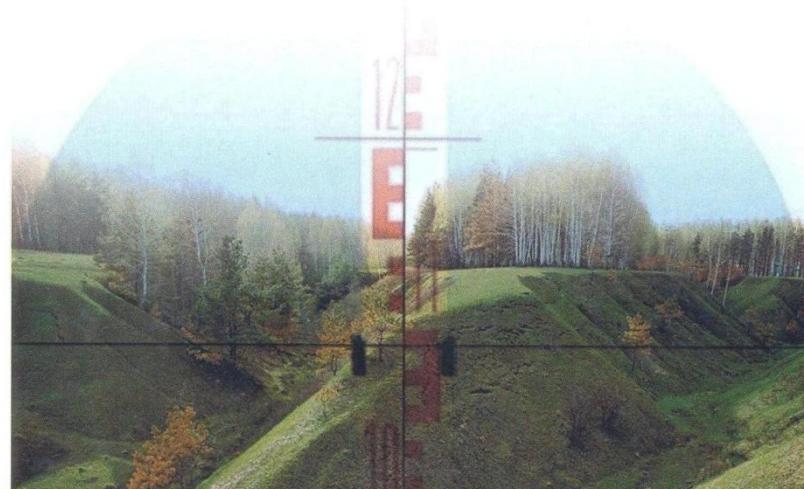


528
к-77

СРЕДНЕЕ
ПРОФЕССИОНАЛЬНОЕ
ОБРАЗОВАНИЕ

Ю.А. Кравченко

ГЕОДЕЗИЯ



У Ч Е Б Н И К



СРЕДНЕЕ ПРОФЕССИОНАЛЬНОЕ ОБРАЗОВАНИЕ

Серия основана в 2001 году

Ю.А. КРАВЧЕНКО

ГЕОДЕЗИЯ

УЧЕБНИК

Рекомендовано Учебно-методическим советом СПО
в качестве учебника для студентов учебных заведений,
реализующих программы среднего профессионального образования
по специальностям 08.02.01 «Строительство и эксплуатация зданий
и сооружений», 08.02.02 «Строительство и эксплуатация инженерных
сооружений», 08.02.05 «Строительство и эксплуатация
автомобильных дорог и аэродромов», 08.02.06 «Строительство
и эксплуатация городских путей сообщения»

Москва
ИНФРА-М
2019

TAQI Axborot resurs markazi

№ 51795

УДК 528(075.32)
ББК 26.12я723
К77

Автор:

Кравченко Ю.А., кандидат технических наук, доцент Новосибирского государственного архитектурно-строительного университета

Рецензенты:

Уставич Г.А., доктор технических наук, профессор Сибирского государственного университета геосистем и технологий;

Астраханцев В.Д., кандидат технических наук, доцент Сибирского государственного университета путей сообщения

Кравченко Ю.А.

К77 Геодезия : учебник / Ю.А. Кравченко. — М. : ИНФРА-М, 2019. — 344 с. — (Среднее профессиональное образование).

ISBN 978-5-16-013907-4

В учебнике приводятся сведения о предмете геодезии, ее истории, изложены методы измерения углов и расстояний на земной поверхности, измерения превышений, методы построения и обработки плановых и высотных съемочных сетей, представлены способы выполнения плановых и высотных съемок, рассмотрены геодезические работы при проведении инженерно-геодезических изысканий, выносе проектов в натуру, при возведении инженерных сооружений и зданий, методы контроля соответствия фактических значений геометрических параметров объектов капитального строительства их проектным значениям.

Для студентов учреждений среднего профессионального образования, студентов вузов, а также для работников строительных организаций.

УДК 528(075.32)
ББК 26.12я723

ISBN 978-5-16-013907-4

© Кравченко Ю.А., 2017

Введение

Геодезические работы проводятся практически на всех стадиях жизненного цикла объектов капитального строительства: предпроектной — инженерно-геодезические изыскания площадок строительства и трасс инженерных коммуникаций; проектной — определение планового и высотного проектных положений объектов строительства и подготовка данных для выноса проектов в натуру; на стадии непосредственного возведения объектов — вынос проектов в натуру и контроль соответствия фактических геометрических параметров возводимых объектов их проектным значениям; на стадии эксплуатации объектов — контроль и наблюдения за плановым и высотным положениями объектов и их деформациями.

