дешифрирования остальных аэроснимков. Этот вид дешифрирования наиболее эффективен, так как обеспечивает значительное снижение затрат времени по сравнению с полевым дешифрированием и дает хорошую информацию о местности

При железнодорожных изысканиях разновидностью комбинированного дешифрирования является такое, когда отдельные маршруты дешифрируют в поле, а межмаршрутное пространство — ка-

мерально. Сначала местность изучают по снимкам и картам, выявляют геологические, гидрологические, топографические ее особенности, выделяют участки с общими геоморфологическими чертами. При этом стереоскопическое изучение района позволяет лучше наметить маршруты полевого обследования.

В труднодоступной местности эффективно дешифрирование с вертолета. Медленно и низко пролетая над предполагаемой трассой, он дает возможность изучить особенности местности. В сложных или наиболее ответственных местах изыскательская группа высаживается для подробного их осмотра.

### § 10.10. Фотокарты

*Фотокарты* — это особый вид карт, соединяющий фотографическое и графическое изображения местности. Топографические фотокарты, получившие наибольшее распространение, издаются в той же проекции (Гаусса), с той же разграфкой и условными знаками, что и обычные топографические карты. Фотокарты обладают наибольшей содержательностью и объективностью. Их подразделяют на черно-белые и цветные. На первых условными знаками изображают не все объекты, и их обычно используют с топографическими картами. На цветных условными знаками передают содержание топографических карт. Цветное изображение местности позволяет дополнительно определять характер растительности, грунта, возделываемых земель, застройки населенных пунктов и др.

Фотокарты могут быть однолистными и двухлистными. В двухлистном нижний лист, составленный на жесткой основе, предназначен для передачи фотоизображения местности с географическими названиями. Верхний, сменный, выполненный на прозрачном пластике, может совмещаться с первым и служить для различной штриховой нагрузки.

В СССР наряду с общегеографическими картами издаются тематические, на которых преимущественно отражаются сведения, представляющие интерес для какой-то определенной отрасли: геологоразведочных работ (мелкомасштабные), сельского хозяйства (средних масштабов), градостроительства (крупномасштабные).

Разрабатываются стереофотокарты для рассматривания объемного изображения местности через стереоскопы. Все более широко применяют фотокарты по материалам съемки из космоса или под водой.

### § 10.11. Стереофототопографическая съемка

Стереофототопографическая съемка позволяет построить по аэрофотоснимкам пространственную модель местности, используемую как для составления топографических карт, так и решения инженерных задач.

При съемке каждый участок местности фотографируется с двух разных точек (рис. 10.15). Два смежных стереоснимка образуют

стереопару. Расстояние между центрами фотографирования  $S_1$  и  $S_2$  называется *базисом*  $B$ , а плоскости, содержащие линию  $S_1S_2$ , — *базисными*. Если снимкам придать то взаимное положение, которое имело место в момент съемки, и восстановить по ним существовавшие связи лучей, то их пересечение создаст пространственную модель, подобную местности. Масштаб модели зависит от длины базиса при ее построении

$$1/m = b/B, \quad (10.12)$$

где  $B$ ,  $b$  — длина базиса в моменты фотографирования и при построении модели.

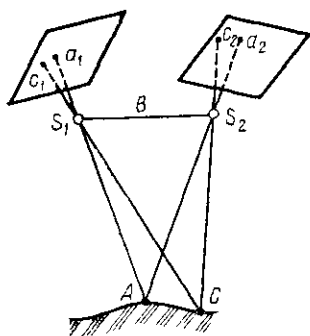


Рис. 10.15. Схема воздушной стереосъемки

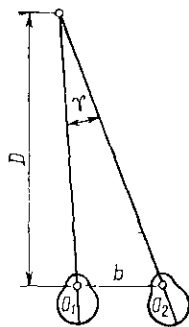


Рис. 10.16. Схема стереозрения

Необходимое и достаточное условие создания модели состоит в том, чтобы все пары лучей от соответствующих точек левого и правого снимков лежали в своих базисных плоскостях. Модель можно использовать для измерений элементов местности, например, на стереофотограмметрических приборах, имеющих проецирующие камеры и измерительные устройства. Существуют приборы, в которых строится модель, не подобная местности, но пригодная для точных измерений.

Пространственное представление о местности создается также при рассмотрении снимков, составляющих стереопару. При наблюдении двумя глазами можно ощущать объемную форму объектов и их пространственное положение. Это явление называют *естественным стереоз эффектом*, а бинокулярное зрение (двумя глазами), при котором ощущается стереоз эффект, называют *стереоскопическим* (рис. 10.16).

Угол  $\gamma$  между лучами, идущими от одной точки к левому и правому глазу, называемый *параллактическим*, обычно мал, поэтому приближенно расстояние до наблюдаемой точки

$$D = b/\gamma, \quad (10.13)$$

где  $b$  — расстояние между передними узловыми точками глаз  $O_1$  и  $O_2$ .

Стереоеффект можно наблюдать и при рассматривании их плоских перспективных изображений на двух стереоснимках. Каждый снимок должен рассматриваться одним глазом. Располагаются

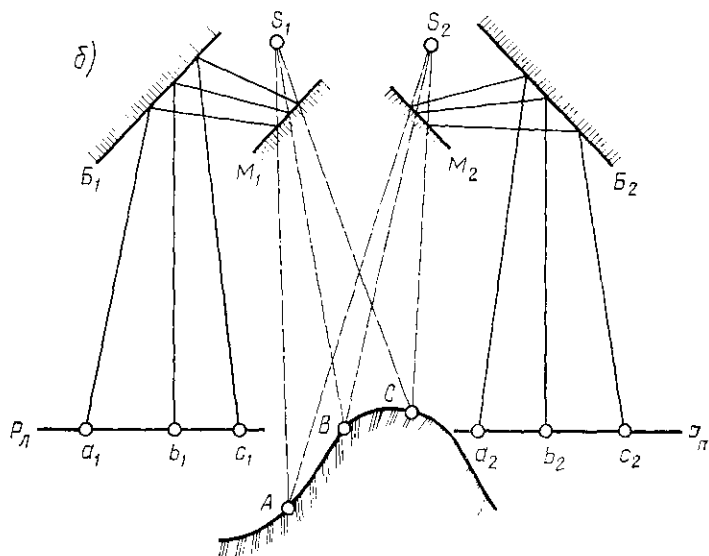
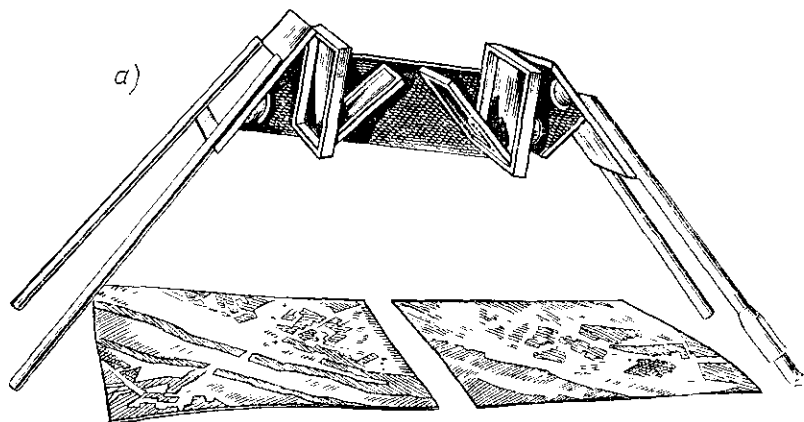


Рис. 10.17. Зеркально-линзовый стереоскоп:

*a* — общий вид, *b* — схема получения искусственного стереоеффекта

снимки в последовательности, соответствующей съемке. Наблюдение снимков невооруженным глазом неудобно из-за малой величины глазного базиса и требует тренировки. Поэтому разность глубин изображения оценивается грубо. Качество стереоеффекта улучшается, если смотреть на снимки через стереоскоп (рис. 10.17). Он имеет четыре зеркала, которые в правой и левой частях попарно параллельны. Стереоснимки, левый и правый, располагаются под

большими зеркалами  $B_1$  и  $B_2$ . Наилучший нормальный стереоэффект создается, если расположить снимки перекрытием внутрь. Тогда форма стереоскопической модели соответствует форме объекта в натуре. В этом случае линии проходят через изображения главных точек снимков параллельно главному базису. Поворот обоих снимков в разные стороны на одинаковые углы от  $0$  до  $90^\circ$  постепенно уменьшает стереоэффект. При повороте снимков на  $90^\circ$  в разные стороны возникает нулевой стереоэффект. Дальнейшее вращение снимков приведет к возрастанию обратного стереоэффекта, когда все выпуклые формы становятся вогнутыми и наоборот, т. е. горы видны как котловины, лощины как хребты, деревья и дома как бы вдавлены в землю. Максимальный обратный стереоэффект будет при повороте снимков на  $180^\circ$ , что равносильно расположению левого снимка на месте правого, а правого на месте левого. Измерения ведут, как правило, при максимальном прямом стереоэффекте. Перед наблюдениями снимков под стереоскопом их вначале ориентируют так, чтоб начальные направления стали примерно параллельны главному базису. Затем, выбрав какой-либо хорошо заметный на обоих снимках контур, их раздвигают или сдвигают, пока контур не перестанет двоиться. Далее наблюдают стереоэффект по всей площади снимков. Для улучшения пластичности, если необходимо, снимки слегка поворачивают.

При решении инженерных задач и составлении топографических карт требуется выполнение измерений на стереоснимках с использованием специальных приборов, снабженных передвижными марками различной конструкции. В простейших приборах используют нити, если измерения ведутся вдоль одной оси  $X$ .

Пусть снимки расположены в стереоскопе так, что достигнут стереоэффект, и их оси  $X$  являются продолжением одна другой. Предположим, что на каждом снимке помещены по одной одинаковой марке. Они допускают движение совместное, параллельное и перпендикулярное оси  $X$ , а также одной марки относительно другой параллельно оси  $X$ . Предположим, что один снимок может перемещаться относительно другого перпендикулярно оси  $X$ . Наблюдатель, рассматривая снимки, видит слившееся одно изображение двух марок, которое в общем случае не касается поверхности стереомодели. Двигая марки и снимок, мнимое изображение марки можно совместить с любой точкой стереомодели. Если мнимая марка совмещена с точкой модели, то действительные марки совмещены с изображениями этой точки на левом и правом снимках. Справедливо обратное заключение: если марки совмещены с соответственными точками снимков, то мнимая марка касается точки, являющейся отображением этих точек на модели.

В приборах для нахождения координат  $x$  и  $y$ , а также продольных  $p = x_1 - x_2$  и поперечных  $q = y_1 - y_2$  параллаксов имеются измерительные устройства. Под  $x$ ,  $y$  и  $x_2$ ,  $y_2$  понимаются координаты на левом и правом снимках. Параллаксы играют важную роль в построении стереомодели, адекватной заснятой поверхности, и в вычислении геодезических координат точек.



## § 10.12. Определение превышений по стереоснимкам

Рассмотрим стереопару для идеального случая съемки, когда снимки горизонтальны и высота полета постоянна (рис. 10.18). Пусть точка  $A$ , имеющая превышение  $h$  над точкой  $C$ , изобрази-

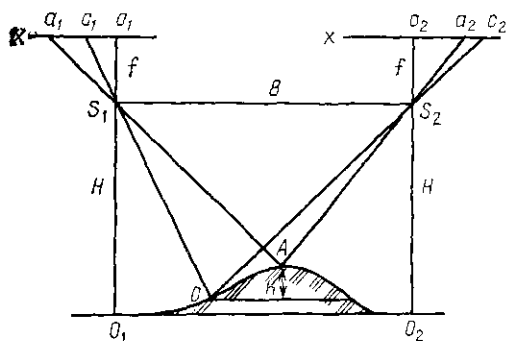


Рис 10.18 Изображения точек на снимках

лась на левом и правом снимках в точках  $a_1$  и  $a_2$ , а точка  $C$  — соответственно в точках  $c_1$  и  $c_2$ . Начало координат на каждом снимке поместим в главных точках  $o_1$  и  $o_2$ , а за направление оси  $X$  примем след вертикальной базисной плоскости. Абсциссы точек  $a_1$ ,  $a_2$ ,  $c_1$  и  $c_2$  будут

$$x_{a1} = o_1 a_1, \quad x_{a2} = -o_2 a_2,$$

$$x_{c1} = o_1 c_1, \quad x_{c2} = -o_2 c_2.$$

Продольные параллаксы точек  $a$  и  $c$  равны разностям абсцисс на левом и правом снимках:  $p_a = x_{a1} - x_{a2}$ ,  $p_c = x_{c1} - x_{c2}$ . Из этих формул и рис. 10.18 следует, что они равны базисам в масштабе фотографирования:

$$p_a = a_1 o_1 \mp a_2 o_2 = B f / (H - h); \quad (10.14)$$

$$p_c = c_1 o_1 \mp c_2 o_2 = B f / H. \quad (10.15)$$

Обозначив разность продольных параллаксов  $\Delta p = p_a - p_c$  и вычитая из (10.14) (10.15), получим

$$\Delta p = B \frac{f}{H - h} - B \frac{f}{H} = B f \left( \frac{1}{H - h} - \frac{1}{H} \right) = B \frac{f}{H} \frac{h}{(H - h)}.$$

Примем  $Bf/H = b$ . Отсюда

$$h = \Delta p H / (b + \Delta p). \quad (10.16)$$

Приближенно ввиду малости  $\Delta p$  (для равнинных районов)

$$h = \Delta p H / b. \quad (10.17)$$

Формулы (10.16) и (10.17) позволяют по измеренной разности продольных параллаксов двух точек вычислить превышение между этими точками, а также по заданному превышению найти соответствующую разность параллаксов. Обе эти задачи имеют большое значение при составлении топографических карт и решении инженерно-геодезических задач.

В процессе планирования геодезических работ важно правильно рассчитать необходимую точность измерений. Определим средние квадратические погрешности измерений величин  $H$ ,  $b$  и  $\Delta p$  при

условии, что средняя квадратическая погрешность превышения  $h$  равна  $1/3$  сечения горизонталей. Пусть высоты съемки  $H=3000$  м, превышение высот точек  $h \approx 60$  м, сечение горизонталей 2,5 м, формат снимка  $18 \times 18$  см, продольное перекрытие 60%. Базис фотографирования на снимке при заданном формате и перекрытии  $b \approx 180(1-0,6) = 72$  мм. Используя формулу для оценки точности функции общего вида, пишем

$$m_h^2 = (\partial h / \partial H)^2 m_H^2 + (\partial H / \partial b)^2 m_b^2 + (\partial h / \partial \Delta p)^2 m_{\Delta p}^2,$$

где  $m_H$ ,  $m_b$ ,  $m_{\Delta p}$  — средние квадратические погрешности измеренных величин  $H$ ,  $b$  и  $\Delta p$ .

Дифференцируя (10.17) и учитывая, что  $\Delta p/b = h/H$ , находим

$$m_h^2 = (h/H)^2 m_H^2 + (h/b)^2 m_b^2 + (H/b) m_{\Delta p}^2,$$

Предположим для простоты рассуждений, что влияние погрешностей в  $H$ ,  $b$  и  $\Delta p$  на  $h$  примерно одинаково, т. е.  $(h/H)m_H = (h/b)m_b = (H/b)m_{\Delta p}$ , или

$$m_h^2 = 3(h/H)^2 m_H^2 = 3(h/b)^2 m_b^2 = 3(H/b)^2 m_{\Delta p}^2, \quad (10.18)$$

отсюда

$$m_H = \frac{m_h}{\sqrt{3}} \frac{M}{h}, \quad m_b = \frac{m_h}{\sqrt{3}} \frac{b}{h}, \quad m_{\Delta p} = \frac{m_h}{\sqrt{3}} \frac{b}{H}.$$

Подставляя числовые значения в эти выражения, получаем

$$m_H = 25 \text{ м}, \quad m_{\Delta p} = 0,01 \text{ мм}, \quad m_b = 0,6 \text{ мм}.$$

Наиболее трудно измерить продольные параллаксы с рассчитанной точностью. Их определяют только на стереофотограмметрических приборах.

В действительности аэроснимки имеют небольшие продольные и поперечные углы наклона, несколько повернуты вокруг оптической оси аэрофотоаппарата, а высота полета колеблется. Эти отклонения, характеризующие нестабильность полета, определяют из специальных измерений и вносят поправки в результаты, вычисленные по (10.16) и (10.17).

### § 10.13. Понятие о взаимном и внешнем ориентировании аэрофотоснимков

Для построения в определенном масштабе стереомодели, адекватной местности, необходимо знать положение снимков в моменты фотографирования, которое определяется элементами внутреннего и внешнего ориентирования.

Элементы внутреннего ориентирования определяют положение центра проецирования в системе координат аэроснимка. К ним относятся фокусное расстояние аэрофотокамеры, координаты  $x_0$  и  $y_0$  главной точки  $o$  аэроснимка  $P$ . Точка  $o$  лежит на пересечении прямых линий, проведенных через противоположные координатные метки (рис. 10.19).

Элементы внешнего ориентирования определяются положением связки проецирующих лучей при съемке. К ним относятся геодезические координаты центра фотографирования  $X_S, Y_S, Z_S$  (рис. 10.20), продольный угол наклона  $\alpha$  — угол между проекцией главного луча  $SO'$  на плоскость  $ZX$  и отвесной линией;  $\omega$  — поперечный угол наклона, составленный главным лучом  $SO$  и плоскостью  $XZ$ ;  $\kappa$  —

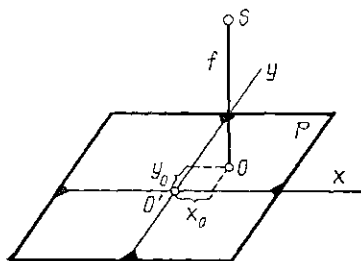


Рис. 10.19. Элементы внутреннего ориентирования

угол поворота снимка, т. е. угол между осью  $xx$  и следом плоскости, проходящей через главную точку и ось  $X$ . Элементы внешнего ориентирования в общем случае неизвестны. Их можно определить с помощью навигационных и радиогеодезических приборов: колебания высоты полета над уровнем поверхностью — по показаниям статоскопа, точного авиационного барометра, высоту полета над поверхностью земли — радиовысотомером; углы на-

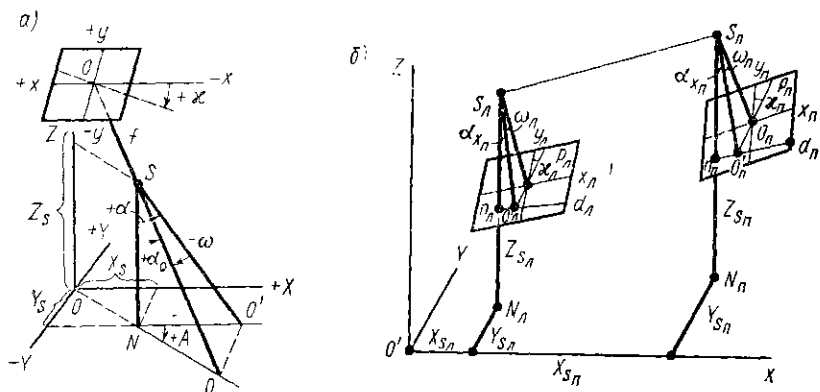


Рис. 10.20. Элементы внешнего ориентирования снимков:  
а — одиночного; б — пары

клона снимков — по фотографированию линии видимого горизонта. Плановые координаты центра фотографирования получают по измерениям расстояний до геодезических опорных пунктов радиодальномерной системой.

Элементы внешнего ориентирования можно также определить из решения уравнений, отражающих математические зависимости между координатами  $X$  и  $Y$  геодезических опорных точек на местности и координатами  $x$  и  $y$  их изображений на снимках. В уравнениях неизвестными являются шесть элементов внешнего ориентирования:  $X_S, Y_S, Z_S, \alpha, \omega, \kappa$ . Для их определения достаточно знать для каждого снимка координаты трех опорных точек, которые находят из обработки измерений на земле.

С целью упрощения создания пространственной модели, адекватной заснятой территории, выполняют взаимное ориентирование снимков, т. е. приведение фотокамер со снимками (диапозитивами) в такое положение, чтобы проецирующие лучи образовали пространственную модель, подобную местности, но с произвольными масштабом и ориентировкой. Необходимое и достаточное условие взаимного ориентирования — попарное нахождение лучей от одноименных точек стереопары в одной базисной плоскости. Модел приводят к заданному масштабу путем изменения длин всех базисов в одно и то же число раз, так, чтобы длины нескольких отрезков, вычисленные по координатам модели и геодезическим координатам, стали равны. Далее ее перемещают в пространстве до совпадения координат опорных точек с геодезическими. Минимальное число таких точек равно трем. Для контроля и повышения точности ориентирования их берут больше.

Два взаимно перекрывающихся аэрофотоснимка определяются тремя элементами внутреннего ориентирования  $(x_0, y_0, f)$  и двенадцатью элементами внешнего ориентирования  $(X_{S1}, Y_{S1}, Z_{S1}, \alpha_{хл}, \omega_l, \kappa_l, X_{Sp}, Y_{Sp}, Z_{Sp}, \alpha_{хп}, \omega_p, \kappa_p)$ ; рис. 10.20, б). Для определения двенадцати элементов необходимо иметь четыре точки с известными координатами  $X, Y, Z$ . С целью уменьшения количества опорных точек используют элементы внешнего  $(X_{Sл}, Y_{Sл}, Z_{Sл}, \alpha_{хл}, \omega_l, \kappa_l, B)$  и взаимного  $\alpha_1, \alpha_2, \kappa_1, \kappa_2, \omega)$  ориентирования.

Рассмотрим элементы взаимного ориентирования и математические зависимости между координатами точек на снимке и местности. На рис. 10.21 представлена базисная система координат взаимного ориентирования. Начало пространственной системы координат  $X', Y', Z'$  совмещают с левым центром проецирования  $S_1$ , ось  $X'$  — с базисом, ось  $Y'$  направляют перпендикулярно главной базисной плоскости  $S_1O_1S_2$  левого снимка, а ось  $Z'$  — вверх перпендикулярно осям  $X', Y'$ . Дополнительно вводят систему координат  $S_2, X'_2, Y'_2, Z'_2$ , параллельную  $S_1, X'_1, Y'_1, Z'_1$ .

В этой системе элементами взаимного ориентирования считают:  $\alpha_1'$  — угол между осью  $Z'_1$  и главным лучом левого снимка;  $\kappa_1'$  — угол на левом снимке между осью  $Y'$  и следом плоскости  $S_1O_1Y'_1$  (главной базисной плоскости);  $\alpha_2'$  — угол в плоскости  $X'_1Z'_1$  между осью  $Z'_2$  и проекцией главного луча правого снимка;  $\omega_2'$  — угол между проекцией главного луча правого снимка на плоскость  $X'_1Z'_1$  и главным лучом;  $\kappa_2'$  — угол на правом снимке между следом плоскости  $S_2O_2Y_2$  и осью  $y_2$ .

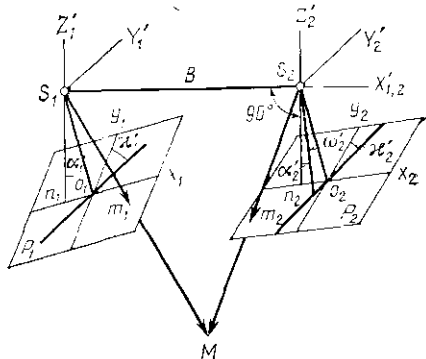


Рис. 10.21. Элементы взаимного ориентирования снимков в базисной системе

Элементы взаимного ориентирования стереопары определяются из условия нахождения проецирующих лучей от изображений одноименных точек на левом и правом аэроснимках в одной плоскости, которое нужно записать в математической форме. Если все элементы взаимного ориентирования равны нулю, то разности ординат одноименных точек (поперечные параллаксы) на левом и правом снимках равны также нулю (рис. 10.21). Следовательно, после приведения координат на снимках к таким идеальным условиям для всех точек можно записать

$$y_1^{\circ} - y_2^{\circ} = q = 0, \quad (10.19)$$

где  $y_1^{\circ}$  и  $y_2^{\circ}$  — направленные ординаты на левом и правом снимках

Исправив измеренные значения  $y_1$  и  $y_2$  поправками для перехода к значениям  $y_1^{\circ}$  и  $y_2^{\circ}$  и подставив в (10.19), получим

$$(x_1 y_1 / f) \alpha_1 - (x_2 y_2 / f) \alpha_2 + x_1 \kappa_1 - x_2 \kappa_2 + (f + y_2^2 / f) \omega + q = 0; \quad (10.20)$$

$$q = y_1 - y_2.$$

Эта зависимость достаточно точна при малых значениях  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\kappa_1$ ,  $\kappa_2$ ,  $\omega$ .

Уравнение (10.20) содержит пять элементов взаимного ориентирования. Для их определения необходимо измерить координаты не менее чем пяти точек на стереопаре. Это позволит составить и решить пять уравнений вида (10.20). Для контроля и повышения точности используют большее количество точек. При взаимном ориентировании снимков маршрута сначала определяют из (10.20) элементы взаимного ориентирования первой стереопары, а затем всех последующих. Далее все стереопары объединяют в одну систему, используя общие точки в зоне тройного перекрытия.

После взаимного ориентирования модель местности приводят к заданному масштабу и согласовывают с геодезической системой координат (горизонтируют). Все базисы модели изменяют одинаковое число раз и перемещают модель так, чтобы координаты ее опорных точек совпали с геодезическими координатами. Минимальное число таких точек равно трем.

## § 10.14. Аналитическая пространственная фототриангуляция

Аналитическая пространственная фототриангуляция дает возможность сгущать геодезическую опорную сеть по измерениям на фотоснимках, что необходимо для составления топографических карт и планов. На высокоточном компараторе измеряют координаты определяемых точек в зонах перекрытий на всех снимках, где они изобразились. Точки выбирают по определенным правилам. На всех снимках измеряют также координаты изображений опорных геодезических точек.

Координаты  $x, y$  определяемых точек на снимке можно представить как функции неизвестных

$$\left. \begin{aligned} x_i &= f_1(X - X_{S_k}; Y - Y_{S_k}; Z - Z_{S_k}; \alpha_k, \omega_k, \kappa_k); \\ y_i &= f_2(X - X_{S_k}; Y - Y_{S_k}; Z - Z_{S_k}; \alpha_k, \omega_k, \kappa_k), \end{aligned} \right\} \quad (10.21)$$

где  $X, Y, Z$  и  $X_{S_k}, Y_{S_k}, Z_{S_k}$  — координаты точек местности и центра фотографирования;  $\alpha, \omega, \kappa$  — угловые элементы внешнего ориентирования.

Функции (10.21) составляют для всех фотограмметрических измерений и объединяют в систему уравнений.

Формулы вида (10.21) также составляют для опорных точек, однако в них  $X, Y, Z$  считаются известными величинами. Если на местности измерялись длины линий и превышения, то для уточнения элементов внешнего ориентирования также используют показания бортовых систем. Сначала приближенно определяют неизвестные  $x_0, y_0, \dots$  и в (10.21) подставляют величины  $x_0 + \delta x, y_0 + \delta y, z_0 + \delta z, x_s^0 + \delta x_s, y_s^0 + \delta y_s, z_s^0 + \delta z_s, \alpha_0 + \delta \alpha, \omega_0 + \delta \omega, \kappa_0 + \delta \kappa,$

где  $\delta x, \delta y, \dots$  — поправки в приближенные значения неизвестных.

Далее все функции приводят к линейному виду относительно поправок к неизвестным. Так как число неизвестных меньше числа всех измерений, то неизвестные определяют по способу наименьших квадратов. При составлении и решении больших систем линейных уравнений, содержащих сотни неизвестных, используют ЭВМ.

## § 10.15. Комбинированный метод создания топографических карт

**Комбинированный метод.** При этом методе мензульным комплектом снимают рельеф, а для изображения ситуации используют фотоплан. Съемку подразделяют на следующие процессы: 1) аэрофотосъемка местности и плано-высотная подготовка аэрофотоснимков; 2) сгущение плановых опорных точек по измерениям на снимках; 3) создание фотопланов; 4) съемка рельефа в поле, дешифрирование и оформление оригинала карты на фотоплане.

Репродукцию с фотоплана на матовой бумаге наклеивают на жесткую основу — алюминиевую или фанерную. Фотоплан прикрепляют к планшету и предохраняют от грязи с помощью восковки. Рельеф снимают с точек рабочего обоснования аэроснимков и съемочной сети. Густота и методы построения съемочной сетки зависят от характера местности, необходимые технические допуски должны соответствовать действующим инструкциям.

При съемке рельефа мензулу устанавливают на съемочной точке, которую опознают и накальвают на плане. Для этого можно использовать местные предметы, хорошо изобразившиеся на фотоплане. Пикетными точками являются места характерных перегибов рельефа, уверенно просматриваемые на фотоплане. Углы наклона измеряют кипрегелем при визировании на землю; расстояния определяют по фотоплану. При вычислении отметки точки учи-

тывают высоту кипрегеля. Расстояния до точек, не опознающихся на фотоплане, измеряют дальномером. Рельеф ровной открытой местности снимается с помощью горизонтального луча, для этого визирную ось кипрегеля устанавливают горизонтально с помощью прикрепленного к трубе уровня.

Горизонталь интерполируют между точками с подписанными отметками. Фотопланы местности позволяют точнее и быстрее проводить горизонталь, чем при обычной мензуральной съемке, так как на фотоплане хорошо выделяются овраги, бровки, низкие, увлажненные места и др. Поэтому при комбинированной съемке ограничиваются сравнительно небольшим числом пикетов. Аэроснимки дешифрируют в поле. Комбинированную съемку при необходимости быстрого выполнения полевых работ выполняют на фотосхемах или отдельных аэроснимках. Но процесс составления карты усложняется из-за учета разности масштабов аэроснимков.

### § 10.16. Универсальный и дифференцированный методы стереотопографической съемки

**Универсальный метод.** В универсальном стереотопографическом методе все процессы по созданию карт по аэроснимкам выполняет один исполнитель на одном сложном универсальном приборе. Он отличается большой точностью и высокой производительностью. Измерения проводят по пространственной модели, поэтому от исполнителя требуется высокая квалификация. Обычно в камеры прибора закладывают два стереоснимка. Взаимное ориентирование снимков выполняют перемещением камер вдоль осей  $X$ ,  $Y$ ,  $Z$  и вращением их на углы  $\alpha$ ,  $\omega$ ,  $\kappa$ . Для геодезического ориентирования меняют базис и поворачивают модель. После этого по модели делают измерения с целью изображения на карте рельефа и ситуации.

По своим конструктивным принципам универсальные приборы бывают: 1) с восстанавливаемой связкой лучей (при фотографировании) и 2) с преобразованной связкой. Приборы первой группы в основном не рассчитаны на обработку снимков, полученных АФА с широкоугольными объективами. Достоинство таких объективов по сравнению с обычными состоит в том, что при снижении высоты фотографирования на снимке изображается сравнительно большой участок местности, а также повышается точность определения превышений. Действительно, дифференцируя (10.17) по  $\Delta p$ , имеем

$$dH = (H/b) d\Delta p, \quad (10.22)$$

т. е. погрешность определения высоты точки при одной и той же точности измерения разностей продольных параллаксов пропорциональна высоте фотографирования. Для обработки аэроснимков, полученных АФА с широкоугольными объективами, применяют универсальные стереоприборы с преобразованной связкой проецирующих лучей. Подобие местности и модели при обработке снимков на таких приборах полностью не сохраняется, однако искажа-

ются только высоты точек (увеличиваются в одно и то же число раз), что можно легко учесть К приборам этого типа относятся: стереограф проф. Ф. В. Дробышева, предназначенный для создания топографических карт крупного масштаба по плановым аэрофотоснимкам (с углами наклона снимков до  $3^\circ$  и фокусным расстоянием аэрофотоаппарата 55—210 мм); стереопроектор проф. Г. В. Романовского, пригодный для тех же целей, но с углами наклона снимков до  $10^\circ$ . Создание карты на универсальных прибо-

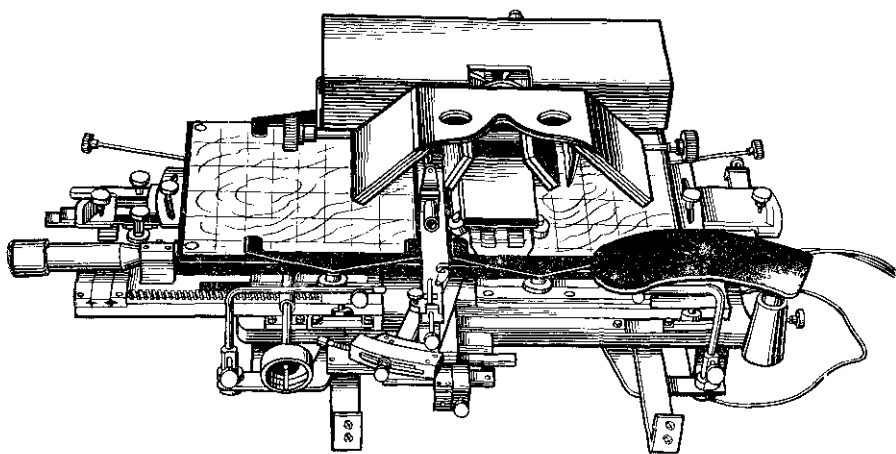


Рис 10.22 Топографический стереометр СТД 2

рах обеспечивает высокую точность, а возможность сгущать геодезическую основу по измерениям на модели приводит к значительной экономии средств за счет уменьшения измерений на земной поверхности

**Дифференцированный метод стереотопографической съемки.** При этом методе составление планов и карт разделяют на ряд процессов, каждый из которых выполняют на относительно простом приборе: элементы ориентирования аэроснимков и развитие планово-высотной сети — на стереокомпараторе, рисовку рельефа — на стереометре, составление плана — на оптическом проекторе).

Топографический стереометр СТД-2 Ф. В. Дробышева (рис. 10.22) позволяет определять разности продольных параллаксов точек и тем самым разности их высот, а также намечать на аэроснимках точки с одинаковой разностью продольных параллаксов относительно начальной, т. е. проводить горизонтали. Стереометр СТД-2 содержит коррекционные устройства для автоматического исправления измеренных продольных параллаксов из-за погрешностей, вызванных изменением высоты полета, отклонениями снимков от горизонтального положения и их разворотами.



Четыре коррекционных устройства изменяют абсциссы правого снимка в процессе определения разности продольных параллаксов так, что эта разность исправляется согласно формуле

$$\delta p = -\frac{x_2}{p} \left( f \frac{\Delta H}{H} - 2p \alpha_1 \right) - \frac{x_2^2}{f} \Delta \alpha - \frac{x_2 y_2}{f} \Delta \omega - y_2 \left( \Delta z - \frac{p}{f} \omega \right). \quad (10.23)$$

При съемках в горных районах к (10.23) добавляют поправочные члены второго порядка, которые учитываются двумя коррекционными устройствами для левого снимка.

Для автомагического введения поправок в измеренные параллаксы согласно (10.23) аэроснимки на стереометре должны быть ориентированы установкой корректоров на соответствующие отсчеты по одному из двух способов: 1) отсчеты по шкалам корректоров вычисляют по формулам в зависимости от элементов ориентирования аэроснимков; 2) корректоры устанавливают последовательными приближениями до тех пор, пока измеренные и вычисленные разности продольных параллаксов для точек с известными отметками не станут одинаковыми. Корректоры устроены так, что каждый из них автоматически исправляет измеренные разности параллаксов из-за какого-либо одного слагаемого формулы (10.23). Если контурные точки выбирать по стандартной схеме, то процесс ориентирования аэроснимков ускоряется.

После ориентирования аэроснимков приступают к рисовке рельефа горизонталями. Вначале максимальную разность высот точек и число горизонталей прикидывают на глаз путем наведения нити на самую низкую и самую высокую точки с взятием отсчетов по параллактическому винту.

Превышения точек относительно начальной находят по формуле (10.16). Рисовку начинают обычно по средней горизонтали. Параллактический винт устанавливается на отсчет

$$p = p_1 + ph/(H - h), \quad (10.24)$$

где  $p_1$  — продольный параллакс начальной точки,  $h$  — превышение точек средней горизонтали над начальной точкой

Далее передвигают оба аэроснимка вдоль оси  $x$  и на правом аэроснимке карандашом отмечают точки касания нити с землей. Аналогично рисуют все остальные горизонтали. Затем с помощью оптического проектора изображение каждого правого снимка стереопары проецируют на экран. Снимок в проецирующей камере относительно планшета ориентируют так, чтобы проекции его четырех контурных точек совместились с их положениями на планшете, нанесенными по координатам. В результате проекции аэроснимков на экран приводятся к одному масштабу и в них исключаются искажения за наклоны оптической оси АФА при фотографировании. На экране вычерчиваются горизонтали и ситуация в соответствии с условными знаками.

Использование материалов аэрофотосъемки при изысканиях железных дорог позволяет сократить сроки работ и их стоимость за счет значительного уменьшения измерений и обследований непосредственно на земной поверхности.

Вдоль намеченных по карте направлений с учетом целого ряда экономических, геологических, гидрологических и других требований выполняется аэрофотосъемка, состоящая из отдельных прямолинейных маршрутов, пересекающихся под некоторыми углами. В отдельных местах ее выполняют путем прокладки нескольких параллельных маршрутов. Продольное перекрытие всех аэроснимков маршрута  $p \approx 60\%$ , а поперечное для аэроснимков смежных маршрутов  $q = 20 \div 60\%$ .

Трассирование можно вести по топографическим картам, составленным по аэроснимкам, на стереометрах и универсальных стереоприборах. Выбор зависит от конкретных условий. Целесообразно сочетание названных методов с полевыми обследованиями.

Пространственная модель местности, созданная по стереоснимкам, позволяет увереннее и быстрее выбирать оптимальный вариант трассы по сравнению с трассированием точек по карте за счет наглядности и большей точности модели. В наиболее ответственных участках, в районе предполагаемой трассы, можно проводить горизонтали для быстроты числовых оценок рельефа. Рисовка горизонталей на узкой полосе требует значительно меньше времени, чем на всей площади при составлении топографической карты. Предварительно местность можно изучить под стереоскопом, что помогает выявить факторы, влияющие на выбор трассы, а именно: участки сложного и благоприятного рельефа, наличие осыпей, балок, карстовых явлений, характер растительности и т. п.

Положение трассы уточняется на более совершенных приборах, например на топографическом стереометре. Снимки вначале ориентируют. При сравнительно простой местности на них визуально намечают углы поворота с учетом технико-экономических требований. С помощью стереоскопического визирования определяют высоты характерных точек, уклоны отдельных участков. В сильно пересеченной и горной местности вначале желательно провести линию заданного уклона, определяемого на основе изучения местности. Эта линия служит ориентиром для выбора оптимального положения трассы. Из формулы (10.16) найдем

$$\Delta p = bLi_{\text{тр}}/H = bli_{\text{тр}}/f, \quad (10.25)$$

где  $i_{\text{тр}}$  — угол трассирования;  $L, l$  — расстояния между точками на местности и плановом снимке. Обычно  $L = 100$  м;  $l = 100 f/H$ .

Прибавив  $\Delta p$  к отсчету по параллактическому винту при наведении нити на первую точку, передвигают каретку стереометра до тех пор, пока нить не коснется земли на расстоянии  $l$  от начальной точки. Точку отмечают на аэроснимке. Вновь прибавляют  $\Delta p$  к от-

счету по параллактическому винту и передвигают каретку. Как только пилот коснется поверхности модели, находят новую точку. Операцию повторяют до тех пор, пока линия заданного уклона не пройдет через всю стереопару. Затем переходят к следующей стереопаре.

Для фотограмметрических приборов сконструированы приставки, облегчающие проведение линий с заданным уклоном. Трудность трассирования состоит в том, что часто возникает необходимость возвращаться к проложенной линии на предыдущих аэроснимках и изменять ее положение, что требует дополнительных затрат труда на ориентирование аэроснимков.

После выбора точек поворота трассы выполняют ее детальное размещение, т. е. устанавливают рабочие отметки, основные элементы и точки составных кривых, проектируют искусственные сооружения, станции и т. п. Вдоль трассы разбивают пикетаж и ведут нивелирование. Для этого измерительная марка перемещается по видимой в приборе трассе, определяются координаты и высоты ее характерных точек, а также длины линий и углы. Для проектирования земляного полотна, насыпей и выемок в необходимых местах разбивают поперечные профили, определяют высоты их характерных точек.

Аэрофотосъемку в крупных масштабах успешно применяют для составления проектов переустройства станций, сооружений новых путей, линий электроснабжения, связи, электрификации железных дорог. По сравнению с наземными методами съемок снижаются трудовые затраты, улучшаются условия труда исполнителей, так как при большом количестве проходящих поездов измерения на территории станций затруднены и требуют большой осторожности.

По стереомодели определяют междупутные расстояния, координаты стрелочных переводов, выполняют съемку кривых, разбивают поперечные профили земляного полотна.

Использование современных стереофотограмметрических приборов и различных приспособлений к ним обеспечивают точность измерения по аэроснимкам, близкую к точности наземных измерений.

**Трассирование по цифровой модели местности с помощью ЭВМ.** В последние годы ведутся интенсивные исследования по использованию математических моделей местности для трассирования направлений железных дорог с использованием ЭВМ. В этих случаях ситуация и рельеф земной поверхности вначале представляются как система точек с известными координатами, которые определяют из измерений на земле или по стереомодели местности, созданной на высокоточном фотограмметрическом приборе. Последний способ предпочтительнее, так как он значительно дешевле и характеризуется большей степенью автоматизации измерений.

Математическую модель, характеризующую ситуацию и рельеф земной поверхности, называют *цифровой моделью местности* (ЦММ). Ее точки выбирают в зависимости от характера рельефа

и имеющихся приборов: на поперечниках трассы при стандартных и нестандартных расстояниях между поперечниками и точками на них в вершинах сетки квадратов с одной и той же длиной сторон, в вершинах прямоугольников с разными длинами сторон, вдоль структурных линий, расположенных по характерным переломам рельефа примерно под прямым углом к линии трассы, и др. С усложнением рельефа число точек увеличивают. Разработаны специальные приборы и приспособления для автоматизации измерений, хранения и выдачи информации о местности.

Отметки промежуточных точек получают интерполированием с помощью различных формул, в частности полиномов степени не выше пятой.

При трассировании направлений железных дорог необходимо учитывать не только рельеф местности, но и геологические, гидрологические, топографические и другие факторы. Их влияние на технико-экономические показатели строительства и эксплуатации дороги должно быть показано на цифровой модели местности, но для этого пока пользуются приближенными методами.

Трассирование с помощью ЭВМ состоит из выбора основных точек трассы, что выполняется опытным проектировщиком. ЭВМ лишь уточняет положение трассы и основные ее элементы, подбирает лучшие параметры кривых, сопряжения участков трассы, уклоны, рабочие отметки, намеченные положения углов поворота не меняются. ЭВМ подсчитывает технико-экономические показатели. Перечисленные действия выполняются для каждого варианта, что позволяет установить лучший из них.

**Аэронивелирование.** Определение высот проекций главных точек аэроснимка на местность по показателям радиовысотомера и статоскопа называется аэронивелированием.

Допустим, что отметка  $A_1$  (рис. 10.23) точки  $O_1$  определена геодезическим путем. Отметка изобарной поверхности

$$A_1 = A_1 + H_{p1} - \Delta H_1.$$

Высоги точек земли

$$A_2 = A_1 - (H_{p2} - \Delta H_2);$$

$$A_3 = A_1 - (H_{p3} - \Delta H_3);$$

$$\dots \dots \dots$$

$$A_n = A_1 - (H_{pn} - \Delta H_n), \quad (10.26)$$

где  $H_{pn}$  — высота фотографирования, полученная радиовысотомером;  $\Delta H_{pn}$  — колебания высоты относительно поверхности и одинакового атмосферного давления (изобарной поверхности) (устанавливается по показаниям статоскопа).

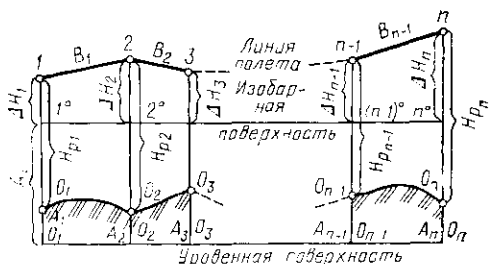


Рис. 10.23. Аэорационивелирование

Точность радионивелирования  $\pm (1 \div 3)$  м. Вычисления по формулам (10.26) осложняются тем, что в них не учтен наклон изобарной поверхности к горизонту. Его можно учитывать путем введения поправки, если известна геодезическая  $A_n$  отметка точки  $O_n$  в конце маршрута. Разница  $A_{n-1} - A_n$  распределяется в значениях  $A_2, A_3, \dots$  пропорционально расстоянию от начальной точки.

Поправки к высотам  $A_2, A_3, \dots$ , если неизвестно значение  $A_n$ , можно найти по формуле в пределах одного маршрута

$$\sigma_i = -0,002 S_i v \sin 2\delta \sin \varphi,$$

где  $S_i$  — расстояния от начальной точки до точки с номером  $i$ ,  $v$  — воздушная скорость самолета, км/ч,  $\delta$  — угол сноса самолета;  $\varphi$  — широта места

Аэrorадионивелирование — один из наиболее простых и быстрых методов создания высотной основы аэрофотосъемки, позволяющий обеспечить каждую стереопару шестью опорными точками для рисовки рельефа на топографическом стереомере. Его широко применяют при изысканиях железных дорог; с его помощью быстро составляются продольные профили конкурирующих вариантов трасс, собирают недостающие данные о местности, что облегчает принятие оптимального решения.

В последние годы стали применять лазерные высотомеры, обеспечивающие более высокую точность определения высот фотографирования.

## ГЛАВА 11. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ, ВЫПОЛНЯЕМЫЕ ПРИ ИЗЫСКАНИЯХ ЖЕЛЕЗНЫХ ДОРОГ

### § 11.1. Общие сведения

Для составления проекта и строительства новой железнодорожной магистрали, реконструкции, усиления и эксплуатации существующих железных дорог необходима подробная информация о местности и расположении. Основную часть информации составляют топографические карты и различные крупномасштабные съемки и нивелировки.

При двухстадийном проектировании железных дорог топографо-геодезические работы на изысканиях проводят в три этапа. В подготовительный этап на район изысканий собирают имеющиеся топографо-геодезические данные и материалы прошлых изысканий и составляют на их основе *картосхемы*, отображающие изученность района изысканий в топографо-геодезическом отношении. С учетом картосхем составляют проект необходимых геодезических и топографических работ. В полевой этап в районе изысканий создают плано-высотное съемочное обоснова-

ние, необходимое для аэрофото съемки, производят летно-съёмочные, а на некоторых участках, если необходимо, — полевые и камеральные работы, связанные с тахеометрическими, мензульными или фототеодолитными съемками и нивелировками. В камеральный этап производят стереофотограмметрические работы — обработку материалов аэро- и фототеодолитной съемки.

Для проектирования поселков, станций, участков примыкания дорог или пересечения запроектированными трассами рек, озер, болот, ущелий и подходов к населенным пунктам местность снимают в масштабах 1 : 5000—1 : 500.