Вместе с тем на протяжении длительного времени наблюдается устойчивая тенденция к возрастанию сложности возводимых сооружений и возрастанию требований к точности соблюдения их геометрических параметров, что влечет за собой как повышение требований к точности геодезических измерений в процессе строительства объектов, так и применение наиболее эффективных методов и технологий геодезических работ.

Область геодезических знаний, необходимых для специалистов строительных специальностей, включает традиционные геодезические измерения и работы, применяемые во многих сферах человеческой деятельности, и специфические методы и работы, выполнение которых необходимо только при проектировании и строительстве зданий и сооружений различного назначения, поэтому данный учебник включает описание традиционных геодезических работ и описание тех вопросов и тем, которые относят к так называемой «инженерной геодезии».

Автор пытался дать не только объяснение тому, что и как делать, но и ответить на вопрос: «Почему?» Учебник включает базовые знания, необходимые любым специалистам, выполняющим геодезические работы. Содержание базируется преимущественно на элементарной математике, некоторые сведения из высшей математики используются в незначительном объеме и только в силу необходимости.

Настоящий учебник разработан в соответствии с требованиями к специалистам-строителям, которые должны:

знатъ конструкцию геодезических приборов, их поверки и способы подготовки к работе, требования нормативных документов

к точности геодезических измерений и точности геометрических параметров строительных конструкций;

уметь выполнять основные геодезические измерения и обработку их результатов, готовить разбивочные чертежи, выполнять исполнительные съемки и подготавливать отчетные документы о выполненных работах;

владеть специальной терминологией, методами контроля результатов геодезических измерений и вычислений, методами рациональной организации и выполнения геодезических работ при инженерно-геодезических изысканиях, выносе проектов в натуру, возведении объектов капитального строительства.

Автор считает своим долгом выразить благодарность за ценные замечания и содействие изданию учебника заведующей кафедры инженерной геодезии Новосибирского государственного архитектурно-строительного университета О.В. Солнышковой, сотрудникам названной кафедры Ю.С. Обидину и П.Н. Губонину.

На протяжении многих лет автором ведутся занятия по геодезии в Новосибирском государственном университете. Опыт преподавания геодезии позволяет автору адекватно характеризовать ее как научную, так и практическую сферу знаний.

В работе использованы материалы, полученные в результате выполнения научных работ по теме «Изучение гравитационного поля Земли и его применения в геодезии», выполненных в Новосибирском государственном университете в 1980-1985 гг. Вместе с тем, в книгу включены материалы, полученные в результате выполнения научных работ по теме «Изучение гравитационного поля Земли и его применения в геодезии», выполненных в Новосибирском государственном университете в 1986-1990 гг.

Автор выражает глубокую благодарность профессору А.А. Баранову за помощь в написании вступления и за предоставленные материалы для написания главы о гравиметрии. Особая благодарность профессору А.А. Баранову за предоставленные материалы для написания главы о гравиметрии.

Автор выражает глубокую благодарность профессору А.А. Баранову за предоставленные материалы для написания главы о гравиметрии. Особая благодарность профессору А.А. Баранову за предоставленные материалы для написания главы о гравиметрии.

Глава 1 ПРЕДМЕТ ГЕОДЕЗИИ И ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

1.1. ПРЕДМЕТ ГЕОДЕЗИИ

Геодезия — наука, изучающая форму и размеры всей Земли в целом или отдельных ее частей посредством геодезических измерений. (Измерение есть процедура непосредственного либо опосредованного (косвенного, непрямого) сопоставления некоторой физической величины с другой подобной величиной, принятой за единицу меры.) Измеряемыми величинами в процессе геодезических работ являются углы и длины линий на земной поверхности или в околосземном пространстве, высоты точек или их разности, значения силы тяжести, широты и долготы точек и т.д.

В геодезии в широком смысле традиционно выделяют высшую геодезию, геодезию (топографию), инженерную геодезию, аэрофотогеодезию, картографию. В середине XX в. в рамках геодезии возникли новые направления: радиогеодезия, космическая геодезия, дистанционное зондирование, геоинформатика.

Содержание научной специальности «геодезия» в паспорте научных специальностей Высшей аттестационной комиссии (ВАК) характеризуется как определение формы и размеров Земли как планеты, частей ее поверхности, а также установление закономерностей их пространственно-временных изменений.

В высшей геодезии выделяют научные и научно-технические проблемы [5]. Основной научной проблемой высшей геодезии является изучение формы и размеров Земли в целом и ее внешнего гравитационного поля. По этой причине геодезию относят к наукам о Земле. Определение форм и размеров Земли при этом заключается в нахождении математической поверхности, представляющей ее наилучшим образом. Другая основная задача высшей геодезии состоит в изучении ее гравитационного поля и действительной фигуры как отступлений от принятой математической поверхности. Научно-технические проблемы заключаются в разработке наиболее эффективных методов и средств измерений на земной поверхности, в связи с чем геодезию относят к техническим наукам.

Результаты, получаемые в высшей геодезии, служат основой для геодезии (в узком смысле слова). Задачей геодезии, которую в данной книге для определенности будем называть **элементарной геодезией**, является изучение отдельных частей реальной (физической) поверхности Земли.

Для геодезии наиболее существенна связь с математикой, физикой, электроникой, гравиметрией, астрономией, небесной механикой. Теоретической основой *высшей геодезии* служат прежде всего такие ветви математики, как геометрия, дифференциальная геометрия, дифференциальное и интегральное исчисление, теория потенциала, теория вероятностей и математическая статистика. Элементарная геодезия базируется на элементарной математике — геометрии, тригонометрии, алгебре. При решении почти всех задач элементарной геодезии земная поверхность считается плоскостью.

В развитие геодезической науки значительный вклад внесли выдающиеся математики Пифагор (ок. 570–490 до н.э.), Эратосфен (ок. 276–194 до н.э.), И. Ньютон (1643–1727), А.Л. Клеро (1713–1765), П.С. Лаплас (1749–1827), А.М. Лежандр (1752–1833), К.Ф. Гаусс (1777–1855), Ф.В. Бессель (1784–1846) и др.

В свою очередь потребности геодезии послужили стимулом для развития других наук. Из потребностей геодезии возникли понятия эллиптического интеграла и геодезической линии. Наконец, К.Ф. Гауссом для решения некоторых задач геодезии и астрономии был разработан метод наименьших квадратов, который в настоящее время применяется во многих областях при обработке численных результатов экспериментов.

Для геодезии в целом можно отметить ее информационный характер. Задачей геодезических и картографических работ являются получение сведений о земной поверхности и представление полученной информации в соответствующем виде. Наиболее наглядно данное суждение подтверждается выполнением топографических съемок и представлением реальной земной поверхности в виде топографических карт и в последнее время — геоинформационных моделей.

Первые съемки земной поверхности выполнялись наземными способами (так называемый *топометрический метод* получения информации), позднее (с 1930-х гг.) стала применяться аэрофотосъемка (*фотограмметрический метод*); со второй половины XX в. все большее применение находит *дистанционное зондирование Земли* (ДЗЗ), в том числе космические съемки. В настоящее время съемки земной поверхности из космоса выполняются с разрешением 0,5–0,3 м.

1.2. ИСТОРИЧЕСКИЕ СВЕДЕНИЯ

Поскольку геодезия возникла в глубокой древности, точно установить время ее появления не представляется возможным. Первые документально подтвержденные геодезические работы относятся

к VII в. до н.э. Так, при археологических раскопках на территории Вавилона и Ассирии были обнаружены глиняные таблички с планами земельных участков, датируемые VII в. до н.э. Выполнение указанных геодезических работ было связано с ежегодными разливами рек (Тигра и Евфрата).

Как уже отмечалось, существует связь геодезии с геометрией. Более того, и возникновение геометрии, что дословно переводится как «землемерие», было связано с необходимостью измерений и решения задач на земной поверхности. В математическом энциклопедическом словаре геометрия трактуется как «часть математики, изучающая пространственные отношения и формы, а также другие отношения и формы, сходные с пространственными по своей структуре» [7]. Там же приводится ссылка на Евдема Родосского (IV в. до н.э.), объяснявшего возникновение геометрии следующим образом: «Геометрия была открыта египтянами и возникла при измерении Земли. Это измерение было им необходимо вследствие разлива р. Нила, постоянно смывавшего границы» [7]. Еще одной причиной развития геометрии явилась необходимость определения площадей и объемов в процессе земляных и строительных работ.