Строительство объектов на новой и существующих железнодорожных линиях требует выполнения геодезических и топографических работ для разбивки (переноса проекта сооружений на местность) подъездных путей, составления планов строительных площадок отдельных сооружений (вокзалов, депо, у мостов и труб, тоннелей и др.). При этом необходимо создавать постоянное планово-высотное съёмочное обоснование, прокладывая *базисный ход*, построение которого для новых железных дорог должно начинаться на стадии их изысканий. Координаты и высоты точек хода на эксплуатируемых железных дорогах следует передавать на выступы характерных деталей, углы различных зданий и сооружений (пассажирских, основных или оборотных депо, товарных дворов, блок-постов, пакгаузов, контейнерных площадок, погрузочно-разгрузочных платформ грузового двора). При этом необходимо определять координаты и высоты центров колодцев, километровых знаков, пикетных столбов, точек начала и конца переходных кривых (см. § 11.3), уклоноуказателей, опорных башмаков светофоров, платформ, фундаментов карликовых светофоров, а на участках железнодорожного пути с паровой тягой — гидроколонок и различных резковыделяющихся точек линий связи, опор ЛЭП и ЛЭС, устоев мостов, а также ственных нивелирных реперов. Точки, для которых определены координаты и высоты, используют при последующих съемках как точки базисного теодолитного хода.

При выполнении строительных работ производят геодезическими методами разбивку и контроль возводимых насыпей и выемок, труб и мостов; при сооружении мостов длиннее 100 м создают мостозую триангуляцию для разбивки их опор. Проходческие работы при строительстве тоннеля требуют выполнения соответствующей точности геодезических работ как на поверхности, так и под землей. Строительство каждого объекта перед сдачей его в эксплуатацию завершается исполнительной съемкой, по результатам которой составляют планы и профили трассы построенной дороги и всех ее сооружений.

Рост скоростей движения поездов и увеличение их тоннажа требуют наблюдения геодезическими методами за деформациями железнодорожного пути для определения осадок, оползней — обмером кривых для их выправки (установления в проектное положение) и проверкой продольного и поперечного профилей полотна дороги.

**Трассирование.** Подготовка трассы железнодорожной линии для нивелирования складывается из трассирования — определения на местности запроектированной на карте (плане) трассы, разбивки по ней пикетажа, закрепления трассы и закладки реперов.

Пользуясь картой (планом), на которой нанесена запроектированная трасса, отыскивают на местности ее начало и 2—3 точки, включая и вершину первого угла поворота, и ставят в них вехи.

Начало трассы закрепляют металлической трубкой, деревянным столбом (см. рис. 6.16, б, г) или обрезком рельса и соответствующими промерами привязывают к местным предметам. Рядом с центром, отмечающим начало трассы, забивают по направлению хода сторожек и на его стороне, обращенной назад по ходу, пишут: «Начало трассы». Над начальной точкой трассы центрируют теодолит, приводят его в рабочее положение и, визируя зрительной трубой на вешку, находящуюся в вершине первого угла поворота (ВУП) трассы, определяют магнитный азимут этого направления. Для проложения прямой трассы устанавливают в ее конечной точке теодолит в рабочее положение, визируют зрительной трубой на заднюю точку, переводят трубу через зенит (при  $P$  и  $L$ ) или дважды при одном положении круга откладывают угол  $180^\circ$ . После этого по направлению полученной визирной оси выставляют веху на расстоянии 300—1000 м от теодолита, что зависит от рельефа местности, и прочно закрепляют эту точку. Так трассируют и все следующие прямые участки линии.

При проложении трассы через лес предварительно в заданном направлении прорубают просеку (визирку) шириной 0,7 м.

**Разбивка пикетажа.** После закрепления трассы на местности разбивают по ней пикетаж. *Пикетом* (ПК) называется расстояние на местности, равное 100 м по горизонтальному проложению. Для разбивки пикетов вдоль закрепленных направлений откладывают на местности стометровые отрезки ( $d=100$  м), пользуясь 20-метровой лентой ЛЗ и шестью шпильками. Если отрезок линии на местности имеет угол наклона  $v > 2^\circ$ , то, измерив его, определяют гипотенузу прямоугольного треугольника, у которого катет  $d=100$  м, и откладывают ее на местности. Гипотенузу  $D$  можно определить по формуле  $D=d \sec v$ . Иногда пользуются способами, показанными на рис 5.3.

Начало и конец каждого пикета на местности отмечают деревянными колышками с ровно спиленными головками; их забивают вровень с поверхностью земли, предварительно сняв растительный покров, лед, снег. На расстоянии 20—25 см от них (по ходу нивелирования) прочно забивают в землю более длинные колышки — *сторожки*, которые должны быть видны издали. На выступающей над поверхностью земли части сторожка пишут порядковый номер пикета, показывающий расстояние до него от начала трассы. Например, *ПК 64* (или *ПК 6/4*) означает, что пикет имеет но-

мер 64 и от начала трассы пройдено 6400 м. Кроме того, внутри каждого пикета колышками, забитыми вровень с землей, и сторожками отмечают все переломы (изменения по высоте) местности, урезы воды в реках, озерах, болотах, начало и конец круговой кривой и др.; такие точки называют *плюсовыми*. На сторожках у этих точек пишут номер предшествующего (заднего по ходу) пикета и расстояние от него до данной плюсовой точки в целых метрах, например *ПК 27+39*, т. е. плюсовая точка находится между *ПК 27* и *ПК 28* на расстоянии 39 м от *ПК 27*.

Если пикетаж по трассе разбивают одновременно с обоих ее концов, то в месте встречи расстояние между конечными пикетными точками, называемое *резаным пикетом*, может оказаться меньше 100 м. Он имеет двойную дробную нумерацию.

**Разбивка поперечников.** В местах, где поперечный скат местности круче  $1/5$  и трасса проходит параллельно и близко от ЛЭП, ЛЭС и оросительных или водоотводных каналов, разбивают поперечники перпендикулярно ее оси. Длины поперечников должны обеспечивать проектирование земляного полотна дороги и всех сооружений, которые предусматриваются параллельно оси трассы. При этом учитывают высоту насыпей и глубину выемок, расположение резервов (откуда берется земля для насыпей) и кавальеров (места складывания земли из выемок). На конце каждого поперечника ставят деревянные колышки со сторожками, а на характерных в высотном отношении точках — только сторожки с указанием на них расстояний этой точки от оси трассы, например *ПК 21+18п+100*, т. е. конечная точка поперечника разбита на пикете *21+18* м и в 100 м от этого пикета вправо от оси трассы.

Дойдя до вершины поворота трассы (ВУП), теодолитом измеряют одним полным приемом правый по ходу угол  $\beta_1$  (рис. 11.1) и определяют угол поворота трассы  $\alpha$ . Если  $\beta_1 < 180^\circ$  или  $\beta_2 > 180^\circ$ , то угол поворота соответственно будет вправо или влево:

$$\alpha_n = 180^\circ - \beta_1 \quad \text{или} \quad \alpha_n = \beta_2 - 180^\circ. \quad (11.1)$$

Вершины угла поворота отмечают прочными кольями с гвоздем в торце, над которым центрируют теодолит при измерении угла поворота  $\alpha$ . Определяют биссектрисы этого угла в обе стороны от его вершины и на их продолжениях, за границы предполагаемых земляных работ ставят деревянные столбы размером  $2 \times 0,15 \times 0,20$  м, оставляя над поверхностью земли примерно 0,7 м. Они имеют вырезы, которые при установке столба должны быть обращены в сторону ВУП. На вырезе столба стоящего вне угла поворота, пишут сокращенное название организации, проводившей работы, год установки столба, пикетажное наименование ВУП, угол поворота  $\alpha_n$  или  $\alpha_d$ . На столбе, установленном внутри угла  $\alpha$ , указывают пикетажное наименование ВУП и его порядковый номер.

**Закрепление трассы и закладка реперов.** Для возобновления точек трассы (на ВУП, осях мостов и тоннелей), уничтожены которые могут быть при постройке, их соответствующими промерами выносят за пределы производства земляных работ. Для закрепле-



ния высотной основы строительства вдоль трассы через 2—3 км закладывают постоянные или временные знаки.

**Пикетажная книжка.** Одновременно с разбивкой пикетажа по обе стороны от оси трассы снимают ситуацию местности в полосе шириной 70—100 м с каждой стороны хода; при этом иногда применяют эккер или ручную буссоль и используют главным образом способ координат и засечек. Результаты съемки в виде абриса заносят в пикетажную книжку (журнал), изготовленную из миллиметровой бумаги (10×15 см), на которой отмечают (рис. 11.2) все пикеты (ПК) и плюсовые точки, углы поворота (ВУП), столбы, закрепляющие трассу на местности, и ее поперечники, временные и постоянные реперы и предметы местности,

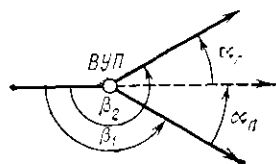


Рис. 11.1. Углы поворота трассы

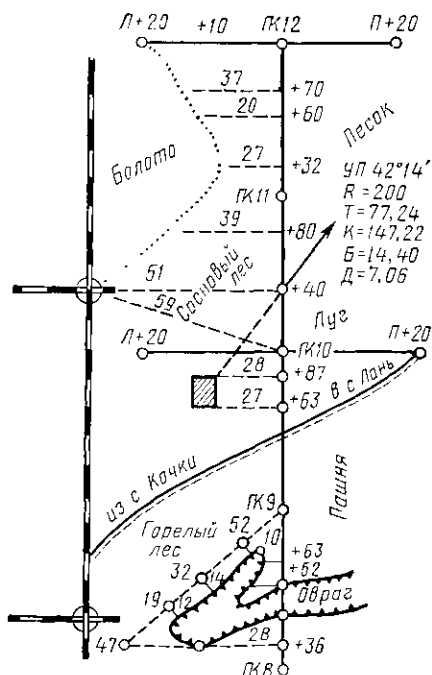


Рис. 11.2. Страница пикетажного журнала:

$R, K$  — радиус и длина круговой кривой;  
 $T$  — тангенс;  $B$  — биссектриса;  $D=2T-K$  — домер

к которым привязана трасса. В пикетажной книжке ось трассы условно показывают прямой, проведенной посередине вдоль ее страницы, пользуясь масштабом, который в отдельных местах может быть более мелким, а в других местах, наоборот, крупным, в зависимости от характера и сложности ситуации на трассе. Каждую следующую страницу книжки начинают последним пикетом предыдущей страницы.

### § 11.3. Круговые и переходные кривые. Разбивка главных точек железнодорожных кривых. Вынос пикетов на кривую

**Круговые кривые.** Лучшая трасса железной дороги — прямая линия. Однако по условиям местности (озеро, болото, река, населенные пункты, рельеф местности) из-за необходимости захода в промежуточные пункты и при значительных расстояниях между конечными пунктами приходится изменять направление трассы на

два прямых направления, сходящихся под острым углом. Для перехода подвижного состава с одного направления на другое такие прямые сопрягают *кривыми*. На железных дорогах переход поезда с прямого участка пути на круговую кривую вызывает удар колес подвижного состава о наружный рельс и плавность движения нарушается. Для обеспечения плавного перехода подвижного состава с прямолинейного участка пути на кривую и для ослабления возникающей центробежной силы при движении по кривой на ней производят уширение колеи и возвышение наружного рельса по отношению к внутреннему.

Для сопряжения двух прямых участков пути иногда используют *круговые кривые*, позволяющие на кривой сохранить одну и ту же ширину колеи и одно и то же возвышение наружного рельса.

#### Переходные кривые.

Для смягчения резкого перехода подвижного состава с прямого участка пути, где радиус равен бесконечности, к круговой кривой с радиусом  $R$  его необходимо сделать более плавным. Для этого между конечными точками круговой кривой и прямыми или между круговыми кривыми разного радиуса вставляют *переходные кривые* (см. § 11.5), радиусы кривизны которых постепенно меняются от бесконечности в месте сопряжения с прямой до значения радиуса  $R$  основной (круговой) кривой. Этим достигается постепенное увеличение центробежного ускорения, и чем меньше кривизна кривой, т. е. чем больше радиус  $R$ , тем медленнее изменяется направление пути, что ослабляет дополнительное сопротивление движению, и тем лучше осуществляется переход на кривую подвижного состава. Однако по условиям местности не всегда представляется возможным назначить наибольший радиус из возможных. По этой причине радиусы основных кривых приходится уменьшать, но не более предела, установленного СНиПом для проектирования железных дорог колеи 1520 мм. В нем указывается и наименьший радиус круговой кривой, позволяющий не применять переходных кривых.

**Разбивка главных точек кривых.** Для получения строительной длины трассируемой железнодорожной линии производят разбивку главных точек кривых. Допустим, что два прямых участка трассы  $PB$  и  $BQ$  (рис. 11.3), расположенные под углом  $\alpha$ , требуется сое-

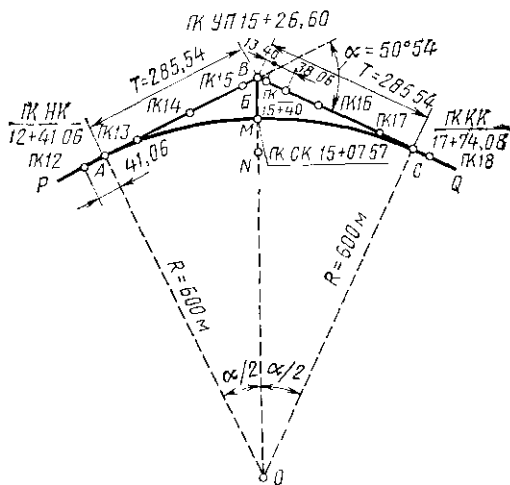


Рис. 11.3 Разбивка главных точек круговой кривой

динить круговой кривой АМС так, чтобы прямые РВ и ВQ были к ней касательными. Предположим, что точка О — центр кривой радиуса  $R=OA=OM=OC$ , точка А — начало (НКК), а С — конец (ККК) круговой кривой, касательные  $AB=BC=T$  — тангенсы,  $BM=B$  — биссектриса,  $K=AMC$  — длина и  $D=2T-K$  — домер кривой.

Для построения такой кривой необходимо определить по формуле (11.1) угол поворота  $\alpha$  и выбрать радиус  $R$ , размер которого зависит от характера местности и технических условий проектирования данной дороги. Из прямоугольного треугольника  $OAB$  следует, что тангенс

$$T=R \operatorname{tg}(\alpha/2); \quad (11.2)$$

биссектриса  $B=OB-OM$ . Так как  $OB=R/\cos(\alpha/2)=R \sec(\alpha/2)$ ,  $OM=R$ , то

$$B=R[\sec(\alpha/2)-1]. \quad (11.3)$$

Длина кривой, являющейся частью окружности,

$$K=R\alpha \text{ (при } \alpha \text{ в радианах), или } K=\pi R\alpha/180^\circ; \quad (11.4)$$

а домер

$$D=2T-K. \quad (11.5)$$

Практически основные элементы круговой кривой  $T$ ,  $K$ ,  $B$  и  $D$  определяют по заданному радиусу  $R$  и углу поворота  $\alpha$  по специальным таблицам\*.

**Разбивка основных элементов кривой.** Пусть на пикете НК15+26,60 м, т. е. на расстоянии 1526,60 м от начала трассы, находится вершина угла поворота (ВУП) — точка В, в которой угол  $\alpha=50^\circ54'$ . Если принять радиус кривой  $R=600$  м (рис 11.3, то с помощью таблиц (или путем вычислений) можно найти основные элементы круговой кривой ( $T=285,54$  м,  $K=533,02$  м,  $D=38,06$  м,  $B=64,48$  м) и произвести разбивку их на местности, т. е. определить местоположение начала (НКК), конца (ККК) и середины (СКК) кривой и их пикетажное наименование

**Вынос пикетов на кривую.** При разбивке главных точек круговой кривой измерения производят по касательной, а счет расстояний по трассе ведут по кривой, которая короче двух тангенсов на величину домера  $D$ . Поэтому для определения пикетажного наименования главных точек кривой предварительно производят расчет. Для нашего примера

Расчет	Контроль
ПК ВУП 15+26,60	ПК ВУП 15+26,60
— $T$ 2 · 85,54	+ $T$ 2 · 85,54
<hr/>	<hr/>
ПК НКК 12+41,06	18+12,14
+ $K$ 5 33,02	— $D$ 38,06
<hr/>	<hr/>
ПК ККК 17+74,08	ПК ККК 17+74,08

\* Ганьшин В Н и Хренов Л С Таблицы для разбивки круговых и переходных кривых М, Недра, 1985; Таблицы для разбивки железнодорожных кривых. М, Трансжелдориздат, 1962

Таблица 111

Наименование точек	Местоположение		Угол поворота		Основные элементы кривой, м					Местоположение				Длины прямых вставок между кривыми (П)	Расстояние между вершинами углов поворота (Л)	Дирекционные углы и румбы
	ПК	+	П	Л	R	T	K	Д	Б	начала кривой		конца кривой				
										ПК	+	ПК	+			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10				11	12	13	
Начало трассы	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	481,69	512,36	$35^{\circ}20'$ СВ: $35^{\circ}20'$ ( $r_1$ )
ВУП 1	5	12,36	—	$34^{\circ}06'$	100	30,67	59,52	1,82	4,60	4	81,69	5	41,21	200,60	251,09	$69^{\circ}26'$ СВ: $60^{\circ}26'$ ( $r_2$ )
ВУП 2	7	61,63	$43^{\circ}15'$	—	50	19,82	37,74	1,90	3,78	7	41,81	7	79,55	420,45	440,27	$26^{\circ}11'$ СВ: $26^{\circ}11'$ ( $r_n$ )
Конец трассы	12	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Итого	—	—	$43^{\circ}15'$	$34^{\circ}06'$	—	50,49	97,26	3,72	—	—	—	—	—	1102,74	1203,72	$r_1-r_2=9^{\circ}09'$

Контроль: 1)  $\Sigma\alpha_n - \Sigma\alpha_n = r_1 - r_n$ , т. е.  $43^{\circ}15' - 34^{\circ}06' = 35^{\circ}20' - 26^{\circ}11' = 9^{\circ}09'$ ; 2)  $2\Sigma T - \Sigma K = \Sigma D$ , т. е.  $100,98 - 97,26 = 3,72$ ;  
3)  $\Sigma P + \Sigma K = \Sigma Q - \Sigma D$ , т. е.  $1102,74 + 97,26 = 1203,72 - 3,72 = 1200$ .

Для определения на трассе  $РАМСQ$  точки  $A$  НКК (рис. 11.3) от ПК 12 в сторону ПК 13, находящегося на линии тангенса  $AB$ , откладывают отрезок 41,06 м = 1241,06—1200. Для получения пикетажа за вершиной угла поворота от точки  $B$  ВУП в направлении линии тангенса  $BQ$  откладывают отрезок 13,40 м и конец его закрепляют шпилькой, от которой по линии  $BQ$  откладывают домер  $D=38,06$  м; конец его будет соответствовать ПК 15+40 м по трассе  $РАМСQ$ , а не по тангенсам  $AB$  и  $BC$ . После этого, чтобы при продолжении пикетажа не спутать число отложенных лент, проверяют количество шпилек; их у заднего мерщика должно быть столько, сколько было до откладывания домера  $D$ .

Для определения на кривой ее середины устанавливают угломерный прибор в точке  $B$  и, приведя его в рабочее положение, делят угол  $ABC$  пополам, а по направлению визирного луча  $BN$  откладывают биссектрису  $B=64,48$  м, получают точку  $M$ , лежащую на середине кривой. Пикетажное наименование середины кривой будет ПК СКК = ПК НКК + 0,5К = ПК ККК - 0,5К; для нашего примера ПК СКК 15+7,57.

**Закрепление основных точек кривой.** Для закрепления основных точек  $B$ ,  $A$ ,  $M$  и  $C$  кривой (рис. 11.3) в них ставят деревянные столбы, закапываемые в землю на глубину не менее 1 м; на них пишут в числителе название точки — ВУП, НКК, ККК, в знаменателях — их пикетажное наименование, а на столбе в точке  $B$  ВУП указывается угол поворота  $\alpha$ .

Столб, поставленный в вершине угла поворота, должен быть в плане привязан к ближайшим на местности предметам. Так, столб в точке  $B$  промерами прямых  $BL=27,6$  м и  $BF=21,2$  м привязывают, например, к телеграфному столбу  $L$  и к колодцу  $F$ . В случае утраты столба  $B$  его местоположение можно восстановить на пересечении прямых  $LB$  и  $FB$ .

**Ведомость прямых и кривых.** В ведомость прямых и кривых (табл. 11.1) заносят результаты всех измерений при прокладке трассы на местности. В графы 1—4 записывают данные пикетажа и значения измеренных углов поворота трассы; в графы 5—9 — значения основных элементов кривой. Данные для граф 10—12 определяют при разбивке на местности пикетажа и основных элементов кривой. Румбы прямых участков трассы (графа 13) получают из дирекционных углов, которые вычисляют по исходному дирекционному углу и измеренным углам поворота (графы 3—4). Для контроля вычислений используют формулы  $\Sigma \alpha_{\text{п}} - \Sigma \alpha_{\text{л}} = r_1 - r_n$ ;  $2\Sigma T - \Sigma K = \Sigma D$  и  $\Sigma P - \Sigma K = \Sigma Q - \Sigma D$ .

#### § 11.4. Детальная разбивка железнодорожных круговых кривых

**Способ прямоугольных координат.** При постройке дорог необходимо кроме НКК, СКК и ККК кривой получить на местности точки, лежащие на самой кривой, расстояния между которыми по кривой можно было считать за прямые. В этом случае проводят детальную разбивку кривой различными способами. В зависимо-

сти от радиуса  $R$  отрезки дуги на круговой кривой  $k = An_1 = n_1n_2 = \dots = n_2n_3 = \dots$  (рис. 11.4) бывают разные; чем больше  $R$ , тем больше  $k$ .

Положение всех точек на кривой можно определить по их координатам: абсциссе  $x$ , откладываемой по направлению тангенса, и ординате  $y$ . За начало координат для одной ветви кривой принимают точку  $A$  (НКК), для другой — точку  $C$  (ККК).

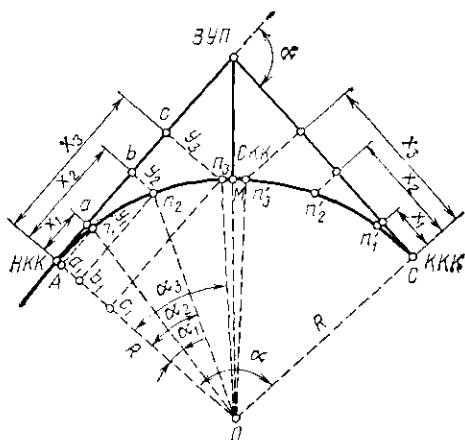


Рис. 11.4. Детальная разбивка круговой кривой по способу координат

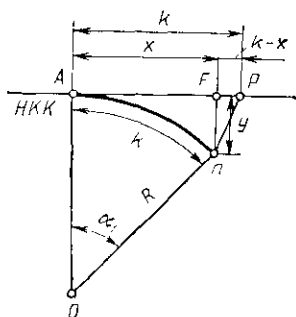


Рис. 11.5. Построение точки на кривой по координатам

Из прямоугольного треугольника  $Oa_1n_1$  для точки  $n_1$

$$x_1 = a_1n_1 = R \sin \alpha_1; \quad (11.6)$$

$$y_1 = Aa_1 = OA - Oa_1 = R - R \cos \alpha_1 = 2R \sin^2(\alpha_1/2), \quad (11.7)$$

где

$$\alpha_1 = (k/K)\alpha. \quad (11.8)$$

Так можно определить координаты  $x$  и  $y$  для любой следующей точки  $n_2, n_3, \dots$  на кривой, подставляя в эти формулы вместо  $\alpha_1$  соответственно углы  $\alpha_2, \alpha_3$  и т. д.

Итак, принимая точку  $A$  (НКК) за начало координат, откладывают по направлению тангенса  $AB$  выбираемые из таблиц или вычисленные абсциссы  $x_1, x_2, \dots$  и получают точки  $a, b, \dots$ , в которых восстанавливают перпендикуляры к линии тангенса и откладывают на них соответствующие ординаты  $y_1, y_2, \dots$ . В точках  $n_1, n_2, \dots$  забивают деревянные колышки.

Так как правая ветвь круговой кривой  $AMC$  симметрична левой, то для получения точек  $n_2', n_2'', \dots$  на кривой необходимо за начало координат принять конец кривой, т. е. точку  $C$  (ККК), и повторить указанные вычисления для левой ветви кривой.

Если в таблицах для разбивки круговых кривых вместо абсцисс  $x$  даются величины  $k-x$ , то при разбивке точек на кривой сначала откладывают лентой ЛЗ (или рулеткой) по тангенсу (рис. 11.5) от  $A$  (НКК или ККК) к вершине угла поворота (ВУП)



рекомендовать для любых радиусов почти во всех условиях местности и на любых стадиях постройки железных дорог.

**Вынос пикетов.** Положение пикетов на кривой, называемое *выносом пикетов*, можно определить вычислив, для каждого из них прямоугольные координаты  $x$  и  $y$  по формулам (11.6) и (11.7), для чего, зная длины дуг от начала кривой до этих пикетов, предварительно определяют угол  $\alpha_n$  по формуле (11.8).

### § 11.5. Разбивка кратных и переходных кривых. Серпантины

**Кратные кривые.** При изысканиях и при проектировании плана железнодорожной линии, особенно в лесной местности, часто углы ее поворота делают небольшими, подбирая длины кривых  $kk$ , примыкающих друг к другу, кратными 100 или 10 м, а для малых радиусов — 5 м. Длины таких кривых, называемые *кратными*, являются функциями угла поворота  $\alpha$  и радиуса  $R$ . Для кратных кривых начало их назначают на целом пикете или удобной для расчета плюсовой точке. Эти кривые используют и при детальной разбивке кривой, когда угол поворота трассы  $\alpha$  сравнительно большой, ординаты точек которой по мере приближения их к середине кривой будут увеличиваться, а при откладывании их в усло-

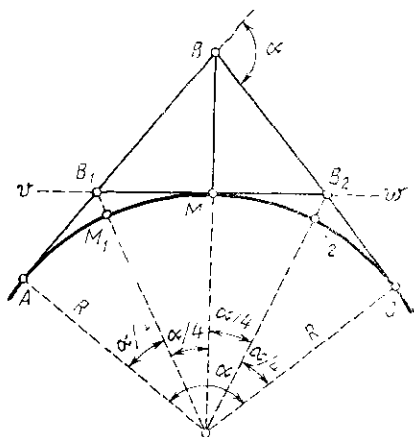


Рис. 11.7. Две кратные кривые

виях лесной местности потребуются значительные рубки. В этом случае всю кривую  $AMC$  (рис. 11.7) следует разделить, например, на две одинаковые кривые  $AM_1M$  и  $CM_2M$  и для каждой из них проводить детальную разбивку, принимая прямые  $AB_1 = B_1M = MB_2 = B_2C$  за соответствующие тангенсы, размеры которых могут быть получены по формуле  $AB_1 = R \operatorname{tg}(\alpha/4)$ . Отложив от точек  $A$  и  $C$  по тангенсам  $AB$  и  $CB$  отрезки  $AB_1 = CB_2$  или выписанные из таблиц, получим искомые точки  $B_1$  и  $B_2$ , которые будут являться вершинами углов поворота для кривых  $AM_1M$  и  $CM_2M$ ; детальную разбивку каждой из этих кривых можно проводить по способу координат.

**Переходные кривые.** На линиях железных дорог такими кривыми являются радионидальные спирали, или клотоиды. Принимая тангенс кривой за ось абсцисс, находим прямоугольные координаты для любой точки такой кривой:

$$x \approx S \left( 1 - \frac{S^4}{40C^2} + \dots \right); \quad y \approx \frac{S^3}{6C} \left( 1 - \frac{S^4}{56C^2} \right), \quad (11.10)$$



где  $S$  — длина дуги клотоиды от ее начала до искомой точки:  $C=Rl$  — параметр, равный произведению радиуса круговой кривой  $R$  на длину переходной кривой  $l$ .

На рис. 11.8 показана круговая кривая  $MN$  радиуса  $R=OB=OB'$ , укороченная с каждого ее конца на  $l/2$  — на половину длин каждой из переходных кривых  $MA=NA'=l$ . Для оставшейся части круговой кривой  $MN$  радиус  $R$  уменьшается на величину  $p$ , называемую *сдвижкой круговой кривой*, а угол поворота будет  $\alpha'=\alpha-2\varphi$ , где угол  $\varphi=\rho l/(2R)$ ;  $\rho$  — радиан. Вставка переходной кривой уменьшает угол поворота  $\alpha$ , поэтому построить переходные кривые можно только при  $\alpha \geq 2\varphi$ , а следовательно, при длине круговой кривой  $K \geq l$ .

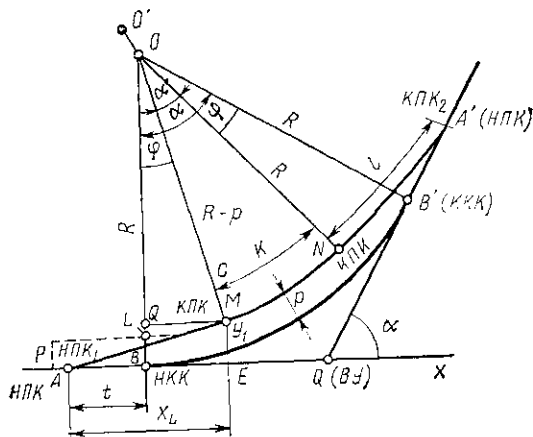


Рис. 11.8. Основные элементы переходной кривой

В практике железнодорожных линий длины переходных кривых назначаются как минимум при  $K \geq l + 10$  м.

Приближенно можно определить сдвижку  $p$  круговой кривой:

$$p \approx l^2 / (24R). \quad (11.11)$$

Для получения на местности начала первой переходной кривой  $НПК_1$  и конца второй переходной кривой  $КПК_2$ , примыкающих к сдвинутой круговой кривой  $MN=K$ , необходимо на местности увеличить каждый из тангенсов  $QB$  и  $QB'$  несдвинутой круговой кривой  $BB'$  на величину  $t$ , называемую *дополнением к тангенсу*:

$$t \approx l/2. \quad (11.12)$$

Для выноса пикетов на переходные кривые и примыкающую к ним сдвинутую круговую кривую, определяют пикетажное наименование начала первой переходной кривой  $НПК_1$  и конца второй переходной кривой  $КПК_2$ , пользуясь пикетажным наименованием начала (НКК) и конца несдвинутой круговой кривой (ККК) и дополнением  $t$ :

$$ПК\ КПК_1 = ПК\ НКК - t; \quad ПК\ КПК_2 = ПК\ ККК + t.$$

Из (11.11) следует, что пренебрежение величиной сдвижки  $p$ , обратно пропорциональной радиусу круговой кривой  $R$ , не всегда допустимо. Поэтому при  $R \leq 1000$  м сдвижка  $p$  должна учитываться, что несколько усложняет расчеты кривых. А так как плавность

движения лучше при больших радиусах  $R$ , поэтому выгоднее его не уменьшать. Последнее достигается, если центр круговой кривой  $O$  сместить внутрь по ее биссектрисе угла поворота  $\alpha$  в точку  $O'$  настолько, чтобы радиус сдвинутой круговой кривой не изменился, оставаясь равным  $R$ . Тогда сохранится и угол поворота круговой кривой  $\alpha$ . Этого можно достигнуть, если расстояние от сдвинутого центра  $O$  до линии тангенсов переходной и круговой кривых будет  $R+p$ , величина смещения центра круговой кривой  $OO' = p \sec(\alpha/2)$ , а длина измененного тангенса из-за вставки переходной кривой

$$T = T_k + T_p + t; \quad B = B_k + p \sec(\alpha/2), \quad (11.13)$$

где  $T_k, B_k$  — тангенс и биссектриса круговой кривой радиуса  $R$  и угла поворота  $\alpha$ ;  $T_p = p \operatorname{tg}(\alpha/2)$ .

На железнодорожных линиях колеи 1520 мм в соответствии с СНиП II-39—76 рекомендуемые и допускаемые радиусы круговых кривых показаны в табл. 11.2.

Таблица 11.2

Радиусы, м	Категории железнодорожной линии				Подъездные пути		
	I — при скоростях движения, км/ч		II	III	IV	IV	V
	120—160	120					
Рекомендуемые	4000— —2500	4000— —1500	4000— —1200	2000— —1200	2000— —1000	2000— —600	1000— —400
Допустимые: в трудных условиях	2000	1200	1000	800	500	500	300
в особо трудных условиях	800 (400)	600 (300)	600 (250)	400 (200)	250 (200)	180	150

Примечание. Радиусы, показанные в скобках, допускаются по согласованию с МПС.

**Серпантины.** Когда автодорожную трассу прокладывают в условиях сложного рельефа и в некоторых других случаях, прямые участки пути сопрягают серпантинами (рис. 11.9). Серпантина состоит из основной круговой кривой АЕС, огибающей вершину  $B$  угла  $\alpha$  с наружной стороны, двух прямых вставок  $CA_2$  и  $AA_1$  и двух обратных круговых

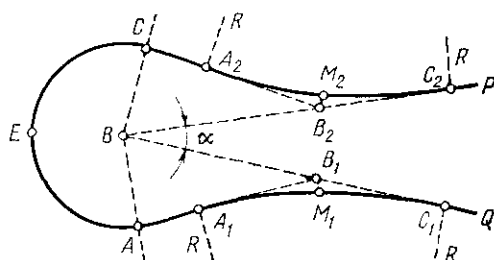


Рис. 11.9. Серпантина

кривых  $A_1M_1C_1$  и  $A_2M_2C_2$ ; для одной из них тангенсами являются отрезки  $A_1B_1$  и  $C_1B_1$ , а для другой —  $A_2B_2$  и  $C_2B_2$ . Середины этих кривых находятся в точках  $M_1$  и  $M_2$ . С помощью такого серпантина автомобиль переходит с одного прямолинейного участка пути  $QC_1$  на другой прямолинейный участок  $C_2P$ , сходящиеся при продолжении их под острым углом  $\alpha$ .

### § 11.6. Нивелирование железнодорожной трассы и поперечников

**Нивелирование точек трассы и поперечников.** В результате нивелирования железнодорожной трассы должны быть определены

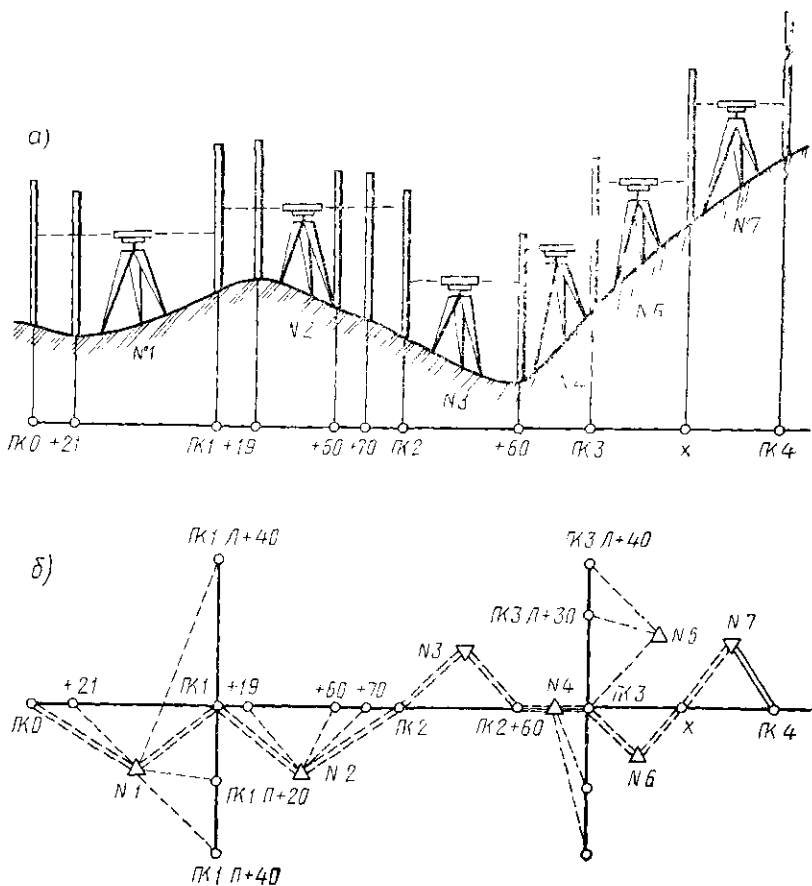


Рис 11.10. Профиль (а) и план нивелирования (б) железнодорожной трассы

отметки всех поставленных на ней точек. На рис. 11.10 в плане и в профиле показана схема нивелирования части трассы железнодорожной линии нивелиром Н-10 с двусторонними складными рей-

ками. Оно начинается со станции 1, находящейся между ПКО и ПК1. Приведя нивелир в рабочее положение, делают отсчеты (1916) и (6703) по средней нити по черной и красной сторонам рейки, находящейся на ПКО, а затем по средней нити по рейке, находящейся на ПК1, соответственно (1312) и (5999), и записывают их в полевой журнал нивелирования (табл. 11.3). Вычисляют разности между отсчетами по средним нитям по обеим сторонам реек соответственно для задней (4787) и передней (4687) пикетных точек. Определяют превышения ПК1 над ПКО как разность отсчетов (1916) и (1312) по черным сторонам реек (+604); знак «+» указывает, что точка ПК1 находится выше точки ПКО.

**Полевой контроль.** Если из отсчета по красной стороне задней рейки вычесть отсчет по красной стороне передней рейки (6703—5999=+704), то получим превышение, равное превышению, полученному по черным сторонам реек с учетом разности нулей (100) на красных сторонах реек, или отличающееся от него не более  $\pm 5$  мм. Затем задний реечник снимает рейку с точки ПКО и ставит ее на промежуточную точку ПКО+21 м, а нивелировщик делает только по ее черной стороне отсчет 2017. После этого тот же реечник последовательно ставит рейку на точки поперечников: сначала на левую ПК1 Л+40 м, потом на правые ПК1 П+20 м и ПК1 П+40 м. Нивелировщик каждый раз берет отсчеты соответственно 1297, 1397, 1415 (по черным сторонам реек). В это время передний реечник остается на месте; поэтому для станции № 2 он будет задним, а передним — тот, который на первой станции был задним. Затем нивелир устанавливают на станции № 2 и берут отсчеты по рейкам так же, как на станции № 1; потом переходят на станцию № 3 и т. д. В нашем примере для станций № 1 и № 2 общими точками, называемыми *связующими*, будут точки ПК1, для станций № 2 и № 3 — точки ПК2, для станций № 3 и № 4 — точки ПК2+60 м.

При односторонних рейках для контроля превышений для связующих точек изменяют высоту нивелира и вторично берут отсчеты по средней нити по задней и передней рейкам, находящимся на связующих точках. Все промежуточные и поперечные точки нивелируют на каждой станции после контроля.

Если отсчеты по рейкам, стоящим на левых точках поперечника, сделать невозможно, например со станции № 4 по рейкам, стоящим на точках ПК3 Л+30 м и ПК3 Л+40 м (рис. 11.10), то в этом случае уснавливают нивелир на станции № 5 на одинаковом расстоянии от точек ПК3 и ПК3 Л+40 м, а затем по рейкам, поставленным на точках ПК3, ПК3 Л+30 м и ПК3 Л+40 м, делают по одному отсчету (по средней нити) и заносят их в журнал (табл. 11.3).

**Исковые точки.** Если разность высот двух соседних точек превышает 4 м, то нивелировать их с одной станции при 4-метровых рейках невозможно. В этом случае расстояние между нивелиром и рейкой сокращают, намечая между ними дополнительную точку, например точку ПК2+60 м (рис. 11.10), как связующую. Если

Месяц — май 18 числа 1985 г.

Месяц — май 19 числа 1985 г.

Наблюдатель В. П. Заитов. Нивелир Н-10.

Вычислял В. П. Заитов Ветрено

Номер станции	Номер пикета	Отсчеты по рейке на точках, мм			Превышение $h$ , мм	Среднее превышение $h_{ср}$ , мм	Горизонт нивелира $ГН$	Абсолютная отметка, м	Примечания
		задние $a$	передние $b$	промежуточные					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	ПК 0	1916						157,819	
		<u>6703</u>							
	+21	4787		2017				157,718	
	Л+40			1297			159,735	158,438	
	П+20			1397				158,338	
	П+40			1415				158,320	
	ПК 1		1312					158,423	
			<u>5999</u>						
			4687						
2	ПК 1	1982			+604	+604		158,423	
		<u>6669</u>			+704				
	+19	4687		1523				158,881	
	+60			1999			160,405	158,405	
	+70			2319				158,085	
	ПК 2	2683			-701	-702			
		<u>7472</u>			-803			157,721	
		4789							
		$\Sigma a =$ =17270	$\Sigma b =$ =17466	$\Sigma a - \Sigma b =$ = -196	$\Sigma h =$ = +1308 -1504 -196	$\Sigma h_{ср} =$ = -98			

профиль местности между двумя соседними пикетами не имеет точек перегиба, то выбирают произвольную точку  $x$  так, чтобы, принимая ее за связующую, можно было передать отметку, например, от ПК3 на ПК4. Поскольку точка  $x$  не является характерной для рельефа между ПК3 и ПК4, расстояние от  $x$  до ПК3 не измеряют. Такие точки называют *иксовыми*; их положение на профиле не отмечают. При крутых откосах внутри одного пикета может быть не одна, а несколько иксовых точек.

**Перерыв в работе.** Нивелирование по пикетажу при любом перерыве в работе нужно заканчивать на постоянном или временном репере (см. рис. 6.16, 6.17), специально установленном для этой цели. Прерывать (и заканчивать) нивелировку на пикетных, иксовых или плюсовых точках не разрешается.

§ 11.7. Особые случаи нивелирования. Плановая и высотная привязки железнодорожной трассы к исходным пунктам

**Нивелирование через реки.** Если между точками  $A$  и  $B$  (рис. 11.11,  $a$ ) проходит река шириной не более 200 м, то для определения превышения одной точки над другой нивелир поочередно устанавливают в точках  $J_1$  и  $J_2$ , находящихся на равных расстояниях от

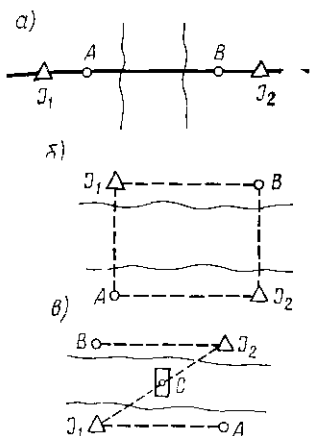


Рис 11.11 Схемы нивелирования через реки

$a$  — при ширине реки не более 200 м  $б$  — при ширине реки не более 300 м,  $в$  — при наличии отмели

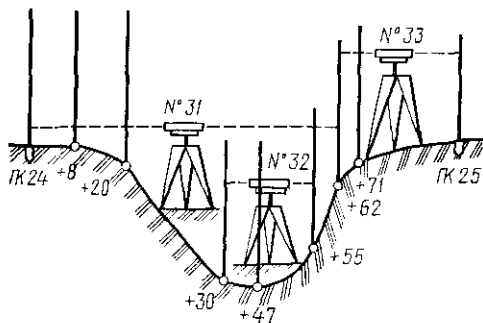


Рис 11.12 Поперечное нивелирование оврага

точек  $A$  и  $B$ . С каждой станции делают отсчеты по обеим сторонам рек, поставленных в этих точках. Если рейки односторонние, то отсчеты по ним делают при 2—3 горизонтах нивелира; за окончательный результат принимают среднее арифметическое из всех превышений. Для уменьшения влияния рефракции такое нивелирование лучше производить в облачные дни или в ранние утренние или поздние вечерние часы. С этой целью по возможности следует сократить время между переходами с нивелиром из точки  $J_1$  в точку  $J_2$  или работать одновременно двумя нивелирами.

Для определения превышения между точками  $A$  и  $B$  (рис. 11.11,  $б$ ), находящимися одна от другой на расстоянии не более 300 м, нивелирование производят дважды: один раз со станции  $J_1$ , второй раз со станции  $J_2$ . С каждой станции определяют превышение при трех (для односторонних рек) или двух (для двусторонних рек) горизонтах нивелира. Расстояния между нивелиром и рейками или же противоположные стороны  $AJ_2$  и  $BJ_1$  четырехугольника должны быть одинаковыми. Если в средней части реки имеется отмель, то на ней забивают сваю  $C$  (рис. 11.11,  $в$ ), на которую ставят рейку. В точках  $J_1$  и  $J_2$  устанавливают нивелиры, по которым одновременно делают отсчеты по рейкам, находящимся в

точки *A* и *C*, Си *B*. Превышение точки *B* над точкой *A* определяют при двух горизонтах нивелира.

Чтобы произвести нивелирование зимой по льду, до морозов на противоположных берегах закладывают грунтовые реперы, между которыми зимой и выполняют нивелирование; рейки и ножки штатива нивелира ставят на вмораживаемые в лед небольшие деревянные колышки.

Для передачи отметки через широкую реку со спокойным течением на прямолинейных противоположных берегах на линии, перпендикулярной течению, близко от берега вырывают канавы и соединяют их с рекой. В каждую из них забивают деревянные колья так, чтобы верх кольев совпадал с уровнем воды. Следовательно, определив отметку верха колышка на одном берегу реки, можно допустить (если нет поворота реки или изменения ее фарватера), что верх колышка на противоположном берегу в тот же момент будет иметь такую же отметку.

**Нивелирование через овраг.** При изысканиях железных дорог производят поперечное и продольное нивелирование оврагов.

При поперечном нивелировании оврагов (рис. 11.12), например, следует на станции № 31 поставить нивелир и передать отметку с ПК 24 на связующую точку ПК 24+62 м, а точки ПК 24+8 м, ПК 24+20 м, ПК 24+55 м нивелировать как промежуточные; со станции № 32 нивелировать точки ПК 24+30 м, ПК 24+41 м и ПК 24+55 м; на станции № 33 передать отметку с ПК 24+62 м на ПК 25, а точку ПК 24+71 м нивелировать как промежуточную.

При продольном нивелировании оврагов для определения уклона вдоль тальвега на протяжении его ясно выраженного русла начиная выше от намеченного искусственного сооружения (моста, плотины) не менее чем на 200 м и ниже его примерно на 100 м разбивают только пикеты и их нивелируют начиная от точки на трассе дороги.

При нивелировании заболоченных участков необходимо прочно устанавливать нивелир на каждой станции и рейки на пикетных точках. Для этого в грунт забивают колья соответствующей длины с вырезанными наверху уступами, на которые ставят ножки штатива, а чтобы не оседали рейки — более крепкие и длинные деревянные колья. Иногда на сваях около нивелира делают деревянный настил для нивелировщиков. В некоторых случаях для нивелирования в заболоченных местах используют более высокие, чем обычно, штативы. Чаще нивелирование через болото производят зимой.

При нивелировании небольших крутых скатов и откосов иногда производят *ватерпасовку*, применяя *ватерпас* (деревянный брусок с накладным уровнем) и рейку, устанавливаемые на деревянные колышки. Из рис. 11.13 следует, что точка *B* над точкой *A* имеет превышение  $h = h_1 + h_2 + h_3$ .

**Плановая привязка трассы.** Каждую железнодорожную трассу нужно не реже чем через каждые 10 км привязывать в плановом и в высотном отношении к имеющимся исходным пунктам, ко-

ординаты которых известны из прежних, более точных геодезических работ (триангуляционным и полигонометрическим пунктам, маркам и реперам, см. рис. 6.15, 6.12). Привязка считается обязательной, если такой пункт расположен в стороне от точки трассы не далее 5 км, но в некоторых случаях это расстояние увеличивают до 10 км и производят ее преимущественно с помощью теодолитных ходов. Если в районе работ не окажется исходных пунктов, то трассу ориентируют по истинным азимутам, которые определяют через каждые 10 км трассы. В исключительных случаях более короткие трассы разрешается ориентировать по магнитному меридиану.