Но уже древние греки осознали универсальный характер пространственных форм и отношений, значимость для других областей человеческой деятельности, сделав их изучение предметом особой части математики, за которой оставили прежнее название «геометрия». Поэтому позднее выдающийся энциклопедист Древней Греции Аристотель (384–322 до н.э.), создавая классификацию наук того времени, был вынужден для обозначения собственно землемерия ввести термин «*геодезия*», т.е. *землеразделение*.

Поскольку самое раннее (но, вероятнее всего, не самое первое) сочинение, содержащее сведения из геометрии, датируется примерно XVII в. до н.э., поскольку можно считать, что геометрия и геодезия возникли еще раньше. Таким образом, геодезия — одна из древнейших наук, что вполне объяснимо, если учесть важность изучения географического пространства — среды, в которой обитает человек.

Если сравнивать содержание геометрии и геодезии, говорить об их сходстве и различии, то можно сказать, что в первой рассматриваются исключительно задачи непрямых измерений на какой-либо поверхности или в пространстве, тогда как основное содержание второй составляют проблемы прямых измерений на земной поверхности.

Однако возникновение геодезии объясняется не только перечисленными ранее чисто утилитарными потребностями челове-

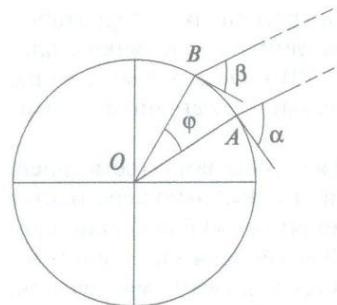


Рис. 1.1. Градусное измерение

градусных измерений. Затем достижения древнегреческих ученых под давлением католической церкви были забыты на многие сотни лет. И лишь в начале IX в. повторные определения размеров Земли выполнил багдадский халиф Мамун.

Суть выполненных Эратосфеном градусных измерений состоит в следующем. В двух точках A и B земной поверхности, находящихся на одном меридиане, в один и тот же момент времени измеряются углы α и β между линией горизонта и направлением на Солнце. Так как расстояние до Солнца (150 млн км) очень велико по сравнению с расстоянием между точками A и B , то направления на Солнце можно считать параллельными линиями. Тогда угол φ между радиусами OA и OB будет равен разности углов

$$\varphi = \alpha - \beta,$$

поскольку угол между радиусами равен углу между касательными.

Если теперь измерить длину дуги s между точками A и B , то можно найти радиус r земного шара из соотношения

$$s = r\varphi,$$

где φ — значение угла в радианах.

В XVI в. шарообразность Земли была установлена эмпирически в результате кругосветного плавания Магеллана. До плавания Магеллана знания о шарообразности Земли были теоретическими и как таковые нуждались в доказательстве. После Магеллана такие доказательства уже не требовались: любой желающий мог повторить указанный эмпирический опыт и убедиться в правильности гипотезы Пифагора. (Плавания Колумба и Магеллана стали возможны только благодаря сохранившимся гипотезам о шарообразности Земли.) Однако открытие Магеллана поставило новый во-

чества. Его в не меньшей мере интересовали вопросы мироздания, устройства реального физического мира. Первым шагом в этом направлении явилась высказанная в VI в. до н.э. древнегреческим математиком Пифагором гипотеза о шарообразности Земли. В III в. до н.э. другой древнегреческий математик Эратосфен первым определил радиус земного шара (рис. 1.1). Подобные определения радиуса Земли позднее получили название

прос: «Если Земля круглая, то что удерживает тела на ее поверхности?» Ответом на них явился ньютонанский закон всемирного тяготения. Таким образом, теоретическое открытие и эмпирическое подтверждение шарообразности Земли послужили стимулом для новых научных исследований и открытий.

В дальнейшем Ньютон не только первым высказал гипотезу о сжатии Земли с полюсами (эллипсоидальность Земли), что следовало из открытого им закона всемирного тяготения, но и теоретически вычислил величину такого сжатия.

Таким образом, достижения геодезии определенным образом влияли на развитие других областей человеческого знания. В свою очередь достижения и результаты других наук и изобретения находили применение в геодезии.

Вероятно, самым первым изобретением, нашедшим применение в геодезии, стало изобретение *компаса* в Древнем Китае. С его появлением возникла возможность ориентироваться на земной поверхности по отношению к сторонам света, определяя направления относительно магнитного меридиана.

В начале XVII в. была изобретена *зрительная труба*, нашедшая в геодезии самое широкое применение и позволившая существенно увеличить точность измерения угловых величин. Кроме того, в начале того же века (1615–1617) голландец Снеллиус предложил создавать геодезические сети в виде *триангуляции* — сплошной сети треугольников, в которой измеряются все углы каждого треугольника и одна или несколько сторон (*базисов*) во всей сети. Изобретение триангуляции позволило относительно быстро создавать на большие территории геодезические сети — плановую основу для выполнения всех последующих геодезических работ и топографических съемок в единой системе координат.

После создания достаточно точных механических часов — *хронометров* — стало возможным определение долгот точек земной поверхности, до этого указанная задача считалась неразрешимой. Позднее в таких целях использовалось *радио*, с помощью которого передавались сигналы точного времени. Изобретение *барометра* позволило определять высоты точек земной поверхности методом так называемого *барометрического нивелирования*. Изобретение *граммометра* дало возможность измерять значения силы тяжести на земной поверхности и уточнять фигуру Земли в целом и явились причиной образования в геодезии новой ее ветви, получившей название **физической геодезии**. Изобретение *гироскопа* предоставило возможность определения истинных азимутов как на земной поверхности, так и под ней, что имеет важное значение при выполне-

нии подземных работ (добыча полезных ископаемых подземным способом, строительство тоннелей, линий метро и т.п.). Изобретение *фотоаппарата* и появление авиации послужило основой такой новой ветви в геодезии, как аэрофотогеодезия, задача которой — методы создания топографических карт и планов по аэроснимкам земной поверхности. С появлением возможности получения космических снимков земной поверхности в различных диапазонах возникло дистанционное зондирование Земли.

В XX в. разработка и внедрение в геодезическое производство *радио- и светодальномеров* увеличили производительность труда при измерении расстояний в десятки и сотни раз. Наконец, на базе космической техники, радиогеодезии и вычислительной техники в конце 1900-х гг. созданы спутниковые системы автономного определения координат, называемые также *глобальными навигационными спутниковыми системами* (ГНСС) и позволяющие быстро и с высокой точностью определять положение любой точки земной поверхности в единой системе координат и высот.

В России первая карта Московского государства (Большой чертеж) была создана в 1598 г. Значительное содействие развитию геодезии и картографии в России оказал такой реформатор, как Петр I. В 1739 г. при Академии наук был образован Географический департамент во главе с М.В. Ломоносовым, и уже в 1745 г. выпущен первый географический «Атлас Российской». 1822 г. отмечен созданием Корпуса военных топографов (КВТ), задачей которого являлось выполнение топографических съемок на территории России. В 1916 г. академик В.И. Вернадский предложил образовать институт, который занимался бы планомерным изучением территории России. В 1919 г. (15 марта) председателем Совнаркома В.И. Лениным был подписан декрет о создании Высшего геодезического управления (ВГУ), позднее переименованного в Главное управление геодезии и картографии (ГУГК) при Совете Министров СССР. Указанная дата в СССР являлась профессиональным праздником геодезистов и картографов. В настоящее время в России день работников геодезии и картографии отмечается в третью воскресенье марта.

К 1992 г. было закончено картографирование всей территории СССР в масштабе 1:25 000. Общее число номенклатурных листов топографических карт масштаба 1:25 000 составило около 240 000. (Толщина бумажного листа — около 0,1 мм. Если листы этих карт сложить стопкой, ее высота была бы около 24 м.) Тогда же было закончено картографирование Антарктиды в масштабе 1:100 000. Крупномасштабные съемки в городах в СССР выполнялись пре-

имущественно трестами инженерно-строительных изысканий. В настоящее время основные геодезические и топографические работы на территории России выполняются Роскартографией, ее аэрогеодезическими предприятиями.

1.3. РОЛЬ ГЕОДЕЗИИ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Ранее отмечалось, что уже в древности при строительстве тех или иных сооружений выполнялись геодезические работы. В настоящее время геодезические измерения находят самое широкое применение при инженерных изысканиях — изучении участка предполагаемого строительства, проектировании, строительстве зданий и сооружений, монтаже оборудования, наблюдениях за деформациями в процессе эксплуатации зданий и различных инженерных сооружений.