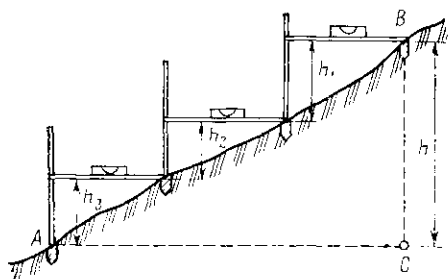


Рис. 11.13. Ватерпасовка

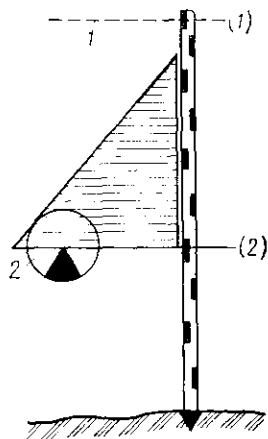


Рис. 11.14. Привязка к стенному реперу  
1 — визирная ось; 2 — репер

**Высотная привязка трассы.** Для привязки нивелирного хода к стенным реперам применяют те же рейки, что и для всей работы по нивелирному ходу. Реперы, около которых проходит трасса, необходимо включать в нивелирный ход как связующие точки. Если на стенной репер нельзя поставить рейку из-за имеющихся выступов на сооружении, то тогда около репера устанавливают башмак или деревянный колышек с ровно спиленной головкой так, чтобы поставленная на нем рейка касалась репера. Затем ставят на репер прямоугольный треугольник меньшим катетом горизонтально, а большим — касательно к рейке (рис. 11.14). В 5—10 м от репера ставят нивелир и, приведя его в рабочее положение, производят отсчеты: один — по средней нити (1) и второй — по меньшему катету треугольника (2). Разность отсчетов (1) — (2) и будет соответствовать отсчету по средней нити нивелира по рейке, стоящей на репере. При отсутствии треугольника можно непосредственно сделать отсчет (2) по средней нити сетки нивелира. Для этого нивелир ставят в 5—10 м от репера так, чтобы один подъемный винт был против него. Совместив вертикальную нить сетки нивелира с краем рейки, установленной на колышке вертикально (по уровню), наводят среднюю горизонтальную нить сетки на центр репера,



пользуясь подъемным винтом, находящимся против репера, и производят отсчет (2).

При привязках к стенным маркам одну из реек заменяют *подвесной реечкой* (рис. 11.15) длиной 1 м с ушком на одном конце, от центра которого считается ее длина. При привязках эту реечку подвешивают ушком на шпильку, вставленную в марку. Нивелируют обязательно из середины с отсчетами по двум сторонам реек или при двух горизонтах нивелира. Подвесную реечку можно заменить стальной рулеткой, которую в этом случае прикладывают нулевым штрихом к центру стенной марки



Рис 11.15 Подвесная реечка

Если визирный луч трубы нивелира проходит выше центра марки или репера, то отсчет по рейке, находящейся на марке или репере, записывают со знаком «+», а если ниже, то со знаком «-». Для каждой привязки составляют подробное описание предметов, к которым привязывают нивелирный ход, а на схематическом чертеже показывают положение рейки, находящейся на марке или репере, и полученные по ней отсчеты в момент привязки.

## § 11.8. Обработка материалов нивелирования железнодорожной трассы и поперечников

Материалы нивелирования трассы обрабатывают, как правило, ежедневно по окончании работ на местности начиная с проверки отсчетов и превышений, записанных в журнале (см. табл. 11.3). Каждая страница журнала должна начинаться отсчетами на заднюю и кончатся отсчетами на переднюю связующие точки. При этом производят *постраничный контроль*: подсчитывают для каждой страницы суммы  $\Sigma a$  и  $\Sigma b$  (графы 3 и 4) всех отсчетов по задним и передним рейкам, суммы  $\Sigma h$  всех превышений (графа 6), суммы  $\Sigma h_{\text{ср}}$  всех средних превышений (графа 7) и подписывают их внизу. При правильных отсчетах, записях и вычислениях на каждой странице  $\Sigma a - \Sigma b = \Sigma h = 2\Sigma h_{\text{ср}}$ .

После проверки каждой страницы журнала вычисляют невязку  $f_h$  для связующих точек всего нивелирного хода; для хода, проложенного между двумя реперами — начальным и конечным с известными для них отметками высотой  $H_{\text{нач}}$  и  $H_{\text{кон}}$ ,

$$f_h = \sum h_{\text{ср}} - (H_{\text{кон}} - H_{\text{нач}}), \quad (11.14)$$

а для замкнутого хода

$$f_h = \sum h_{\text{ср}}. \quad (11.1)$$

Невязка  $f_h$  считается допустимой, если она для хода в  $L$  км не превосходит предельной величины (мм), определяемой по формуле

$$f_{h\text{пред}} = 50 \sqrt{L}, \quad (11.16)$$

а если в среднем на 1 км хода число станций  $n \geq 25$ , то

$$f_{h\text{пред}} = 10 \sqrt{n}. \quad (11.17)$$

Допустимую невязку распределяют примерно поровну с обратным знаком и между превышениями  $h_{\text{ср}}$  всех связующих точек хода с точностью до 1 мм и получают исправленные превышения  $h'_{\text{ср}}$

При нивелировании висячей железнодорожной трассы, если известна отметка только одного репера, связующие точки нивелируют дважды — в прямом и в обратном направлениях или двумя нивелирами в одном направлении каждым. Первым из них нивелируют все связующие и плюсовые точки, точки поперечных профилей, геологические выработки, урезы воды в реках и озерах и все постоянные и временные реперы, а вторым — только связующие точки. По каждому из таких ходов вычисляют средние превышения  $h_{\text{ср}}$  связующих точек. В этом случае невязку  $f_h$  для двух ходов определяют как разность между суммами превышений, полученными из результатов первого — прямого ( $\Sigma h_{\text{ср п}}$ ) и второго — обратного нивелирования ( $\Sigma h_{\text{ср о}}$ ), т. е.  $f_h = \Sigma h_{\text{ср п}} - \Sigma h_{\text{ср о}}$ . Предельная невязка при длине хода в  $L$  км

$$f_{h\text{пред}} = 50 \sqrt{2} \sqrt{L} \approx 70 \sqrt{L}; \quad (11.18)$$

ее половина распределяется только между средними превышениями одного прямого хода

По превышениям  $h_{\text{ср}'}$ , исходя из отметки репера, от которого начинался ход, последовательно вычисляют отметки всех связующих точек трассы

$$H_{i+1} = H_i + h'_{\text{ср}i} \quad (i = 1, 2, \dots, n). \quad (11.19)$$

Вычисленная отметка репера, на котором заканчивался ход, должна быть равна известной для него отметке. При отсутствии на трассе реперов с известной отметкой для связующих точек вычисляют условные отметки, исходя из условной отметки начальной точки хода, затем отметки всех промежуточных точек и поперечников

Отметки связующих точек вычисляют через превышения [см. (11.19)], а остальные — через горизонт нивелира  $ГН$ , определяемый для любой  $i$ -й станции

$$ГН_i = H_i + a_i = H_{i+1} + b_i. \quad (11.20)$$

где  $H_i$ ,  $H_{i+1}$  — отметки задней и передней связующих точек хода,  $a_i$ ,  $b_i$  — отсчеты по черным сторонам реек. Например (см. табл. 11.3 и рис. 11.10)

Абсолютная отметка связующей точки ПКО (Н) . . . . .	157,819
Отчет по рейке на заднюю связующую точку (ЛКО) . . . . .	+1,916
Горизонт нивелира на станции № 1 . . . . .	159,735
Отсчет по рейке на плюсовую точку ПКО+21 . . . . .	-2,017
Абсолютная отметка плюсовой точки ПКО+21 . . . . .	157,718
Отсчет по рейке на плюсовую точку ПКО+21 . . . . .	2,017
Горизонт нивелира на станции № 1 . . . . .	159,735
Отсчет по рейке на точку поперечника Л+40 . . . . .	-1,297
Абсолютная отметка точки поперечника Л+40 . . . . .	158,438

Полученные отметки в результате обработки журнала нивелирования используют не только для построения профиля трассы, но и для проектирования земляного полотна, искусственных сооружений, для составления сметы стоимости строительства дороги.

На пронивелированную трассу составляют план в масштабе 1 : 5000 или 1 : 10 000, накладывая ВУП ее по предварительно вычисленным прямоугольным координатам:

$$x_n = x_{n-1} + \Delta x_n; \quad y_n = y_{n-1} + \Delta y_n, \quad (11.21)$$

где  $\Delta x = C \cos \alpha$ ,  $\Delta y = C \sin \alpha$ ;  $C$  — прямая линия между вершинами смежных углов поворота (ВУП);  $\alpha$  — ее дирекционный угол.

Координаты одной из точек трассы получают в результате плановой привязки ее к пунктам, координаты которых известны (см. § 7.2). Для начальной точки трассы принимают условные координаты или накладывают трассу по длинам линий  $C$  и азимутам. Используя ведомость прямых и кривых и общепринятые условные знаки, на плане трассы кроме ситуации, снятой вдоль нее и зафиксированной в пикетажном журнале, наносят пункты, к которым привязана трасса как в плане, так и по высоте, все реперы и характерные пикетные точки (отмечающие начало и конец кривых), азимуты и длины прямых вставок.

## § 11.9. Построение продольного профиля железнодорожной трассы и поперечников. Проектирование по профилю

**Составление подробного продольного профиля.** Продольные профили железнодорожных трасс составляют в масштабе для горизонтальных расстояний (ГМ) 1 : 10 000, а для вертикальных (для высот — ВМ) — 1 : 200 на миллиметровой бумаге по вычисленным отметкам точки и данным пикетажного журнала. На рис. 11.16 приведен образец продольного профиля трассы железной дороги, составленный при ее изыскании. Построение профиля начинают с проведения прямой  $AB$ , принимаемой за начало счета отметок. Ниже ее размещают сетку профиля, размеры граф которой показаны слева в миллиметрах.

Если отметки земли большие и для их откладывания на профиле в масштабе вертикальных направлений ВМ требуется много места, то в этом случае прямую  $AB$  на профиле принимают за условный горизонт, равный круглому числу метров, например 100, 500,

BOOKS.PROEKTANT.ORG

БИБЛИОТЕКА ЭЛЕКТРОННЫХ КОПИЙ КНИГ

для проектировщиков и технических специалистов

Продольный профиль трассы

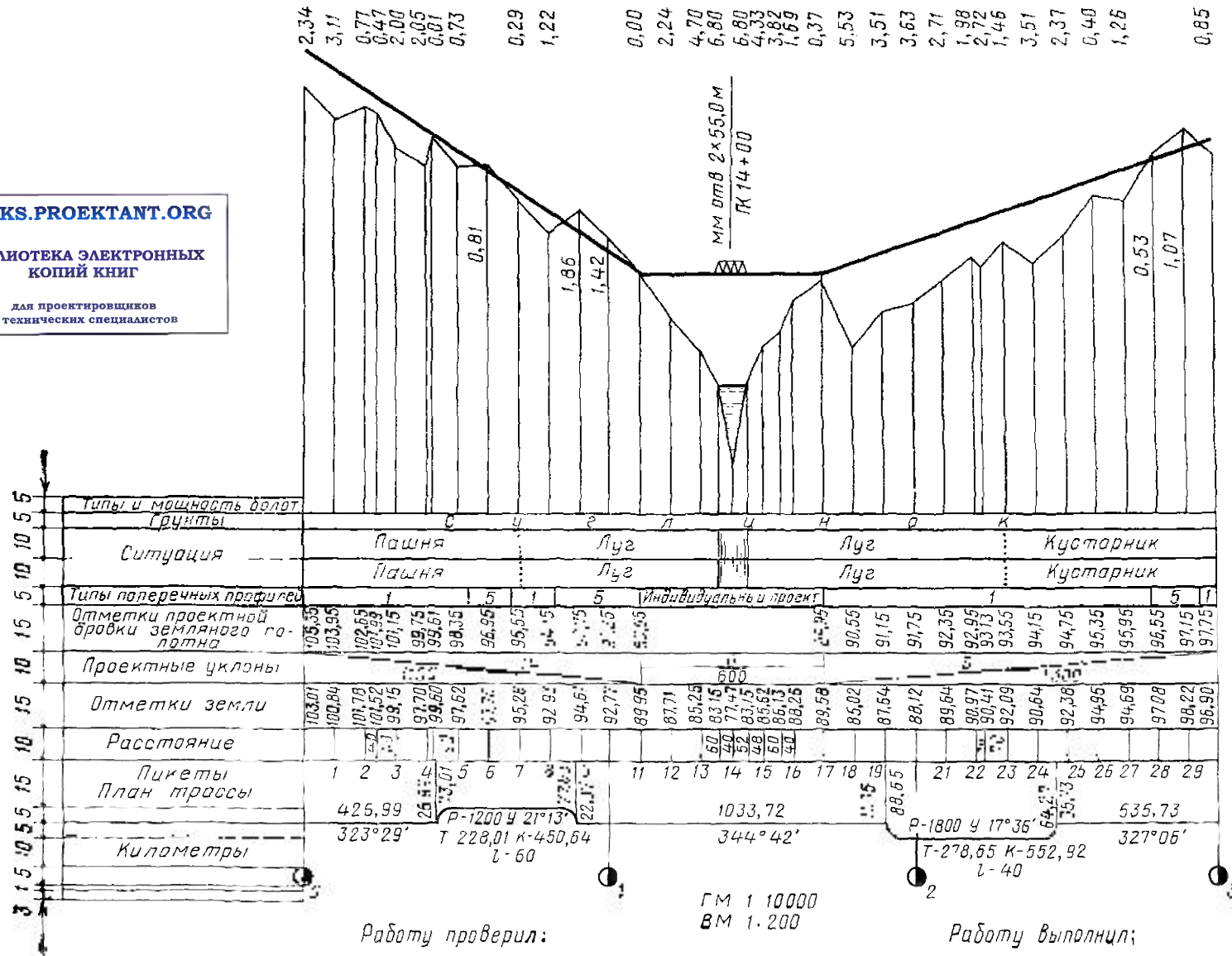


Рис. 11.16. Профиль железнодорожной трассы



**Проектирование на профиле.** Его выполняют для изменения поверхности земли вдоль трассы. На продольный и поперечный профили наносят проектную линию — профиль будущей дороги — и вычисляют отметки ее точек.

Проектная линия наносится с таким расчетом, чтобы при постройке дороги было меньше земляных работ. При этом руководствуются техническими условиями, в которых указаны максимальные уклоны, минимальные радиусы кривых, и другими положениями, выполнение которых при составлении проектов железных дорог обязательно.

**Вычисление проектных отметок.** На рис. 11.18 показан профиль  $MNP$ ; отметки точек земли на ПК 5, 6 и 7 представлены соответственно отрезками  $H_5 = AM$ ,  $H_6 = BN$  и  $H_7 = CP$ , а для проектной линии  $QL$  в тех же точках отметками будут отрезки  $H'_5 = AQ$ ,  $H'_6 = BG$ ,  $H'_7 = CL$ , называемые *проектными отметками*. Для точки  $F$ , где проектная линия пересекает профиль земли, отметка  $H_F = VF$ . Для нанесения проектной линии на профиль необходимо знать ее уклон ( $i = \text{tg } \nu$ ) и проектную отметку начальной точки  $H'_5 = AQ$ . Из рис. 11.18 следует, что проектная отметка  $H'_6 = BG = H'_5 + h_6$ , а  $H'_7 = CP = H'_5 + h_7$ , где  $h_6 = DG$  и  $h_7 = WL$ .

Обозначив расстояние между пикетами через  $d$ , получим

$$h_6 = d \text{ tg } \nu = di; \quad h_7 = 2d \text{ tg } \nu = 2di,$$

откуда  $H'_6 = H'_5 + di$  и  $H'_7 = H'_5 + 2di = H'_6 + di$  (с учетом знака  $i$ ). Следовательно, проектная отметка следующей точки равна проектной отметке предыдущей точки плюс произведение уклона проектной линии на горизонтальное проложение между этими точками. В общем виде формула будет иметь вид

$$H'_n = H'_{n-1} + di. \quad (11.22)$$

Разности между проектными и отметками земли одних и тех же точек называются *рабочими отметками*:

$$h'_5 = QM = H'_5 - H_5; \quad h'_6 = NG = H'_6 - H_6; \quad h'_7 = H'_7 - H_7.$$

где  $h'_5, h'_6, h'_7$  — рабочие отметки на ПК 5, 6, 7.

Если отметка земли больше проектной, например на ПК 5, то нужно сделать выемку, а если, наоборот, меньше, то насыпь; на ПК 6 и 7 должна быть насыпь.

Точка пересечения проектной линии с поверхностью земли, например точка  $I$ , называется *точкой нулевых работ*: здесь рабочая отметка  $h' = 0$ , т. е. выемка, переходит в насыпь или наоборот. Горизонтальное проложение от точки  $F$  до ближайшего пикета (ПК 6) определяют так. Из подобных треугольников  $QFM$  и  $GFN$  следует, что  $x/(d-x) = NG/MQ = h'_6/h'_5$ , откуда

$$x = dh'_6/(h'_6 - h'_5). \quad (11.23)$$

Проектные отметки подписывают в сетке профиля в графе «отметка проектной бровки земляного полотна», рабочие отметки,

соответствующим насыти, — над проектной линией профиля, а выше — под ней (см. рис. 11.16). На профиле, в графе «Проектные уклоны» проводят диагонали, указывающие соответствующее направление уклона проектной линии, над которой записывают уклон  $i$  (в тысячных долях), а под ней — ее длину в метрах.

### § 11.10. Беспикетажное нивелирование железнодорожных трасс

Пикеты, разбитые при изысканиях железнодорожных трасс, используются проектировщиками для подсчета объемов земляных работ, геологами для планово-высотной привязки скважин, строителями для управления землеройной техникой. Однако к началу работ по возведению земляного полотна предварительно разбитые пикеты на местности часто не сохраняются из-за нередко значительного срока между началом изысканий трассы и ее строительством, поэтому их приходится возобновлять. Продольный профиль трассы можно получить и без предварительной разбивки пикетажа. Такой способ получения профиля трассы называется *беспикетажным нивелированием*.

При этом способе нивелирования запроектированную на планово-картографическом материале трассу переносят на местность как и при нивелировании по пикетажу (см. § 11.2). На местности прочно закрепляют столбами только ВУП и разбивают основные элементы кривых, фиксируя на местности их начало, середину и конец. А отметки всех характерных точек трассы получают тригонометрическим нивелированием. Для этого теодолит с дальномерной насадкой Д-2 (или соответствующей ей по точности) приводят в рабочее положение над начальной точкой трассы. В створе трассы ставят отвесно рейки последовательно на всех характерных в высотном отношении точках (на перегибах местности) и, визируя на них теодолитом, определяют превышения для каждой точки:

$$h = d \operatorname{tg} v + i - v, \quad \text{или} \quad h = d \operatorname{tg} v \quad (\text{при } i = v),$$

где  $d$  — горизонтальное положение расстояния от теодолита до рейки, определенное дальномерной насадкой,  $v$  — угол наклона;  $i$ ,  $v$  — высоты соответственно теодолита и рейки.

При работе с дальномерной насадкой Д-2 не следует определять превышения точек, отстоящих от теодолита не далее 300 м.

На каждой станции превышения для последних точек, которые будут следующими станциями, принимают за связующие и для них определяют превышения при двух положениях вертикального круга ( $П$  и  $Л$ ), а для остальных точек, нивелируемых с каждой станции, считаемых промежуточными, превышения определяют только при одном положении вертикального круга, т. е. при  $П$  или  $Л$ .

Закончив на первой станции определение превышений всех характерных в высотном отношении точек, переходят с теодолитом на вторую станцию, т. е. на последнюю точку, отнивелированную с первой станции при двух положениях вертикального круга (при  $П$  и  $Л$ ), а над точкой первой станции ставят рейку и эту точку принимают за заднюю связующую точку для второй станции. Над точкой второй станции, приведя теодолит в рабочее положение

(при  $P$  и  $L$  вертикального круга), определяя превышение заданной связующей точки над точкой второй станции. Так получают два превышения — *прямое* и *обратное* для двух смежных связующих точек. За окончательное значение принимают среднее из этих двух превышений, если они различаются между собой не более чем на  $0,04 d/100$  см; здесь  $d$  — горизонтальное проложение расстояния между смежными связующими точками (станциями), м. Убедившись в правильности определения этих превышений, со второй станции нивелируют все характерные точки, находящиеся в створе трассы впереди теодолита. Так выполняют работу на всех станциях трассы.

Обработка результатов нивелирования заключается в вычислении отметок связующих точек, для чего предварительно определяют невязку в превышениях всего нивелирного хода по формуле (11.14):  $f_h = \sum h_{cp} - (H_{кон} - H_{нач})$ . Полученная допустимая невязка  $f_{h_{доп}} = 50 \sqrt{L}$  мм. Она распределяется на все превышения  $h_{cp}$  связующих точек пропорционально расстоянию между ними. По исправленным превышениям  $h'_{cp}$  вычисляют отметки связующих точек. Перед вычислением отметок промежуточных точек, находящихся между каждой парой смежных связующих точек, необходимо убедиться в том, что сумма превышений их равна разности отметок связующих точек, между которыми они находятся, пользуясь формулой (11.14), для которой в данном случае  $H_{кон}$  и  $H_{нач}$  — отметки связующих точек. Полученную при этом невязку определяют по формуле  $f_{h_{доп}} = 50 \sqrt{L}$  мм, принимая за  $L$  расстояние в километрах между смежными связующими точками. Полученную невязку  $f_h$  в превышениях промежуточных точек распределяют пропорционально расстоянию между ними и получают исправленные превышения  $h'_{cp}$ . Отметка каждой промежуточной точки  $H_{пр}$ , находящейся в створе между двумя смежными связующими точками,

$$H_{пр} = H_c + h'_{cp}, \quad (11.24)$$

где  $H_c$  — отметка станции, с которой определяли превышение промежуточной точки;  $h'_{cp}$  — исправленное превышение.

По полученным отметкам связующих и промежуточных точек строят профиль (см. рис. 11.16), но на нем предварительно не будет пикетов. После этого, пользуясь масштабом для горизонтальных расстояний (ГМ), наносят в соответствующей графе сетки профиля пикетные расстояния начиная от начала трассы и для каждой пикетной точки графически определяют отметки, пользуясь масштабом (ВМ), в котором откладывали отметки связующих и промежуточных точек.

## § 11.11. Гидрометрические работы

**Съемка поймы реки.** При изысканиях мостовых и тоннельных переходов производят топографическую съемку поймы реки — ее берегов и прилегающей к ним местности в масштабах 1:1000, 1:2000 и 1:5000 — для установления водосборной площади и выполняют гидрометрические работы для определения некоторых ха-



рактических водного препятствия. Размер площади съемки определяется вдоль течения — 2—3 ширины реки (русла), а в поперечном направлении — до границы, лежащей на 1 м выше наивысшего разлива реки.

Для участков, не превышающих 250 га, плано-высотное съемочное обоснование создают проложением по берегам реки магистрального теодолитно-нивелирного хода, прокладываемого на 100 м ниже и на 200 м выше предполагаемого сооружения; стороны хода измеряют лентой ЛЗ (дальномером).

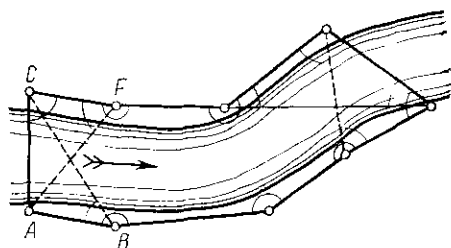


Рис. 11.19. Теодолитный ход для съемки реки

Если ширина реки небольшая, то достаточно проложить такой ход по одному берегу реки, а для съемки берегов широкой реки шире 50 м прокладывают замкнутые ходы по обоим берегам ее (рис. 11.19). В этом слу-

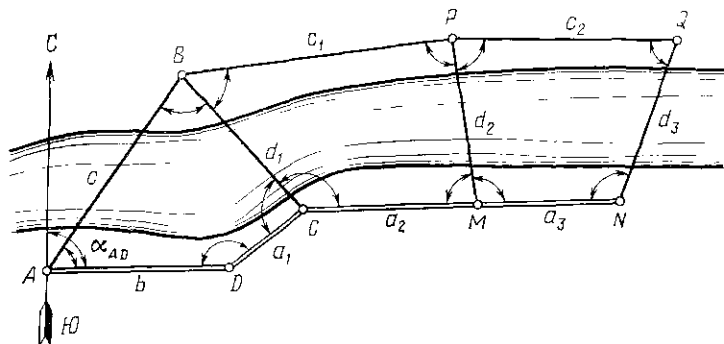


Рис. 11.20. Съемочная опорная сеть из четырехугольников без диагоналей

чае для определения, например, стороны  $AC$  теодолитом измеряют все углы в треугольниках  $ABC$  и  $ACF$  и их стороны  $AB$  и  $CF$ . Дважды вычисляют сторону  $AC$  и среднее арифметическое значение из них принимают за окончательный результат. Иногда строят сеть, состоящую из четырехугольников  $ABCD$ ,  $CBPM$  и т. д. без диагоналей (рис. 11.20), а высоты пунктов сети определяют техническим нивелированием.

После определения условных координат точек плано-высотного обоснования производят тахеометрическую съемку местности и промерные работы для определения рельефа дна реки и по этим данным составляют план поймы реки.

Для съемки поймы реки часто пользуются мензулой и кипрегелем, при этом съемочным обоснованием вместо или в сочетании с теодолитно-нивелирными ходами служит геометрическая сеть, соз-

даваемая по берегам реки. При составлении плана поймы значительной протяженности применяют комбинированную аэрофото-съемку или стереофотограмметрическую съемку (см. гл. 10).

**Определение уклона.** Для определения продольного уклона свободной поверхности воды в реке вдоль ее берега прокладывают магистральный ход, стороны которого измеряют лентой ЛЗ, а углы поворота — теодолитом, разбивают вдоль него пикеты и геометрическим нивелированием определяют отметки пикетных точек и 2—3 заложённых реперов. Перпендикулярно сторонам магистрального хода в сторону реки прокладывают *ходы-поперечники*, на концах которых в дно реки забивают деревянные колья с ровно сплеленными головками и геометрическим нивелированием от соответствующих крайних точек поперечных ходов определяют их отметки. Затем двое наблюдателей одновременно измеряют миллиметровой линесчкой расстояние от верха каждого деревянного кола до свободной поверхности воды в реке и вычисляют отметки свободной поверхности воды в этих точках.

Разделив разность отметок уровней воды в двух соседних точках  $h$  на расстояние между ними  $d$ , получают искомый уклон  $i = h/d$ .

Продольные уклоны реки определяют по обоим берегам и за окончательный принимают среднее арифметическое из полученных результатов. При быстром течении или сильном ветре для определения продольного уклона свободной поверхности воды в реке прокапывают от воды в сторону берега канавы, где вода будет находиться в достаточно спокойном состоянии, и здесь забивают колья, которые затем нивелируют.

**Промер глубин.** Промер глубин реки производят для получения поперечного профиля дна реки. При ширине реки до 600 м вблизи урезов воды  $m$  и  $n$  (рис. 11.21) в створе, перпендикулярном течению реки, забивают прочные колья  $M$  и  $N$ , между которыми натягивают выше горизонта воды два каната или троса с метками на одном из них через каждые 5 или 10 м ( $a, b, c, \dots$ ). Держась за второй канат, передвигаются на лодке по реке и у каждого деления первого троса или каната промеряют ее глубину.

Для промера глубины до 5—6 м (с точностью до 2%) и при небольших скоростях течения  $v$  применяют *гидрометрическую штангу-наметку* (рис. 11.22, а) — деревянный шест длиной 6—7 м, окрашенный в красный и белый цвета через каждые 10 см и заканчивающийся железным башмаком массой 0,5—1 кг; если дно реки илистое, то вместо башмака используют металлический диск диаметром 15—30 см. Нижняя поверхность башмака (диска) должна совпадать с нулевым делением наметки.

При глубине реки более 6 м применяют для промера механический или ручной лот; последний (рис. 11.22, б) состоит из груза массой 10 кг для глубины до 20 м и около 16 кг для глубины более 20 м с grosом (канатом), поделенным метками на дециметровые деления.

**Механический лот**, применяемый при любой скорости течения, — это трос с грузом, опускаемым в воду с помощью лебедки, установленной на лодке или катере. Расстояние от свободной поверхности воды в реке до дна, определяемое механическим лотом, фиксируется счетчиком, укрепленным на вьюшке лебедки или подвешенным на кране блок-счетчиком. Измеренные глубины исправляют поправками, учитывающими отклонения троса из-за течения и достигающими 8—10% глубины. Эти поправки выбирают из специальных таблиц.

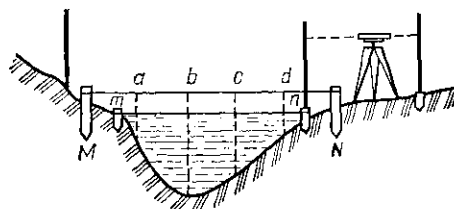


Рис. 11 21 К промеру глубин реки

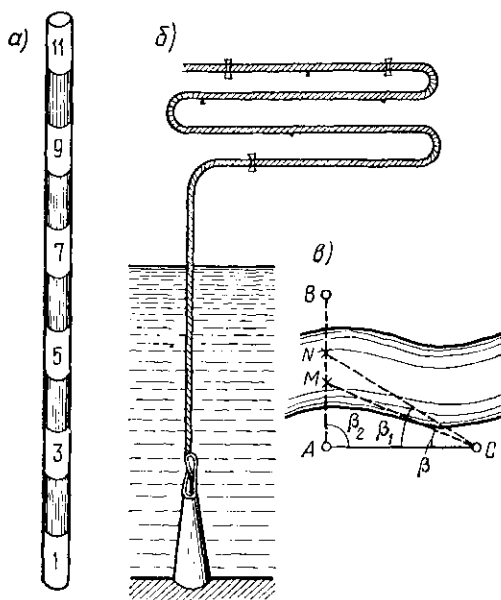


Рис 11 22 Измерение глубин

*а* — гидрометрическая штанга, *б* — лот, *в* — определение положения точек *М* и *Н*

на берегу перпендикулярно прямой *АВ*, и углов *АСМ*, *АСN*, ..., измеренных теодолитом. В этом случае расстояния (рис. 11.22, *в*)

$$AM = AC \operatorname{tg} \beta; \quad AN = AC \operatorname{tg} \beta_1. \quad (11.25)$$

Если прямая *АС* построена не перпендикулярно прямой *АВ*, то, измерив теодолитом еще и угол *ВАС* =  $\beta_2$ , получим

$$AM = AC \sin \beta \operatorname{cosec} (\beta_2 + \beta). \quad (11.26)$$

Плановое положение точек *М*, *Н*, ... можно определить двумя мензулами с кипрегелями, установленными над крайними точками

При отсутствии каната расстояния между точками измерения глубин определяют дальномером или с помощью линии *АС*, измеренной

**Эхолот** — гидроакустический прибор, измеряющий время прохождения ультразвуковым сигналом расстояния от вибратора (излучателя прибора) до дна водохранилища и отраженным сигналом — расстояния от дна до вибратора (приемника). На центральном блоке эхолота измеренное время преобразуется в значение глубины с точностью около 1%. Глубины, измеряемые эхолотом, исправляют поправками за колебания уровня реки, за отклонение скорости звука в воде от номинальной, за углубление вибраторов, за расстояние между ними

предварительно измеренного базиса  $AC$  и нанесенного ( $ac$ ) на каждом планшете в одном масштабе. Каждую мензулу центрируют соответствующими точками  $a$  и  $c$  (базиса) планшета над точками  $A$  и  $C$  местности и ориентируют линии  $ac$  на одном планшете по линии  $AC$  местности, а линию  $ca$  — на другом планшете по линии  $CA$  местности. Каждую из точек  $M, N, \dots$  одновременно засекают на каждом планшете мензул; перенося линии визирования с одного планшета на другой, получают на нем треугольники, вершинами которых будут засекаемые точки. Расстояния между ними определяют по масштабу, в котором был нанесен на планшете базис  $ac$ .

На больших реках для определения места промерного катера используют радиотехнические системы, например типа «Радиолаг», с помощью которых измеряют расстояния от промерного судна до двух береговых радиостанций. Глубины по каждому створу с берегов измеряют через более короткие расстояния, чем на середине русла.

При изысканиях мостовых переходов через реки снимают три сечения: одно — по направлению оси моста, а два других — по обе его стороны на расстоянии от него примерно 500 м. Точки трех сечений связывают техническим нивелированием между собой и с соответствующими точками с известными отметками, находящимися на оси проектируемой дороги.

При съемках живых сечений на местности определяют самый высокий горизонт воды (при весеннем разливе), который когда-либо наблюдался в данном месте. Нивелирование по створу живого сечения производят от урезов воды каждого берега реки до точек наивысшего горизонта. Результаты измерений записывают в журналы, отмечая день и час этих работ, для сопоставления их с уровнем воды, отмеченным на ближайших водомерных постах, и определения поправки в измеренные глубины за колебания уровня.

**Построение поперечного и продольного профилей реки.** На рис. 11.23 показан поперечный профиль, или *профиль живого сечения реки*. В зависимости от цели изысканий продольные профили реки оформляют различно в соответствии с образцами, приводимыми в инструкциях, используя специальные условные знаки, часть которых показана на рис. 11.24. На профилях указывают скорости течения воды на поверхности, падение уклона воды в реке, абсолютные отметки обоих берегов реки, реперов и нулей встречающихся водомерных постов, низкого, рабочего и условного горизонтов воды, время нивелирования, отметки дна по фарватеру (по

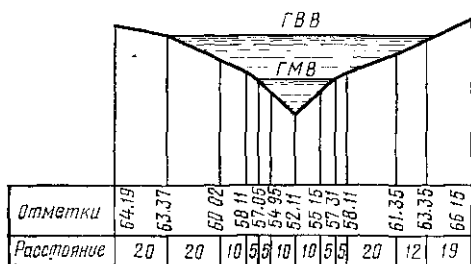


Рис. 11.23. Поперечный профиль реки: ГВВ, ГМВ — горизонт высоких и меженных вод

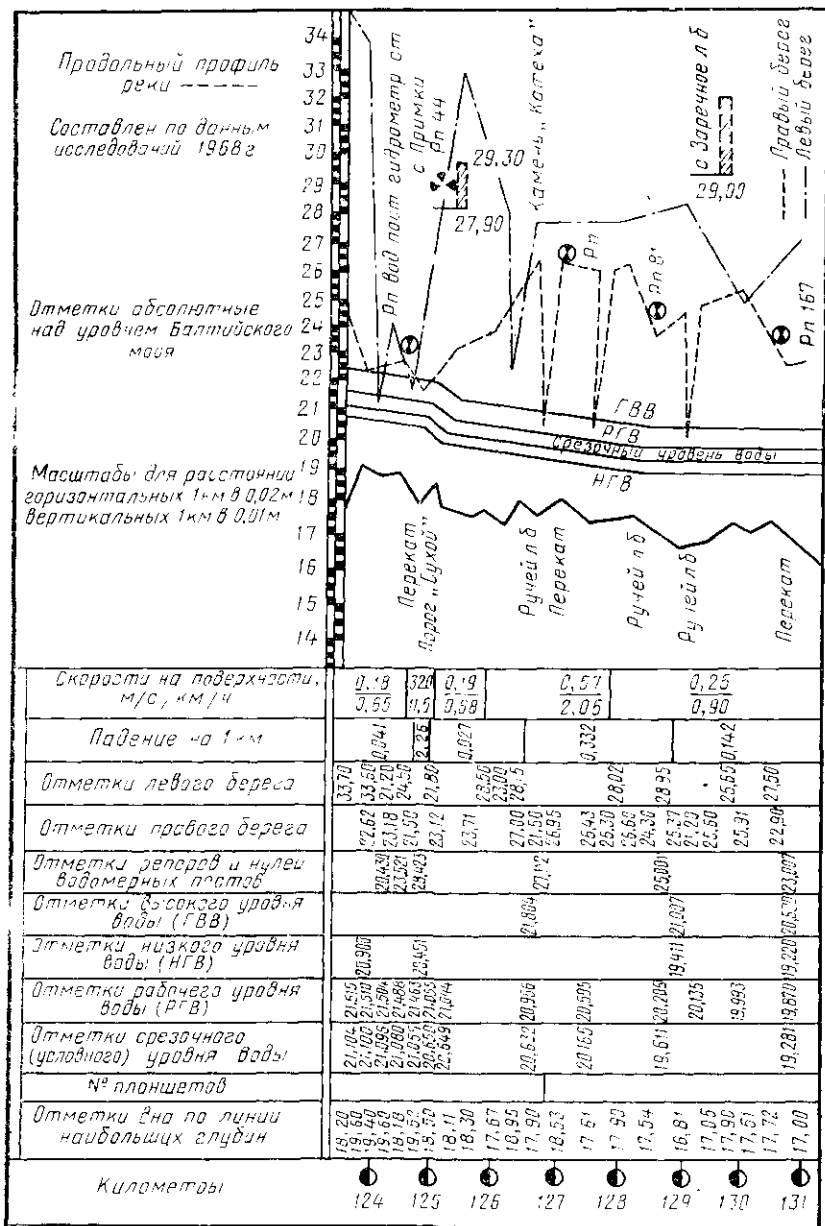


Рис. 11.24. Часть продольного профиля реки

наиболее глубокой и свободной от мелей, подводных камней и т. д. непрерывной полосе воды в реке) и километры. Иногда такие профили заканчивают схематическим (спрямленным) планом поймы реки с горизонталями.

Если необходимо выполнить съемку рельефа не только на створах, но и на некоторой площади, последнюю пересекают необходимым количеством направлений, вдоль которых измеряют глубины. Такие направления называют *промерными галсами*. Чаще всего их располагают перпендикулярно направлению течения реки в данном месте и разбивают от проложенной на берегу магистрали; реже бывают *косые галсы*. По материалам такого промера составляют план рельефа дна на снятом участке.

## § 11.12. Определение водосборной площади, скорости течения и расхода воды в реке

**Определение водосборной площади.** Водосборную площадь в камеральных условиях определяют по топографической карте крупного масштаба или по плану с горизонталями; наносят на них водораздельную линию и планиметром вычисляют образованную ею водосборную площадь (см. § 2.6). При отсутствии карты или плана водораздельную линию устанавливают непосредственно на местности и закрепляют деревянными колышками; на местности с резко выраженным рельефом ее устанавливают на глаз, а на равнине определяют нивелиром. В этом случае перпендикулярно продольному направлению долины прокладывают нивелирные ходы до точек с наибольшей высотой, от которых местность начинает понижаться. Площадь, ограниченную на местности водораздельной линией, снимают способом обхода, измеряя стороны лентой ЛЗ (или дальнометром). Часто съемку бассейна производят с помощью мензулы и кипрегеля.

Съемку водосборной площади производят и от магистрального хода, прокладываемого вдоль тальвега долины и поперечных теодолитно-нивелирных или тахеометрических ходов примерно под углом  $90^\circ$  к магистральному, доведенных до линии водораздела. По этим данным составляют план и профиль магистрального хода. Если в бассейне кроме главной имеются второстепенные долины, то от магистрального хода прокладывают ходы и по второстепенным долинам до точек, находящихся на водоразделе.

**Определение скорости течения.** Наиболее точно скорость течения воды в реке на разной ее глубине определяют *гидрометрическими вертушками* \*, наименее точно (в пределах 8—15%) — с помощью *поплавков* — деревянных брусков или кружков (высотой 4—6 см) с яркими флажками или в виде полого шара или бутылок, наполовину наполненных водой. На одном из берегов реки перпендикулярно направлению течения воды в ней разбивают три

\* Устройство и применение их рассматриваются в специальных курсах гидрометрии.

стоянии (1, 2 и 3), начинающиеся от магистрального хода, и на расстоянии один от другого, например, 0,5 км закрепляют их вехами. С лодки, выше этих створов, пускают равномерно распределенные по ширине реки поплавки (15—20 шт.). Наблюдатели, находящиеся на берегу реки, отмечают по секундомеру время прохождения каждым поплавком расстояния между створами 1—3 и определяют расстояние  $l$  по створу 2 от его начала до поплавка в момент прохождения последним этого створа. Измеряя теодолитом угол  $\beta$  в конце перпендикуляра  $d$ , восстановленного в начальной точке створа 2, определяют  $l = d \operatorname{tg} \beta$ . Такие же измерения выполняют на створе 3. Разделив расстояние между створами 1 и 3 на время, в течение которого поплавок прошел этот путь, получают скорость течения воды в реке на ее поверхности на расстоянии  $l$  от берега.

Для определения скорости течения воды в реке на некоторой глубине используют *глубинные поплавки*, состоящие из двух бутылок (шаров), соединенных шнуром соответствующей длины. Верхнюю бутылку (шар), служащую указателем, наполняют водой так, чтобы над поверхностью воды в реке находилась только верхняя ее часть; нижнюю бутылку (шар) наполняют полностью. Вначале одиночным поплавком определяют  $v$  — скорость течения воды в реке на ее поверхности, а потом, пуская по течению глубинные поплавки, определяют  $v_1$  — скорость течения на середине шнура, которым связаны два поплавка. Если скорость течения воды в реке на глубине нижнего поплавка обозначить  $v_n$ , то  $v_1 = 0,5(v + v_n)$ , откуда  $v_n = 2v_1 - v$ . Изменяя длину шнура, связывающего два поплавка, можно определить скорости течения на разных глубинах. Среднее арифметическое значение из этих скоростей будет средней скоростью течения воды в реке.

**Определение расхода воды.** Количество воды, проходящее в одну секунду через данное поперечное сечение реки, называется *расходом воды* в реке. Он зависит от скорости течения, которая в разных местах ее неодинакова. Поэтому для более точного определения расхода воды скорость течения определяют в различных местах реки и на разных глубинах. Для этого каждое поперечное сечение реки разбивают на части и определяют среднюю скорость течения в каждой части  $v_1$  и площади этих частей  $p$ . Сумма произведений каждой средней скорости на соответствующую ей площадь дает расход воды, т. е.  $Q = \sum v_1 p$ .

**Нивелирование водомерных постов.** Водомерные посты бывают *временные*, устраиваемые на период изысканий, и *постоянные*, действующие в продолжение ряда лет; последние делят на свайные, речные, смешанные и саморегистрирующие.

*Свайный* водомерный пост (рис. 11.25) состоит из нескольких свай, расположенных в створе по склону берега реки, прочно забитых в грунт на глубину 1 м и больше. Их головки должны возвышаться над грунтом не более чем на 0,25 м. Число свай определяют из расчета, чтобы разница между высотой головок соседних свай была не более 0,75 м. Головка нижней сваи должна быть ниже

самого низкого горизонта воды, а верхней — несколько выше самого высокого горизонта в данном месте реки.

Вблизи от водомерного поста, но выше горизонта весенних вод ГВВ устанавливают два грунтовых или ственных репера, отметки которых определяют геометрическим нивелированием от основного магистрального хода, прокладываемого для съемки и нивелирования реки, или от имеющихся в районе работ марок и реперов государственной нивелирной сети, или передачей от других точек с из-

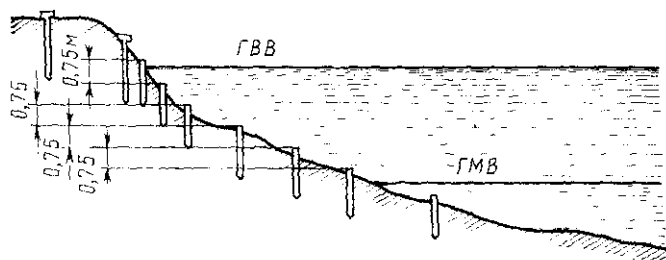


Рис. 11.25. Свайный водомерный пост

вестными отметками. Все сваи связывают геометрической нивелировкой с реперами для определения отметок верха каждой сваи, производя ее не реже одного раза в год, что позволит установить постоянство свай в высотном отношении, а по разности отметок двух реперов следить за устойчивостью их.

Для определения высоты уровня воды в реке измеряют расстояние от горизонта воды до верха той сваи, верхняя часть которой в данное время выходит из воды. Зная отметку этой сваи, можно определить высоту горизонта воды в реке.

*Речный водомерный пост* — это деревянная рейка с сантиметровыми делениями. Ее прикрепляют к устою моста или к свае, специально забитой в дно реки вблизи от берега; устанавливают в местах с небольшой разницей высот между меженными и весенними горизонтами воды в реке. Отметку нуля рейки, от которого в последующем устанавливают горизонт воды в реке, определяют геометрическим нивелированием от ближайшего репера.

*Смешанный водомерный пост* состоит из свайного, предназначенного для определения горизонта высокого горизонта, и речного — для фиксации низких уровней воды.

*Саморегистрирующий водомерный пост* — специальный прибор — ламниграф с часовым механизмом, непрерывно записывающий на ленту все измерения уровня воды.

Водомерные посты рекомендуется устраивать на прямолинейных участках реки, русло которых должно быть по возможности устойчивым от размыва и намыва, и в местах с отсутствием речных причалов и где подпор плотин и вблизи расположенные притоки не влияют на водомерные посты.



**Определение горизонта меженных и высоких вод.** На постоянных водомерных постах уровень воды в реке наблюдают ежедневно в 8 и 20 ч., а в период половодья — чаще, что позволяет установить высоту уровня воды в разное время года, а также изменение уклона воды в реке между соседними водомерными постами. Зная отметки горизонта воды на каждый день (средние арифметические из результатов двух ежедневных наблюдений), строят график колебаний горизонта воды на каждый месяц, на котором отмечают самый высокий весенний ГВВ и самый низкий меженный ГМВ горизонт воды.

## ГЛАВА 12. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАЗБИВОЧНЫЕ РАБОТЫ

### § 12.1. Понятие о геодезической основе разбивочных работ

#### **Общие положения.**

*Разбивкой сооружения или вынесением проекта в натуру, осуществляемым в два этапа, называют геодезические работы, выполняемые для перенесения на местность точек, осей и плоскостей, определяющих местоположение и габаритные размеры сооружения и его частей.*

Первый этап — *разбивка главных осей сооружения.* Главными осями сооружений являются: для дорог — их продольные оси; для мостов — ось моста и оси опор; для зданий — оси внешних стен. Разбивкой главных осей сооружения и закреплением их на местности (например, кольями) определяют расположение строящегося объекта в пространстве. Этим обеспечивается проектное положение сооружения относительно местных предметов, в том числе других сооружений, существующих или таких, которые будут построены в будущем. Положение точек, закрепляющих на местности главные оси сооружения, определяют отложением заранее рассчитанных направлений и расстояний от имеющихся на местности опорных пунктов — *геодезической основы* — либо от фиксированных точек на существующих сооружениях (например, углов капитальных зданий).

Второй этап — *детальная разбивка*, обеспечивающая запроектированное расположение отдельных частей сооружения относительно друг друга, — выполняется измерениями от главных осей. Требования, предъявляемые к точности детальной разбивки, как правило, выше, чем к точности разбивки главных осей. Малые отклонения в положении сооружения относительно окружающих предметов менее заметны и существенны, чем неточности при установке на место смежных частей и деталей сооружения.

Перенесение проекта на обоих этапах включает горизонтальные (плановые) и высотные разбивочные работы. Плановые работы обеспечивают правильное размещение сооружения и его частей в плане, а высотные — по высоте. К высотным разбивочным работам относятся вертикальная планировка поверхности строительной пло-

щадки, передача отметок в котлованы, на фундаменты и этажи, установка элементов конструкций на заданных отметках.

**Понятие о геодезической основе разбивочных работ.** Опорными пунктами, от которых при вынесении проекта в натуру выполняют разбивочные измерения, обычно служат пункты геодезической основы, создаваемые непосредственно на строительной площадке или вблизи от нее. В грунт закладывают центры пунктов и при необходимости сооружают над ними наружные знаки, выбирая для них

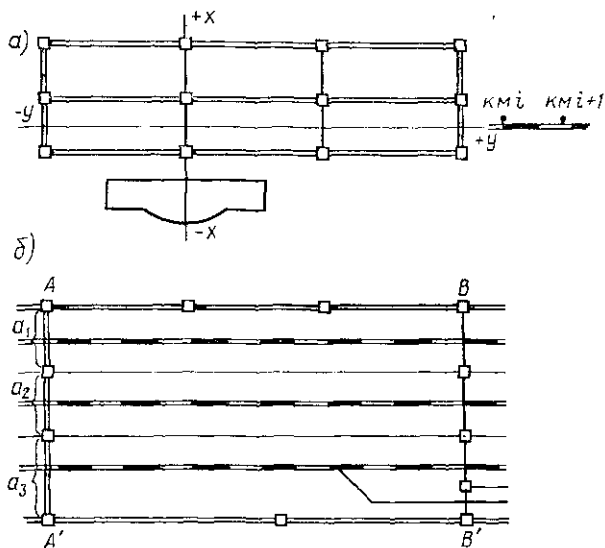


Рис. 12.1. Геодезическая основа на объектах линейного строительства

места, обеспечивающие их сохранность и устойчивость в процессе строительства, а также удобство использования их для выполнения геодезических измерений. Для горизонтальных разбивочных работ служит *плановая геодезическая основа*, пункты которой определяют по координатам  $x$  и  $y$ , а для вертикальных разбивочных работ служат пункты *высотной геодезической основы* — реперы, имеющие известные высотные отметки. Часто один и тот же пункт одновременно является плановым и высотным. Плановая геодезическая основа создается методами полигонометрии, триангуляции и трилатерации.

При строительстве железной дороги основой для разбивочных работ служат пункты проложенного вдоль ее трассы теодолитного или полигонометрического хода.

Геодезической основой на железнодорожных станциях являются малые триангуляции или замкнутые теодолитные ходы, развиваемые на всей ее территории. Их ориентируют так, чтобы ось  $y$  располагалась по оси главного пути в направлении счета километров, а ось  $x$  — перпендикулярно ей, т. е. обычно по оси пассажирского здания (рис. 12.1, а). Для больших станций, имеющих 3—5 км в

длину и 200—300 м в ширину, такая геодезическая основа должна опираться на пункты сети сгущения, создаваемой проложением полигометрических ходов 1—2-го разрядов (см. § 6.3) между пунктами государственной геодезической сети. При расчете длины и невязок теодолитных ходов, прокладываемых на железнодорожной станции для производства разбивочных работ при укладке пути, строительстве станционных сооружений, тем более вблизи пути и при устройстве стрелочных переводов, решающим допуском точности является предельная невязка хода  $f_x$  в направлении, перпендикулярном главному железнодорожному пути; она не должна превышать 2 см. От пунктов, закрепляющих ось пассажирского здания, на расстоянии не ближе 2—3 м от путей прокладывают 2—3 параллельных хода с закреплением их точек через 100—150 м. Через 2—3 стороны хода между точками соседних ходов проектируют перемычки (рис. 12.1, б).

Для развития станций, длины которых превышают 1 км, целесообразно прокладывать замкнутые полигометрические ходы. Для крупных железнодорожных узлов с шириной полосы станции более 400 м создают системы полигометрических ходов или триангуляционную сеть, между пунктами которых прокладывают теодолитные ходы 1-го разряда с точностью измерения сторон и углов соответственно  $1/3000$  и  $15''$ . Для отдельных частей путевого развития (района депо, парка с горловинами), т. е. в пределах 400—500 м, вместо теодолитных ходов 1-го разряда прокладывают опорный (базисный) ход полигометрии 1-го и 2-го разрядов со сторонами 200—300 м параллельно железнодорожным путям или по одному из междупутий.

При строительстве моста разбивочной геодезической основой служат установленные на берегах реки пункты мостовой триангуляции. При строительстве населенных пунктов вдоль улиц (существующих и проектируемых) прокладывают ходы полигометрии, от пунктов которых в ходе строительства разбивают красные линии улиц и отдельные здания и сооружения. При промышленном, служебном (вокзалов, ремонтных мастерских, железнодорожных депо и др.), а часто и гражданском строительстве геодезическую сеть создают в виде так называемой *строительной сетки*.

При наличии вблизи строительной площадки пунктов государственной геодезической сети или капитальных зданий, углы которых имеют известные координаты, специальную разбивочную сеть можно и не создавать; в этом случае ее заменяют названные пункты.

Высотную геодезическую разбивочную основу создают геометрическим нивелированием, реперы которой связывают с реперами государственной нивелирной сети для определения их отметки.

## § 12.2. Строительная сетка и ее разбивка

**Строительная сетка.** Это система смежных квадратов или прямоугольников, вершины которых служат опорными геодезическими

пунктами (рис. 12.2); для каждой из них определяют плановые координаты и высоты. Форма и длины сторон сетки зависят от рельефа территории строительства сооружений, их конструкции, размеров, назначения и размещения на ней уже имеющихся объектов. На площадках промышленного строительства размер стороны квадрата или прямоугольника устанавливается 100, 200 или 400 м. Стороны геодезической строительной сетки должны быть параллельны главным осям строящихся сооружений, например основной оси пассажирского здания (рис. 12.1, а).

Проект строительной сетки составляют на генеральном плане строящегося сооружения или комплекса. При размещении пунктов сетки следует учитывать возможность использования их не только в процессе строительства, но, если потребуется, и при эксплуатации возводимых сооружений, т. е. эти пункты надо располагать там, где им будет обеспечена неподвижность в плане и по высоте. Их нельзя проектировать в зоне земляных работ, в местах складирования строительных материалов и отведенных для временных и подсобных сооружений.

**Разбивка геодезической строительной сетки.** Ее осуществляют осевым способом. Выносят на местность начальный пункт  $O$  (рис. 12.2), в котором под углом  $90^\circ$  пересекаются основные направления  $AB$  и  $CD$ , являющиеся главными осями сетки. Они делят сетку на четыре примерно равные части. Начальный пункт сетки  $O$  чаще всего выносят на местность полярным способом или прямой засечкой от ближайших пунктов главной плановой геодезической опорной сети, созданной на территории строительства методом триангуляции, трилатерации или полигонометрии. Для выноса в натуру пункта  $O$  необходимые углы и расстояния определяют путем решения обратной геодезической задачи по координатам пункта  $O$  и ближайшего к нему пункта существующей геодезической основы. После этого таким же способом от пунктов геодезической основы по обе стороны от начального пункта  $O$  выносят на местность две створные точки  $a$  и  $b$ , расположенные на одной из главных осей, например на оси  $AB$ . Положение точек  $a$ ,  $O$  и  $b$  в створе тщательно проверяют. Установив теодолит в начальном пункте  $O$  и приведя его в рабочее положение, для получения направления второй главной оси  $CD$  сетки строят угол  $90^\circ$ . Построенное направление фиксируют на его концах деревянными колышками. После этого от пункта  $O$  по всем четырем направлениям откладывают отрезки,

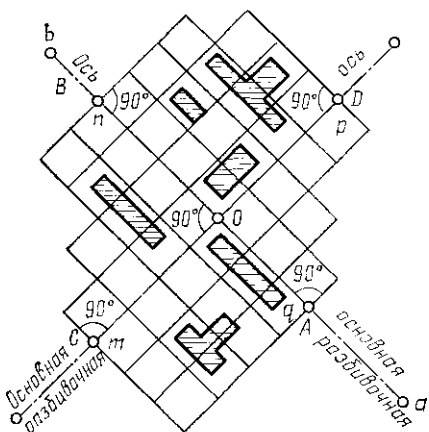


Рис. 12.2. Геодезическая строительная сетка

равные запроектированным длинам сторон сетки, и получают крайние ее точки  $m$ ,  $n$ ,  $p$  и  $q$ , в каждой из которых строят теодолитом углы  $90^\circ$ , как и на пункте  $O$ . При этом линейные измерения производят лентой ЛЗШ, натягивая ее динамометром и учитывая поправки за температуру, компарирование и наклон местности.

После построения прямых углов в точках  $m$ ,  $n$ ,  $p$  и  $q$  откладывают от каждой из них в оба направления длины сторон сетки по ее периметру, а затем соответственно и внутри сетки. В каждой вершине квадратов сетки закладывают постоянные знаки — бетонные монолиты — пирамиды (высотой 30—40 см, верхним  $20 \times 20$  и нижним  $30 \times 30$  см основанием) с металлической пластинкой наверху, или металлические трубки, или обрезки рельса с приваренными к ним сверху марками (см. рис. 6.9, б).

Для получения координат пунктов построенной сетки прокладывают по ее периметру замкнутый полигонометрический ход I-го разряда и уравнивают его. Координаты внутренних пунктов сетки получают в результате уравнивания прокладываемых по ним полигонометрических ходов 2-го разряда (см. § 6.3).

Координаты вычисляют в местной системе координат, в которой координатные оси направляют параллельно линиям строительной сетки. За начало координат принимают один из пунктов сетки, так что при точном построении сетки координаты всех ее пунктов должны иметь круглые значения. Однако из-за погрешностей измерений вычисленные координаты будут несколько отличаться от круглых значений. Поэтому после вычисления координат пунктов их редуцируют. Разность между вычисленными и проектными (круглыми) координатами центров знаков определяет величину редукции, т. е. значение отрезков, на которые следует переместить по осям абсцисс и ординат центр каждого пункта сетки, отмеченный на пластинке знака. После введения редукций на пластинке каждого знака отмечают (керном или сверлом) окончательное положение его центра.

Точность редуцирования пунктов геодезической строительной сетки проверяют контрольными измерениями углов и некоторых ее сторон. Измеренные длины сторон сетки не должны отличаться от проектных в среднем более чем на 10—15 мм, а углы от  $90^\circ$  — на 10—15". При соблюдении этих условий положение соседних пунктов сетки определяется в среднем с точностью 1:10 000, что при длине стороны 100 м соответствует 1 см, а прямые углы на всех пунктах получают с точностью около 20".

Высотные отметки пунктов строительной сетки определяют геометрическим нивелированием в системе высот, принятой при изысканиях строительной площадки. Отметки центров пунктов вычисляют чаще с точностью 1 мм в Балтийской системе высот, если расстояние от участка работ до марки или репера государственной или нивелирной сети сгущения не превышает 3 км; в противном случае отметки пунктов геодезической строительной сетки определяются в условной системе высот.

Такая геодезическая строительная сетка обеспечивает не только точность разбивки промышленных и гражданских сооружений, но и выполнение исполнительных съемок построенных объектов и подземных коммуникаций и может быть в ряде случаев использована для наблюдения за деформациями сооружений.

По завершении работ, связанных с построением геодезической строительной сетки на местности, составляют в масштабе генерального плана стройплощадки (1:500—1:10 000) схему размещения всех ее пунктов. На схеме условными знаками показывают пункты, к которым производились плановая и высотная привязки разбивочной основы. В пояснительной записке к схеме приводятся расчет точности и очередность создания строительной сетки, способы перехода от условной к общегосударственной системе координат и обратно, порядок уравнивания разбивочной основы.

### § 12.3. Геодезическая подготовка проекта сооружения для его разбивки. Точность разбивочных работ

Разбивку сооружения выполняют путем отложения от существующих геодезических пунктов или ранее вынесенных в натуру точек, направлений, расстояний, углов и превышений, которыми определяется положение на местности возводимого сооружения. Такие направления, расстояния, углы и превышения называют *разбивочными элементами*; их вычисляют, используя координаты и отметки пунктов геодезической основы или строительной сети и точек запроектированного сооружения. Нахождение на местности углов, расстояний и превышений для выполнения разбивки сооружения и их вычисление называют *геодезической подготовкой проекта*. Для наглядности результаты геодезической подготовки проекта представляют в виде разбивочных чертежей, на которых показывают расположение пунктов геодезической основы и выносимых в натуру точек и осей сооружения, разбивочные элементы и вычисленные их значения. Исходными данными геодезической подготовки проекта сооружения для вынесения его на местность служат:

*генеральный план* сооружения в масштабе 1:500, 1:1000 или 1:2000, наглядно представляющий собой размещение всего комплекса строящегося объекта. В его основе лежит топографический план территории строительства; на нем показывают проектные координаты основных осей сооружения и отметки наиболее важных плоскостей;

*рабочие чертежи* — планы, профили и разрезы основных частей сооружений (в масштабах 1:200 или 1:100 и крупнее) с показом на них всех размеров и проектных горизонтов — отметок подошвы фундаментов, чистого пола первого этажа, монтажных перекрытий и т. п.;

*планы и продольные профили* всех путей сообщения, подземных коммуникаций, линий ЛЭП, ЛЭС, составленные в масштабах для горизонтальных направлений 1:2000 или 1:5000, а для вертикальных — 1:200 или 1:500;

схема геодезического обоснования территории строительства (в масштабе 1 : 2000—1 : 5000) с приложением к ней чертежей заданных центров и знаков и их плановых координат и высот.

На основе этих материалов на разбивочные чертежи переносят все необходимые размеры (длины линий, углы, отметки) относительно исходных разбивочных осей сооружений и данные привязки их к пунктам геодезической основы. На рабочих чертежах показывают линейные расстояния между исходными разбивочными осями, ширину фундаментов, толщину стен и другие данные, определяющие взаимное расположение основных элементов сооружений как в плане, так и по высоте.

Проектные координаты точек строящегося сооружения, необходимые для вычисления разбивочных углов и расстояний, определяют графическим, аналитическим или графоаналитическим способами.

При *графическом* способе, применяемом преимущественно для сооружений, не связанных с существующими строениями, координаты главных точек сооружения определяют на топографическом плане графически. На основании таких координат, решая обратные геодезические задачи, находят длины, дирекционные углы и полярные координаты, необходимые для перенесения исходных осей сооружений на местность. При этом способе погрешность проектирования зависит преимущественно от масштаба используемого топографического плана территории строительства, т. е.

$$\Delta = \delta M, \quad (12.1)$$

где  $\delta$  — погрешность определения на плане длины отрезка линии и координат точки;  $M$  — знаменатель масштаба топографического плана.

При *аналитическом* способе проектирования, применяемом в основном при расширениях и реконструкциях, например, железнодорожных станций или узлов, данными для разбивки сооружений являются их проектные размеры и расстояния их от существующих строений. Координаты одной или нескольких точек, определяющих расположение разбиваемого сооружения, получают путем плановой и высотной привязки их к пунктам геодезической опорной сети, а остальные точки рассчитывают, используя проектные размеры сооружений и расстояния между сооружениями и существующими строениями.

Оси мостовых и тоннельных переходов, закрепленные постоянными знаками в период их изысканий, включают в геодезическую опорную сеть и для них определяют плановые координаты и отметки, а остальные точки (например, центры опор моста) вычисляют по проектным расстояниям между всеми точками сооружения.

При *графоаналитическом* способе часть необходимых данных для переноса проекта в натуру определяют по топографическому плану графически, а другую часть вычисляют, используя в качестве исходных графические данные. Например, для разбивки улицы координаты угла одного здания определяют графически,

а других зданий — так, чтобы все точки оказались на одной прямой.

На каждый комплекс строящихся сооружений или отдельных его объектов составляют *проект производства геодезических работ* (ППГР), содержащий разработанный порядок работ и сроки их выполнения, в соответствии с которыми и осуществляются все геодезические измерения на объекте. Проект включает:

организационную структуру службы и обязанности ее подразделений, сроки выполнения ими геодезических измерений на объекте, обеспеченность последних приборами и стоимость этих работ;

проект создания на территории строительства геодезической опорной сети и планово-высотной разбивочной основы с расчетами необходимой для них точности угловых и линейных измерений;

технологии закрепления и разбивки на строительной площадке главных, основных и монтажных осей сооружений;

технологии и точность производства детальной разбивки строящихся объектов.

Для некоторых объектов ППГР включают описание технологии геодезических работ, связанных с установкой в планово-высотное положение отдельных элементов сооружения и контроля их по вертикали, и технологии наблюдений за деформациями сооружений геодезическими методами.

Перенесение проекта сооружения в натуру сопровождается неизбежными погрешностями. В зависимости от назначения, местоположения, материала и конструкции создаваемого сооружения различают: 1) точность разбивки сооружения и его основных осей относительно имеющихся на местности объектов и 2) точность соблюдения размеров при разбивке самого строящегося сооружения и взаимного расположения его частей. Если в первом случае точность разбивочных работ сравнительно невелика и часто не превышает 0,5—1 м и только в редких случаях 0,1 м, то во втором случае она значительно выше. Точность разбивки самого сооружения и его частей регламентируется Строительными нормами и правилами (СНиП) и техническими условиями проекта. Точность возведения сооружений зависит от точности технологического расчета проекта, строительно-монтажных работ и геодезических измерений. Если допустить независимость характера влияния каждого из этих факторов на возведение сооружения, то отклонение его точки от проектного положения может определяться средней квадратической погрешностью

$$m^2 = m_r^2 + m_c^2 + m_g^2, \quad (12.2)$$

где  $m_r$ ,  $m_c$  и  $m_g$  — погрешности соответственно технологических расчетов, строительно-монтажных работ и геодезических измерений (угловых, линейных и высот). При  $m_r \approx m_c \approx m_g$

$$m_r = m/\sqrt{3}. \quad (12.3)$$

Принимая среднюю погрешность разбивки  $m_{с.г}$  равной половине предельной  $m_r$ , т. е.  $m_{с.г} = 0,5 m_r$  получим

$$m_{с.г} \approx m/3. \quad (12.4)$$



Значения погрешностей  $m$  для различных сооружений приводятся в СНиП III-2—75.

В табл. 12.1 приведены допустимые отклонения в размерах и положении линейных сооружений и их элементов от проектных, которыми руководствуются при приемке законченных строительных объектов.

Таблица 12.1

Наименование сооружений и их частей	Размеры отклонения от проектных
<b>Железные дороги</b>	
Ширина колеи на прямых и кривых участках пути по уширению и сужению соответственно	3 и 4 мм
Взаимное положение по высоте рельсовых нитей на прямых и кривых участках пути	4 мм
Отметки оси и бровок земляного полотна	5 см
Ширина верха сливной призмы	10 см
Продольный уклон дна канав, кюветов и дренажей в долях единицы	0,0005
<b>Тоннели</b>	
Смещение центра колеи от оси тоннеля вне зоны монтажа тьюбингом или блокоукладчиком в плане и по профилю на перегонах и на станциях соответственно	50 и 40 мм
Отметки верхних поверхностей лотковых блоков для тоннелей перегонных и прочих соответственно	+10 и —20 и 20 мм
<b>Трубы и мосты</b>	
Оси смежных звеньев труб при условии недопущения участков застоя воды	10 мм
Наружные грани смежных омоноличиваемых блоков пролетных строений	5 мм
Отметки верха стоек, колонн, ригелей	10 мм
В высоте пролетного строения длиной до 15 м и более 15 м соответственно	10 и 20 мм
В расстояниях между узлами поясов	5 мм

## § 12.4. Отложение на местности проектного расстояния и угла

**Отложение отрезка.** При разбивке сооружений приходится откладывать отрезки линий заданной проектом длины и значительно точнее, чем измерение расстояний при съемках для составления планов или профилей (табл. 12.1). Например, при съемке в масштабе 1 : 5000 положение точек определяют с погрешностью около 50 см. А при разбивке сооружений часто требуется отложить отрезок линии в 10 раз и более точнее. Например, разбивка наиболее простого сооружения, например земляного полотна железной дороги, производится с точностью 2—5 см.

При разбивках сооружений перенос в натуру линии заключается в отложении в заданном направлении прямолинейного отрезка, длина горизонтального проложения которого определена проектом. В зависимости от требуемой точности проектных линий их

откладывают на местности прокомпарированными лентами ЛЗ и ЛЗШ, рулетками, инварными проволоками, оптическими дальномерами или топографическими светодальномерами.

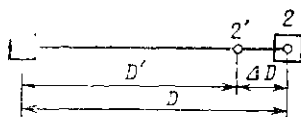
Известно, что горизонтальное проложение

$$d = D - \Delta D_v + \Delta D_t + \Delta D_k; \quad (12.5)$$

следовательно, длина отрезка линии на местности

$$D = d + \Delta D_v - \Delta D_t - \Delta D_k. \quad (12.6)$$

Рис. 12.3. Отложение отрезка линии



Поправка за угол наклона  $v$  измеряемого отрезка

$$\Delta D_v = 2D \sin^2 v/2; \quad (12.7)$$

поправка за разность температуры  $t_k$ , при которой компарировалась лента ЛЗ, и температуры  $t_n$ , при которой производилось ею измерение,

$$\Delta D_t = l \alpha (t_n - t_k), \quad (12.8)$$

где  $l$  — фактическая длина ленты;  $\alpha = 0,000012$  — линейный коэффициент расширения ленты ЛЗ;

поправка за компарирование ленты

$$\Delta D_k = (D/N) \Delta l, \quad (12.9)$$

где  $\Delta l = l - N$ ;  $N$  — номинальная длина ленты ЛЗ.

На точность отложения длины отрезка линии лентой ЛЗ влияют разные причины; главнейшие из них — уклонение ленты ЛЗ от створа измеряемой линии, неравномерное ее натяжение, точность отсчета делений по ней, неровность местности и погрешности определения поправок  $\Delta D_v$ ,  $\Delta D_t$  и  $\Delta D_k$ .

С помощью ленты ЛЗ при натяжении без динамометра можно отложить заданную длину отрезка линии на местности с точностью  $1/2000$ , а стальной 50-метровой рулеткой —  $1/5000$ .

Для отложения длины отрезка линии на местности с точностью  $1/5000$ — $1/10\,000$  лентой ЛЗ следует: отложить от исходной точки, фиксирующей начало отрезка линии, лентой ЛЗ в нужном направлении длину  $D$  (рис. 12.3), вычисленную по формуле (12.6), натянуть ее с помощью динамометра и конечную точку закрепить; измерить отложенный отрезок, сравнить полученный результат с проектным и, определив разницу  $\Delta D$ , сместить точку, фиксирующую конец отрезка, на эту разницу с учетом ее знака и прочно ее закрепить.

С помощью ленты ЛЗШ при натяжении ее динамометром и с учетом (12.6) можно отложить заданную проектом длину отрезка линии с точностью до  $1/25\,000$ .

При отложении отрезка заданной длины по поверхности строительных деталей или головке рельса поправку  $\Delta D_v$  за наклон в (12.7) не вводят, а за температуру ленты ЛЗ определяют по формуле

$$\Delta D_t = d (\alpha_1 \Delta t_1 - \alpha_2 \Delta t_2), \quad (12.10)$$

где  $\alpha_1, \alpha_2$  — коэффициенты линейного расширения строительной детали (рельса) и ленты ЛЗ,  $\Delta t_1 = (20 - t_1)$ ;  $\Delta t_2 = (20 - t_2)$ ;  $t_1, t_2$  — температуры объекта и ленты ЛЗ, °С.

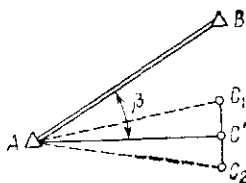


Рис 124 Построение горизонтального угла отложением

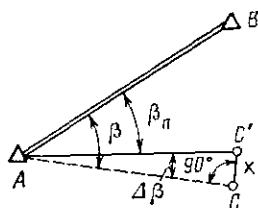


Рис 125 Построение горизонтального угла способом редуцирования

При  $\Delta t_1 = \Delta t_2 = \Delta t$  поправка за температуру

$$\Delta D_t = d \Delta t (\alpha_1 - \alpha_2). \quad (12.11)$$

**Построение угла.** Построение на местности горизонтального угла состоит в определении исходящего из его вершины направления, которое с заданным составило бы угол требуемой величины.

**Способ отложений.** Для построения в точке  $A$  от заданного на местности направления  $AB$  (рис. 12.4) горизонтального угла проектного  $\beta$  требуемого значения устанавливают над  $A$  теодолит в рабочее положение. Закрепляют лимб и после визирования на точку  $B$  производят на нем отсчет  $M$ . Если угол  $\beta$  требуется отложить вправо от  $AB$ , то к отсчету  $M$  следует прибавить значение угла  $\beta$ , установить отсчетный индекс алидады на лимбе на отсчет  $N = M + \beta$  и закрепить алидаду. По направлению визирной оси фиксируют на требуемом от теодолита расстоянии точку  $C_1$ , например шпилькой от ленты ЛЗ. Если требуется отложить угол влево от  $AB$ , то от отсчета  $M$  отнимают величину угла  $\beta$  для получения направления  $AC_1$ , т. е.  $N = M - \beta$ , а при  $M < \beta$  к отсчету  $M$  предварительно прибавляют  $360^\circ$  для получения отсчета  $N$ , т. е.  $N = M + 360^\circ - \beta$ .

После закрепления точки  $C_1$  зрительную трубу теодолита переводят через зенит и при втором положении вертикального круга фиксируют направление визирной оси точкой  $C_2$ . Середину расстояния  $C_1C_2$  отмечают точкой  $C'$  и полученный угол  $BAC'$  принимают за проектный  $\beta$ . Для контроля построенный угол  $BAC'$  измеряют теодолитом.

**Способ редуцирования.** Для построения проектного угла  $BAC$  с большей точностью следует угол  $BAC = \beta$ , построенный

способом отложений, измерить теодолитом несколькими приемами и определить разность

$$\Delta\beta = \beta_n - \beta, \quad (12.12)$$

которая будет поправкой к углу  $\beta$  для получения угла  $\beta_n$ , т. е.

$$\beta_n = \beta - \Delta\beta. \quad (12.13)$$

Для введения поправки  $\Delta\beta$  в угол  $\beta$  вычисляют линейную поправку — редукцию  $x = CC'$ , которая, согласно рис. 12.5, будет при  $\rho'' = 206265$

$$x = \Delta\beta'' D / \rho''. \quad (12.14)$$

Отложив от точки  $C$  по перпендикуляру к стороне  $AC$  величину  $x$ , получают точку  $C'$ . Угол  $BAC'$  и будет равен проектному углу  $\beta_n$ . Для контроля построенного угла его измеряют теодолитом. Точность построения горизонтального угла, как из его измерения, определяется по формуле (4.11).

### § 12.5. Вынос в натуру планового положения точек

На местности разбивка сооружений требует выноса в натуру их характерных точек, которые вместе с ранее вынесенными проектными углами и отрезками линий позволяют в процессе строительства определять положение всех частей возводимого объекта. При разбивке используют разные способы, из них выбор того или другого зависит от формы, назначения и места расположения сооружения и организации производства строительных работ. Разбивку точек производят от пунктов главных или основных осей по данным рабочего (разбивочного) чертежа.

**Способ полярных координат.** При этом способе, применяемом в открытой местности, для выноса точки  $a$  необходимо отложить известные расстояния  $D$  до нее от пункта  $A$ . Для этого необходимо и построить проектный угол  $\beta_n$  (рис. 12.6, *a*), образованный направлениями на ближайший пункт  $B$  главной или основной оси и на разбиваемую точку  $a$ . Установив в точке  $A$  теодолит, строят угол  $\beta_n$  и по полученному направлению  $AC$  откладывают проектное расстояние  $D$ . Если считать исходные пункты безошибочными, то средняя квадратическая погрешность определения точки  $a$  на местности

$$m_a = \sqrt{(D^2/\rho^2) m_\beta^2 + m_D^2 + m_\phi^2}, \quad (12.15)$$

где  $m_\beta$ ,  $m_D$  и  $m_\phi$  — средние квадратические погрешности соответственно построения угла  $\beta_n$ , отложения расстояния  $D$  и фиксирования точки  $a$  гвоздем на деревянном кольшке

**Способ прямоугольных координат.** Для перенесения точки  $a$  по способу прямоугольных координат, например при разбивке небольших мостов, необходимо вдоль прямой, соединяющей два пункта  $A$  и  $B$  (рис. 12.6, *б*), отложить отрезок  $D_1$  (абсциссу) и в конце его в точке  $C$  восставить перпендикуляр  $D_2$  (ординату), конец которого

определяет положение точки  $a$ . При этом способе точность построения на местности точки  $a$  зависит от точности центрирования теодолита в точке  $C$  и визирования зрительной трубой теодолита в направлении точки  $a$ , от положения исходных точек  $A$  и  $B$ , от отложения отрезков  $D_1$  и  $D_2$  и угла в  $90^\circ$  в точке  $C$  и от погрешностей, возникающих из-за перефокусировки зрительной трубы теодолита при построении точки  $C$  в створе и фиксировании определяемой точки  $a$ .

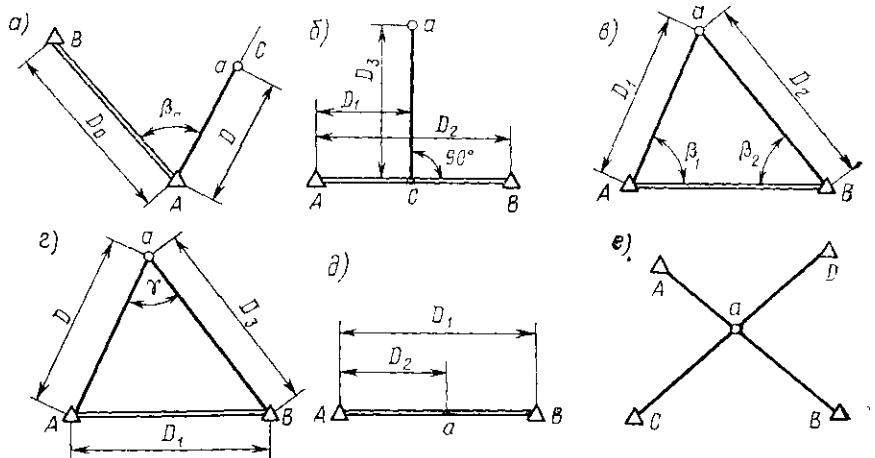


Рис. 12.6. Способы разбивки точек

**Способ прямой угловой засечки.** В этом случае положение точки  $a$  (рис. 12.6,  $в$ ) получают от пересечения направлений  $Aa$  и  $Ba$ , для построения которых необходимо теодолитом отложить два угла  $\beta_1$  и  $\beta_2$ , заключенных между направлением на точку  $a$  и прямой, проходящей через пункты  $A$  и  $B$  геодезической основы. Такой способ часто применяют при выносе точек для разбивки сооружений (мостов, плотин и др.), значительно удаленных от исходных пунктов  $A$  и  $B$ . Средняя квадратическая погрешность построения точки  $a$  приближенно

$$m_a \approx m'' \sqrt{D_1^2 + D_2^2} / (\rho'' \sin \gamma), \quad (12.16)$$

где  $m$  — средняя квадратическая погрешность построения углов  $\beta_1$  и  $\beta_2$ ,  $D_1 = Aa$ ;  $D_2 = Ba$ ;  $\rho'' = 206\,265$ ;  $\gamma = 180^\circ - (\beta_1 + \beta_2)$ .

**Способ прямой линейной засечки.** При этом способе, требующем ровной открытой местности, положение точки  $a$  (рис. 12.6,  $г$ ) получают в пересечении дуг, очерченных на местности из исходных пунктов  $A$  и  $B$  радиусами  $D_2$  и  $D_3$  — расстояниями от этих пунктов, не превышающими длины мерного прибора (ленты ЛЗ, рулетки). Точность получения точки  $a$  этим способом зависит от точности угла  $\gamma$ , положения исходных пунктов  $A$  и  $B$ , отложения расстояний

$D_2$  и  $D_3$  и фиксации точки  $a$ . Средняя квадратическая погрешность выноса точки  $a$ , если пункты  $A$  и  $B$  считать безошибочными,

$$m_a = \sqrt{(2m_D^2 / \sin^2 \gamma) / (2m_\phi^2)}, \quad (12.17)$$

где  $m_D$  и  $m_\phi$  — средние квадратические погрешности соответственно отложения радиусов  $D_1$  и  $D_2$  и фиксирования точки  $a$ .

**Способ створной линейной засечки.** Его применяют, например, при выносе точек главных осей сооружения от пунктов геодезической строительной сетки. При этом точку  $a$  (рис. 12.6,  $\delta$ ), лежащую в створе  $AB$ , закрепленном исходными пунктами  $A$  и  $B$ , получают отложением мерным прибором заданного проектом расстояния  $D_2$  от точки  $a$  до одного из пунктов, например  $A$ . Средняя квадратическая погрешность определения положения точки

$$m_a = \sqrt{m_{ct}^2 + m_{D_2}^2 + m_\phi^2}, \quad (12.18)$$

где  $m_{ct}$ ,  $m_{D_2}$  и  $m_\phi$  — средние квадратические погрешности, возникающие соответственно из-за определения положения точки в створе пунктов  $A$  и  $B$ , отложения расстояния  $D_2$  и фиксирования определяемой точки  $a$ .

**Способ створной засечки.** Точку  $a$  получают в пересечении двух лучей  $AB$  и  $CD$ , образованных визированием по пересекающимся створам (рис. 12.6,  $e$ ), вынесенным за пределы сооружения или зафиксированным на обноске строящегося объекта. Практически лучи заменяют двумя натянутыми нитями — шнурами или проволоками; в этом случае точка  $a$  будет находиться в пересечении этих нитей. Для более точного определения в натуре положения точки  $a$  пункты  $A$ ,  $B$ ,  $C$  и  $D$  следует выбирать так, чтобы створы  $AB$  и  $CD$  пересекались под углом, близким к  $90^\circ$ . Средняя квадратическая погрешность разбиваемой точки  $a$  в этом случае

$$m_a = \sqrt{m_{AB}^2 + m_{CD}^2 + 2m_{\text{фок}}^2}, \quad (12.19)$$

где  $m_{AB}$ ,  $m_{CD}$  и  $m_{\text{фок}}$  — средние квадратические погрешности построения створов и перефокусировки зрительной трубы теодолита, если створы строят с помощью теодолита.

После разбивки точки  $a$  каждым способом необходимо произвести соответствующие контрольные измерения; они должны подтвердить выполнение работы с заданной точностью.

## § 12.6. Методы вертикальной разбивки. Вынос в натуру проектной отметки

**Методы вертикальной разбивки.** Вертикальная разбивка сооружения — это передача отметок от исходных реперов строительной площадки непосредственно на сооружение — на дно вырытых траншей, котлованов, на вышележащие монтажные горизонты и на высокие сооружения, а при строительстве тоннелей в передаче отметок от реперов на поверхности — на реперы, заложенные в подземных выработках. Вынос в натуру проектных отметок произ-

водится геометрическим, тригонометрическим, гидростатическим и гидродинамическим методами нивелирования.

При геометрическом нивелировании в зависимости от требуемой точности получения проектной отметки используют нивелиры Н-05 или Н-3 и другие приборы, соответствующие им по точности, и рейки РН-05, РН-3, а для глубоких траншей и котлованов при крутых откосах и на высокие сооружения — подвесные металлические рулетки с миллиметровыми делениями.

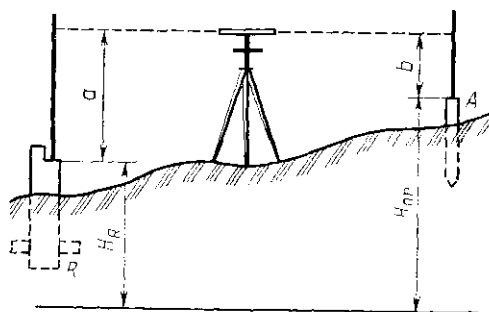


Рис. 127. Вынос в натуру проектной отметки

При тригонометрическом нивелировании используют оптические теодолиты от Т2, Т5 и Т30 и др., соответствующие им по точности, а также дальномерные или нивелирные рейки и применяют его при разбивках для получения предварительных отметок.

При гидростатическом нивелировании используют ряд конструкций гидростатических нивелиров, позволяющих с высокой точностью получать разности

высот и в том числе между точками, находящимися на значительном расстоянии одна от другой. В последние годы этот метод широко используют при переносе в натуру отметок точек высокоточных установок опорных плоскостей различных и особенно уникальных сооружений, при определении высот направляющих элементов технологического оборудования.

При гидродинамическом нивелировании в отличие от гидростатического в приборе используют непрерывно движущуюся жидкость. В таком приборе несколько сосудов соединены трубопроводами в единую систему и имеют электропроводящие стержни — сигнализаторы. Они указывают на момент определения высоты уровня жидкости в одном из сосудов, являющемся измерительным для вычисления превышения нивелируемой точки. Такая система, разработанная Ереванским политехническим институтом для гидродинамического нивелирования (шифр СГН—ВИ), позволяет определять превышение с погрешностью 0,2 мм.

**Вынос в натуру проектной отметки.** Перед выносом проектной отметки перевычисляют высоты, показанные на проекте разбиваемого сооружения, в ту систему, в которой определена отметка строительных реперов и произведена топографическая съемка территории строительства.

Для установки точки А на проектную отметку  $H_{пр}$  ставят рейку на репер R (рис. 127), отметка которого  $H_R$  известна, а в середине между ею и точкой А — нивелир. Приведя нивелир в рабочее положение, берут отсчет  $a$  по рейке и вычисляют горизонт нивелира

$ГН = H_R + a$ . Затем определяют, какой должен быть отсчет  $b$  по рейке, установленной в точке  $A$ , чтобы ее отметка была равна проектной  $b = ГН - H_{пр}$ . В точке  $A$  забивают деревянный колышек выше проектной отметки и ударами постепенно углубляют его, ставят на него рейку и каждый раз берут по ней отсчет до тех пор, пока не получат по ней вычисленный отсчет  $b$ . Если окажется, что верх колышка в точке  $A$  ниже проектной отметки, то, не вынимая его из земли, рядом с ним забивают другой колышек и, повторяя опи-

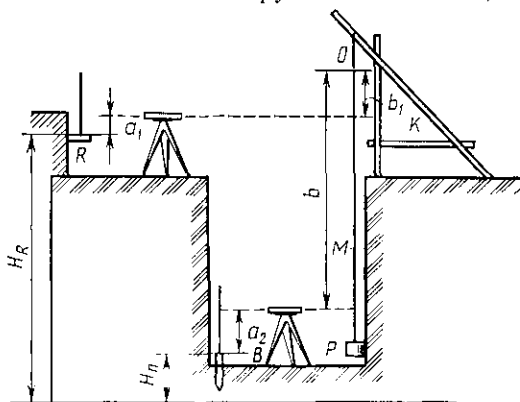


Рис 128 Передача отметки на дно котлована

санные действия, добиваются установки верха второго колышка на проектную отметку. Если в точке  $A$  не требуется такой колышек, верхняя плоскость которого была бы равна проектной отметке, то в этом случае забивают колышек выше проектной отметки. Определяют нивелированием фактическую отметку его торца и на нем пишут значение, измеренное линейкой с миллиметровыми делениями, которое надо отнять от верха его торца, чтобы иметь проектную отметку в точке  $A$ .

Проектную отметку можно вынести точнее. Для этого в точке  $A$  забивают колышек ниже проектной отметки, в его торец завинчивают шуруп (маяк) с широкой головкой и, изменяя его высоту отверткой, добиваются установки его головки на проектную отметку. Для контроля вынесенной отметки на точку  $A$  следует эту работу повторить от второго исходного репера.

При однократной постановке нивелира средняя квадратическая погрешность вынесения в натуру проектной отметки без учета погрешности отметки строительного репера

$$m_{пр} = \sqrt{m_a^2 + m_b^2 + m_i^2 + m_{\phi}^2}, \quad (12.20)$$

где  $m_a \approx m_b$  — средние квадратические погрешности в отсчетах по рейкам, соответственно на репере  $R$  и точке  $A$ ,  $m_i$ ,  $m_{\phi}$  — средние квадратические погрешности за непараллельность визирной оси зрительной трубы нивелира и оси его цилиндрического уровня (у нивелиров с компенсаторами точность последнего) и за фиксирование проектной точки колышком, не превышающие 3—5 мм, а шурупом — около 1 мм



**Передача отметки в котлованы.** В этом случае целесообразно использовать два нивелира (рис. 12.8): один устанавливают на поверхности, другой — на дне котлована и каждый приводят в рабочее положение. На краю котлована укрепляют кронштейн  $K$  и к нему подвешивают металлическую рулетку  $M$  с грузом  $P=10$  кг для ее натяжения. На репере  $R$  вблизи котлована, отметка которого известна, ставят рейку, а другую рейку — на точку  $B$ , находящуюся на дне котлована, на которую передается отметка с поверхности. Каждым нивелиром, установленным посередине между рейкой и рулеткой, визируют на соответствующую рейку и рулетку и каждый раз берут отсчеты (2—3 раза), и перед каждым из них меняют высоты нивелиров. Из полученных отсчетов определяют

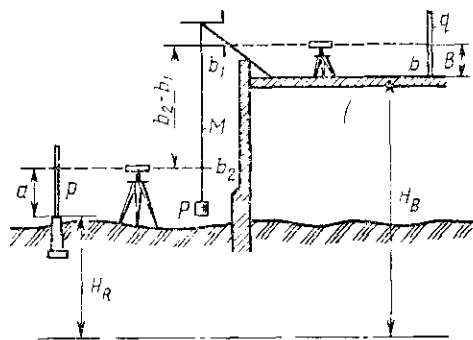


Рис. 12.9 Передача отметки снизу вверх

средние их значения  $a_1, b_1$  и  $a_2, b_2$ . Искомая отметка точки  $B$

$$H_B = H_R + a_1 - a_2 - b_2 + b_1. \quad (12.21)$$

Для ее вычисления в отсчеты по рейкам и по рулетке вносят поправки за их компарирование, растяжение и температуру, которую определяют на поверхности и в котловане.

Отметку точки  $B$  без учета погрешности репера  $R$  можно получить со средней квадратической погрешностью

$$m_B = \sqrt{m_p^2 + m_B^2 + m_{и.р}^2}, \quad (12.22)$$

где  $m_p, m_B$  и  $m_{и.р}$  — средние квадратические погрешности передачи отметки от репера  $R$  на рулетку  $M$ , с нее на точку  $B$  и в длине рулетки в интервале  $b_2 - b_1$ .

**Передача отметки на высокие точки сооружения.** На рис. 12.9 показан вынос на точку  $B$  (снизу вверх)  $H_B$  отметки  $H_R$  от репера  $R$ . В этом случае отметка точки  $B$

$$H_B = H_R + a + (b_2 - b_1) - b, \quad (12.23)$$

где  $a, b$  — отсчеты по рейкам  $p$  и  $q$ , установленным соответственно на репере  $R$  и точке  $B$ ,  $b_2 - b_1$  — разность отсчетов по рулетке  $M$

## § 12.7. Вынос в натуру отрезка линии и плоскости заданного уклона

**Вынос линии.** Для выноса отрезка линии заданного уклона вначале разбивают крайние точки  $A$  и  $B$  отрезка линии (рис. 12.10) так, чтобы прямая, соединяющая верхние срезы колышков, находящихся в них, имела заданный проектом уклон линии  $AB$

(см. § 12.6). Между точками *A* и *B* для производства земляных работ на этом участке устанавливают промежуточные, примерно через 50 м, колышки, верхние срезы которых должны быть на прямой, имеющей тот же уклон, что и линия *AB*, пользуясь нивелиром, теодолитом или визирками.

**Построение проектной линии с помощью нивелира.** В этом случае на верхние срезы колышков в точках *A* и *B* ставят пятками нивелирные рейки (рис. 12.10), а в створе *AB* или вне его — нивелир так, чтобы линия, соединяющая два подъемных винта, была ему перпендикулярна. Измеряют высоту нивелира *i* и откладывают ее на рейках. Затем, действуя соответствующими подъемными винтами, наклоняют визирную ось нивелира до тех пор, пока по рейкам в точках *A* и *B* не будет прочитан отсчет, равный *i*; одну из реек снимают с точки *A* или *B*, переносят на промежуточные точки *a*, *b*, ... и в них забивают колышки так, чтобы по рейкам, поставленным на верхние срезы, отсчеты были равны *i*.

Если верхний срез установленного между точками *A* и *B* колышка должен быть ниже поверхности земли в этом месте, то около него забивают сторожок и на нем пишут величину срезки земли со знаком «—», которая равна разности  $(i-b)$ , где *b* — отсчет по рейке, установленной на верхнем срезе колышка.

**Построение проектной линии с помощью теодолита.** В этом случае над одним из двух колышков, верхние срезы которых находятся на заданной высоте, например над *A* (рис. 12.10, б), центрируют теодолит, а на другом ставят отвесно рейку с отмеченной на ней чертой *C*, соответствующей высоте визирной оси теодолита над верхним срезом колышка в точке *A*. Приводят теодолит в рабочее положение, визируют на черту *C* и прочно закрепляют зрительную трубу теодолита на ее горизонтальной оси; визирная ось зрительной трубы теодолита будет параллельна линии заданного уклона, проходящей через верхние срезы колышков в точках *A* и *B*. Затем устанавливают колышки *a*, *b*, ... так, чтобы по рейке, поставленной на их верхние срезы, визирная ось зрительной трубы теодолита процировалась на черту *C*.

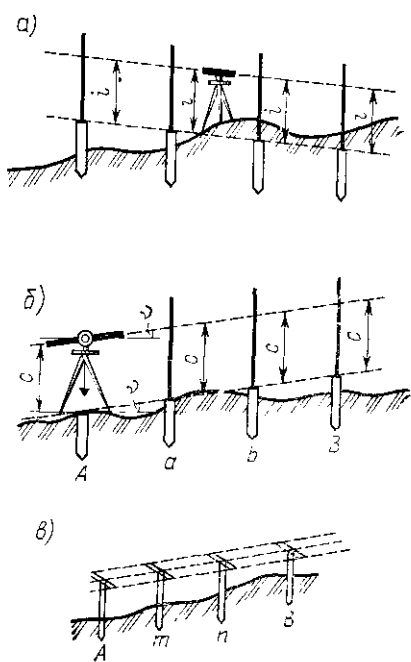


Рис. 12.10. Построение на местности линии заданного уклона:  
*a* — нивелиром, *б* — теодолитом; *в* — визирками

**Построение проектной линии с помощью визирок.** Визирки представляют собой две скрепленные под прямым углом линейки (рис. 12.10, в): одна размером  $100 \times 7 \times 8$  см, другая —  $30 \times 30$  см. Для разбивки проектной линии  $AB$  заданного уклона пользуются тремя визирками одинаковой высоты. Две визирки закрепляют отвесно на верхних срезах колышков, находящихся в крайних точках  $A$  и  $B$ , установленных на заданных отметках. Следовательно, линия  $ab$ , проходящая через верхние точки данных визирок, будет иметь уклон, равный уклону линии  $AB$ . После этого третью — *ходовую* — визирку ставят последовательно на верхние срезы колышков, забиваемых в точках  $m, n, \dots$  так, чтобы линия  $ab$  каждый раз проходила через верхнюю точку ходовой визирки.

Проектная линия задается уклоном  $i$ , определяемым через отметки  $H_B$  и  $H_A$  ее конечных точек  $A$  и  $B$  и горизонтальное положение  $d$  между ними:

$$i = (H_B - H_A) / d. \quad (12.24)$$

Следовательно, точность выноса в натуру линии заданного уклона зависит главным образом от погрешностей определения отметок  $H_B$  и  $H_A$  и горизонтального проложения  $d$ .

**Вынос плоскости проектного уклона.** В этом случае на плоскости  $M$  достаточно получить с проектными отметками не менее четырех точек, являющихся вершинами четырехугольника  $ABCD$  любой формы, выполняя эту работу аналогично выносу точек линии заданного уклона.