В данном учебнике будут рассматриваться вопросы, которые иногда объединяют под названием «*строительная геодезия*». Сутью традиционных геодезических работ является производство измерений тех или иных геометрических величин на земной поверхности в целях определения планового и высотного положений конкретных точек или линий на ней. С другой стороны, существует обратная задача, не рассматриваемая в рамках традиционной геодезии, — определение и закрепление на местности точек или линий, положение которых задано в некоторой системе координат и высот на земной поверхности. В последнем случае соответствие фактического планового и высотного положений возводимых зданий и сооружений их проектному расположению может существенным образом влиять на эксплуатационные характеристики этих объектов: долговечность, устойчивость, прочность и т.п. Таким образом, по сравнению с общей (традиционной) геодезией, строительная геодезия имеет свои собственные задачи.

Еще одна отличительная особенность геодезических работ в строительстве — более высокие требования к точности измерений, что характерно даже при возведении не самых сложных объектов строительства. При строительстве некоторых уникальных сооружений требуется чрезвычайно высокая точность геодезических измерений. Так, например, при строительстве одного объекта для проведения физических экспериментов требовалось измерять разность высот двух точек, расположенных на удалении 200 м друг от друга, с точностью 0,05 мм. В связи с указанным фактом на одной из международных научных конференций отмечалось, что проведение физических экспериментов стало возможным только бла-

годаря очень высокой точности геодезических измерений. Проведение таких работ требует весьма серьезных усилий, разработки неординарных методов и средств измерений.

Точность соответствия фактического планового и высотного положения конструкций и оборудования их проектному положению регламентируется соответствующими Строительными нормами и правилами (СНиП).

В целях выполнения всех указанных требований нормативных документов и согласования геодезических и строительно-монтажных работ на объекте строительства должна разрабатываться специальная часть проекта производства работ (ППР). При строительстве сложных зданий и сооружений разрабатывается самостоятельный проект производства геодезических работ (ППГР). Его основными разделами являются:

- 1) организация геодезических работ на строительной площадке;
- 2) основные геодезические работы;
- 3) геодезическое обеспечение возведения надземной части зданий и сооружений;
- 4) геодезическое обеспечение возведения подземной части зданий и сооружений.

Таким образом, геодезические работы — неотъемлемая часть сложного и длительного процесса — проектирования, возведения и эксплуатации зданий и разнообразных инженерных сооружений, поэтому специалисты-строители должны уметь:

- 1) непосредственно выполнять основные виды геодезических работ;
- 2) осуществлять проверку качества геодезических работ;
- 3) осуществлять общее руководство и организацию геодезических работ на объекте строительства.

1.4. ФИГУРА ЗЕМЛИ

Исходными понятиями при определении фигуры и размеров Земли служат понятия «отвесная линия» и «уровенная поверхность». **Отвесная линия** — это прямая, совпадающая с направлением действия силы тяжести в данной точке [2]. **Уровенной поверхностью** называют поверхность, в каждой точке которой нормаль к поверхности совпадает с отвесной линией. Существует бесконечное множество уровенных поверхностей: через каждую точку околоземного пространства и земной поверхности можно провести (единственную) уровенную поверхность. Уровенные поверхности всюду непрерывны, замкнуты и выпуклы (рис. 1.2). За фигуру Земли

в целом принимается **геоид** — уровенная поверхность, совпадающая с поверхностью Мирового океана в состоянии полного покоя и равновесия и продолженная под материками [2].

Форма уровенных поверхностей зависит от распределения масс внутри Земли, центробежной силы, возникающей вследствие суточного вращения Земли, влияния Луны и планет Солнечной системы и других менее значимых факторов, например распределения воздушных масс в околоземном пространстве. Уравнение геоида представляет собой очень сложную функцию, которая не может быть определена без знания распределения плотностей масс внутри Земли, поэтому по предложению советского геодезиста М.С. Молоденского изучение геоида заменяется изучением *квазигеоида* — поверхности, на океанах совпадающей с геоидом, а на материках отклоняющейся от него не более чем на 2 м.