Допустим, что стороны четырехугольника  $d_1 = d_2 = d$  и их уклоны  $i_1 = i_2 = i_d$ , а точность определения разности отметок точек  $A$  и  $B$ ,  $A$  и  $C$  и расстояний между ними  $d$  примерно одинакова, т. е. средние квадратические погрешности  $m_{AB} \approx m_{AC}$  и  $m_{d1} \approx m_{d2}$ . Тогда средняя квадратическая погрешность уклона линии в любом направлении плоскости  $ABCD$

$$m_i = \sqrt{2} / \left( d \sqrt{m_h^2 + i^2 m_d^2} \right); \quad (12.25)$$

здесь  $m_h$  и  $m_d$  — средние квадратические погрешности определения соответственно разности отметок точек и горизонтального проложения между ними.

## § 12.8. Приборы для вертикального проецирования. Вынос в натуру отрезка отвесной линии и плоскости

**Приборы для вертикального проецирования.** В зависимости от требуемой точности установки в вертикальное положение строительных конструкций и контроля ее используются различные приборы.

**Нитяной отвес** представляет собой стальную или капроновую нить диаметром  $0,5$ — $1$  мм, на одном конце которой укреплен крючок для ее подвески, а на другом — груз; масса последнего не должна превышать половины разрывного усилия нити.

**Струнный отвес (пендаметр)** — оптико-механический прибор. Он кроме металлической струны имеет визирную трубу и

два микроскопа, расположенные во взаимно перпендикулярных плоскостях, в которых одновременно можно измерять в системе прямоугольных координат положение его струны. Изображение струны отвеса, полученное через два микроскопа, с помощью оптической системы передается в одну локальную плоскость и рассматривается через окуляр. Полученные два изображения струны с помощью соответствующих винтов совмещаются с центром сетки нитей, состоящей из двух взаимно перпендикулярных линий. После этого отсчеты координат  $x$  и  $y$  получают по шкалам микроскопов-микрометров. Если подвешенная струна пендаметра колеблется от ветра или других причин хотя бы в небольших пределах, то координаты  $x$  и  $y$  определяют для двух крайних ее положений и за окончательное значение принимают средние из них.

**Электронный центрир** — прибор, позволяющий не только определять отклонение сооружения или его деталей от вертикального положения и задавать его с большой точностью, но и автоматизировать эти действия. Такой центрир отвесное направление задает подвешенной стальной струной с тяжелым грузом внизу, опущенным в бак с вязкой жидкостью. Отклонение направления сооружения от вертикали, измеряемое с помощью индуктивного счетчика, определяют в линейной мере.

**Зенит-прибор** — оптический центрир вертикального проецирования. Его применяют для отвесного проецирования и проверки вертикального положения конструкций. В СССР и за рубежом серийно выпускаются уровенные и с компенсатором технические, точные и высокоточные оптические центриры с погрешностью визирования соответственно  $1/5000$ ,  $1/20\ 000$  и  $1/100\ 000$ .

**Зенит-ОЦП** — оптический центрировочный прибор (рис. 12.11), разработанный в МИИГАиК, созданный на базе одного из отечественных нивелиров с самоустанавливающейся линией визирования. Он имеет зрительную трубу с увеличением  $30,5^x$ ; наименьшее расстояние визирования  $1,6$  м, а наибольшее —  $250$  м. В этом приборе линия визирования, проходя через пентапризму, установленную перед объективом зрительной трубы, преломляется на  $90^\circ$ , совпадая с направлением вертикальной оси  $B$  прибора. При окончательном центрировании ставят зенит-ОЦП над точкой, берут средний из двух отсчетов по микрометренному винту (при правом и левом положениях прибора).

**Зенит-прибор PZL**, выпускаемый предприятием «Карл Цейсс» (ГДР), применяют для геодезического контроля вертикальности сооружения и его частей. Это прибор с самоустанавливающейся в отвесное положение линией визирования, что осуществляется оптико-механическим компенсатором (рис. 12.12). Горизонтальный круг прибора позволяет производить отсчеты по индексу микроскопа с точностью  $1'$ . Кроме оптического отвеса он имеет круглый и цилиндрический уровни, размещенные с его внешней стороны; первый из них служит для установки компенсатора, а второй — для горизонтирования прибора при его центрировании над точкой. Его труба с увеличением  $31,5^x$ , кратчайшее расстояние ви-

зирования 2,2 м, а маятник компенсатора работает в диапазоне углов наклона  $\pm 10'$ .

Лазерные зенит-приборы, снабженные фотоэлектрическими регистраторами светового потока, весьма перспективны. Их применяют в практике строительных работ.

**Вынос в натуру отвесной линии.** При строительстве инженерных сооружений отвесное направление используют не только для контроля установки элементов конструкции в вертикальное положение, но и для передачи осей сооружения на его горизонты.

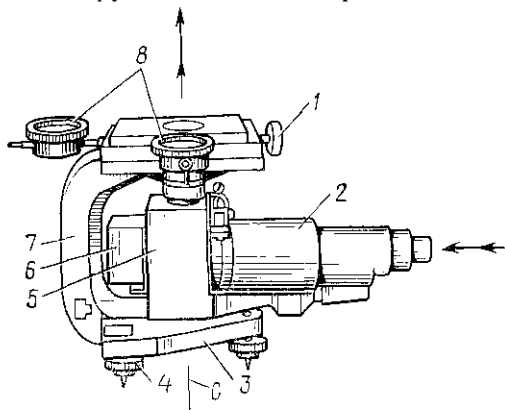


Рис. 12.11 Зенит-прибор ОЦП:

1 — установочный (микрометричный) винт; 2 — зрительная труба; 3 — подставка; 4 — подъемный винт; 5 — кожух с пентапризмами; 6 — противовес для зрительной трубы; 7 — рама; 8 — индикаторы смещения

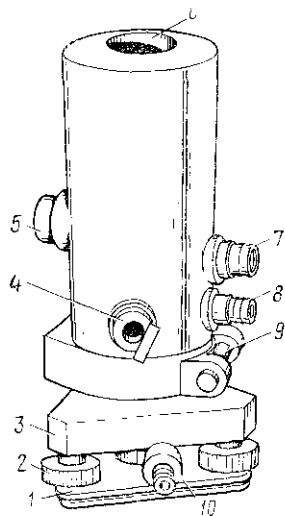


Рис. 12.12. Зенит-прибор:

1 — пружинящая пластинка; 2 — подъемный винт; 3 — подставка; 4 — зеркало иллюминатора для подсветки прибора; 5 — головка фокусирующей линзы; 6 — защитное стекло; 7 — окуляр зрительной трубы; 8 — окуляр отсчетного микроскопа горизонтального круга; 9 — цилиндрический уровень; 10 — оптический центр

**Применение отвесов.** Для определения уклона, например, колонны от отвесного направления к верхней ее части непосредственно или к небольшой укрепленной к ней консоли подвешивают нитяной отвес. Его груз должен обеспечить устойчивость нити, колебания которой вызываются воздушными потоками. С помощью линсйки с миллиметровыми делениями измеряют расстояние от грани колонны до нити у верхнего и нижнего оснований. Разность этих расстояний и определит наклон колонны в линейной мере. С помощью такого отвеса можно установку колонны в отвесное положение определить с точностью, не превышающей 0,001 ее высоты, что вполне допустимо при предварительном монтаже сооружения.

С большей точностью выверку вертикальности стен, колонн, башен, труб можно осуществить, используя струнный отвес — пендаметр. Он позволяет определить наклон сооружения с точностью 0,0005 его высоты.

С помощью *электронного отвеса* при благоприятных внешних условиях можно крен сооружения при его смещении до 10 мм определить с погрешностью 0,1 мм.

**Определение крена теодолитом.** В этом случае используют тщательно отъюстированный теодолит, установленный на некотором расстоянии от выверяемой конструкции, но не менее ее высоты. Теодолит возможно точнее приводят в рабочее положение и при закрепленном лимбе визируют зрительной трубой на верхнюю осе-

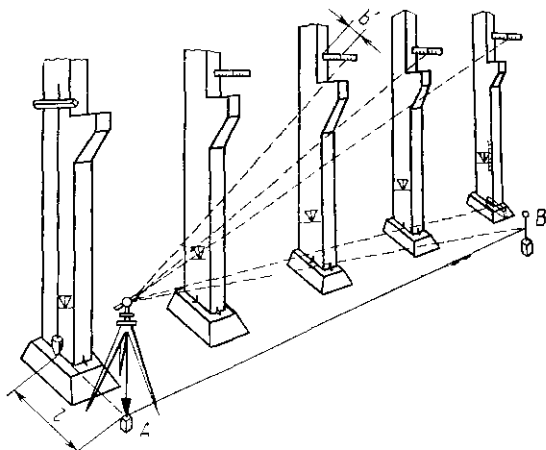


Рис 12.13 Выверка отвесного положения колонн

вую метку колонны, закрепляют алидаду на лимбе, опускают трубу до основания колонны и отмечают на ней точку  $m'$ , на которую проецируется визирная ось. Те же действия повторяют при другом положении вертикального круга теодолита и получают точку  $m''$ . Отрезок  $m'm''$  делят пополам, получают точку  $m$  и расстояние  $l$  от нее до оси колонны, что покажет, насколько необходимо колонну наклонить в соответствующую сторону.

На точность определения вертикального направления при этом способе оказывают влияние такие факторы, как наклон горизонтальной оси теодолита, точность визирования на метки колонны и их фиксирования и влияние горизонтальной рефракции.

**Определение крена боковым нивелированием.** Для выверки отвесного положения, например ряда колонн, предварительно разбивают линию  $AB$ , параллельную оси колонн (рис. 12.13) и расположенную от нее на расстоянии  $l=80\div 100$  см. Над точкой  $A$  тщательно устанавливают теодолит в рабочее положение, а над точкой  $B$  — визирную марку. После этого при закрепленном лимбе горизонтального круга визируют на марку и закрепляют алидаду. Поднимая зрительную трубу теодолита, визируют на рейку, приставленную своей пяткой под углом  $90^\circ$  к верхней осевой риску каждой

колонны, и по рейке делают отчет  $b'$ . Переводят зрительную трубу теодолита через зенит и повторяя те же действия, получают отчет по той же рейке  $b''$ . Отклонение колонны от вертикали в линейной мере составит  $l = (b' - b'')/2$ .

**Построение отвесной линии зенит-прибором.** Для выноса в натуре отвесной линии зенит-прибором в заданном направлении на монтажный горизонт в нем оставляют небольшого размера отверстие, над которым укрепляют палетку из прозрачного материала с нанесенной на ней сеткой прямоугольных координат. Над исходной опорной точкой, являющейся нижним основанием разбиваемой отвесной линии, центрируют зенит-прибор и приводят линию визирования в отвесное положение. Фиксируют на палетке точку, на которую проецируется вертикальная линия визирования. Эти действия повторяют при четырех положениях прибора (под углом в  $90^\circ$ ), а среднее положение точки по отношению к четырем полученным принимают за верхний конец разбиваемой вертикальной линии.

При высоте выносимой вертикали, не превышающей 100 м, верхнюю ее точку можно получить с погрешностью не более 1,1—1,2 мм.

**Вынос в натуре отвесных плоскостей.** Такую задачу можно решить с помощью различных приборов для вертикального проецирования. Наиболее просто вынести в натуре такую плоскость можно теодолитом, который устанавливают на базовой линии в рабочее положение и ориентируют по ней так, чтобы визирная ось при вращении зрительной трубы вокруг ее оси описывала отвесную плоскость. При таком способе точность построения отвесной плоскости, зависящая от разных факторов, характеризуется средней квадратической погрешностью

$$m = \sqrt{m_{\text{ц}}^2 + m_{\text{г}}^2 + m_{\text{в}}^2 + m_{\text{ф}}^2}, \quad (12.26)$$

где  $m_{\text{ц}}$ ,  $m_{\text{г}}$ ,  $m_{\text{в}}$  и  $m_{\text{ф}}$  — средние квадратические погрешности соответственно центрирования, горизонтирования теодолита, визирования им и фиксации точки. Наибольшее значение имеет погрешность  $m_{\text{г}}$ , которая не устраняется визированием и при двух положениях вертикального круга теодолита.

## ГЛАВА 13. РАЗБИВОЧНЫЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ НА ЖЕЛЕЗНЫХ ДОРОГАХ

### § 13.1. Восстановление трассы. Разбивка земляного полотна

**Восстановление трассы.** Геодезические работы по обеспечению строительства земляного полотна начинаются с восстановления трассы, разбитой в ходе изысканий. На местности отыскивают вершины углов поворота трассы. Вершины, на которых не сохранились знаки, находят промерами от постоянных местных предметов согласно абрисам привязки или путем восстановления по точкам пикетажа прямых, пересекающихся в этой вершине. В крайнем слу-

чае эти прямые можно построить отложением проектных углов на сохранившихся соседних вершинах углов. Иногда участки трассы приходится трассировать вновь, откладывая проектные углы и расстояния.

Углы поворота трассы измеряют, сравнивая результаты с проектными. При значительных расхождениях после проверки принимают новые значения, по ним вновь рассчитывают элементы кривых.

При контрольном измерении длин линий проверяют разбивку пикетажа. Чтобы избежать сплошного перемещения старого пикетажа, при обнаружении промахов в его разбивке делают «резаные» пикеты (не равные 100 м). На поворотах выполняют детальную (через 10—20 м) разбивку переходных и круговых кривых.

Восстановленную трассу закрепляют на местности. Пикетаж с помощью теодолита или эккера переносят перпендикулярно оси трассы, а на кривых к линии тангенсов на такое расстояние, чтобы вынесенные точки не были уничтожены при последующих строительных работах. Через 1000 м вынесенные точки закрепляют столбами, а четные пикеты — кольями со сторожками. Расстояние от трассы до вынесенной точки измеряют и записывают в журнал закрепления трассы, а также на столбе или сторожке. Каждую точку трассы закрепляют двумя знаками, образующими створ и располагаемыми обычно с нагорной стороны от трассы, но иногда и по разные стороны (точка НК, рис. 13.1). Пользуясь таким створом, можно быстро и точно восстановить во время строительства точки на оси трассы. Расстояние между выносными знаками, образующими створ, рекомендуется иметь не менее 10 м. Вершины углов, попадающих в зону работ, закрепляют двумя столбами на продолжениях линий тангенсов на расстоянии не менее 20 м один от другого. Оси малых искусственных сооружений закрепляют четырьмя столбами: двумя — по оси трассы и двумя — поперек, т. е. по оси сооружения.

Для проверки профиля трассы и уточнения объемов земляных работ выполняют контрольное нивелирование трассы. Одновременно определяют отметки временных реперов, которые устанавливают за пределами зоны работ через 4—5 пикетов, в том числе и у каждого искусственного сооружения. Профиль исправляют, если отметки при контрольном нивелировании отличаются более чем на 4—5 см.

**Разбивка земляного полотна.** Разбивочные работы при возведении земляного полотна начинают до земляных работ и продолжают в течение всего периода строительства. В их задачу входит обозначение на местности точек, осей и плоскостей, определяющих форму и размеры возводимого земляного полотна. Применение при строи-

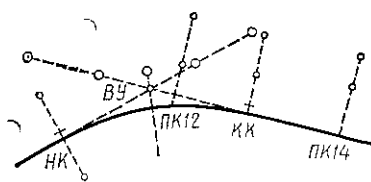


Рис. 13.1. Закрепление трассы выносными знаками



тельстве высокопроизводительных землеройных машин требует систематического геодезического контроля за соответствием возводимого земляного полотна проектному.

Земляное полотно разбивают на всех пикетах и плюсах, но не реже чем через 50 м на прямых участках пути и через 20 м на кривых. Для выполнения разбивки необходимы: продольный профиль с проектными (красными) и рабочими отметками, нормальные по-

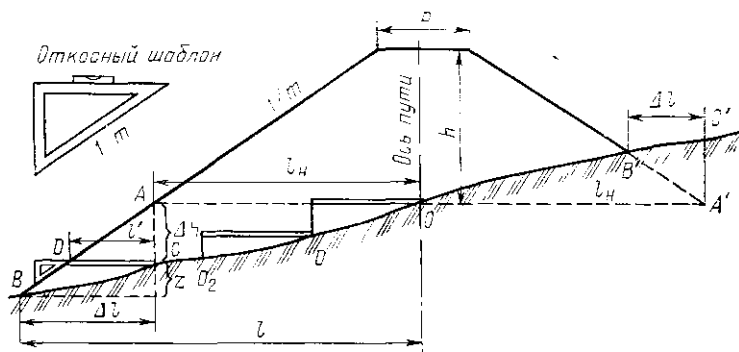


Рис 132 Разбивка насыпи на косогоре

перечные профили земляного полотна для участков с поперечным уклоном меньше  $1/10$  и индивидуальные поперечные профили для участков с большим уклоном. На основании продольного и поперечных профилей для удобства работы составляют так называемый писанный профиль — ведомость, в которую для каждого разбиваемого поперечника выписывают горизонтальные расстояния между точками профиля и их проектные (красные) и рабочие отметки.

Детальную разбивку всех точек поперечного сечения полотна делают не сразу, а в несколько приемов, выполняемых в ходе строительства по мере приближения строящегося полотна к своим проектным размерам.

**Разбивка насыпи.** Разбивая поперечный профиль насыпи, закрепляют осевую точку  $O$  (рис. 13.2) и от нее в обе стороны откладывают расстояния  $l_n$ , определяющие положение подошвы насыпи. При отсутствии поперечного уклона

$$l_n = b/2 + mh, \quad (13.1)$$

где  $b$  — ширина полотна поверху между бровками;  $m$  — знаменатель крутизны откоса ( $i_0 = 1/m$ );  $h$  — высота насыпи (рабочая отметка).

Если полотно разбивают на косогоре с поперечным уклоном более  $1/10$ , то от оси откладывают размеры, указанные на проектных поперечниках, или учитывают уклон местности в ходе разбивки. При этом для разбивки точки  $B$ , определяющей положение подошвы, следует, отложив от оси пути горизонтальное расстояние  $l_n$ , измерить превышение  $\Delta h$  полученной точки  $C$  относительно оси пути

и вычислить домер  $\Delta l$ . Из рис. 13.2 следует:  $\Delta l = m(\Delta h + z)$ ;  $z = i\Delta l$ . Подставляя выражение для  $z$  из второго равенства в первое, после преобразований получим

$$\Delta l = \Delta h m / (1 \mp i m), \quad (13.2)$$

где  $i$  — уклон поверхности земли на участке домера.

Для подгорного откоса домер вычисляют со знаком «—», а для нагорного откоса (на рисунке справа) — со знаком «+» в знаменателе.

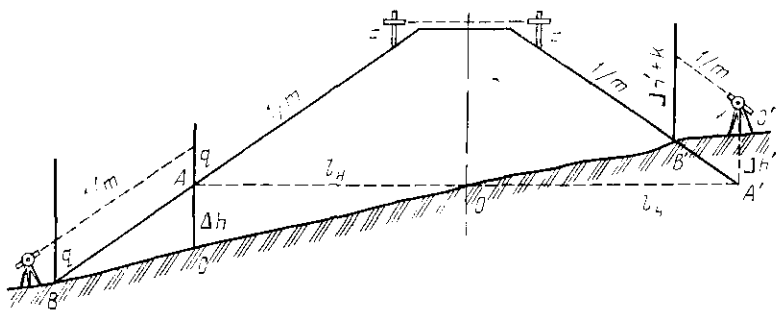


Рис. 13.3 Разбивка насыпи теодолитом

нателе. Отложив вычисленные домеры от точек  $C$  и  $C'$  в направлении спуска по склону, получим положение подошвы насыпи в точках  $B$  и  $B'$ .

Горизонтальное расстояние на уклоне обычно откладывают методом ватерпасовки, т. е. с помощью рейки, укладываемой в горизонтальное положение по уровню. При каждом отложении измеряют вертикальные отрезки от конца рейки до поверхности земли, т. е. до точек  $O_1, O_2, \dots$ , поэтому, отложив отрезок  $l_n$ , находят для (13.2) значение  $\Delta h$  как сумму названных вертикальных отрезков.

Положение точки  $B$  можно определить и без использования формулы (13.2), применяя откосный шаблон. Вычислив

$$l' = m\Delta h, \quad (13.3)$$

откладывают  $l'$  по горизонтальной рейке от точки  $C$ . В полученной точке  $D$ , удерживая рейку в горизонтальном положении, откосным шаблоном строят направление откоса  $DB$  и находят на этом направлении точку  $B$  (рис. 13.2).

При высоких насыпях рекомендуют разбивать насыпь с помощью теодолита. Отложив отрезок  $l_n$  в сторону нагорного ската, в полученной точке  $C'$  (рис. 13.3) устанавливают теодолит. Наклонив трубу на угол, соответствующий проектному уклону откоса, перемещением нивелирной рейки находят такую точку  $B'$ , в которой отсчет по рейке равен  $k + \Delta h'$ , где  $k$  — высота теодолита;  $\Delta h'$  — превышение точки стояния прибора над осью трассы. Найденная точка  $B'$  лежит на границе насыпи.

Отложив  $l_n$  в подгорном направлении, в полученной точке  $C$  ставят рейку, а ниже ее по склону — теодолит. Наклонив трубу на угол, соответствующий уклону  $1/m$ , берут отсчет по рейке. Вычтя из отсчета превышение  $\Delta h$ , найденное для точки  $C$ , определяют величину  $q$ . Перемещая рейку, находят такую точку  $B$ , в которой отсчет по рейке равен  $q$ . Через эту точку проходит подгорная граница насыпи.

Выполнив разбивку точек, обозначающих границу подошвы насыпи, их соединяют бороздой или полосой извести. На место насыпи возят землю, уплотняют и разравнивают ее. Возведя насыпь с естественными откосами до рабочих отметок 1,5—2 м, на ней восстанавливают ось, определяют нивелированием отметки на оси и вычисляют, сколько осталось до проектной отметки. Эту разность проектной и фактической отметок используют для вычисления по формуле (13.1) ширины насыпи на уровне верха насыпанной части и отмечают эту ширину кольями. Для выравнивания откоса насыпанной части с интервалами около 50 м устанавливают на ребро с нужным уклоном доски — откосники. Верхний конец доски прибивают к колу, отмечающему ширину насыпи. Затем доску, придав ей с помощью откосного шаблона нужный наклон, прибивают к забитым в землю кольям. Вместо досок в механизированных колоннах применяют инвентарные откосники, изготовленные из дюралевых трубок. Насыпав еще 1,5—2 м по высоте, разбивку точек повторяют.

Для разбивки верха насыпи устанавливают высотники: в откосы забивают колья  $F$  (рис. 13.3), на которые нивелиром выносят отметку верха сливной призмы, закрепляемую горизонтальными планками. Визируя по этим планкам, судят о получении проектных отметок. Для разбивки боковых скатов сливной призмы применяют откосные шаблоны.

**Разбивка выемки.** От оси трассы в обе стороны откладывают расстояния до краев выемки, рассчитываемые при отсутствии поперечного уклона по формуле

$$l_v = l/2 + b_k + mh, \quad (13.4)$$

где  $b_k$  — ширина кювета поверху;  $h$  — глубина выемки.

При разбивке на косогоре вместо  $l_v$  откладывают другие размеры, указанные на проектных поперечниках.

Учет уклона местности в ходе самой разбивки аналогичен применяемому при разбивке насыпи. Сначала от оси откладывают горизонтальные расстояния  $l_v$ , а от полученных точек  $C$  и  $C'$  (рис. 13.4) — домеры  $\Delta l$  в направлении подъема склона [см. (13.2)]. Домер подгорного ската вычисляют со знаком «+» в знаменателе и откладывают внутрь насыпи, а домер нагорного ската — со знаком «-» и откладывают наружу. Полученные точки  $B$  и  $B'$  находятся на границе выемки.

При разбивке выемки теодолитом действия аналогичны выполняемым при разбивке насыпи. Места установки теодолита и реек и

формирование отсчетов  $q$  и  $(k + \Delta h)$  по рейкам показаны на рис. 13.4.

Характер дальнейших разбивочных работ зависит от применяемых механизмов и организации работ. При разработке выемки слоями (рис. 13.5) для каждого слоя по назначенной его глубине назначают высоту  $h_1$  его дна над проектной отметкой бровок и по формуле (13.4) вычисляют расстояния от оси  $O$  до границ выемки на уровне дна траншеи. Эти границы отмечают на поверхности зем-

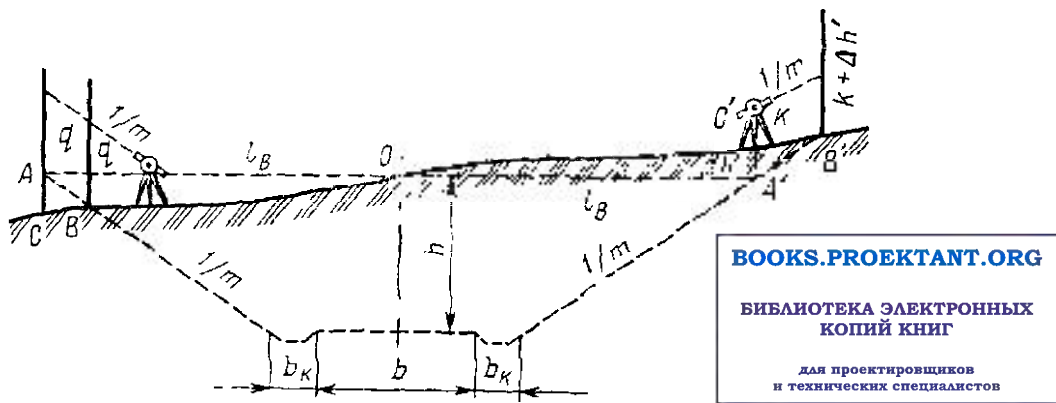


Рис 13 4 Разбивка выемки

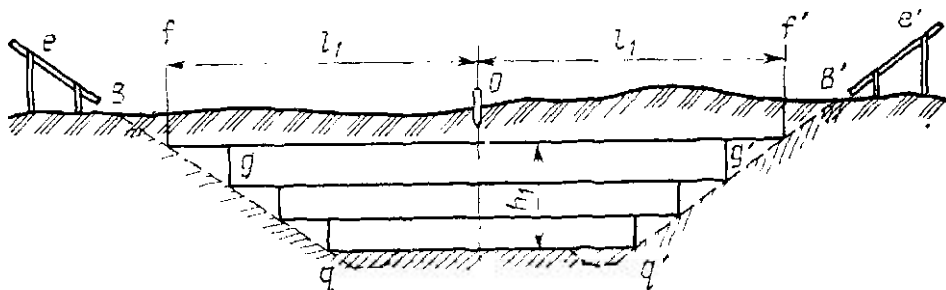


Рис. 13.5. Разбивочные работы при разработке выемки слоями

ли вешками  $f$  и  $f'$ . После разработки траншеи на ее дне, восстановив ось полотна, разбивают границы  $g$  и  $g'$  следующей траншеи. Оставшиеся на краях уступы срезают ножом грейдера, контролируя правильность контуров склона с помощью откосников  $e$  и  $e'$  и откосного шаблона. Дойдя до границы  $qq'$  верха полотна в выемке, разбивают сливную призму, бровки и кюветы.

Резервы разбивают от оси полотна одновременно с разбивкой подошвы насыпи. Сначала обозначают только ширину дна резерва, а по мере разработки его до нужной глубины разбивают и разрабатывают откосы. Дну резерва придают проектный уклон, что контролируется нивелированием.

При разбивке кавальеров на местности обозначают только их границы. Форму откосов контролируют с помощью откосных шаблонов. Нагорные каналы трассируют и рассчитывают на месте. Разбивками обеспечиваются расчетная ширина канавы по дну и верху, глубина и уклон.

**Сопряжение уклонов продольного профиля.** При разности уклонов на смежных участках продольного профиля  $\Delta i = i_2 - i_1$ , превышающей 0,002, эти участки сопрягают вертикальный круговой кривой. При разбивке бровки земляного полотна в рабочие отметки

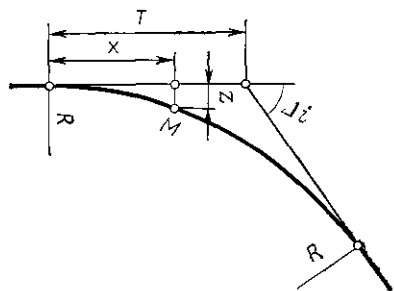


Рис 13.6 Разбивка вертикальной кривой

точек вводят поправки  $z$ , вычисляемые по приближенной формуле (рис. 13.6)  $z = x^2 / (2R)$ , где  $x$  — расстояние от начала (или конца) вертикальной кривой до разбиваемой точки  $M$ ;  $R$  — радиус вертикальной кривой, принимаемый обычно равным 5000 м (в затруднительных случаях радиус уменьшают). Положение начала и конца сопряжения находят, отложив от точки перелома профиля в обе стороны тангенс вертикальной

кривой  $T = R\Delta i / 2$ . При положительном значении  $\Delta i$  поправки  $z$  прибавляют к проектным (красным) отметкам, при отрицательном — отнимают.

### § 13.2. Разбивка труб, малых мостов, верхнего строения пути и отдельных пунктов

**Разбивка труб.** У каждого искусственного сооружения устраивают временный репер, отметку которого определяют нивелированием от постоянного репера. Точку пересечения оси пути с осью искусственного сооружения находят, откладывая от ближайшего пикетного столбика проектное расстояние, указанное на продольном профиле трассы. В найденной точке с помощью теодолита или эккера разбивают продольную ось трубы. Обе оси закрепляют столбами (по два с каждой стороны). От осей разбивают границы котлована, вокруг которого устраивают обноску. На обноске отмечают положение осей и размеры фундаментных блоков. При установке блоков на место их положение в плане определяют по шнурам, натянутым через метки на противоположных сторонах обноски, а глубину котлована и положение блоков по высоте отмеряют от верха обноски, отметки которой определяют нивелированием от временного репера.

**Разбивка малых мостов.** При разбивке малых мостов ось перехода часто обозначают, натянув проволоку между исходными точками моста. Откладывая вдоль оси моста стальной рулеткой проектные расстояния, определяют положение опор и с помощью теодолита (или эккера) разбивают оси опор. Оси каждой опоры закрепляют столбами. Дальнейшие разбивочные работы при строительстве моста см. в гл. 14.

**Разбивка верхнего строения пути.** Перед укладкой верхнего строения пути восстанавливают и закрепляют кольями ось пути,

проверяют разбивку кривых и выполняют нивелировку по кольям закрепления оси. На однопольной железной дороге для их сохранности в ходе работ колья забивают в 2 м от оси полотна. Зарубками на кольях показывают проектные отметки поверхности земли и головки рельса после его подъема на первый и на второй слой балласта. По этим кольям проверяют, находится ли верхнее строение пути в проектном положении в плане и по высоте.

### Разбивка отдельных пунктов.

Исходные данные разбивки станционных площадок содержатся в плане станции, поперечных профилях земляного полотна и проекте водоотводных сооружений. Ось абсцисс на плане станции обычно направлена по оси главного пути, а ось ординат — перпендикулярно ей по оси пассажирского здания. Ось главного пути с его пикетажем служит также геодезической основой для разбивочных работ. В необходимых случаях при значительном путевом развитии геодезическая основа представляет собой сеть теодолитных ходов, созданную в ходе изысканий. Высотной основой служат установленные в ходе изысканий реперы.

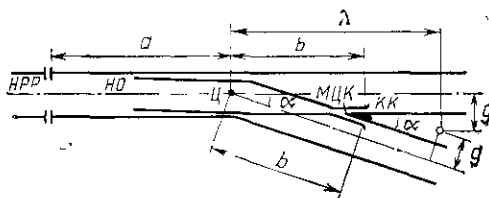


Рис. 13.7. Разбивка стрелочного перевода

Земляное полотно станции разбивают в соответствии с проектными поперечными профилями, закрепляя результаты разбивок откосниками и высотниками (см. § 13.1). Особенность разбивок верхнего строения пути — работы, связанные с разбивкой путевого развития станции.

Разбивка стрелочного перевода начинается с вынесения в натуре центра стрелочного перевода  $\text{Ц}$  (рис. 13.7), т. е. точки пересечения осей двух пересекающихся путей. Положение точки  $\text{Ц}$  определяется пикетажным значением по оси главного пути или двумя координатами  $x$  и  $y$ , указанными на плане станции. От точки  $\text{Ц}$  по оси основного пути откладывают отрезки  $a$  и  $b$  и закрепляют кольями начало рамного рельса  $\text{НРР}$  и корень крестовины  $\text{КК}$ , затем разбивают и закрепляют начало остряка  $\text{НО}$  и математический центр крестовины  $\text{МЦК}$ . Если стрелочный перевод укладывают в существующий путь и допустимо его смещение по оси пути, разбивку начинают от стыка перевода с существующим путем, т. е. от  $\text{НРР}$ .

Разбив точки по прямому пути, строят направление бокового пути. Установив теодолит в точке  $\text{Ц}$ , откладывают угол крестовины  $\alpha$  и это направление закрепляют кольями. Боковое направление можно построить и методом перпендикуляров, пользуясь маркой крестовины. Маркой крестовины и стрелочного перевода называется величина

$$1/N = 2 \operatorname{tg}(\alpha/2) \approx \operatorname{tg} \alpha.$$

Отложив от центра стрелочного перевода ЦСП по оси прямого пути отрезки в метрах, равные  $2N$  и  $4N$ , и восстановив в полученных точках перпендикуляры, равные 2 и 4 м, получим две точки, закрепляющие ось бокового пути. Стрелочные переводы иных, не рассматриваемых здесь типов разбивают, пользуясь их элюрами и специальными справочниками.

Для установки предельного столбика (ПС) по осям путей от точки Ц откладывают отрезок  $\lambda = g \operatorname{ctg} (\alpha/2) \approx 2gN$  и перпендику-

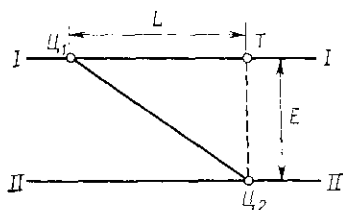


Рис. 13.8. Разбивка съезда

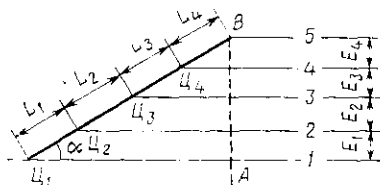


Рис. 13.9. Разбивка стрелочной улицы

ляр  $g$ , равный половине безопасного расстояния между осями смежных путей (2,05 м). Если к стрелочному переводу примыкает кривая, место ПС определяется более сложным расчетом или по справочникам.

Съезд между параллельными путями I—I и II—II (рис. 13.8) разбивают начиная с центра  $C_1$  одного из стрелочных переводов. Положение центра  $C_2$  определим, отложив по пути I—I отрезок  $L$  и построив с помощью теодолита перпендикуляр  $E$ , равный заданному расстоянию между путями. Для контроля проверяют расстояние  $C_1C_2$ , которое должно быть равно  $\sqrt{L^2 + E^2}$ . От точек  $C_1$  и  $C_2$  выполняют детальную разбивку стрелочных переводов.

Стрелочную улицу под углом, равным углу крестовины  $\alpha$ , разбивают начиная со стрелочного перевода, стоящего на главном пути I (рис. 13.9). Установив в центре стрелочного перевода  $C_1$  теодолит, от направления главного пути откладывают угол  $\alpha$ . В построенном направлении  $C_1B$  откладывают расстояния между центрами стрелочных переводов  $L_i = E_i / \sin \alpha$ , где  $E_i$  — заданные расстояния между осями путей.

В полученных точках располагаются центры стрелочных переводов путей 2, 3 и т. д. В этих точках от направления  $C_1B$  откладывают угол  $\alpha$  и разбивают оси парковых путей 2, 3 и т. д.

Контроль разбивок можно выполнить, отложив по оси главного пути от точки  $C_1$  отрезок  $C_1A$ , равный  $S = N \Sigma E_i$ , и восстановив в точке  $A$  перпендикуляр длиной  $E = \Sigma E_i$ . Конец перпендикуляра должен совпадать с ранее закрепленной точкой  $B$ . При отложении отрезка  $E$  одновременно для контроля закрепляют оси парковых путей.

Разбивку других элементов путевого развития станции (поворотных треугольников и петель, парков путей и пр.) выполняют, пользуясь планом станции.

Исполнительную съемку выполняют для определения и отражения на исполнительных чертежах расположения, размеров, формы и существенных деталей построенного сооружения. Основной исполнительный документ при железнодорожном строительстве — продольный профиль. Для его составления по оси готового пути вновь разбивают пикетаж. Пикеты отмечают светлой краской на внутренней стороне правого по направлению счета пикетов рельса. Справа от черты пишут номер пикета. Плюсами показывают переломы профиля земли, оси пассажирских зданий, острия стрелок на главных путях, оси искусственных сооружений, начало и конец тоннеля и др. В пикетажном журнале помимо перечисленных точек записывают ширину полотна и балластного слоя, границы грунтов и угодий (пашня, лес и т. п.), оси переездов и путепроводов, начало и конец кривых, пересечения с линиями связи и электропередачи, реперы, светофоры, предельные столбики и другие постоянные знаки путевой сигнализации, оси путевых домов и будок и др. В пределах 100 м от оси пути в каждую сторону глазомерно снимают ситуацию и составляют абрис.

Для составления продольного профиля выполняют техническое нивелирование с определением отметок правой головки рельса на пикетах и плюсах. На кривых нивелируют по внутренней рельсовой нити, определяя одновременно возвышение над нею наружного рельса. В нивелирный ход включают подферменные и кордонные камни мостов и труб, верх пассажирских платформ, реперы, закладываемые на постоянных зданиях, искусственных сооружениях, станциях. Расстояния между реперами не должны превышать 2 км.

На каждом пикете и плюсе (на расстоянии не менее 20 м за пределами всех земляных сооружений) снимают поперечные профили. В пределах основной площадки земляного полотна превышения измеряют нивелиром, а вне основной площадки — тахеометром. Для съемки поперечных профилей применяют также фотограмметрические измерения по аэроснимкам.

Вдоль водоотводных канав прокладывают тахеометрические ходы и снимают поперечные сечения канавы на пикетах, у поворотов и в местах изменения профиля. В ходе съемки пути обмеряют искусственные сооружения, на станциях выполняют съемку путевого развития, зданий и сооружений.

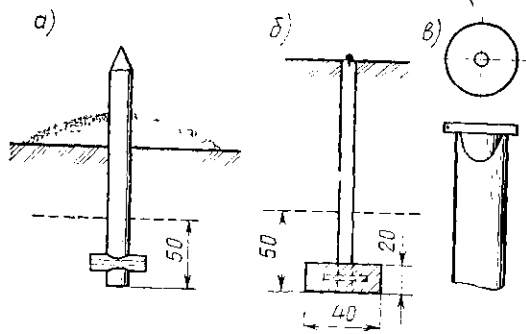
## ГЛАВА 14. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ МОСТОВ И ТОННЕЛЕЙ

### § 14.1. Геодезические работы на этапе изысканий мостового перехода

*Изыскания мостового перехода* — комплекс геодезических, геологических и гидрологических работ, выполняемых с целью полу-



чения материалов, необходимых для проектирования мостового перехода. В ходе изысканий выбирают окончательное положение мостового перехода и концы его закрепляют на местности. Место перехода выбирают так, чтобы оно в наименьшей степени отклонялось от общего направления проектируемой дороги и отвечало требованиям наилучшего обслуживания хозяйственного района, наименьших затрат на строительство и последующую эксплуатацию моста, устойчивости сооружения, судоходных и сплавных организаций.



Ось мостового перехода закрепляют на местности знаками, выбирая для них устойчивые в геологическом отношении незагрязненные места. С помощью прямых и кривых мостовой переход сопрягают с трассой проектируемой дороги. Разбив пикетаж на участках сопряжения, находят пикетажные значения для точек, закрепляющих ось

мостового перехода, т. е. привязывают их к пикетажу трассы. Ось мостового перехода при длине моста до 50 м закрепляют на местности двумя деревянными столбами диаметром не менее 15 см — по одному на каждом берегу. Верхний конец столба затесывают на конус, а на нижнем конце устраивают якорь (рис. 14.1, а). Столб вкапывают на глубину, превышающую глубину промерзания грунта на 0,5 м. Знак окапывают канавой в виде квадрата со сторонами 1,5 м, глубиной 0,3 м, а в середине — вокруг столба насыпают курган высотой 0,1 м. Коническую часть столба окрашивают белой или красной краской. Центр отмечают крестообразной насечкой на шляпке гвоздя, забиваемого в вершину столба. При длине моста 50—100 м ось моста закрепляют четырьмя столбами — по два на каждом берегу. При длине моста свыше 100 м на обоих берегах закладывают по два железобетонных знака. Основание знака должно оказаться на 0,5 м глубже, чем глубина промерзания грунта, а верх — на уровне земли. Размер знака наверху 20—25 см, внизу — 35—40 см. Центр отмечают вцементированным в тело знака и выступающим из него рельсом или штырем с крестообразной насечкой либо высверленным отверстием. Вместо бетонного монолита знак может иметь вид металлической трубы диаметром не менее 6 см. Нижний конец ее вцементирован в бетонный якорь (рис. 14.1, б), который закапывают на глубину, на 0,5 м превышающую наибольшую глубину промерзания грунта. Трубу заливают цементным раствором.

Рис. 14.1. Знаки закрепления оси моста:

а — деревянный столб; б — труба с якорем; в — столбик для теодолита, — — — граница промерзания

а — деревянный столб; б — труба с якорем; в — столбик для теодолита, — — — граница промерзания

Иногда знак делают высотой 1,3—1,4 м над землей с площадкой наверху, предусматривающей установку на ней теодолита. Для устройства такого знака можно использовать, например, металлическую трубу диаметром 12—15 см (рис. 14.1, в) или забитую в землю сваю. Наверху приваривают столик с отверстием под становой винт теодолита, чем обеспечивается принудительное его центрирование.

Если ось моста пересекает остров, то на нем дополнительно следует установить не менее одного створного знака.

Помимо закрепления оси моста и привязки ее к пикетажу трассы в ходе изысканий выполняют следующие геодезические работы: съемку района и измерение длины мостового перехода; передачу отметки с одного берега на другой и создание высотной основы и плановой геодезической сети для строительства моста.

## § 14.2. Съемка района мостового перехода. Измерение длины перехода

Для проектирования мостового перехода необходимы два плана: ситуационный сравнительно мелкого масштаба и детальный крупномасштабный. Ситуационный план служит для разработки конкурирующих вариантов мостового перехода, регуляционных сооружений, подходов к мосту и составления технического проекта по выбранному варианту. На его основе составляют генеральный план строительства мостового перехода, поэтому ситуационный план должен включать всю территорию, где будут построены мостовые сооружения, а также временные, необходимые на период строительства. Генплан составляют на реках шириной до 500 м в масштабе 1:2000 или 1:5000, а при большей ширине — в масштабе 1:5000 или 1:10 000. Ситуационный план можно составлять как в государственной системе координат, так и в системе координат мостового перехода. Высоты пунктов определяются в абсолютной системе и связываются с репером водомерного поста гидрометеослужбы.

Для составления ситуационного плана применяют аэрофототопографическую, фототеодолитную, тахеометрическую или мензульную съемки. При наличии на район перехода топографической карты масштаба 1:10 000 или 1:25 000 или материалов прежних съемок ситуационный план составляется на основе этих материалов в камеральных условиях, после чего его проверяют в натуре и наносят на него происшедшие изменения (очертания берегов, возникшие постройки и т. п.). На ситуационный план непременно наносят водомерные посты, коренное русло с островами и отмелями, протоки и староречья, границы разлива воды при высоком историческом горизонте и высоком паводке, населенные пункты, дороги, существующие сооружения, растительность, характерные элементы рельефа.

Детальный план служит основой для разработки рабочих чертежей и составляется на территорию выбранного варианта мосто-

вого перехода протяженностью вверх по течению и вниз от оси моста на 1—1,5 его ширины, а по берегам — до отметки, превышающей уровень высоких вод на 1—2 м. Масштаб съемки принимают в зависимости от площади: 1:500 (до 10 га), 1:1000 (до 50 га) или 1:2000 (более 50 га). Горизонтالي снимают через 0,5—1 м. Координаты точек определяют в местной системе координат мостового перехода, а высоты — в той же системе, что и высоты на генплане. Подводный рельеф снимают в пределах границ, установленных для детального плана.

**Измерение длины мостового перехода.** Расстояние между знаками, закрепляющими ось перехода на разных берегах, называют *длиной мостового перехода*. Ее надо знать для проектирования моста, размещения его частей на местности и привязки их к пикетажу трассы. Знание длины моста и расстояний между его частями необходимо для разбивочных работ в ходе строительства моста. В ходе изысканий достаточно определить ее с относительной средней квадратической погрешностью 1:5000, необходимой для разработки проекта моста.

В короткие сроки длину моста можно измерить светодальномером. Достаточная для данного этапа работ точность обеспечивается применением дальномера АД1М. Иногда эту длину измеряют параллактическим способом. Если мост расположен на суходоле или на его оси можно построить мостки, длину моста измеряют мерными приборами.

В последующем пункты, закрепляющие ось моста, включают в число пунктов геодезической сети моста, координаты которых в соответствии со СНиП III-43—75 определяют со средней квадратической погрешностью не более 6 мм, так что длина моста оказывается определена с относительной погрешностью, не превышающей 6 мм/ $L$ , где  $L$  — длина мостового перехода, мм.

### § 14.3. Высотная основа строительства моста

Высотную основу строительства моста составляют устанавливаемые на участке строительства постоянные реперы. Согласно требованиям СНиПа, для обеспечения строительства моста длиной до 50 м достаточно иметь один репер. Для строительства моста длиной до 300 м требуется заложить на каждом берегу по одному реперу, а при длине моста более 300 м — не менее чем по два репера. Постоянные реперы располагают в устойчивых местах, в стороне от предстоящих строительных работ. Кроме того, в ходе строительства в устои моста на высоте 0,5 м от земли закладывают стенные реперы, а при необходимости — временные реперы, располагаемые вблизи строящихся сооружений.

Постоянные реперы опорной сети моста ходами технического нивелирования связывают с реперами государственной нивелирной сети и репером водомерного поста гидрометеослужбы. Превышения между реперами, входящими в высотную опорную сеть моста, определяют особенно тщательно. Отметки постоянных реперов на бере-

гах и опорах согласно СНиПу определяют со средней квадратической погрешностью не более 3 мм относительно репера, отметка которого принята за исходную; отметки временных реперов — со средними квадратическими погрешностями до 5 мм.

Передачу отметки через реку при ширине реки до 300 м можно выполнить способами, описанными в гл. 11.

При больших расстояниях отметку передают в зимнее время нивелированием по льду или прокладывают нивелирный ход в обход — через острова, косы, мост, расположенные в стороне от строящегося моста.

При нивелировании по льду заблаговременно намечают места для установки реек и нивелира, очищают их от снега, вмораживают в лед деревянные кольца под рейку и ножки штатива. В кольца для реек забивают гвозди со сферической шляпкой. Расстояния от нивелира до реек допускают до 100 м. Нивелирный ход прокладывают дважды — в прямом и обратном направлениях. При наличии двух бригад нивелирование через широкую реку выполняют навстречу друг другу. Измерения производят в возможно кратчайшее время и в периоды наименьших суточных колебаний льда. При нивелировании через водоем, где возможны резкие изменения уровня льда, контролируют неподвижность льда. Для этого с помощью нивелира, установленного на берегу, через каждые 10 мин берут отсчеты по рейке, прикрепленной к столбу, вмороженному в лед на расстоянии не менее 50 м от берега. При невозможности передать высоту с берега на берег реперы на каждом берегу привязывают к государственной нивелирной сети.

В процессе строительства моста, как только возникнет возможность устанавливать нивелир (или рейку) на опорах, реперы, заложенные на разных берегах, связывают ходом нивелирования, проложенным по опорам. Среднюю квадратическую погрешность геометрического нивелирования оценивают формулой

$$m_h = \eta \sqrt{L}, \quad (14.1)$$

где  $L$  — длина хода, км;  $\eta$  — средняя квадратическая погрешность (мм) на 1 км хода, зависящая от класса выполняемого нивелирования: для IV класса  $\eta=8$ , для III класса  $\eta=4$  мм и для II класса  $\eta=1$  мм\*.

Зная требуемую точность передачи отметки  $m_h$  и длину хода  $L$ , найдем допустимое значение

$$\eta = m_h / \sqrt{L}, \quad (14.2)$$

что позволяет указать, какого класса нивелирный ход следует проложить. Обычно связь реперов производят двумя независимыми ходами нивелирования; при этом требование к точности работ несколько снижается — значение  $\eta$  умножают на  $\sqrt{2}$ .

Например, для обеспечения передачи отметки со средней квадратической погрешностью  $m_h=3$  мм (согласно СНиПу) на расстояние  $L=0,6$  км необхо-

\* Справочник геодезиста. М., Недра, 1966.

димо обеспечить точность  $\eta=3,9$  мм на 1 км [см (14 2)]. При проложении двух ходов нивелирования допустима точность  $\eta\sqrt{2}=5,5$  мм на 1 км хода. Значит, следует применять приборы и методику нивелирования III класса

Устойчивость реперов контролируют путем периодического измерения превышений между расположенными на одном берегу недалеко друг от друга реперами. Неизменность превышений указывает на устойчивость реперов.

#### § 14.4. Плановая геодезическая основа строительства моста

Плановую, т. е. горизонтальную, геодезическую основу строительства моста составляют пункты специально создаваемой опорной геодезической сети. От этих пунктов в ходе строительства выносят в натуру центры и оси опор, регуляционных и других сооружений. При этом наиболее ответственны, сложны и требуют наибольшей точности разбивочные работы, служащие выносу в натуру центров мостовых опор. Строительные нормы и правила требуют, чтобы координаты центров опор определялись со средними квадратическими погрешностями не более 12 мм. Но эта погрешность складывается из погрешностей разбивочных работ и погрешностей в координатах пунктов геодезической сети. Надо, чтобы погрешности в положении геодезических пунктов практически не влияли на точность разбивки центров опор. Для этого необходимо, чтобы погрешности в координатах геодезических пунктов были по крайней мере в два раза меньше допустимых ошибок в координатах опор. Поэтому Строительные нормы и правила требуют, чтобы средние квадратические ошибки координат пунктов геодезической сети не превышали 6 мм.

Простейшим видом опорной геодезической сети моста является закрепленная на местности ось моста, измерениями вдоль которой определяют положение центров опор. Однако в ходе возведения моста на его оси ведутся активные строительные работы, отчего измерения часто оказываются затрудненными или даже невозможными. Поэтому создают более сложные сети с пунктами, расположенными вне оси моста, с таким расчетом, чтобы с этих пунктов можно было определять положение центров опор во время строительства.

Схема опорной сети моста определяется главным образом условиями местности и имеющимися средствами измерений. При выборе положения пунктов сети предусматривают удобство последующих разбивочных работ и обеспечение требуемой их точности. По возможности пункты геодезической сети необходимо приблизить к местам строительства опор и одновременно строить сеть с возможно меньшим объемом измерений.

На широких реках пункты, расположенные на берегах, приблизить к местам строительства русловых опор невозможно. В этом случае основными методами разбивки центров опор являются засечки с геодезических пунктов — угловые и линейные (светодальномером). Например, в наиболее неблагоприятных для разбивоч-

ных работ условиях оказывается удаленная от обоих берегов опора  $E$  (рис. 14.2), разбивка которой выполняется засечками с геодезических пунктов  $C$  и  $D$ . При применении прямой угловой засечки на этих пунктах измеряют горизонтальные углы  $\beta_1$  и  $\beta_2$ ; при применении линейной засечки — расстояния  $d_1$  и  $d_2$ . Известно, что в том и другом случаях наибольшая точность в определении положения точки  $E$  достигается, когда угол засечки  $\gamma = 90^\circ$ . Полагая базис засечки  $CD$  равным и параллельным длине моста  $L$ , замечаем, что  $\gamma = 90^\circ$ , если углы  $BEC$  и  $BCE$  равны  $45^\circ$ , так что  $BC$  и  $AD$  должны быть примерно равны половине длины моста. Отметим, что такое соотношение расстояний, перпендикулярных мосту и параллельных ему, обеспечивает и достаточно благоприятную форму треугольников опорной сети. В триангуляции связующие углы не должны быть меньше  $25-30^\circ$ . В нашем случае угол  $BAC$  равен  $26,6^\circ$ , что при малом числе треугольников является вполне удовлетворительным.

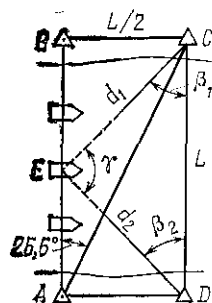


Рис 14.2 Типовое расположение пунктов мостовой геодезической сети

Основные методы построения геодезической сети моста — триангуляция, линейно-угловая сеть, полигонометрия. При любом методе построения пункты, закрепляющие начало и конец моста, включают в число пунктов сети. Этим обеспечивается необходимая точность связей между геодезическими пунктами и осью моста.

Для геодезической сети моста принимают местную систему координат. Начало системы совмещают с началом мостового перехода (одной из точек, закрепляющих ось моста), ось абсцисс направляют по оси мостового перехода, так что ее дирекционный угол оказывается равным нулю. Чтобы не было отрицательных значений абсцисс и ординат, к ним прибавляют некоторое одинаковое число (например, 1000 м).

### § 14.5. Мостовая триангуляция

Мостовую триангуляцию создают в виде сети треугольников, в которой измеряют углы треугольников и длины отдельных сторон — базисы. Длины остальных сторон сети вычисляют. Например, зная длину базиса  $b_1$  и измеренные углы  $\beta_i$  (номера углов показаны на рис. 14.3, б), по теореме синусов можно вычислить длины других сторон треугольника  $ABC$ :

$$L = AB = b_1 \sin \beta_1 / \sin \beta_3; \quad BC = b_1 \sin \beta_2 / \sin \beta_3. \quad (14.3)$$

По найденному значению стороны  $AB$  из треугольника  $ABD$  вычисляют стороны  $BD$  и  $AD$ . Для контроля и повышения точности определения элементов сети обычно измеряют более одного базиса (в рассматриваемой схеме измерены базисы  $b_1$  и  $b_2$ ).

Мостовая триангуляция позволяет ограничиться измерением малого числа и более коротких расстояний. Поэтому ее применяют при необходимости измерения длин линий мерными приборами (при отсутствии или недостаточной точности светодальномера), а также при недостаточной для измерений через реку дальности действия светодальномера.

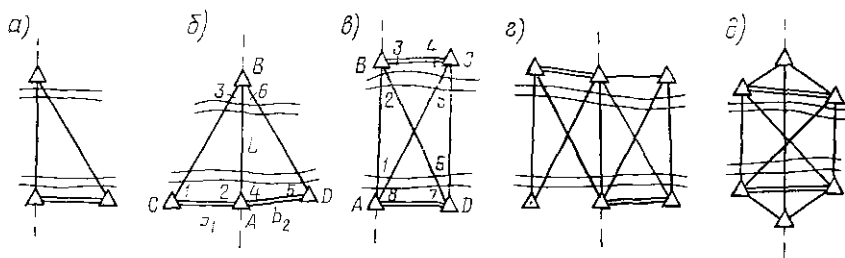


Рис. 14.3. Схемы мостовой триангуляции

Пункты мостовой триангуляции располагают на незатопляемых и устойчивых в геологическом отношении местах таким образом, чтобы они оказались вне зоны строительных работ и чтобы в течение всего строительства сохранялась видимость по сторонам триангуляции и на опоры моста. Для обеспечения точности последующих разбивочных работ углы засечек при разбивке центров опор моста не должны быть меньше  $30^\circ$  и больше  $150^\circ$ .

Некоторые типовые схемы мостовой триангуляции приведены на рис. 14.3, где двойными линиями показаны базисы. Для разбивки мостов длиной до 200 м сеть строят в виде одного треугольника (рис. 14.3, а). При строительстве мостов длиной 200—500 м повышение точности и контроль измерений достигаются тем, что длина моста определяется из двух треугольников с двумя базисами (рис. 14.3, б). Но чаще всего мостовую триангуляцию строят в виде геодезических четырехугольников, обладающих высокой геометрической жесткостью и обеспечивающих хорошие условия для разбивочных работ (рис. 14.3, в, г). На рис. 14.3, д показана схема мостовой триангуляции, основу которой составляет геодезический четырехугольник. Ось моста привязана к нему дополнительными построениями. Пункты четырехугольника приближены к местам строительства опор. Эти пункты и видимость по сторонам четырехугольника можно сохранить на все время строительства, когда видимость по оси моста обычно исчезает. При строительстве мостов через широкие водные преграды создают и более сложные схемы, в том числе с установкой пунктов на островах или на сваях, забиваемых в дно водоема.

**Пункты мостовой триангуляции.** Пункты мостовой триангуляции закрепляют на местности с помощью центров, имеющих такие же конструкции, как знаки, закрепляющие ось моста. При необходимости поднять теодолит на 4—5 м над центром сооружают ме-

галлисковую или деревянную пирамиду со столиком наверху для теодолита. Вокруг этой пирамиды строят вышку с помостом для наблюдателя и перилами высотой на 5 см ниже инструментального столика. Для устойчивости теодолита во время измерений наружная вышка не должна соприкасаться с внутренней пирамидой.

В качестве визирных целей в мостовой триангуляции используют визирные марки, устанавливаемые на штативах над центрами пунктов на время измерения углов; устраивают и постоянные визирные цели, например в виде вешек длиной 30—40 см, закрепляемых над центрами знаков.

**Расчет точности мостовой триангуляции.** Необходимая точность определения координат пунктов триангуляции обеспечивается соответствующей точностью измерения базисов и углов. Точность, с которой надо выполнять измерения, рассчитывают. Чтобы оценить, как влияют погрешности измерения базиса и углов треугольника на точность определения длин сторон треугольника, рассмотрим треугольник  $ABC$  (рис. 14.3, б). Продифференцируем первое из уравнений (14.3) по всем переменным:

$$dL = \frac{\sin \beta_1}{\sin \beta_3} db_1 + b_1 \frac{\cos \beta_1}{\sin \beta_3} d\beta_1 - b_1 \frac{\sin \beta_1 \cos \beta_3}{\sin^2 \beta_3} d\beta_3. \quad (14.4)$$

Разделив это равенство на  $L$  и преобразовав его, используя (14.3), находим

$$dL/L = db_1/b_1 + \operatorname{ctg} \beta_1 d\beta_1 - \operatorname{ctg} \beta_3 d\beta_3. \quad (14.5)$$

Переходя к средним квадратическим погрешностям, получим

$$(m_L/L)^2 = (m_b/b)^2 + (\mu''/\rho'')^2 (\operatorname{ctg}^2 \beta_1 + \operatorname{ctg}^2 \beta_3), \quad (14.6)$$

где  $m_L$  — средняя квадратическая погрешность определения длины стороны  $AB$ , а значит и координат пункта  $B$  относительно пункта  $A$ ,  $m_b/b$  — относительная средняя квадратическая погрешность измерения базиса  $b_1$ ,  $\mu''$  — средняя квадратическая погрешность измерения углов  $\beta_1$  и  $\beta_2$ .

Базисы триангуляции следует измерять с такой точностью, чтобы при обработке измерений их можно было считать практически безошибочными, тогда точность сети будет определяться точностью измерения углов и конфигурацией сети. Для этого первое слагаемое в (14.6) должно быть существенно меньше второго.

**Пример 14.1.** Дано  $\beta_1 = 60^\circ$ ,  $\beta_3 = 30^\circ$ ,  $\mu = 2''$  и  $L = 400$  м. Рассчитать точность определения пункта  $B$  относительно пункта  $A$ .

*Решение.* Пренебрегая первым слагаемым, по (14.6) вычислим

$$m_L/L = (2''/206\,265'') \sqrt{\operatorname{ctg}^2 60^\circ + \operatorname{ctg}^2 30^\circ} = 1/56\,488;$$

$$m_L = 400/56\,488 = 0,0071 \text{ м} = 7,1 \text{ мм}$$

Получили точность определения длины отрезка  $L$  из треугольника  $ABC$ . Но с такой же точностью ее можно получить и из треугольника  $ABD$  от базиса  $b_2$ . Ясно, что среднее из двух равноценных значений  $L$  будет иметь погрешность  $\sqrt{2}$  раз меньшую. Поэтому длина линии  $AB$  получится со средней квадратической погрешностью  $7,1/\sqrt{2} = 5,0$  мм. Длину базисов измеряем с более высокой относительной точностью. Примем  $m_b/b = 1/150\,000$ . Тогда при длине базисов 230—250 м получим  $m_b = 1,5$  мм. Измерить базис с такой точностью можно, применяя светодальномеры ДК-001, МСД 1М или базисный прибор с инварными проволоками.



Изложенная методика расчета точности использует не все результаты измерений (в нашем примере не использованы углы  $\beta_2$  и  $\beta_4$ ). Если при обработке триангуляции учитывать все выполненные измерения, фактическая точность окажется несколько выше расчетной. Существует и более сложная, строгая методика расчета точности.

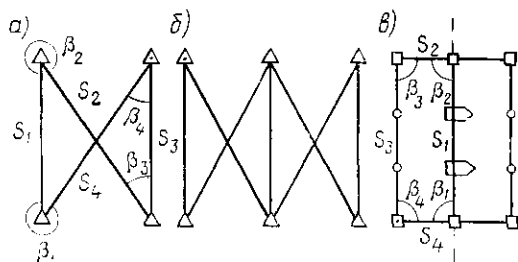


Рис. 14.4. Сети мостовой полигонометрии

Особенность измерения углов в мостовой триангуляции — повышенная горизонтальная рефракция, вызванная тем, что лучи проходят над границами двух различно нагреваемых подстилающих поверхностей — воды и суши.

Для ослабления рефракции горизонтальные углы рекомендуется измерять в пасмурную, ветреную погоду. Измерения на каждом пункте следует выполнять не все сразу, а в несколько сеансов, чтобы разные приемы оказались выполненными в разных условиях. В этом случае ослабляется влияние рефракции, ошибок центрирования инструмента и других систематических ошибок измерений.

#### § 14.6. Линейно-угловая сеть. Полигонометрия. Трилатерация

**Линейно-угловая сеть.** По мере совершенствования и внедрения в практику светодальномеров основным методом построения опорной геодезической сети моста становится *линейно-угловая сеть*. Это сеть треугольников, в которых измерены длины сторон (не обязательно все) и горизонтальные углы. Наиболее распространенная фигура линейно-угловой сети — геодезический четырехугольник. Если измеряют не все стороны, то предпочитают измерить более длинные, так как определение светодальномером больших расстояний выполняется с меньшими относительными ошибками, чем коротких. Этим достигается повышение точности всей сети.

Для ослабления влияния на светодальномерные и угловые измерения водной поверхности пункты опорной сети стремятся располагать на возвышенных участках берега или на высоких знаках. Измерения лучше выполнять в пасмурные ветреные дни. При небольшой высоте луча или значительной ширине водной преграды температуру воздуха для введения поправок в светодальномерные измерения полезно измерять над водой.

**Полигонометрия.** Если из-за леса или складок местности нет видимости между пунктами, расположенными на одном берегу, и в геодезическом четырехугольнике нельзя измерить длины коротких сторон и примыкающие к ним углы, то линейно-угловую сеть строят в виде замкнутого полигонометрического хода ломаной фор-

мы (рис. 14.4, а). В данном ходе измерены длины сторон  $S_1, S_2, S_3, S_4$  и углы поворота  $\beta_1, \beta_2, \beta_3, \beta_4$ . Так как дирекционный угол оси моста задан ( $\alpha = 0^\circ 0' 0''$ ), то известные углы поворота позволяют вычислить дирекционные углы всех сторон хода, а затем и координаты пунктов сети. Для создания пунктов сети по обе стороны от оси моста строят сеть из двух таких ходов (рис. 14.4, б). При строительстве моста на суходоле его опорную сеть можно построить в виде замкнутого хода прямоугольной формы (см. рис. 14.4, в) или двух таких ходов (рис. 14.3, в).

**Трилатерация.** При создании опорной сети моста трилатерацию применяют редко. Однако с повышением дальности и точности светодальномеров этот метод можно использовать в тех случаях, когда велики искажения углов рефракцией, а также в горных условиях, где приходится строить пространственную трехмерную геодезическую сеть.

### § 14.7. Обработка результатов измерений, уравнивание опорной геодезической сети моста

Цель обработки результатов измерений, выполненных при создании опорной геодезической сети моста, — вычисление координат пунктов сети, дирекционных углов и длин сторон. Обработку измерений делят на предварительную и окончательную. Предварительная обработка включает проверку журналов измерений и выполненных в них вычислений, исправление светодальномерных измерений необходимыми поправками, вычисление длин базисов, приведение измеренных направлений к центрам пунктов (см. § 4.8). В результате этой обработки получают список измеренных значений горизонтальных углов и расстояний. В ходе предварительной обработки оценивают точность выполненных измерений. Вычислив средние квадратические отклонения по результатам повторных измерений одних и тех же величин (см. гл. 3), а также свободные члены условных уравнений (см. § 14.8), сравнивают их с установленными допусками.

При окончательной обработке результатов измерений выполняют *уравнивание* опорной геодезической сети — определение поправок к результатам измерений, приводящих эти измерения во взаимное согласие. Измерения, выполняемые в опорной геодезической сети, всегда избыточны. Так, для расчета длин всех сторон сети достаточно знать одну исходную сторону, однако в мостовых триангуляциях чаще всего измеряют два базиса. В каждом треугольнике достаточно знать два угла (третий можно рассчитать), однако для контроля измеряют все три угла. Из-за погрешностей измерений избыточные измерения оказываются противоречивыми: по одному измеренному базису получают одни значения для сторон сети, а по другому — иные значения для тех же сторон. Суммы углов в треугольниках оказываются не равными  $180^\circ$  и т. д. Уравнивание выполняют для устранения противоречий, обусловленных наличием избыточных измерений, искаженных погрешностями.

Одним из методов уравнивания является составление и решение системы условных уравнений, связывающих поправки между собой. Количество условных уравнений равно числу избыточных измерений. Решая систему условных уравнений, определяют значения поправок.

Другой метод уравнивания — составление и решение системы параметрических уравнений, связывающих поправки к результатам измерений с координатами пунктов (или иными параметрами).

Уравнительные вычисления обычно выполняют на ЭВМ по стандартным программам. Для уравнивания простых по форме сетей, особенно в полевых условиях, используют микрокалькуляторы, таблицы и другие настольные вычислительные средства. При этом обычно избирают метод составления и решения условных уравнений. Исправив результаты измерений найденными из уравнивания поправками, вычисляют окончательные значения длин сторон, дирекционных углов и координат пунктов.

### § 14.8. Виды условных уравнений

**Условное уравнение фигуры.** Сумма измеренных углов  $\beta_1$ ,  $\beta_2$  и  $\beta_3$  в треугольнике (рис. 14.5, а) должна быть равна  $180^\circ$ . Однако из-за погрешностей измерений она, как правило, отличается от  $180^\circ$  на некоторую величину

$$\omega_\phi = \beta_1 + \beta_2 + \beta_3 - 180^\circ. \quad (14.7)$$

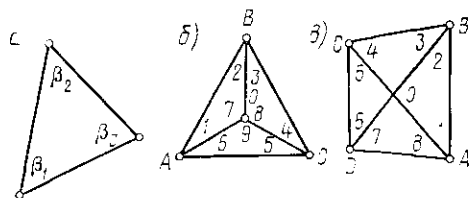


Рис. 14.5. Схемы геодезических сетей:  
а — треугольник, б — центральная система,  
в — геодезический четырехугольник

В результате уравнивания надо измеренные углы исправить такими поправками  $v_1$ ,  $v_2$ ,  $v_3$ , чтобы после исправления сумма углов стала равной  $180^\circ$ , т. е.  $(\beta_1 + v_1) + (\beta_2 + v_2) + (\beta_3 + v_3) = 180^\circ$ .

Вычитая из последнего уравнения предыдущее, получим уравнение поправок, называемое *условным уравнением фигуры*:

$$v_1 + v_2 + v_3 + \omega_\phi = 0, \quad (14.8)$$

где  $\omega_\phi$  — свободный член условного уравнения фигуры (или иначе угловая невязка), вычисляемый по формуле

$$\omega_\phi = \beta_1 + \beta_2 + \dots + \beta_n - 180^\circ (n - 2),$$

где углы  $\beta_i$  все лежат по одну сторону линии, образующей многоугольник.

Уравнению (14.8) должны удовлетворять поправки к измеренным углам треугольника. Аналогичное уравнение, но с большим числом неизвестных, можно составить для любого замкнутого многоугольника, имеющего  $n$  углов:

$$v_1 + v_2 + \dots + v_n + \omega_\phi = 0.$$

**Условное уравнение горизонта.** Условие горизонта возникает в сети, представляющей собой центральную систему (рис. 14.5, б). Сумма углов  $\beta_7, \beta_8, \beta_9$  (номера углов показаны на рисунке), имеющих вершину в центральной точке системы, должна быть равна  $360^\circ$ . Однако она отличается от  $360^\circ$  на величину поправки, называемой свободным членом уравнения горизонта:

$$\omega_r = \beta_7 + \beta_8 + \beta_9 - 360^\circ. \quad (14.9)$$

Измеренные углы надо исправить такими поправками, чтобы

$$(\beta_7 + v_7) + (\beta_8 + v_8) + (\beta_9 + v_9) - 360^\circ = 0.$$

Вычитая из последнего уравнения (14.9), получим условное уравнение горизонта

$$v_7 + v_8 + v_9 + \omega_r = 0. \quad (14.10)$$

**Условное уравнение полюса.** Условие полюса возникает, когда длины сторон сети от одной и той же исходной стороны можно вычислить различными путями. Например, если в треугольнике  $OAB$  известна (рис. 14.5, б) длина стороны  $OA$ , то можно вычислить длину стороны  $OB$ . Используя  $OB$ , из следующего треугольника найдем длину  $OC$ . И наконец, используя  $OC$ , вновь вычисляем  $AO$ , т. е.

$$OB = OA \sin \beta_1 / \sin \beta_2; \quad OC = OB \sin \beta_3 / \sin \beta_4; \quad OA = OC \sin \beta_5 / \sin \beta_6.$$

Подставим правую часть первого равенства во второе и результат подстановки — в третье. Затем, сократив  $OA$ , найдем

$$\sin \beta_1 \sin \beta_3 \sin \beta_5 / (\sin \beta_2 \sin \beta_4 \sin \beta_6) = 1. \quad (14.11)$$

Прологарифмируем (14.11):

$$\ln \sin \beta_1 + \ln \sin \beta_3 + \ln \sin \beta_5 - \ln \sin \beta_2 - \ln \sin \beta_4 - \ln \sin \beta_6 = 0.$$

Однако вследствие погрешностей измерений сумма в левой части равенства будет равна не нулю, а некоторой невязке:

$$\omega = \ln \sin \beta_1 + \ln \sin \beta_3 + \ln \sin \beta_5 - \ln \sin \beta_2 - \ln \sin \beta_4 - \ln \sin \beta_6. \quad (14.12)$$

Продифференцируем (14.12):  $d\omega = \operatorname{ctg} \beta_1 d\beta_1 + \operatorname{ctg} \beta_3 d\beta_3 + \operatorname{ctg} \beta_5 d\beta_5 - \operatorname{ctg} \beta_2 d\beta_2 - \operatorname{ctg} \beta_4 d\beta_4 - \operatorname{ctg} \beta_6 d\beta_6$ . Заменяя в последнем равенстве дифференциалы поправками, получим условное уравнение полюса для центральной системы:

$$\operatorname{ctg} \beta_1 v_1 + \operatorname{ctg} \beta_3 v_3 + \operatorname{ctg} \beta_5 v_5 - \operatorname{ctg} \beta_2 v_2 - \operatorname{ctg} \beta_4 v_4 - \operatorname{ctg} \beta_6 v_6 + \omega_{\Pi} = 0. \quad (14.13)$$

Чтобы выразить поправки в секундах или долях градуса, надо свободный член, вычисляемый по (14.12), умножить на  $\rho$ :

$$\omega_{\Pi} = \rho \ln \frac{\sin \beta_1 \sin \beta_3 \sin \beta_5}{\sin \beta_2 \sin \beta_4 \sin \beta_6}.$$

Используя приближенное равенство  $\ln x = x - 1$ , справедливое при  $x \approx 1$ , напомним окончательно

$$\omega_{\pi} = \rho [\sin \beta_1 \sin \beta_3 \sin \beta_5 / (\sin \beta_2 \sin \beta_4 \sin \beta_6) - 1]. \quad (14.14)$$

Условное уравнение полюса возникает и в геодезическом четырехугольнике (рис. 14.5, в). Примем за полюс точку пересечения его диагоналей. Тогда, предполагая известной одну из полудиagonalей и повторив только что изложенные рассуждения, найдем условное уравнение полюса для геодезического четырехугольника. По внешнему виду оно совершенно совпадает с условным уравнением полюса для центральной системы, только в левой его части добавится два члена:  $+\operatorname{ctg} \beta_7 v_7$ ,  $-\operatorname{ctg} \beta_8 v_8$ .

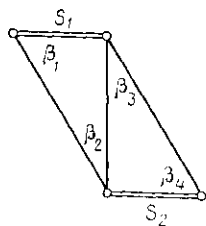


Рис. 14.6. К условию сторон

рифмов. В этом случае оно имеет вид

$$\delta_1 v_1 + \delta_3 v_3 + \delta_5 v_5 - \delta_2 v_2 - \delta_4 v_4 - \delta_6 v_6 + \omega'_n = 0, \quad (14.15)$$

где  $\delta_i$  — изменение логарифма синуса угла  $\beta_i$  при изменении самого угла на  $1''$ ;  $\omega'_n$  — свободный член, вычисляемый по формуле, аналогичной (14.12), но с десятичными логарифмами вместо натуральных

Для удобства вычислений коэффициенты и свободный член уравнения (14.15) умножают на  $10^6$ , т. е. выражают в единицах шестого знака логарифма. От этого поправка  $v_i$  не меняется, а все компоненты в (14.15) выражаются числами с малым числом десятичных знаков.

**Условное уравнение сторон.** Условные уравнения сторон возникают в той сети, где сторон измерено больше, чем это необходимо. Так в сети, показанной на рис. 14.6, достаточно знать длину стороны  $S_1$ , чтобы вычислить длины всех остальных сторон. В частности,

$$S_2 = S_1 \sin \beta_1 \sin \beta_3 / (\sin \beta_2 \sin \beta_4).$$

Вычисленное по данной формуле  $S_2$  должно быть равно измеренному. Следовательно, выполненные измерения должны удовлетворять уравнению

$$S_1 \sin \beta_1 \sin \beta_3 / (S_2 \sin \beta_2 \sin \beta_4) = 1. \quad (14.16)$$

Поскольку дробь, расположенная в левой части равенства, должна быть равна единице, ее логарифм должен быть равен нулю. Однако вследствие погрешностей измерений при логарифмировании получим

$$\ln S_1 + \ln \sin \beta_1 + \ln \sin \beta_3 - \ln S_2 - \ln \sin \beta_2 - \ln \sin \beta_4 = \omega. \quad (14.17)$$

Дифференцируя (14.17) и выполнив такие же преобразования, как при выводе формул (14.13) и (14.14), находим

$$\frac{\rho}{S_1} v_{S1} + \operatorname{ctg} \beta_1 v_1 + \operatorname{ctg} \beta_3 v_3 - \frac{\rho}{S_3} v_{S2} - \operatorname{ctg} \beta_2 v_2 - \operatorname{ctg} \beta_4 v_4 + \omega_c = 0, \quad (14.18)$$

где  $\omega_c = \rho[S_1 \sin \beta_1 \sin \beta_3 / (S_2 \sin \beta_2 \sin \beta_4) - 1]$ .

В логарифмической форме условное уравнение сторон имеет вид:

$$(M/S_1) v_{S1} + \delta_1 v_1 + \delta_3 v_3 - (M/S_2) v_{S2} - \delta_2 v_2 - \delta_4 v_4 + \omega'_c = 0, \quad (14.19)$$

где  $M = 0,43429$  — модуль десятичных логарифмов;  $\omega'_c$  — свободный член, вычисляемый по формуле, аналогичной (14.17), но с десятичными логарифмами.

В тех случаях, когда измеренные длины сторон считают твердыми, т. е. практически безошибочными и не подлежащими исправлению, в (14.18) и (14.19) принимают  $v_{S1} = v_{S2} = 0$ . Условные уравнения сторон в этом случае принято называть *условными уравнениями базисов*.

**Условные уравнения координат.** В замкнутом полигонометрическом ходе (см. рис. 14.4, 14.9) возникают условия координат. Так же, как в замкнутом теодолитном ходе, суммы приращений абсцисс и приращений ординат должны быть равны нулю. Однако вследствие погрешностей в измерениях углов и длин сторон имеют место невязки  $\Sigma \Delta x = f_x$ ;  $\Sigma \Delta y = f_y$ .

В результате уравнивания приращения координат необходимо исправить такими поправками, чтобы их сумма компенсировала указанные невязки, т. е.

$$\sum v_{\Delta x} = -f_x; \quad \sum v_{\Delta y} = -f_y. \quad (14.20)$$

Приращения координат вычисляют по длинам сторон  $S_i$  и дирекционным углам  $\alpha_i$  ( $i$  — порядковый номер стороны хода):

$$\Delta x_i = S_i \cos \alpha_i; \quad \Delta y_i = S_i \sin \alpha_i.$$

Дифференцируя эти равенства, находим связь поправок к приращениям координат с поправками к длинам сторон и дирекционным углам:

$$v_{\Delta x_i} = \cos \alpha_i v_{S_i} - S_i \sin \alpha_i v_{\alpha_i}; \quad (14.21)$$

$$v_{\Delta y_i} = \sin \alpha_i v_{S_i} + S_i \cos \alpha_i v_{\alpha_i}. \quad (14.22)$$

Дирекционный угол  $\alpha_i$  стороны хода вычисляют, прибавляя к заданному углу  $\alpha_1$  исходной стороны хода углы поворота хода:  $\alpha_2 = \alpha_1 + \beta_2 \pm 180^\circ$ ;  $\alpha_3 = \alpha_1 + \beta_2 + \beta_3 \pm 2 \cdot 180^\circ$ ;  $\alpha_4 = \alpha_1 + \beta_2 + \beta_3 + \beta_4 \pm 3 \cdot 180^\circ$ . Следовательно,

$$v_{\alpha_i} = \sum_2^i v_{\beta_i}, \quad (14.23)$$

где  $v_{\beta_i}$  — поправка в угол  $\beta_i$ .

Подставив (14.23) в (14.21) и (14.22) и просуммировав согласно (14.20), получим условные уравнения абсцисс и ординат, которые для сетей, приведенных на рис. 14.4, а, в, будут иметь вид

$$\begin{aligned} \cos \alpha_1 v_{S1} + \cos \alpha_2 v_{S2} + \cos \alpha_3 v_{S3} + \cos \alpha_4 v_{S4} - \\ - \Delta y_{2-1} v_2 - \Delta y_{3-1} v_3 - \Delta y_{4-1} v_4 + f_x = 0; \end{aligned} \quad (14.24)$$

$$\begin{aligned} \sin \alpha_1 v_{S1} + \sin \alpha_2 v_{S2} + \sin \alpha_3 v_{S3} + \sin \alpha_4 v_{S4} + \\ + \Delta x_{2-1} v_2 + \Delta x_{3-1} v_3 + \Delta x_{4-1} v_4 + f_y = 0, \end{aligned} \quad (14.25)$$

где  $v_{S_i}$  — поправка в длину  $i$ -й стороны хода,  $v_i$  — поправка в  $i$ -й угол;  $\Delta x_{kl}$ ,  $\Delta y_{kl}$  — приращения координат между пунктами  $l$  и  $k$ .

**Контроль точности выполненных измерений.** По значению свободных членов условных уравнений судят о качестве выполненных измерений. Чем выше точность измерений, тем, как правило, меньше свободные члены, поэтому для них установлены ограничения — допуски. Напишем условное уравнение в общем виде:  $a_1 v_1 + a_2 v_2 + \dots + a_n v_n + w = 0$ , откуда  $w = a_1 \Delta_1 + a_2 \Delta_2 + \dots + a_n \Delta_n$ , где вместо поправок  $v_i$  написаны погрешности  $\Delta_i$ . Переходя к средним квадратическим погрешностям, получим  $m_w^2 = a_1^2 m_1^2 + a_2^2 m_2^2 + \dots + a_n^2 m_n^2$ .

По этой формуле, зная средние квадратические погрешности измерений, находим среднее квадратическое значение свободного члена. Умножая его на множитель, лежащий в интервале 2—3, находим предельное допустимое значение свободного члена. Обычно множитель принимают равным 2,5.

Для условных уравнений фигуры и горизонта, где  $a_i = 1$ , получим допустимое значение свободного члена:

$$w_{\text{доп}} = 2,5 m_{\beta} \sqrt{n}.$$

Для условного уравнения полюса, где  $a_i = \delta_i$ ,

$$w_{\text{доп}} = 2,5 m_{\beta} \sqrt{[\delta^2]}.$$

Для условного уравнения сторон

$$w_{\text{доп}} = 2,5 \sqrt{m_{\beta}^2 [\delta^2] + a_1^2 m_{S1}^2 + a_2^2 m_{S2}^2},$$

где  $a_1, a_2$  — коэффициенты при поправках к длинам сторон

Для условных уравнений координат

$$w_{x \text{ доп}} = 2,5 \sqrt{[a_{x\beta}^2] m_{\beta}^2 + [a_{xS}^2] m_S^2};$$

$$w_{y \text{ доп}} = 2,5 \sqrt{[a_{y\beta}^2] m_{\beta}^2 + [a_{yS}^2] m_S^2};$$

Здесь  $m_{\beta}$ ,  $m_S$  — средние квадратические погрешности измерения углов и расстояний,  $a_{x\beta}$ ,  $a_{xS}$  и  $a_{y\beta}$ ,  $a_{yS}$  — коэффициенты при поправках к углам и расстояниям в уравнении абсцисс и ординат

## § 14.9. Понятие о строгом решении системы условных уравнений

Уравнения, входящие в систему условных уравнений, должны отражать все геометрические условия в сети. При составлении системы условных уравнений следят, чтобы в ней не было лишних уравнений. Такими являются зависимые уравнения, представляющие собой сумму, разность или иную линейную комбинацию других уравнений, включенных в систему. Решая системы условных уравнений, определяют искомые поправки к результатам измерений.

Запишем систему условных уравнений в общем виде:

$$a_1 v_1 + a_2 v_2 + \dots + a_n v_n + w_a = 0;$$

$$b_1 v_1 + b_2 v_2 + \dots + b_n v_n + w_b = 0;$$

$$\dots \dots \dots$$

$$r_1 v_1 + r_2 v_2 + \dots + r_n v_n + w_r = 0.$$

Здесь число неизвестных  $n$  всегда больше числа уравнений  $r$ . Такая система имеет бесчисленное множество решений. Задача состоит в том, чтобы выбрать решение, которое меньше изменяет результаты измерений. Таким является решение, при котором сумма квадратов искомых поправок, умноженных на их веса, минимальна, т. е.  $p_1 v_1^2 + p_2 v_2^2 + \dots + p_n v_n^2 = \min$ . Отыскание поправок, обладающих этим свойством, называют *методом наименьших квадратов*. Для решения системы условных уравнений по данному методу используют коррелятный способ, в котором поправки к результатам измерений вычисляют по формулам

$$\left. \begin{aligned} v_1 &= q_1 k_a a_1 + q_1 k_b b_1 + \dots + q_1 k_r r_1; \\ v_2 &= q_2 k_a a_2 + q_2 k_b b_2 + \dots + q_2 k_r r_2; \\ &\dots \dots \dots \\ v_n &= q_n k_a a_n + q_n k_b b_n + \dots + q_n k_r r_n, \end{aligned} \right\} \quad (14.26)$$

где  $q_i = 1/p_i$  — обратный вес  $i$  го измерения;  $k_a, k_b, \dots, k_r$  — коэффициенты, называемые *коррелатами*, определяемые из решения системы нормальных уравнений;

$$[qaa] k_a + [qab] k_b + \dots + [qar] k_r + w_a = 0;$$

$$[qab] k_a + [qbb] k_b + \dots + [qbr] k_r + w_b = 0;$$

$$\dots \dots \dots$$

$$[qar] k_a + [qbr] k_b + \dots + [qrr] k_r + w_r = 0.$$

Здесь применены обозначения для сумм, введенные Гауссом:

$$[qaa] = q_1 a_1^2 + q_2 a_2^2 + \dots + q_n a_n^2;$$

$$[qab] = q_1 a_1 b_1 + q_2 a_2 b_2 + \dots + q_n a_n b_n.$$

В системе нормальных уравнений число неизвестных коррелат равно числу уравнений и ее определитель всегда отличен от нуля. Такая система имеет единственное решение.



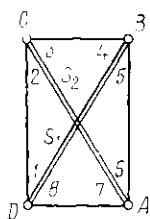
Необходимые для уравнивания сети веса измерений вычисляют как величины, обратно пропорциональные квадратам средних квадратических погрешностей измерений. За единицу веса принимают среднюю квадратическую погрешность измерения углов. Поэтому для измеренного угла  $p=1$  и  $q=1$ ; для измеренного расстояния  $p=m_p^2/m_s^2$  и  $q=m_s^2/m_p^2$ , где  $m_p$  и  $m_s$  — средние квадратические погрешности измерения углов и расстояний.

### § 14.10. Приближенное уравнивание опорной геодезической сети

При обработке измерений в простых по форме опорных геодезических сетях при длинах мостов до 1,5 км допускается применять упрощенные методы уравнивания. При этом условные уравнения решают не совместно, а отдельно, отчего объем вычислений существенно уменьшается, но получаемый результат несколько отличается от строгого решения по способу наименьших квадратов.

При приближенном уравнивании сначала решают условные уравнения фигур, не имеющие общих неизвестных. Решение сводится к равномерному распределению невязки каждой фигуры между ее углами. Затем поочередно (или совместно) решают прочие условные уравнения. Определяемые при этом поправки ограничивают следующими дополнительными условиями: новые поправки не должны нарушать ранее удовлетворенных условий; новые поправки в разные углы для облегчения вычислений принимают равными по абсолютной величине.

Рис. 14.7. Геодезический четырехугольник с измеренными диагоналями



При относительно низкой точности измерения расстояний (по сравнению с точностью измерения углов) условные уравнения сторон не составляют. Измеренные длины сторон используют для того, чтобы от каждой из них в отдельности вычислить длину стороны, лежащей на оси мостового перехода. Из нескольких полученных результатов вычисляют среднее. В последующем длину мостового перехода используют как исходную для вычисления окончательных длин всех сторон сети.

**Пример 14.2.** Уравнивание геодезического четырехугольника с измеренными диагоналями (рис. 14.7). Углы измерены со средней квадратической погрешностью  $m_p = 2''$  и приведены в графе 2 (табл. 14 I). Расстояния  $S_1 = 727,136$  м и  $S_2 = 652,833$  м измерены с погрешностью  $m_s = 15$  мм.

*Решение* Система условных уравнений имеет вид

$$v_1 + v_2 + v_3 + v_4 + w_1 = 0;$$

$$v_5 + v_6 + v_7 + v_8 + w_2 = 0;$$

$$v_1 + v_2 + v_7 + v_8 + w_3 = 0;$$

$$\delta_1 v_1 + \delta_3 v_3 + \delta_5 v_5 + \delta_7 v_7 - \delta_2 v_2 - \delta_4 v_4 - \delta_6 v_6 - \delta_8 v_8 + w_4 = 0.$$

Сначала вычисляют свободные члены первых двух уравнений (угловые невязки треугольников  $DCB$  и  $BAD$ ) и находят первичные поправки к углам (табл. 14.1):

$$v'_1 = v'_2 = v'_3 = v'_4 = -w_1/4;$$

$$v'_5 = v'_6 = v'_7 = v'_8 = -w_2/4;$$

Исправив углы первичными поправками, вычисляют свободный член третьего уравнения (невязку треугольника  $DCA$ ) и по нему — вторичные поправки:

$$v''_1 = v''_2 = v''_7 = v''_8 = -w_3/4.$$

Таблица 14.1

Номера углов	Измеренные углы	$v'_i$	Углы, исправленные поправками $v'_i$	$v''_i$	Углы, исправленные поправками $v''_i$	$v''_i$	Уравненные углы
1	2	3	4	5	6	7	8
1	18°49'26"	-1,0"	18°49'25,0"	+0,5"	18°49'25,5"	+0,5"	18°49'26,0"
2	26°18'34"	-1,0"	26°18'33,0"	+0,5"	26°18'33,5"	-0,5"	26°18'33,0"
3	79°06'59"	-1,0"	79°06'58,0"	-0,5"	79°06'57,5"	+0,5"	79°06'58,0"
4	55°45'05"	-1,0"	55°45'04,0"	-0,5"	55°45'03,5"	-0,5"	55°45'03,0"
	180°00'04" $w_1 = +4''$	-4,0"	180°00'00,0"	00"	180°00'00,0"	00"	180°00'00,0"
5	23°38'14"	+1,0"	23°38'15,0"	-0,5"	23°38'14,5"	+0,5"	23°38'15,0"
6	21°29'44"	+1,0"	21°29'45,0"	-0,5"	21°29'44,5"	-0,5"	21°29'44,0"
7	71°13'39"	+1,0"	71°13'40,0"	+0,5"	71°13'40,5"	+0,5"	71°13'41,0"
8	63°38'19"	+1,0"	63°38'20,0"	+0,5"	63°38'20,5"	-0,5"	63°38'20,0"
	179°59'56" $w_2 = -4''$	+4,0"	180°00'00,0" $w_3 = -2,0''$	00"	180°00'00,0"	00"	180°00'00,0"

Чтобы не нарушить сумм углов в первых двух треугольниках, такие же поправки, но с обратным знаком, вводят и в углы с номерами 3, 4, 5 и 6.

Затем, пользуясь семизначными таблицами логарифмов, по формуле (14.15) вычисляют свободный член и коэффициенты полуслого условного уравнения (табл. 14.2).

Таблица 14.2

Номера углов	Углы $\beta_i$	$\lg \sin \beta_i$	$\delta_i$	Номера углов	Углы $\beta_i$	$\lg \sin \beta_i$	$\delta_i$
1	18°49'25,5"	9,5087426	+6,2	2	26°18'33,5"	9,6466161	+4,3
3	79°06'57,5"	9,9921165	+0,4	4	55°45'03,5"	9,9172950	+1,4
5	23°38'14,5"	9,6030864	+4,8	6	21°29'44,5"	9,5639925	+5,3
7	71°13'40,5"	9,9762611	+0,7	8	63°38'20,5"	9,9523150	+1,0
$\Sigma_1 = 9,0802066$			+12,1	$\Sigma_2 = 9,0802186$			+12,0

$$w_4 = (\Sigma_1 - \Sigma_2) 10^6 = -12,0; v''' = -w_4 / \Sigma \delta = 12,0 / (12,1 + 12,0) = 0,5''.$$

Примем третьи поправки равными по абсолютной величине и имеющими разные знаки для углов с четными и нечетными номерами (при таком выборе знаков не изменятся суммы углов ни в одном треугольнике и, значит, не будут нарушены условия фигур). Условное уравнение полюса примет вид

$$v''(\delta_1 + \delta_3 + \delta_5 + \delta_7 + \delta_2 + \delta_4 + \delta_6 + \delta_8) + w_4 = 0,1$$

откуда  $v_1''' = v_3''' = v_5''' = v_7''' = -w_4/\Sigma\delta$ ,  $v_2''' = v_4''' = v_6''' = v_8''' = w_4/\Sigma\delta$ .

Учитывая относительно невысокую точность измерения длин  $S_1$  и  $S_2$ , условие сторон в уравнивание не включаем. Длину мостового перехода  $AB$  вычислим дважды — из треугольников  $ABD$  и  $ABC$ . Взяв из двух значений среднее, используем его для вычисления окончательных значений длин всех сторон.

**Пример 14.3.** Уравнивание мостовой полигонометрии (см. рис. 14.4, а). Результаты измерения углов и длин линий приведены в табл. 14.3 и 14.4. Точность измерения углов —  $3''$ , расстояний — 3 мм.

Таблица 14.3

Номера углов	Измеренные углы	$v_i'$	Углы с поправками $v_i'$	$v_i''$	Уравненные углы
1	330°54'02,1''	-0,8''	330°54'01,3''	-2,5''	330°53'58,8''
2	333°01'04,0''	-0,7''	333°01'03,3''	-2,5''	333°01'00,8''
3	31°16'53,6''	-0,8''	31°16'52,8''	+2,5''	31°16'55,3''
4	24 48'03,3''	-0,7''	24°48'02,6''	+2,5''	24°48'05,1''
$\Sigma$	720°00'03,0'' $w_\phi = +3,0$	-3,0''	720°00'00,0''	0,0''	720°00'00,0''

Таблица 14.4

Стороны	Измеренные расстояния, м	Дирекционные углы	Приращения координат	
			$\Delta x$	$\Delta y$
1—2	428,450	0°00'00,0''	428,450	0
2—3	445,834	153°01'03,3''	-397,303	202,283
3—4	385,241	4°17'56,1''	384,157	28,878
4—1	475,306	209°05'58,7''	-415,311	-231,156
			$w_x = -0,007$	$w_y = 0,005$

Система условных уравнений содержит одно уравнение фигуры и два уравнения координат. Вычисление свободного члена условного уравнения фигуры (угловой невязки хода) показано в табл. 14.3. Невязку ( $w_\phi = +3,0''$ ) в виде первичных поправок  $v_i'$  распределяют на все углы хода.

Для составления условных уравнений координат, используя исходный дирекционный угол  $\alpha_{1-2} = 0°00'00''$  и углы, исправленные первичными поправками, вычисляют дирекционные углы и, используя измеренные расстояния, приращения координат (табл. 14.4). Условные уравнения абсцисс и ординат составляются согласно (14.24) и (14.25). При этом получаем

$$v_{S1} - 0,89 v_{S2} + v_{S3} - 0,87 v_{S4} + 0 \cdot v_2'' + 202 v_3'' + 231 v_4'' - 0,007 = 0;$$

$$0,45 v_{S2} + 0,07 v_{S3} - 0,49 v_{S4} - 428 v_2'' - 31 v_3'' - 415 v_4'' + 0,005 = 0.$$

Чтобы не нарушить фигуры, положим

$$v_1'' = v_2'' = -v_3'' = -v_4'' = v.$$

При этом все острые углы ( $\beta_1'$ ,  $\beta_2'$ ,  $\beta_3$  и  $\beta_4$ ) многоугольника (см. рис. 144, а) получают одинаковые вторичные поправки. Выразим поправки к расстояниям в миллиметрах, а поправки к углам — в секундах. Для этого свободные члены, вычисляющиеся в метрах, умножим на 1000, а коэффициенты при поправках к углам — на  $1000/\rho'' = 0,004848$ . Получим

$$v_{S1} - 0,89 v_{S2} + v_{S3} - 0,87 v_{S4} - 2,10 v - 7 = 0;$$

$$0,45 v_{S2} + 0,07 v_{S3} - 0,49 v_{S4} + 0,08 v + 5 = 0.$$

Считая веса углов и расстояний равными ( $p_i = 1$ ), составим и решим нормальные уравнения (см. § 14.9):

$$\left. \begin{aligned} 7,959 k_1 - 0,072 k_2 - 7 &= 0; \\ -0,072 k_1 + 0,454 k_2 + 5 &= 0; \\ k_1 &= 0,781; \quad k_2 = -10,889. \end{aligned} \right\}$$

По формулам (14.26), где  $q_i = 1$ , находим:  $v_{S1} = 0,8$  мм;  $v_{S2} = -5,6$  мм;  $v_{S3} = 0$ ;  $v_{S4} = 4,7$  мм;  $v_1'' = v_2'' = -2,5''$ ;  $v_3'' = v_4'' = +2,5''$ .