Поверхность геоида является *физическими моделью* Земли, она близка к поверхности *сфераоида*, или *эллипсоида вращения*, полученного вращением эллипса вокруг малой оси, в связи с чем в качестве *геометрической модели* земной поверхности в целом принимают эллипсоид вращения. Отклонение геоида от эллипсоида не превышает 150 м. При этом различают земной эллипсоид и референц-эллипсоид. Под *земным эллипсоидом* понимается эллипсоид, характеризующий фигуру и размеры Земли в целом. *Референц-эллипсоид* — эллипсоид, принятый для обработки геодезических измерений и установления системы геодезических координат в пределах страны или группы стран.

В СССР (а теперь и в России) в качестве геометрической модели Земли был принят *эллипсоид Красовского*, большая полуось которого $a = 6\ 378\ 245$ м, малая полуось $b = 6\ 356\ 863$ м, сжатие α , называемое иногда *полярным* и представляющее собой отношение (рис. 1.3)

$$\alpha = \frac{a - b}{a} \approx 1 : 298,3.$$

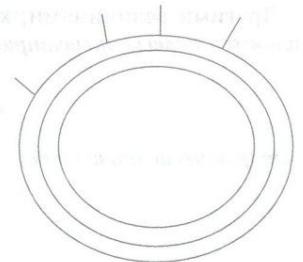


Рис. 1.2. Уровенные поверхности

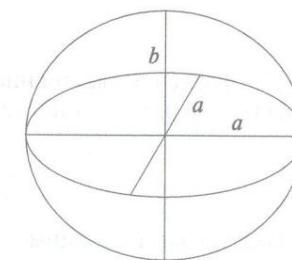


Рис. 1.3. Земной эллипсоид

Другими величинами, характеризующими форму эллипсоида, являются **первый эксцентризитет**

$$e = \frac{\sqrt{a^2 - b^2}}{a} \quad (1.1)$$

и **второй эксцентризитет**

$$e' = \frac{\sqrt{a^2 - b^2}}{b}. \quad (1.2)$$

В математике эксцентризитет e эллипса определяется как отношение расстояния любой точки эллипса до фокуса к расстоянию ее до соответствующей директрисы [7]:

$$e = \frac{r_1}{d_1} = \frac{r_2}{d_2}. \quad (1.3)$$

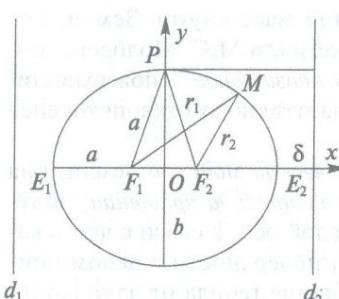


Рис. 1.4. Параметры эллипса

где δ — расстояние от точки экватора E_2 до директрисы d_2 .

Значение эксцентризитета для точки E_2 на экваторе может быть представлено выражением

$$e = \frac{a - f}{\delta}, \quad (1.5)$$

где f — фокусное расстояние.

Из сравнения двух последних выражений следует

$$\frac{a}{a + \delta} = \frac{a - f}{\delta}.$$

Отсюда далее находим

$$\delta = \frac{a(a - f)}{f}.$$

Подставив данное значение в (1.4) или в (1.5), получаем

$$e = \frac{f}{a},$$

а это и есть значение первого эксцентризитета, как это видно на рис. 1.4. Таким образом, мы установили эквивалентность «математического» определения эксцентризитета и «геодезического» определения первого эксцентризитета. Преимущество формулы (1.3) состоит в том, что значение эксцентризитета служит характеристикой не только эллипса, но и других конических сечений — параболы и гиперболы. Достоинство выражения (1.1) для первого эксцентризитета (как и (1.2) для второго) заключается в очевидности, оно более наглядно выражает форму эллипса: чем больше разность полусей a и b , тем больше эксцентризитет, и наоборот. При $e = 0$ эллипс превращается в окружность.

Можно дать другую интерпретацию первого и второго эксцентризитетов. На рис. 1.5 точки F_1 и F_2 — фокусы эллипса; P — полюс; отрезки прямой PF_1 и PF_2 равны большой полуоси a . Легко видеть, что первый эксцентризитет

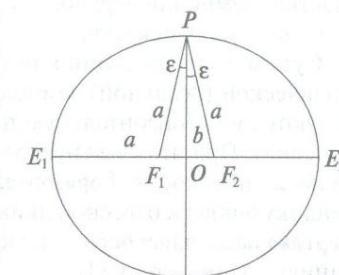


Рис. 1.5. Новая интерпретация параметров эллипса

$$e = \frac{f}{a} = \sin \varepsilon, \quad (1.6)$$

второй эксцентризитет

$$t = \frac{f}{b} = \operatorname{tg} \varepsilon, \quad (1.7)$$

где символ t используется для обозначения второго эксцентризитета как более удобный и как напоминание о тангенсе угла ε между отрезком PF_2 и малой полуосью b .