Исправив найденными поправками расстояния и углы, вновь вычислим, но уже уравненные значения дирекционных углов и приращений координат (табл. 145). Прибавляя приращения координат к заданным координатам исходного пункта 1, последовательно вычисляем окончательные (уравненные) координаты пунктов 2, 3, и 4.

Т а б л и ц а 14.5

Стороны	Уравненные расстояния, м	Уравненные дирекционные углы	Уравненные приращения координат	
			$\Delta x$	$\Delta y$
1—2	428,4508	0°00'00,0''	428,451	0
2—3	445,8284	153°01'00,8''	-397,296	202,285
3—4	385,2410	4°17'56,1''	384,157	28,878
4—1	475,3107	209°06'01,2''	-415,312	-231,163
			0,000	0,000

### § 14.11. Разбивка мостовых опор

Разбивочные работы начинают с восстановления трассы на участке мостового перехода. При этом контролируют пикетаж, с помощью теодолита проверяют правильность расположения исходных точек моста на оси трассы и расстояние между исходными точками. Для контроля геодезической сети измеряют углы между сторонами сети и сравнивают их с полученными ранее. Высотную сеть проверяют, измеряя геометрическим нивелированием превышения между реперами. Ось моста закрепляют дополнительными знаками, вынесенными за пределы земляных работ так, чтобы измерениями

от этих знаков положение исходных пунктов мостового перехода в случае их повреждения могло быть восстановлено.

Основные задачи геодезических работ в ходе строительства моста — это разбивка мостовых опор и пролетных строений, контроль размеров поступающих с завода монтажных элементов, контроль за возведением всех частей сооружения, разбивка вспомогательных сооружений (зданий, дорог, причалов и пр.), исполнительная съемка построенного сооружения, наблюдения за деформациями моста. Наиболее сложны и ответственны работы по разбивке опор и пролетных строений. Согласно СНиП III-43—75, средние квадратические погрешности при контроле за возведением опор не должны превышать следующих значений: координат центров фундаментов опор — 50 мм, координат центров опор выше обреза фундамента — 12 мм, отметок временных реперов на опорах — 5 мм.

При строительстве больших мостов выполненные геодезические работы должны контролироваться и приниматься комиссией с участием главного инженера, геодезиста и производителя работ перед началом строительства, после разбивки осей опор, возведения фундаментов опор, возведения опор и разбивки осей подферменных площадок, установки пролетного строения на опорные части.

При разбивке центров опор на суходоле, несудоходных реках и зимой по льду положение центров опор определяют, откладывая проектные расстояния от исходных точек по оси моста. При этом створ оси моста разбивают с помощью теодолита или закрепляют натянутой по оси проволокой. Расстояния измеряют по специально построенному горизонтальному деревянному мостку шкаловой лентой или рулеткой с постоянным натяжением через динамометр. Измерение выполняют дважды, исправляя результаты поправками за температуру и компарирование, а при наклонном мостке — и за наклон. На крутых склонах мостки делают ступенчатыми, перенося конец измеряемого отрезка с одного уровня на другой с помощью отвеса. Разбивку ведут от обеих исходных точек к середине, так что для центра средней опоры получают две точки. Если расстояние между ними не более 17—20 мм, за центр опоры принимают середину между точками и соответственно сдвигают центры остальных опор на величины, пропорциональные расстояниям от исходной точки. Разбивку контролируют измерением длин пролетов.

Работы по разбивке центров опор существенно ускоряются при использовании для измерения расстояний светодальномеров или короткобазисной полигонометрии.

Намеченный центр опоры закрепляют с каждой стороны двумя знаками (столб с гвоздем наверху), вынесенными за пределы строительных работ (рис. 14.8, а). При этом прямой угол от оси моста откладывают теодолитом, эккером или шаблоном. Центр опоры, расположенной на воде, закрепляют створными знаками на берегах вне зоны затопления. Положение одного створного знака, например *C* (рис. 14.8, б), выбирают произвольно, а другого знака *C'* — построением в центре опоры *O* угла, равного  $180^\circ$ . Можно

оба створных знака расположить и на одном берегу ( $D''$  вместо  $D'$ ). При этом чем больше междустворное расстояние  $DD''$ , тем точнее створ. Устанавливая теодолит в точках  $B, C, D$ , проверяют правильность построения створов и отклонение створной плоскости от точки  $O$ . Отклонение не должно превышать 8—10 мм.

При строительстве моста, перекрывающего пойменные участки длиной более 100 м, и в ряде других случаев параллельно оси перехода вне зоны строительных работ разбивают вспомогательную (дублирную) ось. На неглубоких реках ее прокладывают по специально устроенным мосткам, имеющим доску-настил для прохода людей и полку для измерения расстояний и установки теодолита.

Для разбивки дублирной оси сначала с помощью теодолита и мерной ленты под прямым углом к оси перехода переносят исходные точки  $A$  и  $B$  (рис. 14.9), по которым вешают вспомогательную ось  $A'B'$ . От точек  $A'$  и  $B'$ , как от исходных, на вспомогательной оси разбивают проекции центров опор (точки  $1', 2', 3', \dots$ ) и закрепляют их на мостках гвоздями. Построив теодолитом в каждой из этих точек прямой угол, намечают оси опор, которые в пересечениях с осью перехода  $AB$  дают положение центров опор ( $1, 2, 3, \dots$ ). Оси опор закрепляют сваями.

Вспомогательную ось можно проложить и по старому или временному мосту. В этом случае она будет не параллельна основной, однако это не затруднит разбивочные работы, так как все линейные и угловые величины, нужные для разбивки осей опор, легко рассчитать.

Разбивки в ходе сооружения опоры выполняют от центра опоры и ее оси. При сооружении фундамента опоры в открытом котловане линии ограждения котлована и размеры отдельных элементов фундамента выносят за пределы котлована и закрепляют кольями или с помощью обноски. Обноску устраивают в виде несплошной ограды из обрезных досок, на которых гвоздями или запилами отмечают положение закрепляемых линий и осей. Натянув над котлованом между метками на противоположных сторонах обноски

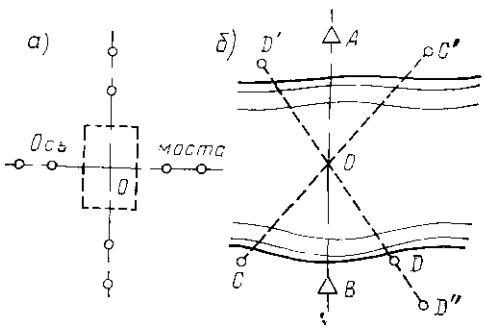


Рис. 148. Закрепление центра опоры створами  
а — на суше; б — на воде

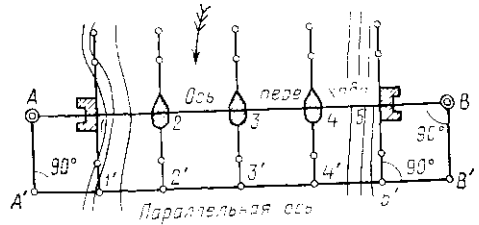


Рис 149. Параллельная (дублирная) ось

проволоку, с помощью отвесов проецируют линию на дно котлована.

При сооружении свайного фундамента место для каждой сваи разбивают от осей моста и опоры и закрепляют колышком. Если опора имеет несколько рядов свай, разбивку удобно выполнять с помощью обноски. При строительстве опоры на воде для ее разбивки устраивают помост с обноской.

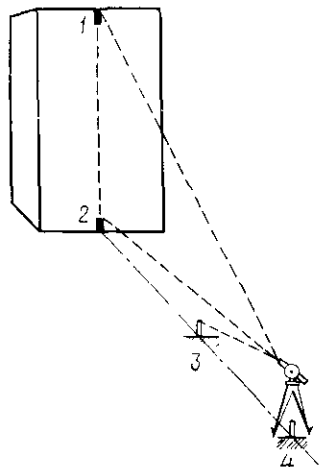


Рис. 14.10. Вынесение оси на верх опоры:  
1, 2 — осевые риски; 3, 4 — знаки закрепления оси

В ходе возведения опоры ее оси выносят вверх с помощью теодолита, устанавливаемого на знаках закрепления осей (рис. 14.10). Положение оси отмечают на опоре краской. Имея четыре вынесенные вверх точки и натянув через них шнуры, находят положение центра опоры. Для разбивки опоры по высоте на обресе фундамента, подферменной площадке и других местах делают временные реперы, отмечая их краской и определяя отметки. Отметки в котлованы и на верх опоры передаются методами, изложенными в гл. 11.

Результаты разбивочных работ тщательно контролируют, измеряя расстояния между центрами или другими точками соседних опор, углы между направлениями с опоры на пункты геодезической сети, превышения между опорами и т. п.

## § 14.12. Разбивка опор на больших реках

Разбивочным работам предшествует составление генерального разбивочного чертежа. На нем показывают исходные точки перехода, пункты геодезической сети и центры опор с указанием расстояний между ними (часть генерального разбивочного чертежа показана на рис. 14.11). На чертеже показывают, с каких именно опорных пунктов и каким способом разбивается центр каждой опоры, и выписывают дирекционные углы засечек, разбивочные расстояния и разбивочные углы  $\beta$ . Последние вычисляют либо как разности соответствующих дирекционных углов, либо из решения треугольников, используя проектные данные и уравненные значения углов и длин сторон треугольников. Например,  $\sin \beta_2 = (S_{A_3}/S_{AD}) \sin BAD$ . Для центра каждой опоры проектируют засечки, не менее чем с трех пунктов триангуляции.

При строительстве мостов на глубоких реках опоры чаще всего строят на сваях, сваях-оболочках или опускных колодцах. Сваи и свая-оболочки наиболее точно погружают с помощью направляющего каркаса, имеющего свою ячейку для каждой сваи. Плавающим краном или на плашкоутах его доставляют на место и выводят в

проектное положение. Сваи забивают там, где оказались их ячейки.

Выведение каркаса в проектное положение обычно выполняют методом прямой угловой засечки. На каркасе укрепляют три визирные марки: одну — в центре и две — на концах его поперечной оси. Наблюдая эти марки тремя теодолитами, по радиотелефону управляют установкой каркаса. Теодолитом, установленным на оси моста, проверяют выведение поперечной оси каркаса на ось перехода,

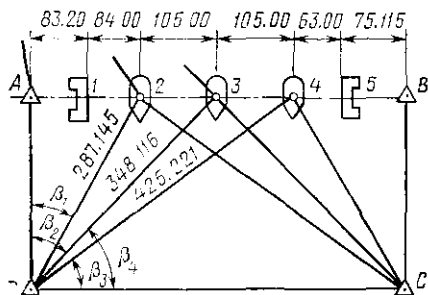


Рис. 14.11. Фрагмент разбивочного чертежа

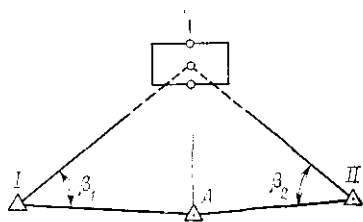


Рис. 14.12. Выведение каркаса в рабочее положение

а засечками с пунктов триангуляции *I* и *II* (рис. 14.12), где теодолиты ориентированы построением разбивочных углов  $\beta_1$  и  $\beta_2$ , добиваются совпадения центральной марки на каркасе с проектным положением центра опоры.

Работа существенно упрощается, если на береговые пункты поставить вместо обычных лазерные теодолиты, излучающие узкие видимые пучки красного света. Световые пятна на экранах, установленных на каркасе, позволяют на месте видеть направление и величину его смещения от проектного положения, что облегчает управление его перемещениями.

Правильность погружения опускных колодцев, кессонов и свай оболочек большого диаметра контролируют, наблюдая с помощью теодолита положение нанесенных краской вертикальных осевых линий. Это позволяет судить о смещениях и наклонах погружаемой конструкции. Разметка, нанесенная по высоте колодца, позволяет судить о глубине его погружения.

При дальнейшем возведении опоры разбивку осей на верху опоры периодически повторяют, закрепляя оси скобами с осевыми рисками и разбивая от осей тело опоры. Точность разбивочных работ периодически контролируется привязкой центра возводимой опоры к пунктам геодезической сети моста. При такой привязке определяют координаты точки, принятой за центр опоры, и вычисляют разности полученных и проектных координат (редукции). Отложив эти разности от названной точки, находят уточненное положение центра опоры. Если центр опоры недоступен, вместо него определяют положение других точек на опоре, имеющих заданные значения



проектных координат. Основные способы привязки к пунктам геодезической основы следующие.

**Прямая угловая засечка.** Установив на опоре  $O$  вешку, на пунктах геодезической основы  $1$  и  $2$  (рис. 14.13) измеряют горизонтальные углы  $\beta_1$  и  $\beta_2$ . Угол между линиями засечки не должен быть меньше  $30^\circ$ . Зная расстояние  $S_{1-2}$  и дирекционный угол  $\alpha_{1-2}$  между пунктами  $1$  и  $2$ , вычисляют координаты точки  $O$ :

$$\alpha_{1-0} = \alpha_{1-2} - \beta_1; \quad S_1 = S_{1-2} \sin \beta_2 / \sin \gamma;$$

$$x_0 = x_1 + S_1 \cos \alpha_{1-0}; \quad y_0 = y_1 + S_1 \sin \alpha_{1-0},$$

где  $x_1, y_1$  — координаты пункта  $1$ ;  $\gamma = 180^\circ - \beta_1 - \beta_2$ .

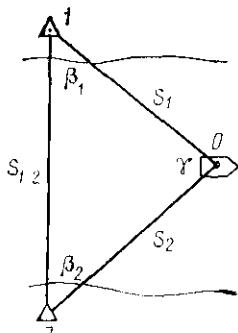


Рис 14.13 Привязка центра опоры

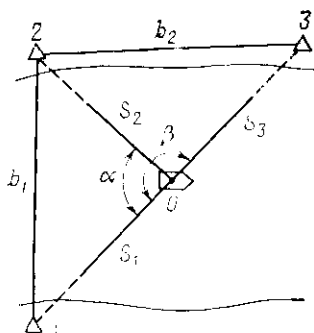


Рис 14.14 Метод обратной засечки

Для надежности засечки делают с трех пунктов и из полученных координат опоры вычисляют средние

**Обратная засечка.** Установив теодолит на опоре, измеряют (рис. 14.14) углы  $\alpha$  и  $\beta$ . Если точки  $1, 2, 3$  и  $O$  не лежат на одной окружности (или вблизи нее), координаты  $x_0, y_0$  можно вычислить по формулам

$$\operatorname{tg} \alpha_{1-0} = \frac{y_1 (\operatorname{ctg} \beta - \operatorname{ctg} \alpha) + y_2 \operatorname{ctg} \alpha - y_3 \operatorname{ctg} \beta + x_3 - x_2}{x_1 (\operatorname{ctg} \beta - \operatorname{ctg} \alpha) + x_2 \operatorname{ctg} \alpha - x_3 \operatorname{ctg} \beta - y_3 + y_2};$$

$$\alpha_{2-0} = \alpha_{1-0} + \alpha;$$

$$x_0 = (x_1 \operatorname{tg} \alpha_{1-0} - x_2 \operatorname{tg} \alpha_{2-0} + y_2 - y_1) / (\operatorname{tg} \alpha_{1-0} - \operatorname{tg} \alpha_{2-0});$$

$$y_0 = (x_0 - x_1) \operatorname{tg} \alpha_{1-0} + y_1.$$

Для контроля измеряют более двух углов и находят координаты точки  $O$  из разных комбинаций углов.

**Линейная засечка.** Светодалномером измеряют расстояния  $S_1$  и  $S_2$  от опоры до пунктов  $1$  и  $2$  (см. рис. 14.13). Координаты точки  $O$  можно вычислить по формулам

$$\cos \beta_1 = (S_{1-2}^2 + S_1^2 - S_2^2) / (2S_{1-2} S_1);$$

$$\alpha_{1-0} = \alpha_{1-2} - \beta_1; \quad x_0 = x_1 + S_1 \cos \alpha_{1-0}; \quad y_0 = y_1 + S_1 \sin \alpha_{1-0}.$$

Для контроля, как и при других способах, выполняют избыточные измерения.

**Полярная засечка.** На опорном пункте, например, 2 (см. рис. 14.13), измеряют теодолитом угол  $\beta_2$  и светодальномером — расстояние  $S_2$ . Координаты точки  $O$  на опоре определяют по формулам

$$\alpha_{2-0} = \alpha_{2-1} + \beta_2; \quad x_0 = x_2 + S_2 \cos \alpha_{2-0}; \quad y_0 = y_2 + S_2 \sin \alpha_{2-0}.$$

### § 14.13. Разбивка пролетных строений

Сборку пролетного строения можно выполнять непосредственно в пролете или на берегу с последующей доставкой его на место путем накатки по готовой части моста или по воде. При сборке пролетного строения на берегу на строительной площадке разбивают и надежно закрепляют ось пролетного строения или параллельный ей створ. От этих линий разбивают оси обеих ферм и на них — места расположений нижних (опорных) узлов ферм. Нивелированием определяют отметки мест расположения узлов и назначают высоту клеток под каждый узел, руководствуясь при этом заданными значениями строительного подъема — плавного возвышения средней части фермы относительно ее концов.

В дальнейшем основным содержанием геодезических измерений является проверка плана ферм и строительного подъема. План ферм проверяют с помощью нивелирной рейки и теодолита, установленного на оси строения в одном его конце и ориентированного по оси. Рейку устанавливают горизонтально, упирая ее пятку в стойки фермы поочередно у верхнего и нижнего узлов. Отсчеты, взятые по рейке, позволяют построить планы поясов ферм. По плану судят о прямолинейности пояса, а сравнивая планы верхнего и нижнего поясов — о вертикальности ферм. План ферм можно построить и без применения нивелирной рейки, если на каждой поперечной балке отметить керном или краской ее середину и положение следа коллимационной плоскости теодолита. Для построения плана достаточно знать длины поперечных балок и измерить расстояния между двумя названными метками. При отсутствии теодолита разбивку и проверку плана ферм выполняют измерениями рулеткой от натянутой по оси пролетного строения проволоки.

Строительный подъем проверяют техническим нивелированием соответствующего пояса ферм. В фермах с ездой понизу нивелируют нижний пояс, в фермах с ездой поверху — верхний. По результатам нивелирования строят график строительного подъема — профиль пояса, по которому судят о точности выполнения проекта.

Измерения пролетного строения повторяют на всех основных этапах его сборки и установки: по окончании сборки нижней части строения, крановой, сборки после сварки (или клепки), перед снятием и после снятия пролетного строения со сборочных клеток, перед установкой и после установки на опорные части, во время и после снятия пробной нагрузки.

Перед установкой пролетного строения на опорах выполняют разбивку опорных частей. При этом тщательно измеряют расстояния между центрами опор и опорными частями пролетных строений и учитывают отличия действительных расстояний между опорами и размеров пролетных строений от проектных значений. При установке подвижных опорных частей учитывают еще и температуру воздуха. Приварку или приклепку опорных частей к фермам рекомендуют делать после опускания пролетного строения на место.

Если пролетное строение сооружают в пролете, выполняют следующие геодезические работы: разбивку временных опор, вынесение оси пролетного строения на временные опоры, контроль правильности сооружения кружал и подмостей, наблюдение за деформациями временных опор, периодическую проверку плана ферм и строительного подъема. При навесной сборке контролируют правильность установки каждого устанавливаемого элемента в плане с помощью теодолита, установленного на опоре, и по высоте — с помощью нивелира.

При постройке мостов разных типов способы и порядок геодезических работ различаются в зависимости от конструкции моста, его размеров и способов строительства.

По мере завершения отдельных этапов строительства выполняют исполнительные съемки. В результате исполнительных съемок получают чертежи опор, планы поясов ферм, профили ферм и рельсового пути, ведомости расстояний между центрами опор и отметок реперов на опорах и др.

**Наблюдение за деформациями моста.** В ходе строительства моста и в начальный период его эксплуатации ведут наблюдения за деформациями. Осадки опор выявляют с помощью ходов точного нивелирования, прокладываемых от реперов на одном берегу к реперам на другом берегу по закрепленным на опорах маркам. Изменение отметок марок дает величину осадок за время между нивелировками. Наблюдение за креном опор, возведенных в сложных геологических условиях, выполняют по устанавливаемым на них взаимно перпендикулярным уровням с ценой деления не более 20".

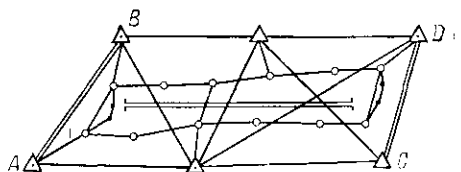
Смещения опор, перпендикулярных оси моста, определяют створным методом, для чего на берегах и подферменных частях закрепляют створную линию и измеряют отклонения марок на опорах от створа, боковое смещение опор — повторными измерениями расстояний между центрами опор. Для определения деформаций пролетных строений применяют те же методы, что и при их исполнительной съемке.

#### § 14.14. Геодезические работы при строительстве тоннелей

Геодезические работы, выполняемые для строительства тоннелей, состоят из топографической съемки местности, создания геодезической основы строительства, разбивочных работ, наблюдения за деформациями тоннеля в ходе строительства и при его эксплуатации. Съемку местности выполняют в масштабе 1:10 000, а по

трассе тоннеля на полосе шириной 100—200 м — в масштабе 1:1 000—1:2 000.

Геодезическая основа строительства тоннеля включает в себя сети четырех ступеней: тоннельную триангуляцию, основную, подводящую и подземную полигонометрию. Тоннельную триангуляцию создают при строительстве тоннелей большой протяженности (более 1 км) как главную основу для всех геодезических работ; на нее опираются все остальные ступени сгущения сети. Тоннельную триангуляцию обычно развивают в виде цепочки треугольников с углами не менее  $40^\circ$  и геодезических четырехугольников, прокладываемых между двумя базисами (рис. 14.15). Для подводных тоннелей ее обычно строят в виде одного геодезического четырехугольника с одним или двумя базисами на берегах реки. Для строительства метро-



- $\triangle$  Пункты триангуляции
- $\circ$  Пункты основной полигонометрии
- $\square$  Пункты подводящей полигонометрии
- $\boxtimes$  Порталы (входы в тоннель)

Рис. 14.15. Геодезическая сеть тоннеля

политенов сети триангуляции имеют более сложные формы. Пункты триангуляции располагают не далее 2 км от трассы, по возможности вблизи порталов тоннеля и шахт, но вне зоны, где возможны деформации в ходе строительства тоннеля. Для тоннелей небольшой протяженности (до 1 км) триангуляцию не создают, ограничиваясь проложением основной полигонометрии.

Наиболее ответственная задача геодезических работ при строительстве тоннеля — это обеспечение точной сбойки встречных забоев. При строительстве транспортных тоннелей для поперечной сбойки установлен допуск 10 см. Относя к каждому из встречных забоев половину этой величины, получим для одного забоя допуск 5 см. Поэтому при проектировании тоннельной триангуляции для прямолинейного тоннеля в первую очередь необходимо рассчитать точность передачи дирекционного угла от стороны  $AB$  на сторону  $CD$  и поперечную погрешность в положении пункта  $D$  относительно пункта  $A$  (рис. 14.15). Погрешность в передаче дирекционного угла влечет за собой неверное ориентирование встречных забоев, а поперечный сдвиг — неверное расположение порталов тоннеля относительно его оси. При строительстве криволинейного тоннеля на точность сбойки в равной мере влияет и продольный сдвиг пункта  $D$ . Указанные погрешности в триангуляции характеризуются следующими приближенными формулами:

средняя квадратическая погрешность передачи дирекционного угла

$$m_a \approx m_\beta \sqrt{2n/3};$$

поперечный и продольный сдвиги (при малом числе треугольников)

$$m_{п.с} \approx m_\beta L. \quad (14.27)$$

Здесь  $m_\beta$  — средняя квадратическая погрешность измерения угла (радианы),  $n$  — число углов, используемых при передаче дирекционного угла,  $L$  — длина цепочки триангуляции

Погрешность  $m_\alpha$  вызывает к середине тоннеля смещение

$$m_{см} = (L/2) m_\alpha = (L/2) m_\beta \sqrt{2n/3}. \quad (14.28)$$

Точность измерения углов принимают такой, чтобы сдвиги, вычисляемые по (14.27) и (14.28), не превышали  $1/3$  допуска (5 см). Базисы измеряют с такой точностью, чтобы при уравнивании их можно было считать безошибочными. Нормы точности и методика измерений во всех ступенях тоннельной сети регламентируются инструкцией ВСН 160—69. Так, для тоннеля длиной 2—5 км установлены точность измерения углов  $1,5''$  и базисных сторон —  $1/200\,000$ .

Ходы основной полигонометрии служат для сгущения геодезической сети и прокладываются между пунктами тоннельной триангуляции (рис. 14.15). Угловые невязки в основной полигонометрии не должны превышать  $6'' \sqrt{n}$ , а относительные невязки ходов —  $1/30\,000$ .

Подходная полигонометрия служит для передачи углов и координат к входам в тоннель. Угловые невязки в ней ограничены допуском  $8'' \sqrt{n}$ , а линейные относительные —  $1/20\,000$ . Для достижения такой точности углы измеряют теодолитами Т2, а длины линий — стальной рулеткой по штативам с постоянным натяжением.

Подземную полигонометрию прокладывают в виде двух висячих ходов:

хода рабочей подземной полигонометрии со сторонами 25—50 м, обеспечивающего достаточное число геодезических пунктов для разбивочных работ;

хода основной полигонометрии со сторонами 50—100 м, обеспечивающего точность сбойки встречных выработок.

При длине хода более 1 км строят еще главный ход со сторонами 200—800 м. Длину сторон главного хода вычисляют, проецируя на нее стороны основной подземной полигонометрии, а углы измеряют.

Знаками полигонометрии служат металлические стержни в бетонных монолитах и обделке тоннеля, а также высверленные и зачеканенные медью отверстия в металлических обделках.

Стороны подземной полигонометрии измеряют стальными рулетками с постоянным натяжением, а углы — точными теодолитами. Визирными целями служат освещенные нити отвесов, повешенных над центрами знаков, а при значительной длине сторон — освещенные марки. Ориентирование хода подземной полигонометрии при входе в тоннель через порталы выполняется примыканием хода к наземной тоннельной триангуляции или полигонометрии. При входе в тоннель через вертикальный ствол подземную полигонометрию ориентируют либо с помощью шахтных отвесов, либо с использованием гиротеодолитов.

Два шахтных отвеса опускают в шахтный ствол. Их нижние концы с грузом (30—150 кг) погружают в сосуды с жидкостью. На

поверхности вблизи ствола шахты ставят теодолит в опорной точке  $A$  (рис. 14.16) и измеряют углы между направлениями на отвесы и опорный пункт  $M$  (углы  $\varphi$  и  $\alpha$ ), а рулеткой — расстояния между отвесами  $O_1O_2$  и от теодолита до отвесов  $AO_1$  и  $AO_2$ . По результатам измерений с необходимым контролем из треугольника  $AO_1O_2$  находят углы  $\beta$  и  $\gamma$  и вычисляют дирекционный угол направления с отвеса  $O_1$  на отвес  $O_2$ :  $\alpha_{O_1O_2} = \alpha_{AM} + \varphi - \gamma - 180^\circ$ . Аналогичные измерения, выполненные под землей, позволяют передать дирекционный угол на примыкающую к шахте сторону подземной полигонометрии. Точность такой передачи 8—10".

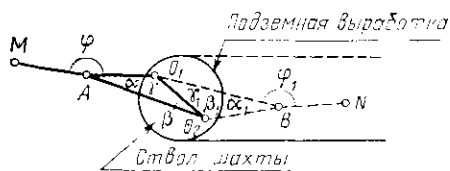


Рис. 14.16. Метод соединительных треугольников

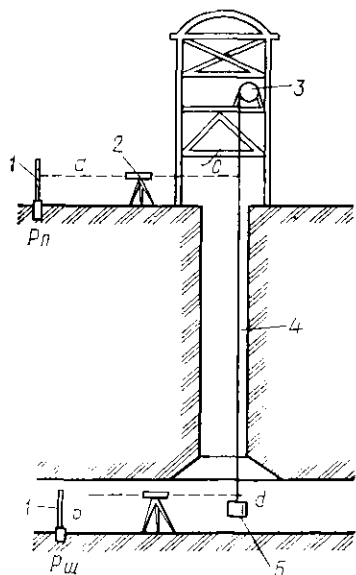


Рис. 14.17. Передача отметки через ствол:

1 — рейка; 2 — нивелир; 3 — лебедка; 4 — лента; 5 — груз

Современным способом является ориентирование с помощью гиротеодолита, представляющего собой теодолит, снабженный гироскопом, ось которого во время измерений совершает затухающие колебания около плоскости меридиана. С гироскопом связан горизонтальный круг прибора, по отсчетам которого определяют азимут направления визирной оси зрительной трубы. Наиболее распространен гиротеодолит ГИ-Б2 (ВНР), точность которого 12".

Высотную геодезическую основу тоннеля на дневной поверхности создают, прокладывая на пологой местности, равной пятикратной глубине заложения тоннеля, сеть нивелирных ходов II класса (при длине тоннеля до 2 км — III класса). К стволам и порталам отметки передают ходами III класса. В тоннель отметки передают через портал геометрическим нивелированием. Для передачи отметки через вертикальный ствол над горловиной шахты устанавливают лебедку 3 (рис. 4.17), с помощью которой в шахту опускают шкаловую ленту 4 с грузом. Ленты изготовляют длиной 100, 200, 500 и даже 1000 м. На реперы на дневной поверхности  $P_n$  и под землей  $P_{ш}$  устанавливают рейки 1. С помощью нивелиров 2

берут отсчеты по рейкам ( $a$  и  $b$ ) и по ленте ( $c$  и  $d$ ). Превышение  $h$  репера  $P_{II}$  над репером  $P_{III}$  вычисляют по формуле

$$h = c - d - a + b + \Delta l + \Delta k + \Delta t,$$

где  $\Delta l$ ,  $\Delta k$ ,  $\Delta t$  — поправки за удлинение ленты от собственной массы, за компарирование и температуру

При глубине ствола, большей 150 м, применяют глубиномер ДА-2, в котором сматываемая с лебедки проволока вращает мерный диск. Счетчик числа оборотов диска показывает длину вытравленной в шахту проволоки и тем самым глубину шахты.

Глубину шахты можно измерять установленным внизу и ориентированным вертикально вверх светодальномером.

В подземных выработках высотную основу создают, прокладывая по пунктам полигонометрии нивелирные ходы IV класса. Исходными для таких ходов служат реперы с отметками, переданными с дневной поверхности.

Опираясь на пункты полигонометрии и нивелирования, выполняют разбивочные работы, содержанием которых являются вынесение в натуру оси тоннеля и заданных отметок, разбивка по габариту обделки тоннеля, разбивка при укладке железнодорожного пути.

## ГЛАВА 15. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ЭКСПЛУАТАЦИИ ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

### § 15.1. Деформации инженерных сооружений

**Общие сведения.** Построенное инженерное сооружение постепенно изменяет свое положение в пространстве. Давление сооружения сжимает грунты в основании фундамента, что вызывает его осадки; из них более опасными являются неравномерные, так как они приводят к прогибам и перекосам основания, к кренам (наклонам) верхней части сооружения. Осадки по мере уплотнения грунтов основания постепенно прекращаются. Скорость затухания зависит от свойств грунтов. На песчаных она вначале большая, но затем быстро уменьшается. Прекращение осадок наступает через несколько лет. На глинистых грунтах скорость осадок незначительна, но уменьшение ее до полного исчезновения процесса происходит очень медленно. На неустойчивых грунтах (карстах, оползнях) осадки и деформации с течением времени могут значительно возрастать.

Сооружение может перемещаться в горизонтальной плоскости, если имеется боковое давление, например, в мостовых конструкциях, подпорных стенках насыпей железных и автомобильных дорог и гидротехнических плотинах. Горизонтальные и вертикальные сдвиги одновременно появляются и при больших частых вертикальных нагрузках, например в рельсовых колеех железных дорог и подкрановых путях

Сильное развитие деформаций сооружений может привести к нарушениям в его эксплуатации и разрушениям. Геодезические измерения деформаций помогают своевременно решить вопрос о необходимости принятия профилактических мер.

**Наблюдения за осадками.** Наиболее распространенный метод определения осадок — периодическое точное геометрическое нивелирование. Осадки выявляют сравнением высот осадочных марок, закрепленных на сооружениях. На них устанавливают обычные или специально изготовленные рейки. Марки размещают так, чтобы можно было выяснить особенности осадок в разных частях сооружения: вдоль осей фундаментов, в участках, где возможны наибольшие осадки, около трещин в стенах зданий, вблизи деформационных и температурных швов, в местах большого давления и ненадежных грунтов.

Высотной основой для определения осадок служит сеть реперов, закладываемых так, чтобы обеспечивалась стабильность их положения по высоте на весь период наблюдений. Часто используют нивелирные реперы обычного типа. При наличии вблизи наблюдаемого сооружения устойчивых капитальных зданий реперы можно закладывать в их фундаменты. В неустойчивых грунтах и при повышенных требованиях к точности определения осадок забуриваются специальные глубинные знаки до коренных пород. Число реперов выбирают не менее трех. Это необходимо для контроля неизменности их положения по высоте и для удобств передачи отметок на осадочные марки.

Средняя квадратическая погрешность определения осадок должна быть  $\approx \pm 1$  мм. В отдельных случаях определения осадок уникальных сооружений точность нивелирования повышается до десятых долей миллиметра. Поэтому нивелирование в этих случаях проводят точными нивелирами Н-05 или равноценными им по точности с использованием штриховых инварных реек. Если все осадочные марки имеют примерно одинаковую высоту, то вместо реек можно применять специальные небольшие шкалы, что упрощает измерения. Для исключения влияния непараллельности визирной оси и оси уровня (влияния угла  $i$ ) при нивелировании поддерживается равенство расстояний до задней и передней нивелирных марок на одном пролете. Длина визирного луча обычно не превышает 25 м. Разработаны методики нивелирования, когда с одной установки нивелира определяется превышение между серией марок, что вызывает неравенство расстояний до реек, но ускоряет работу. Однако, чтобы уменьшить влияние угла  $i$ , марки нивелируют с двух установок нивелира, выбираемых при соблюдении определенных условий.

Измерения осадок в некоторых случаях производят гидростатическим нивелированием: переносными приборами или с помощью автоматической стационарной системы. Гидростатическое нивелирование обеспечивает высокую точность.

Наблюдения за крупными сооружениями начинают после закладки фундамента, последующие циклы выполняют по мере воз-



ведения сооружений и после завершения строительства в процессе эксплуатации. При уменьшении осадок промежутки времени между наблюдениями увеличивают. Наблюдения заканчивают после стабилизации сооружения. Для наглядности представления осадок в разных частях сооружений строят графики для каждой марки. По вертикали откладываются смещения, а по горизонтали — время между циклами.

При аварийных ситуациях (замачивании грунта, появлении вредных вибраций и т. п.) может возникнуть необходимость в проведении новых наблюдений.

Рассматриваемый вид геодезического контроля неизменности положения сооружений и его частей на практике встречается часто. Измеряются осадки железнодорожных насыпей, опор больших мостов, зданий, построенных на недостаточно надежных грунтах, и технологического оборудования. При наблюдении мостов осадочные марки или реперы укрепляют на устоях и оголовках опор. По ним периодически прокладывают ходы геометрического нивелирования. Высотной основой являются реперы, заложенные по разные стороны от концов моста.

**Определение горизонтальных смещений.** Горизонтальные смещения определяются створным или тригонометрическим методом.

Створный способ применяют для наблюдений за смещениями точек сооружений, принадлежащих вертикальной плоскости с приблизительно одинаковыми высотами. На них располагают специальные марки. Точки створа легко намечаются на прямолинейных плотинах, мостах, подпорных стенках, подкрановых путях, в тоннелях и др. Смещение створных марок определяется либо измерением малых углов, либо перемещением визирной марки.

Надежное определение величин горизонтальных сдвигов во многом зависит от правильного выбора опорных пунктов, создаваемых вне сооружения на устойчивом грунте. Для контроля их неподвижности может использоваться другая система пунктов, устойчивость которых имеет более высокую степень надежности.

На рис. 15.1 показано размещение опорных пунктов  $I$ ,  $II$  и наблюдаемых створных марок (пунктов)  $1-6$ . Пункты  $A$  и  $B$  служат для контроля неподвижности пунктов  $I$  и  $II$ . В первом случае теодолитом в каждом цикле наблюдений измеряют углы  $\beta_i$ , отклонения от створа  $I-II$  каждой из марок  $1, 2, \dots$ . По значению  $\beta_i$  и расстояниям  $S_i$  от точки  $I$  до марки с номером  $i$  находят величину линейного смещения от створа:  $\Delta_i = S_i \beta_i / \rho''$ . Для измерения углов  $\beta_i$  целесообразно использовать высокоточный теодолит с окулярным микрометром.

При перемещениях визирной марки измеряют непосредственно ее линейное смещение с помощью наводящего винта с микрометром. Марка центрируется над точкой и затем перемещается наводящим винтом до совмещения ее вертикальной оси с коллимационной плоскостью теодолита. Отсчет по шкале микрометра характеризует смещение точки от створа.

Тригонометрический способ применяют для определения горизонтальных смещений точек, когда невозможно создать створы, например, на криволинейных плотинах, в криволинейных железнодорожных тоннелях и других сооружениях, особенно если они расположены в горах. Однако тригонометрический способ более трудоемок, чем створный. При этом способе (рис. 15.2) на пунктах *I*, *II*, *III* периодически измеряют высокоточными теодолитами углы с точностью 0,5—1" для определения координат пунктов *I*, *2*, *3* на сооружениях прямыми угловыми засечками. Если на пунктах *I*, *2*, *3* можно установить теодолит, то их координаты определяют методом триангуляции. Смещения определяемых точек находят с погрешностями поряд-

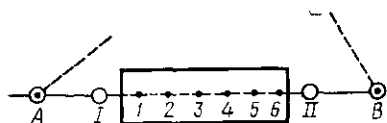


Рис. 15.1. Створный способ определения горизонтальных сдвигов сооружений

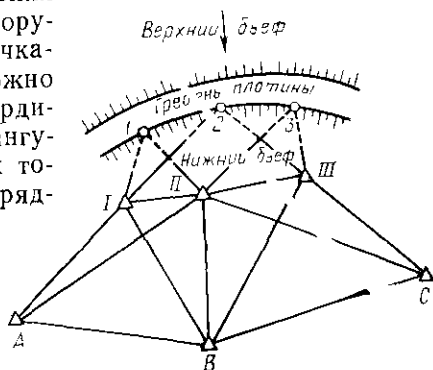


Рис. 15.2. Тригонометрический способ определения сдвигов арочных плотин

ка  $\pm(1-3)$  мм. Так как пункты *I*, *II*, *III* выбираются вблизи сооружения, то участки, где они расположены, могут перемещаться, поэтому в триангуляционную сеть включают более далекие пункты *A*, *B*, *C*.

При определении сдвигов крупных сооружений иногда комбинируют створный и тригонометрический методы. Положение опорных пунктов определяют тригонометрически, а смещения точек сооружения — с помощью створа.

Для облегчения измерений горизонтальных сдвигов оснований плотин используют обратные отвесы, которые устанавливают в вертикальных шахтах плотины. Нижний конец нити *4* укрепляется в основании плотины, а верхний соединяется с системой шаров или торов *2*, которые плавают в жидкости *5* и натягивают нить вертикально (рис. 15.3). Перемещение верхнего конца нити *3* равно перемещению ее нижней точки в основании плотины и фиксируется на координатном столике *1* наверху. Определив перемещение координатного столика тригонометрическим или створным методом, можно найти общее перемещение точки в основании плотины.

**Крен сооружений.** Вследствие неравномерных деформаций отдельные части сооружений могут смещаться от вертикали, т. е. иметь крен, который выражается в линейной и угловой мере зависимостью  $\Delta = H\epsilon''/\rho''$  (рис. 15.4).

Существует несколько способов определения крена. Его линейную величину можно получить с помощью отвеса, прикрепленного в точке  $M$ , или проецируя точку  $M$  на горизонтальную плоскость в основании не менее чем с двух установок теодолита.

Крен можно наблюдать и путем периодического измерения теодолитом горизонтальных углов в опорных точках  $P_1$  и  $P_2$  (рис. 15.5)

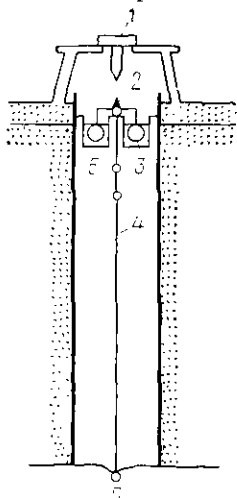


Рис. 15.3. Обратный отвес

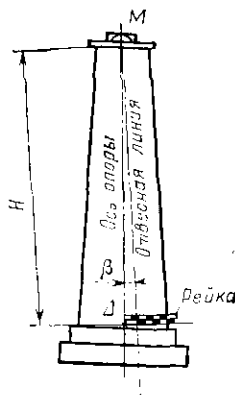


Рис. 15.4. Определение крена опоры

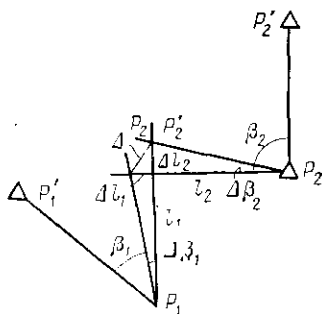


Рис. 15.5. Определение крена наблюдениями горизонтальных углов

между твердыми направлениями  $P_1P_1'$  и  $P_2P_2'$  и направлениями на наблюдаемую точку  $M$  вверх сооружения, где они образуют примерно прямой горизонтальный угол. По измерениям углов  $\beta$  и горизонтальным проложениям расстояний от точек  $P_1$  и  $P_2$  до  $M$  определяются параметры крена:

$$\Delta_1 = S_1 \Delta\beta_1 / \rho; \quad \Delta_2 = \Delta\beta_2 / \rho; \quad \Delta = \sqrt{\Delta_1^2 + \Delta_2^2}.$$

Крены можно измерять специальными точными уровнями — кренометрами. В начальный момент наблюдений уровни устанавливают в верхней части сооружения и берут по ним отсчеты. В последующем наблюдения повторяют. По разностям показаний уровней определяют угловые составляющие крена по направлениям осей уровня. В железнодорожной практике кренометры применяют для определения крена средних и больших мостов, построенных в неблагоприятных геологических условиях.

**Наблюдения за сооружениями на оползнях.** Горизонтальные сдвиги точек оползневого участка можно измерять створным и тригонометрическим способами. При створном способе перпендикулярно движению оползневого участка разбивают на нем ряд створов. Опорные пункты закрепляют вне неустойчивой зоны. С них опреде-

ляют смещение створных точек. Если участки оползня перемещаются вдоль створов, то измеряют расстояния между опорными и подвижными точками. Изменение положения оползня по высоте фиксируется периодическим нивелированием.

Особого внимания требует обследование оползневых участков, пересекаемых железнодорожными путями или расположенных поблизости от них. Для выявления динамики их развития делают геологические и гидрологические обследования, опросы жителей, зарисовки характерных участков, фотоснимки. Геодезические измерения ведут по реперам, которые устанавливаются как вдоль смещения, так и перпендикулярно ему (рис. 15.6). Если оползень простирается в реку, озеро, море, створ продолжается под водой до конца подвижной зоны. Реперы располагают через 10—15 м; на больших оползневых участках это расстояние увеличивается. На оползнях с редкими периодами активизации измерения проводятся 4—5 раз в год, на более подвижных — чаще. По результатам измерений для каждого репера вычисляют от предшествующего цикла наблюдений общее смещение, его составляющие по осям координат  $x$ ,  $y$  и высоте  $H$ , полную скорость смещения. При значительной скорости движения оползневой участка для облегчения изучения процесса строят графики смещения во времени в горизонтальной и вертикальной плоскостях в зависимости от времени.

В период между геодезическими створными наблюдениями систематически измеряют ширину трещин  $I$  (рис. 15.7). При быстром их развитии наблюдения ведутся круглосуточно. Смещения участков оползня на разной глубине и отыскание поверхности скольжения определяются с помощью глубинных реперов или буровых скважин.

**Фотограмметрический метод определения деформаций.** Если необходимо измерить пространственные деформации — крен, кручение, движение оползней, лавин, обвалов, — то объект фотографируется периодически с двух конечных точек базиса, т. е. назем-

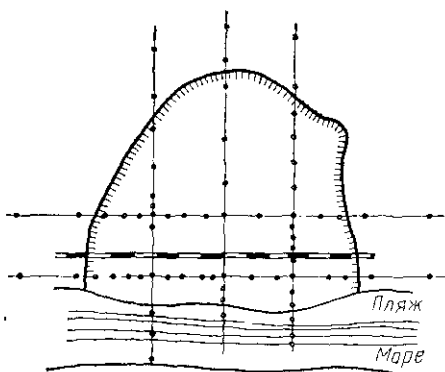


Рис. 15.6 Расположение реперов на оползне, пересекаемом железной дорогой

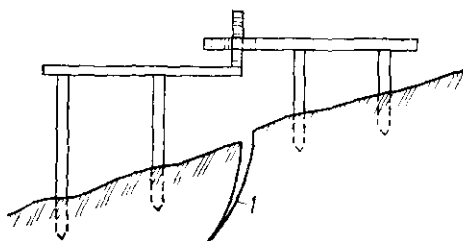


Рис. 15.7. Маяк для замеров развития трещин

ная стереофотограмметрическая съемка повторяется. При этом точки, на которые ставится фотокамера и ее ориентировка, не должны меняться, так как даже небольшие неточности приводят к заметным погрешностям в определяемых величинах деформаций. Чтобы уменьшить погрешности, фотографируют точки с известными координатами. На стереокомпараторе измеряют координаты  $x$ ,  $y$  наблюдаемых точек на снимке и их горизонтальные параллаксы  $P$ . Составляющие деформаций за период времени от начального наблюдения равны разностям текущих и начальных координат, вычисляемых по формулам, приведенным в § 10.2. Смещение только в вертикальной плоскости находится периодическим фотографированием с одной точки, выбираемой так, чтобы оптическая ось фотокамеры составляла с плоскостью перемещений угол, близкий к прямому. Так измеряются осадки, боковые сдвиги, прогибы, трещины.

Смещения изображений точек  $\Delta x$  и  $\Delta z$  на снимках измеряют на прецизионном стереокомпараторе. Горизонтальные  $\Delta x$  и вертикальные  $\Delta z$  составляющие перемещений точек сооружения вычисляются по формулам

$$\Delta X = (Y/f) \Delta x, \quad \Delta Z = (Y/f) \Delta z,$$

где  $Y$  — отстояние камеры от сооружения;  $f$  — фокусное расстояние камеры.

Точность определения смещений можно повысить, если на снимке изображаются как определяемые, так и неподвижные точки. Измерение расстояний между этими точками по снимкам позволяет уточнить деформации частей сооружения.

## § 15.2. Съемка больших мест земляного полотна

Съемка больших мест земляного полотна, т. е. таких, в которых прошли или протекают процессы, неблагоприятные для работы пути, делается тахеометром или фототеодолитом обычно в крупном масштабе, числовое значение которого зависит от характера повреждения и площади участка. При этом обязательно снимаются места выхода воды из прорезей, различных дренажей, кюветов, водоотводных и нагорных канав и т. п., так как часто неустойчивость земляного полотна обуславливается действием воды, т. е. его переувлажнением (карст, оползни). Наблюдения ведутся с целью предотвращения недопустимых деформаций и разрушений земляного полотна, вызывающих чрезмерные расстройтва, упругие или остаточные деформации верхнего строения пути при движении составов. Это может относиться к насыпи недостаточной высоты или построенной на болоте или на торфяном основании. Вертикальные сдвиги вызываются также и сезонной сменой температур, например пучинные поднятия при зимних замерзаниях и весенние просадки при оттаивании почвы. Интенсивность перемещений по высоте зависит от уровня подземных вод, состава грунта, глубины промерзания. Пучение может достигнуть величины более 20 см.

Топографическая съемка поврежденных участков дороги сопровождается схематическими зарисовками видов деформаций: проса-

док, трещин, сдвигов оснований, выходов у подножий насыпей родников и т. п., где указывают пикетажное наименование мест дефектов и расстояние их от оси пути. Развитие трещин определяют по маякам (см. рис. 15.7). Визуально осматривают земляное полотно в пределах ширины полосы отвода на оползневых и разливных участках в пределах всей опасной зоны.

Измерения геодезическими приборами ведут на участках земляного полотна только в случае, если оно подвержено систематическим деформациям. Наблюдения за осадками состоят из периодических

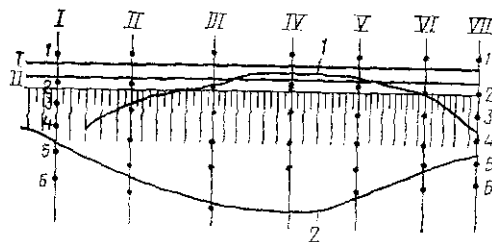


Рис. 15.8. Расположение створов для наблюдений за сдвигами откоса насыпи:

1 — трещина, 2 — подошва насыпи

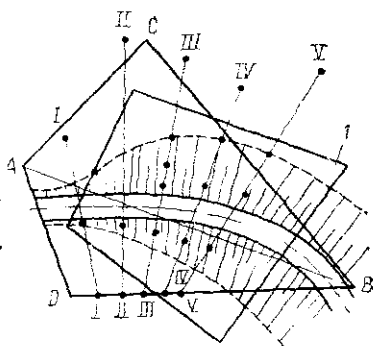


Рис. 15.9. Расположение контрольных точек на криволинейной насыпи:

1 — подвижная зона

нивелировок контрольных точек, которые закрепляются столбиками различной конструкции. Глубина их закапывания должна быть ниже глубины промерзания грунтов.

На рис. 15.8 показан участок поврежденной насыпи с закрепленными створами I—VII, перпендикулярными осям путей. Из них I и VII — опорные, расположенные на устойчивых частях земляного полотна, II—VI — промежуточные. Точками показаны места установки реперов. Крайние из них на створах II—VI находятся вне неустойчивой зоны. Высоты определяются относительно репера, заложенного за пределами больного участка.

Горизонтальные смещения обычно определяют по точкам, взятым для измерений осадок, если имеются оба вида смещений. С целью упрощения наблюдений реперы закладывают в створы 1—1', 2—2' и т. д. (рис. 15.8). При этом горизонтальный сдвиг точки приближенно оценивают по переносной вешке, устанавливаемой рядом с контрольной, но в створе с опорными вешками. Точные измерения выполняют теодолитом и рейкой. В этом случае рейку располагают горизонтально так, чтобы ее нулевое деление соприкасалось с вершиной столбика. Отсчет берут по вертикальной нити теодолита, центрированного и горизонтированного над опорной точкой в одном конце створа, а его визирную ось направляют на опорную точку, находящуюся на другом конце створа.

На криволинейном участке пути целесообразно применять систему непараллельных створов (рис. 15.9). В этом случае линию *AB* принимают за базис, тщательно измеряют не менее трех раз стальной землемерной лентой и из полученных результатов находят среднюю длину измеряемой линии *AB*. Может измеряться другая линия, если она более удобна для этого, т. е. расположена на ровной местности. Несколькими приемами измеряют углы на точках *A, B, C, D*, принимаемых за опорные. Из решения треугольников *ABC* и *ABD* вычисляют по теореме синусов последовательно длины их сторон, а затем координаты вершин в условной системе. Положение контрольных точек периодически уточняется прямыми угловыми засечками с пунктов *A, B, C, D*.

Высоты точек определяют геометрическим нивелированием с частотой, зависящей от характера разрушительного процесса. При медленных смещениях замеры делают через 1—2 месяца или реже, но не менее двух раз в год. При быстрых сдвигах сроки сокращают.

При наблюдении за вертикальными сдвигами рельсовой колеи на пучинных участках используют техническое и геометрическое нивелирование, выполняемое перед началом зимнего промерзания и весной, за 1—2 недели перед началом оттаивания балластной призмы. В нивелировку включают пучинные участки и отрезки пути протяженностью по 50 м, прилегающие к нему с обоих концов. Наблюдаемые при этом точки отмечают на рельсах масляной краской в среднем через 5 м. Данные обеих нивелировок наносят на продольный профиль и на основе его анализа решают вопрос о целесообразности проведения противопучинных работ.

### § 15.3. Наблюдения за деформациями мостов и тоннелей

**Наблюдения за деформациями мостов.** Они имеют целью выявить отклонения частей мостов от правильного положения. Наблюдения выполняют в ходе строительства и периодически повторяются в процессе эксплуатации моста. Для построения профиля делают геометрическое нивелирование и определяют высоты одних и тех же точек, которые фиксируют краской или кернением. На металлических фермах рейку устанавливают во всех углах верхнего и нижнего поясов. На железнодорожных балочных пролетных строениях определяют отметки не менее чем трех точек с каждой стороны оси — в середине пролета и у опор. Если в местах установок реек менять подкладки или листы, то результаты измерений приводят к одному уровню. Одновременно с нивелировкой пролетных строений определяют высоты рельсовых нитей, марок и реперов в устоях и опорах мостов. При этом высотной основой служат реперы, заложенные в устойчивых местах вне моста по разные стороны от его концов. По результатам нивелирования строятся профили. Плавное очертание профиля указывает на хорошее взаимное расположение частей сооружения, а неудовлетворительное очертание — на опасные деформации и ошибки при изготовлении и монтаже пролетных строений.

Сравнение результатов нивелирования в разных циклах наблюдений позволит определить степень имеющихся изменений в положении частей сооружения по высоте с течением времени.

Плановую съемку моста производят от его оси, фиксируемой теодолитом, проволоками или лазерным указателем направления. Проволоку или визирные оси приборов направляют вдоль оси моста; от них отмеряют поперечные расстояния до снимаемых точек, обычно до узлов поясов ферм и осей путей.

Если мостовые опоры установлены в неблагоприятных геологических условиях, то за их плановым смещением производят наблюдения тригонометрическим способом (см. § 15.1).

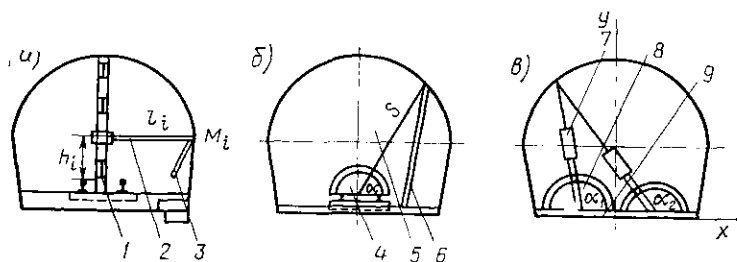


Рис. 15.10. Измерение поперечного сечения тоннеля

**Наблюдения за деформациями тоннелей.** Эти наблюдения выполняют при обнаружении сдвигов систематического характера. Состояние пути в плане и профиле определяют промерами от специальных реперов, установленных в тоннеле. Для этого прокладывают полигонометрические и нивелирные ходы, ведут тщательное наблюдение за тоннельной обделкой, находящейся под влиянием разрушающего действия воды, горного давления, перемещений масс в горном массиве и др. Признаком начавшихся деформаций часто служит появление трещин. За их развитием следят с помощью маяков. Непрерывную проверку правильности внутреннего очертания поперечного контура тоннеля выполняют путем провоза габаритной рамы со скоростью 3—4 км/ч. Измерение поперечных сечений тоннеля производят различными приборами.

В одном из способов (рис. 15.10, а) используют горизонтально натянутую шестом 3 ленту 2, установленную отвесно на оси тоннеля рейки 1. По ним отсчитываются прямоугольные координаты точки. Ее полярные координаты определяют транспортиром 4 инженера Буланова (рис. 15.10, б). Вместе с рулеткой 5, прижимаемой шестом 6 к точке контура, определяют ее полярные координаты. Используют также габаритометр инженера Н. М.Королькова (рис. 15.10, в). Он имеет две трубы-прожектора 7, укрепленные на базе 9. На одно и то же место обделки направляются лучи и берутся отсчеты  $\alpha_1$  и  $\alpha_2$  по транспортирам 8. Координаты пересечения лучей вычисляют по формулам

$$b = 2 \sin \alpha_2 / [\sin (\alpha_1 + \alpha_2)], \quad x = 1 + b \cos \alpha_1, \quad y = b \sin \alpha_1.$$



Автоматическая сквозная съемка поперечных сечений тоннеля осуществляется кинокамерой (габаритометр инженеров О.С. Шебьякина и К. Д. Савина), которая устанавливается в конце прицепа вместе с источником света; скорость съемки 3—5 км/ч. Натурные измерения внутри тоннеля заменяют измерениями по снимкам на компараторе.

#### § 15.4. Геодезические работы при ремонте и реконструкции пути

Характер геодезических работ при ремонте пути зависит от имеющихся деформаций, разрушений и от технологии их устранения. Для своевременного выявления неисправности пути ведется

текущая проверка ширины колеи и взаимного расположения рельсовых путей по высоте с использованием железнодорожных шаблонов с уровнями.

Для проверки геометрии рельсовых нитей большей частью выполняют инструментальную плановую съемку только в пределах кривых участков, например по способу Гоникуберга с применением теодолита и горизонтальной рейки.

Выбирают первую точку *I* ус-

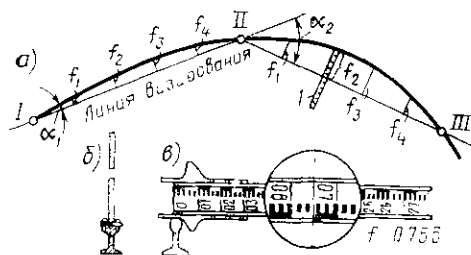


Рис. 15.11. Съемка плана кривой.

*I* — горизонтальная рейка

тановки теодолита до видимого начала кривой с пикетажным значением, кратным 20 м (рис. 15.11, *a*); измеряют угол  $\alpha_1$  между прямой и начальным лучом на точку *II* и визируют на вешку (рис. 15.11, *б*), снабженную специальным башмаком для укрепления на рельсе. Длины лучей часто берут равными 100 м. Далее через каждые 20 м устанавливают горизонтальную рейку и по вертикальной нити сетки нитей теодолита читают стрелы (рис. 15.11, *в*).

После окончания измерений на точке *I* теодолит переносится на точку *II*, определяют угол между направлениями *II—III*, *II—I*, измеряют стрелы прогиба от хорды *II, III* и т. д.

Данные, полученные при плановой съемке кривых, позволяют рассчитать сдвиги (рихтовки) пути по правилам, изучаемым в курсе «Изыскание, проектирование и постройка железных дорог».

На отдельных прямых участках иногда рихтовку пути выполняют с помощью бинокля или просто на глаз. По рабочей грани рельсов намечают рихтовочный створ, в соответствии с этим сдвигается путь.

Значительная экономия труда при съемке прямых и кривых участков достигается за счет применения автоматизированных устройств, установленных, например, на вагоне-путеизмерителе ЦНИИ и на рихтовочных машинках. Последние автоматически выправляют путь.

При значительных деформациях пути вдоль оси восстанавливают пикетаж и выполняют техническое нивелирование. Определяют высоты всех пикетов, переломов профиля. На прямых участках рейку ставят на головку рельса, на котором закрепляется пикетаж, а на кривых — на головку внутреннего рельса. Нивелировку привязывают по ходу к реперам вблизи железной дороги.

Проводят измерения для построения поперечных профилей в местах, где требуется ремонт земляного полотна, укрепительных устройств, нагорных и водоотводных канав, лотков, труб и т. д. Для канав в местах разрушения снимают поперечные сечения и определяют уклоны. После ремонта выполняют исполнительную съемку.

С целью реконструкции железных дорог проводят съемку станций. Вдоль путей восстанавливают пикетаж, выполняют нивелирование, измеряют геометрические элементы кривых. Разбивают поперечники, на них нивелируют головки пересекаемых рельсов, элементы балластной призмы, бровку и подошву земляного полотна, верх платформы, характерные точки рельефа и водоотводных сооружений.

Создают теодолитные и высотные ходы. Они состоят из одного или нескольких базисных ходов с опирающимися на них съёмочными и вспомогательными ходами, которые прокладывают соответственно для облегчения съемки ситуации и замыкания полигонов. Базисные ходы располагаются в междупутье параллельно главному пути. Началом условной системы координат, как правило, является точка пересечения оси пассажирского здания с базисом. Съёмочное обоснование надежно закрепляется на местности.

Съемку ситуации обычно выполняют способами прямоугольных и полярных координат, створов, а также прямыми засечками. Ввиду недопустимости замыканий контактной сети линии удобно измерять геометрическими дальномерами.

На планах изображают все здания, путевое развитие, наземные и подземные коммуникации, дороги, ручьи, показывают координаты основных точек стрелочных переводов, углов пассажирских зданий, депо, постов централизации, опор высоковольтных линий электропередачи и т. д.

На сортировочных горках снимают стрелочные переводы, тормозные позиции, ближайшие здания и сооружения.

Продольное нивелирование производится с большей подробностью, чем на остальных участках станции. Высоты определяют от вершины горки: в направлении подъемной части — через 20 м на участке длиной 100 м, в сторону спусковой части — через 5 м до начала стрелочной зоны и далее — через 20 м до конца стрелочной зоны, в остальных частях — в местах переломов профиля, но не реже чем через 50 м.

Перспективной является аэрофотосъемка станций и перегонов в крупных масштабах.

**Техника безопасности.** При выполнении топографо-геодезических и аэросъемочных работ при изысканиях, строительстве и эксплуатации железных дорог необходимо соблюдать правила техники безопасности. К таким работам допускаются только после медицинского осмотра лица, предварительно изучившие и сдавшие экзамены, прошедшие соответствующий инструктаж по технике безопасности, обеспечивающей предупреждение несчастных случаев и создание условий для высокой производительности труда. Инженерно-технический состав (ИТР), выполняющий эти работы, ежегодно подвергается проверке знаний по технике безопасности, что оформляется составлением акта установленной формы, а инструктаж по технике безопасности повторяется для исполнителей работ через каждые 6 месяцев и при начале работ на новом объекте.

Рабочие и ИТР должны обеспечиваться спецодеждой, спецобувью и средствами индивидуальной защиты в соответствии с существующим законоположением.

При работе на железных и автомобильных дорогах не разрешается носить одежду и головные уборы сигнальных цветов (красные, желтые, зеленые), выполнять работы в туман, во время грозы, в ливень, в ураганный ветер, во время метели и песчаной бури; в этих случаях необходимо прекратить работы и укрыться в безопасном месте на весь период непогоды.

Топографо-геодезические работы, выполняемые в условиях интенсивного движения транспорта, должны быть предварительно согласованы в городах с Отделом регулирования уличного движения, на заводских территориях — с заводоуправлением, а исполнители должны хорошо знать правила уличного движения. В этих условиях длины линий следует измерять только дальномерами или определять как недоступные расстояния.

При измерении расстояний землемерными лентами их и шпильки держать только в левой руке и последние — только острием от себя.

На территориях электростанций, аэродромов, в полосе отчуждения железный дорог, стрельбищах, артиллерийских полигонах и других аналогичных объектах геодезические работы могут производиться только после получения разрешения и указаний по безопасному их производству. Закладка геодезических знаков на территориях, имеющих грубопроводы высокого давления, газовые сети и кабельные электрические линии, может производиться только с разрешения организаций, эксплуатирующих эти коммуникации.

При переносе с острыми концами (вешек, штативов, ломов и др.) идущие впереди или сзади обязаны соблюдать интервал, равный двукратной длине переносимых предметов. Переносить и перевозить топоры и пилы разрешается только упакованными в футляры из брезента или подобного материала.

Переходить улицу с геодезическими приборами разрешается только впереди стоящего трамвая и позади стоящего автобуса или

троллейбуса, а с одной станции на другую ходить только навстречу движения транспорта и лишь у самого тротуара.

При перерывах в работе запрещается находиться с геодезическими приборами или оставлять их без надзора на проезжей части дорог всех видов, а при длительной стоянке с приборами в таких местах их необходимо ограждать «рогатками» и специальными сигналами. При работах около действующих трамвайных или троллейбусных линий нельзя подносить какие-либо предметы на расстояние менее 2 м к проводам или частям контактной сети, находящейся под напряжением.

При необходимости производить геодезические работы на полотно железной дороги следует выделить освобожденного от других обязанностей специального сигналиста, который должен находиться на месте, позволяющем ему обнаружить приближающийся поезд по любому пути на расстоянии не менее 1 км и подать заранее установленный сигнал, после которого все работники должны перейти с приборами на ближайшую обочину на расстояние не менее 2 м от ближайшего рельса.

Переходить с геодезическими приборами вдоль железнодорожной линии разрешается только по обочине.

На электрифицированных железных дорогах во избежание замыкания при измерении расстояний стальной лентой или рулеткой их предварительно необходимо изолировать или держать на весу.

При выполнении геодезических работ на станциях и перегонах железных дорог запрещается пролезать под вагонами и проходить между их буферами (когда расстояние между последними меньше 5 м) и переносить под ними геодезические приборы и материалы.

Всем исполнителям работ на эксплуатируемых железнодорожных туннелях должны быть известны ниши, где им следует находиться при прохождении поезда, а при приближении его запрещается прислоняться к стене туннеля или ложиться в кювет.

В случае приближения поезда к работающим на железнодорожных мостах работы должны прекращаться, а все исполнители — уходить за его пределы, если длина моста до 50 м, или находиться на специальных площадках, если длина моста свыше 50 м.

При работах на эксплуатируемых автомобильных дорогах промер расстояний можно производить по обочине, а в случае ее разрушения — по оси дороги и выставлять предупредительные знаки на расстоянии 120—180 м с каждой стороны от места работы или регулировщиков за 50—100 м с двух сторон от места работы.

В пределах дорожного полотна не разрешается оставлять без надзора геодезические приборы, а на дорогах с твердым покрытием запрещается заменять вешки чем либо.

В залесенной местности разрешается производить работы, если всем ее участникам хорошо известна данная местность; при малейшем признаке лесного пожара (запах гари, бег зверей и полет птиц в одном направлении) геодезические работы необходимо прекратить и всем работникам выйти к ближайшей речной долине или оврагу.

При рекогносцировках разрешается подниматься только на здо-

ровые деревья (без гнили, подсушки и трещин до высоты, где ствол имеет диаметр не менее 10 см) и пользоваться при этом специальными приспособлениями (когтями и др.) и предохранительным поясом. На деревья, геодезическим знаки, мачты и другие сооружения подниматься с грузом более 6 кг не разрешается. Перед подъемом на триангуляционные сигналы необходимо тщательно обследовать их исправность и подниматься на них только по внутренней лестнице.

В районе рубки просеки, поручаемой только опытным рабочим, обеспеченным защитными касками, в радиусе 50 м не должны находиться лица, не участвующие в этих работах, а в местах пересечения просекой проезжих дорог на этом расстоянии устанавливаются знаки «Проход и проезд запрещен — валка леса». Зависшие деревья следует снимать только с помощью троса, ворота, лебедки или трактора и не рубить дерево, на котором повисло другое. Гнилые и сухостойные деревья только подпиливают, но не подрубают. Оставлять не сваленными подпиленные или подрубленные деревья не разрешается. Запрещается рубка просеки в грозу, дождь, сумерки и при ветре свыше 5 баллов. В горах при рубке валить деревья разрешается только их вершинами под гору.

При съемке и нивелировании крутых или обрывистых косогоров реечники должны пользоваться предохранительными поясами и охранными веревками.

Особую осторожность необходимо проявлять при обследовании и съемке подземных сетей и производить их только при получении наряда-допуска установленной формы и при соблюдении всех «Правил техники безопасности при эксплуатации водопроводно-канализационных сооружений на железнодорожном транспорте и транспортном строительстве».

При закладке знаков постоянного планово-высотного съемочного обоснования пробивать отверстия в кирпичной стене разрешается только исправным инструментом (предварительно обследованным) и в брезентовых рукавицах, предохранительных очках; зубило при этом нужно держать щипцами, а не руками.

Котлованы для закладки грунтовых центров запрещается рыть подкопом.

Металлические трубки и штыри, фиксирующие точки планово-высотного съемочного обоснования, можно забивать в открытый грунт или асфальт без согласования только в том случае, если глубина их забивки не превышает 0,3 м от поверхности земли. Установка геодезических знаков на уличных проездах предварительно согласовывается с местными органами Советской власти.

Особое внимание при закладке грунтовых знаков необходимо проявлять в местах, где близко подходят подземные коммуникации; в этом случае необходимо осторожно отрыть с помощью лопаты с деревянной ручкой шурф глубиной до 0,7 м. При опускании центров в котлован бровку необходимо очистить и размещать центр только с той стороны котлована, где уложен вынутый грунт.

Выполняя геодезические работы, особую осторожность следует проявлять при передвижении по болотам, торфяникам, речным долинам, оврагам, в закарстованных районах, по льду, в период грозы, в зимнее время, при передвижении по воде, при использовании плавучих средств, переправ через реки и водоемы, гужевого, вьючного, верхового, аэросанного, авиационного и другого транспорта, строго руководствуясь правилами техники безопасности.

При выполнении топографо-геодезических работ на площадках развернутого строительства необходимо руководствоваться правилами техники безопасности, принятыми для данного строительного объекта, в которых предусмотрены геодезические работы.

При выполнении топографо-геодезических работ на площадках развернутого строительства необходимо руководствоваться правилами техники безопасности.

Летно-съёмочные работы при изысканиях железных дорог должны производиться в соответствии с действующими правилами, изложенными в инструкциях и положениях Министерства гражданского воздушного флота и соответствующего управления Министерства обороны СССР.

Перед выполнением геодезических работ лазерными приборами необходимо соответственно проинструктировать всех работающих о мерах предосторожности. Лазерный луч представляет опасность только для сетчатки глаза, если он попадает в него непосредственно. Место работы с такими приборами необходимо ограждать и устанавливать соответствующие предупредительные сигналы.

Исполнителям работ не разрешается вскрывать включенные лазерные приборы и блоки их питания, а отключать их от последних можно только спустя 1,5—2 мин после выключения блока питания. Не допускается производить заземление корпуса прибора и его блока питания, а соединительные кабели не должны иметь повреждений. Для предупреждения попадания в глаз лазерного луча последний должен проходить выше головы или ниже пояса работающих и не выходить за пределы огражденного участка.

**Охрана природы.** Охрана природы и рациональное использование ее богатств на протяжении всей истории нашего социалистического государства были постоянной заботой Коммунистической партии и Советского правительства.

В условиях ускоренного развития научно-технической революции, роста промышленности и транспорта вопросы охраны окружающей среды приобретают особое значение и становятся одной из важнейших общегосударственных задач. Забота государства об охране природы отражена и в Конституции СССР — Основном Законе Советского государства. «Усилить охрану природы, земли и ее недр, атмосферного воздуха, водоемов, животного и растительного мира. Обеспечить рациональное использование и воспроизводство природных ресурсов»\*.

\* Материалы XXVI съезда КПСС. М., 1981, с. 143.

Охрана природы нашей страны отражена в законах, принятых во всех союзных республиках и в постановлениях Верховного Совета СССР «О мерах по дальнейшему улучшению охраны природы и рациональному использованию природных ресурсов» (1972 г.), ЦК КПСС и Совета Министров СССР «Об усилении охраны природы и улучшении природных ресурсов» (1972 г.) и «О дополнительных мерах по усилению охраны природы и улучшению использования природных ресурсов» (1978 г.).

Выполняя топографо-геодезические работы при технических изысканиях, необходимо соблюдать условия, обеспечивающие охрану природы. Особое внимание должно быть уделено мерам пожарной безопасности. Лица, отвечающие за пожарную безопасность при изыскательских работах, обязаны знать и выполнять правила пожарной безопасности и систематически контролировать выполнение их всеми работниками изыскательских партий. До начала работы в лесу должны быть зарегистрированы в лесхозах (леспромхозах) места выполнения топографо-геодезических работ и выделены лица, отвечающие за соблюдение правил пожарной безопасности в лесу.

Места лагерных стоянок исполнителей топографо-геодезических работ в лесу и степи должны быть очищены от сучьев, хвороста, валежника и других горючих материалов и окружены полосой (не менее 1 м ширины), с которой полностью удалены травяная растительность, лесная подстилка и другие горючие материалы до минерального слоя почвы.

В пожароопасный период не разрешается: разводить костры в хвойных молодняках, лесосеках, торфяниках, на территории подсохших камышей, около деревьев и под их кронами, бросать горящие спички и окурки и высыпать горящую золу из курительных трубок, употреблять пыжи, сделанные из пакли, бумаги и других тлеющих материалов.

Производственные отношения в условиях развитого социализма порождают единство интересов людей во всех сферах общественной деятельности, включая и их отношение к природе.

При построении плано-высотного съемочного обоснования, проложении теодолитных и нивелирных ходов, съемочных работ необходимо строго соблюдать условия, обеспечивающие сохранность окружающей среды. Для постановки геодезических приборов должны выбираться места, не приносящие ущерба растительности.

При установлении ширины полосы отвода земель для вновь строящейся общей сети железный дорог и внешних подъездных путей промышленных, сельскохозяйственных и лесозаготовительных предприятий, расположенных как на выемках, так и на насыпях, необходимо руководствоваться нормами отвода, утвержденными Госстроем СССР 19.12.1974.

При выборе, отводе, а равно и при использовании земель для железных дорог следует соблюдать Основы земельного законодательства Союза ССР и союзных республик.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Бобир Н. Я., Лобанов А. Н., Федорчук Г. Д.* Фотограмметрия. — М.: Недра, 1974.
2. *Большаков В. Д., Гайдаев П. А.* Теория математической обработки геодезических измерений. — М.: Недра, 1977.
3. *Васютинский И. Ю.* Гидростатическое нивелирование. — М.: Недра, 1976.
4. *Ганьшин В. Н., Коськов Б. И., Хренов Л. С.* Справочное руководство по крупномасштабным съемкам. — М.: Недра, 1977.
5. *Геодезия/Маслов А. В., Гордеев А. В., Александров Н. Н.* — М.: Недра, 1972.
6. *Горинов А. В., Кантор И. И., Кондратченко А. П., Турбин И. В.* Изыскания и проектирование железных дорог. Т. I и II, 6-е изд., перераб. и доп. — М.: Транспорт, 1979.
7. *Железные дороги: Общий курс/Филиппов М. М., Уздин М. М., Ефименко Ю. И.* и др. — М.: Транспорт, 1981.
8. Инструкция о построении государственной геодезической сети СССР. — М.: Недра, 1966.
9. Инструкция по нивелированию I, II, III и IV классов. — М.: Недра, 1974.
10. Инструкция по топографической съемке в масштабах 1:5000, 1:2000, 1:1000 и 1:500. — М.: Недра, 1982.
11. Инструкция по топографо-геодезическим работам при инженерных изысканиях для промышленного, сельскохозяйственного, городского и поселкового строительства. СН 212—73. — М.: Стройиздат, 1974.
12. Инструкция по инженерным изысканиям для линейного строительства. СН 234—62. — М.: Стройиздат, 1962.
13. Лазерные геодезические приборы в строительстве/Грузинов В. В., Иваннищев В. И., Коугия В. А. и др. — М.: Недра, 1977.
14. *Левчук Г. П., Новак В. Е., Конусов В. Г.* Прикладная геодезия. Основные методы и принципы инженерно-геодезических работ. — М.: Недра, 1981.
15. *Лобанов А. Н.* Аэрофототопография. — М.: Недра, 1978.
16. *Лобачев В. М.* Радиоэлектронная геодезия. — М.: Недра, 1980.
17. *Машимов М. М.* Уравнивание геодезических сетей. — М.: Недра, 1979.
18. *Пискунов М. Е.* Методика геодезических наблюдений за деформациями сооружений. — М.: Недра, 1980.
19. Постоянное планово-высотное съемочное обоснование/Хренов Л. С., Коськов Б. И., Бруевич П. Н. и др.; Под ред. Л. С. Хренова. — М.: Недра, 1982.
20. Руководство по топографической съемкам в масштабах 1:5000, 1:2000, 1:1000 и 1:500. Кн.: Наземные съемки и кн.: Фототодолитная съемка. — М.: Недра, 1977.
21. *Рытов А. В., Спиридонов А. И.* Геодезические приборы для крупномасштабных топографических съемок. — М.: Недра, 1977.
22. *Селиханович В. Г.* Геодезия. Ч. II. — М.: Недра, 1981.
23. Справочник геодезиста/Под ред. В. Д. Большакова и Г. П. Левчука. — М.: Недра, 1975.
24. Справочное руководство по инженерно-геодезическим работам/Под ред. В. Д. Большакова и Г. П. Левчука. — М.: Недра, 1980.
25. Маркшейдерское дело/Оглоблин Д. Н., Бастан П. П., Герасименко Д. И. и др. — М.: Недра, 1972.
26. *Федоров В. И.* Аэроизыскания автомобильных дорог и мостовых переходов. — М.: Транспорт, 1975.
27. Центры геодезических пунктов для территорий городов, поселков и промышленных площадок. — М.: Недра, 1972.
28. *Черемисин М. С., Воробьев А. В.* Геодезическо-маркшейдерская разбивочная основа при строительстве подземных сооружений. — М.: Недра, 1982.



- Абрис 173  
 Азимут астрономический 20  
 — геодезический 20  
 — магнитный 21  
 Аэрофотоаппарат 207  
 Аэрофотоснимок 207  
 Аэрофотосъемка стереотопографическая 202
- Базис геометрической сети 194  
 — триангуляции 114  
 Буссоль мензульная (ориентир буссоль) 189
- Ватерпасовка 251  
 Вешение 92  
 Вилка мензульная (центрировочная) 188  
 Высота абсолютная 19  
 Вычисление азимутов 23  
 — дирекционных углов 128  
 — координат 24  
 — площадей планиметром 40  
 — приращений 24
- Галсы 265  
 Географическая широта 15  
 Геоид 13  
 Гидрометрия 265  
 Гониометр 171  
 Горизонтали 35, 38
- Дальномер оптический с постоянным базисом 99, 102  
 — с постоянным углом 99, 105  
 Диафрагма сетки нитей 65
- Журнал тахеометрической съемки 184  
 — нивелирования поверхности (абрис) 200  
 — II класса 159  
 — III класса 157  
 — IV класса 150  
 — топографической съемки 196
- Задача геодезии 8  
 — обратная геодезическая 24  
 — прямая геодезическая 24  
 Засечки геодезические 135  
 — многократные (Спеллиуса — Потепота) 198  
 — обратные 139, 194  
 — прямые 139, 194  
 Зоны трехградусные 18  
 — шестиградусные 18
- Измерение базиса 114, 194  
 — вертикальных углов 85  
 — горизонтальных углов 59, 78, 79, 80, 82  
 — расстояний 89
- Калька высот 197, 199  
 — контуров 197, 199  
 Карта топографическая 28, 31, 39  
 Кипрегель 189  
 Классификация нивелиров 145  
 — погрешностей 42  
 — съемок 166  
 — тахеометров 180  
 — теодолитов 68  
 Компарирование рек 149  
 Координаты географические 15, 17  
 — геодезические 14  
 — плоские прямоугольные Гаусса 16  
 Кривизна Земли 143
- Лента землемерная ЛЗ 89, 91, 95  
 — ЛЗШ 89, 96
- Масштаб заложенный 34  
 — поперечный 36  
 Место нуля 86, 88
- Невязка линейная  
 — угловая 129  
 — хода тахеометрического 184  
 — теодолитного 129  
 Нивелир 05 145  
 — НЗ 145, 146  
 — НЗК 146  
 Номенклатура карт 28  
 Нуль кронштадтского футштока 19  
 Нуль пункт уровня 64
- Определение истинного (географического) азимута 140  
 — коэффициента дальномера 100, 104, 105  
 — расхода воды 266  
 — скорости течения 265  
 — уклона воды в реке 261  
 Ориентирование внешнее 221, 222  
 — взаимное 221, 233  
 — планшета 189  
 Основание масштаба 36  
 Ось визирная 66  
 — уровня 64 65  
 Отметки проектные 257  
 — рабочие 257
- Пантограф 41  
 Пикетажный журнал 236  
 Планиметр 40  
 Площадь водосборная 265  
 Проверка кипрегеля 190

— мензулы 188  
— нивелира 145, 146, 148  
— теодолита 74, 75, 76, 77  
— уровня теодолита 75  
Поверхность уровенная 13  
Погрешность абсолютная 42  
— арифметической середины 47, 48, 51  
— грубая 42  
— коллимационная 76  
— предельная 45  
— систематическая 42  
— случайная 42, 43, 49  
— квадратическая 44  
— эксцентриситета 63  
Полигонометрия 114  
Полуось сфероида большая 14  
— малая 14  
Постоянные дальномера 100, 102  
— планиметра 40  
Построение горизонталей 187  
Промер глубин 262  
Профиль поперечный реки 263  
— продольный 254  
— поперечный 256, 263  
  
Радиодальномер 109, 112  
Разбивка кривых детальная 240  
— главных точек 236, 237  
— пикетажа 234  
— способом продолженных хорд 242  
— прямоугольных координат 241  
Рейки нивелирные 148, 149, 154  
— подвесные 252  
Реперы грунтовые 124  
— стенные 124  
— трубчатые 124  
Референц-эллипсоид 13, 17  
  
Сближение меридианов 24, 32  
Светодальномер 109, 110, 111  
Серпантинны 245  
Сетка географическая 31  
— квадратов 175, 200  
— километровая 31  
— координатная 31, 175  
Сеть геометрическая 194  
Скорость течения реки 265  
Способ засечек 169  
— координат 169  
— обхода 170  
— полярный 169  
— створов 170  
Створ 91

Стереометр 237  
Стереоскоп 218

Таблицы барометрические 163  
— разбивка кривых 238  
— тахеометрические 101, 180  
Теодолит 68, 69, 70, 71, 72, 73, 74  
Точки главные аэрофотосъемки 208  
— иксовые 247  
— надира 208  
— речные 185  
— связующие 247  
Точность верньера 61, 62  
— вычисления площадей 39  
— измерения линий лентой ЛЗ  
— измерения углов 83  
— масштаба 36  
Трансформирование снимков 212  
Триангуляция 113

Уклоны местности 34  
Уровень круглый 65  
— цилиндрический 64  
Установка в рабочее положение мензулы 192  
— теодолита 78

Формы рельефа 33  
Фотоплан 213  
Фотосхема 210  
Фототрансформатор 212  
Фототриангуляция 224

Ход висячий 127  
— мензульный 197  
— разомкнутый 126  
— замкнутый 126  
— тахеометрический 183  
— теодолитный 126, 168

Цена деления лимба 61  
— планиметра 41  
— уровня 65  
Центрирование планшета мензулы 189  
— теодолита 78

Четырехугольник без диагоналей 136

Эккер двузеркальный 171  
Эклиметр 94  
Эллипсоид вращения 13

Предисловие . . . . .	3
Введение . . . . .	5
§ В.1. Предмет геодезии, ее связь с другими науками. Значение геодезии в народном хозяйстве и обороне страны . . . . .	5
§ В.2. Инженерная геодезия, ее задачи и место при изысканиях, строительстве и эксплуатации железных дорог . . . . .	6
§ В.3. Краткий очерк развития геодезии. Достижения и современные задачи инженерной геодезии . . . . .	8
§ В.4. Организация геодезической службы страны . . . . .	10
§ В.5. Геодезическая служба, обеспечивающая изыскания, проектирование, строительство и эксплуатацию железнодорожного транспорта . . . . .	11
<b>Глава 1. Системы координат и ориентирование . . . . .</b>	<b>13</b>
§ 1.1. Понятие о форме и размерах Земли . . . . .	13
§ 1.2. Системы координат, применяемые в геодезии . . . . .	14
§ 1.3. Ориентирование направлений . . . . .	20
§ 1.4. Прямая и обратная геодезические задачи . . . . .	24
<b>Глава 2. Топографические планы и карты . . . . .</b>	<b>25</b>
§ 2.1. Топографический план. Масштаб . . . . .	25
§ 2.2. Карта . . . . .	27
§ 2.3. Разграфка и номенклатура карт и планов . . . . .	28
§ 2.4. Содержание планов и карт. Рельеф . . . . .	32
§ 2.5. Решение задач по топографическим планам и картам . . . . .	35
§ 2.6. Измерение площадей на топографических картах и планах . . . . .	39
<b>Глава 3. Обработка геодезических измерений и оценка точности результатов . . . . .</b>	<b>42</b>
§ 3.1. Общие сведения об измерениях и их погрешностях. Классификация погрешностей . . . . .	42
§ 3.2. Свойства случайных погрешностей. Оценка точности измерений . . . . .	43
§ 3.3. Средняя квадратическая погрешность функций измеренных величин . . . . .	45
§ 3.4. Математическая обработка прямых равноточных измерений . . . . .	47
§ 3.5. Неравноточные измерения . . . . .	50
§ 3.6. Понятие об уравнивании результатов геодезических измерений . . . . .	53
§ 3.7. Правила приближенных вычислений. Средства вычислений . . . . .	54
<b>Глава 4. Измерение углов . . . . .</b>	<b>59</b>
§ 4.1. Элементы геодезических измерений . . . . .	59
§ 4.2. Лимбы и алидады . . . . .	61
§ 4.3. Уровни и зрительные трубы. Винты, штативы и отвесы . . . . .	64
§ 4.4. Теодолиты . . . . .	68
§ 4.5. Поворки и юстировки теодолитов . . . . .	74
§ 4.6. Установка теодолита в рабочее положение. Измерение горизонтальных углов . . . . .	78
§ 4.7. Точность измерения горизонтальных углов . . . . .	83
§ 4.8. Приведение горизонтальных углов к центрам знаков . . . . .	84
§ 4.9. Измерение вертикальных углов. Место нуля . . . . .	85
<b>Глава 5. Измерение расстояний . . . . .</b>	<b>89</b>
§ 5.1. Способы измерения расстояний. Мерные приборы . . . . .	89
§ 5.2. Измерение расстояний лентой ЛЗ . . . . .	91
§ 5.3. Приведение длин линий к горизонту . . . . .	93
§ 5.4. Точность измерений лентой ЛЗ . . . . .	95
§ 5.5. Определение расстояний, недоступных для измерения лентой . . . . .	95
§ 5.6. Измерение длин линий проволоками и шкаловыми лентами ЛЗШ . . . . .	96
§ 5.7. Проволочный дальномер . . . . .	98
§ 5.8. Оптические дальномеры. Нитяный дальномер . . . . .	99
§ 5.9. Дальномеры двойного изображения . . . . .	101
§ 5.10. Параллактический способ измерения расстояний . . . . .	108
§ 5.11. Светодальномеры. Понятие о радиодальномерах . . . . .	109

Глава 6. Геодезические опорные сети . . . . .	112
§ 6.1. Общие принципы организации геодезических работ. Назначение планово-геодезической сети и методы ее построения . . . . .	112
§ 6.2. Государственная геодезическая сеть . . . . .	116
§ 6.3. Геодезические сети сгущения . . . . .	120
§ 6.4. Основные типы центров, реперов и наружных знаков . . . . .	121
Глава 7. Плановое съёмочное обоснование инженерно-геодезических работ . . . . .	126
§ 7.1. Методы создания геодезического планового съёмочного обоснования . . . . .	126
§ 7.2. Привязка теодолитных ходов к опорным пунктам . . . . .	131
§ 7.3. Понятие о создании планового съёмочного обоснования . . . . .	133
§ 7.4. Определение отдельных точек засечками . . . . .	138
§ 7.5. Определение азимута направления из астрономических наблюдений . . . . .	140
Глава 8. Высотное съёмочное обоснование . . . . .	141
§ 8.1. Сущность и методы нивелирования. Геометрическое нивелирование . . . . .	141
§ 8.2. Влияние кривизны Земли и рефракции на нивелирование . . . . .	143
§ 8.3. Нивелиры, их устройство и поверки. Нивелирные рейки . . . . .	145
§ 8.4. Нивелирование IV класса. Техническое нивелирование . . . . .	149
§ 8.5. Точные нивелиры и рейки . . . . .	153
§ 8.6. Нивелирование III класса . . . . .	154
§ 8.7. Понятие о нивелировании II класса . . . . .	159
§ 8.8. Тригонометрическое нивелирование . . . . .	161
§ 8.9. Барометрическое нивелирование . . . . .	163
§ 8.10. Гидростатическое и механическое нивелирование . . . . .	164
Глава 9. Съёмка местности . . . . .	166
§ 9.1. Виды съёмки. Выбор масштаба съёмки и высоты сечения рельефа . . . . .	166
§ 9.2. Теодолитная съёмка . . . . .	168
§ 9.3. Тахеометрическая съёмка . . . . .	179
§ 9.4. Мензуральная съёмка . . . . .	187
§ 9.5. Нивелирование поверхности . . . . .	199
Глава 10. Фототопографические съёмки . . . . .	202
§ 10.1. Виды фототопографической съёмки . . . . .	202
§ 10.2. Наземная фототопографическая съёмка . . . . .	202
§ 10.3. Аэрофотосъёмка местности . . . . .	205
§ 10.4. Аэрофотоснимок, его основные метрические свойства; масштаб и искажение . . . . .	207
§ 10.5. Анализ искажений на аэрофотоснимке . . . . .	209
§ 10.6. Фотосхемы . . . . .	210
§ 10.7. Фототрансформирование . . . . .	212
§ 10.8. Монтирование фотопланов . . . . .	213
§ 10.9. Дешифрирование аэрофотоснимков . . . . .	214
§ 10.10. Фотокарты . . . . .	216
§ 10.11. Стереофототопографическая съёмка . . . . .	216
§ 10.12. Определение превышений по стереоснимкам . . . . .	221
§ 10.13. Понятие о взаимном и внешнем ориентировании аэрофотоснимков . . . . .	224
§ 10.14. Аналитическая пространственная фототриангуляция . . . . .	224
§ 10.15. Комбинированный метод создания топографических карт . . . . .	225
§ 10.16. Универсальный и дифференцированный методы стереотопографической съёмки . . . . .	226
§ 10.17. Фототопографическая съёмка при изысканиях железных дорог. Аэронивелирование . . . . .	229
Глава 11. Геодезические работы, выполняемые при изысканиях железных дорог . . . . .	232
§ 11.1. Общие сведения . . . . .	232
§ 11.2. Трассирование линий. Разбивка пикетажа и закрепление трассы . . . . .	234

§ 11.3. Кривые и переходные кривые. Разбивка главных точек железнодорожных кривых. Вынос пикетов на кривую . . . . .	236
§ 11.4. Детальная разбивка железнодорожных круговых кривых . . . . .	240
§ 11.5. Разбивка кратных и переходных кривых. Серпантинны . . . . .	243
§ 11.6. Нивелирование железнодорожной трассы и поперечников . . . . .	246
§ 11.7. Особые случаи нивелирования. Плановая и высотная привязки железнодорожной трассы к исходным пунктам . . . . .	249
§ 11.8. Обработка материалов нивелирования железнодорожной трассы и поперечников . . . . .	252
§ 11.9. Построение продольного профиля железнодорожной трассы и поперечников. Проектирование по профилю . . . . .	254
§ 11.10. Беспикетажное нивелирование железнодорожных трасс . . . . .	258
§ 11.11. Гидрометрические работы . . . . .	259
§ 11.12. Определение водосборной площади, скорости течения и расхода воды в реке . . . . .	265
<b>Глава 12. Геодезические разбивочные работы . . . . .</b>	<b>268</b>
§ 12.1. Понятие о геодезической основе разбивочных работ . . . . .	268
§ 12.2. Строительная сетка и ее разбивка . . . . .	270
§ 12.3. Геодезическая подготовка проекта сооружения для его разбивки. Точность разбивочных работ . . . . .	273
§ 12.4. Отложение на местности проектного расстояния и угла . . . . .	276
§ 12.5. Вынос в натуру планового положения точек . . . . .	279
§ 12.6. Методы вертикальной разбивки. Вынос в натуру проектной отметки . . . . .	281
§ 12.7. Вынос в натуру отрезка линии и плоскости заданного уклона . . . . .	284
§ 12.8. Приборы для вертикального проецирования. Вынос в натуру отрезка отвесной линии и плоскости . . . . .	286
<b>Глава 13. Разбивочные работы при строительстве на железных дорогах . . . . .</b>	<b>290</b>
§ 13.1. Восстановление трассы. Разбивка земляного полотна . . . . .	290
§ 13.2. Разбивка труб, малых мостов, верхнего строения пути и раздельных пунктов . . . . .	296
§ 13.3. Понятие об исполнительной съемке . . . . .	299
<b>Глава 14. Геодезические работы при строительстве мостов и тоннелей . . . . .</b>	<b>299</b>
§ 14.1. Геодезические работы на этапе изысканий мостового перехода . . . . .	299
§ 14.2. Съемка района мостового перехода. Измерение длины перехода . . . . .	301
§ 14.3. Высотная основа строительства моста . . . . .	302
§ 14.4. Плановая геодезическая основа строительства моста . . . . .	304
§ 14.5. Мостовая триангуляция . . . . .	305
§ 14.6. Линейно-угловая сеть. Полигонометрия. Трилатерация . . . . .	308
§ 14.7. Обработка результатов измерений, уравнивание опорной геодезической сети моста . . . . .	309
§ 14.8. Виды условных уравнений . . . . .	310
§ 14.9. Понятие о строгом решении системы условных уравнений . . . . .	315
§ 14.10. Приближенное уравнивание опорной геодезической сети . . . . .	316
§ 14.11. Разбивка мостовых опор . . . . .	319
§ 14.12. Разбивка опор на больших реках . . . . .	322
§ 14.13. Разбивка пролетных строений . . . . .	325
§ 14.14. Геодезические работы при строительстве тоннелей . . . . .	326
<b>Глава 15. Геодезические работы при эксплуатации инженерных сооружений . . . . .</b>	<b>330</b>
§ 15.1. Деформации инженерных сооружений . . . . .	330
§ 15.2. Съемка больных мест земляного полотна . . . . .	336
§ 15.3. Наблюдения за деформациями мостов и тоннелей . . . . .	338
§ 15.4. Геодезические работы при ремонте и реконструкции пути . . . . .	340
<b>Глава 16. Сведения по технике безопасности и охране природы . . . . .</b>	<b>342</b>
Список литературы . . . . .	347
Предметный указатель . . . . .	348