Таким образом, основным (или первичным) параметром формы эллипса можно считать угол ε . Значения всех величин, характеризующих форму эллипса, легко могут быть получены как функции угла ε , в частности формулы (1.6), (1.7), $k = a / b = 1 / \cos \varepsilon$ и т.п.

1.5. МЕТОД ПРОЕКЦИЙ

Точки земной поверхности характеризуются разной высотой, поэтому измеряемые линии и углы располагаются не на математической поверхности, а в трехмерном пространстве, но поскольку во многих случаях требуется знание положения точек, линий или каких-либо объектов и величин именно на математической поверхности (модели), поскольку в геодезии используется *метод проекций*. Выбор математической поверхности, служащей *моделью земной поверхности*, зависит от размеров отображаемой земной поверхности и требуемой точности определения и представления геометрических величин.

При съемках больших территорий и отображении их на картах в качестве геометрической модели земной поверхности используется сфера или эллипсоид вращения. При съемках небольших участков земной поверхности в качестве ее геометрической модели используется плоскость.

Суть метода проекций в геодезии заключается в том, что точки физической (реальной) земной поверхности ортогонально проектируются на горизонтальную плоскость (или на сферу, или на эллипсоид). При этом важную роль играют горизонтальные и вертикальные плоскости. **Горизонтальная плоскость** — плоскость, перпендикулярная к отвесной линии, проходящей через данную точку. **Вертикальная плоскость** — плоскость, проходящая через отвесную линию в данной точке [2].

Проекция многоугольника на горизонтальную плоскость приведена на рис. 1.6, на котором проекции точек обозначены соответствующими латинскими буквами со звездочкой. Поскольку проектирование на плоскость осуществляется только для небольших участков земной поверхности, вследствие чего углы между отвесными линиями весьма незначительны, поскольку искажения углов и расстояний на земной поверхности при их проектировании на горизонтальную поверхность также малы, этими искажениями можно пренебречь.



Рис. 1.6. Метод проекций

1.6. СИСТЕМЫ КООРДИНАТ

В зависимости от решаемых задач и от размеров отображаемых участков земной поверхности используются различные системы

координат. Основными критериями при их выборе служат точность и эффективность решения возникающих задач. Наиболее часто применяются сфериодические координаты, плоские и пространственные прямоугольные координаты, полярные координаты.

В системах сфероидических координат положение точки на эллипсоиде задается широтой и долготой. **Широта** и **долгота** определяются соответственно относительно экватора и начального меридиана. **Меридианом** называют сечение эллипсоида плоскостью, проходящей через малую ось эллипса, а соответствующую плоскость — **плоскостью меридиана**. **Гринвичский меридиан** принято считать **начальным, или нулевым**. Двугранный угол между плоскостью начального меридиана и плоскостью меридиана, проходящего через данную точку (рис. 1.7), называют **долготой** точки на эллипсоиде.



Рис. 1.7. Долготы и широты

Долгота обычно обозначается латинской буквой L или греческой буквой λ и отсчитывается от Гринвичского меридиана от 0 до 180° на восток (*восточная долгота*) и на запад (*западная долгота*). Более удобным является отсчет долгот от Гринвичского меридиана на восток от 0 до 360° .

Сечения эллипсоида плоскостями, перпендикулярными малой оси, образуют окружности, называемые **параллелями**. Сечение эллипсоида плоскостью, перпендикулярной его малой оси и проходящей через центр эллипса, называют **экватором**. Таким образом, **экватор** — это параллель с наибольшим радиусом.

Геоцентрической широтой ϕ точки на эллипсоиде называют угол между радиус-вектором этой точки и плоскостью экватора (см. рис. 1.7). Геодезической широтой B точки на эллипсоиде называют угол между нормалью к поверхности эллипса в данной точке и плоскостью экватора. Приведенной широтой u точки на эллипсоиде называют широту точки на сфере, являющейся прообразом точки на эллипсоиде при линейном отображении сферы на эллипсоид.

Геодезические координаты представляют собой три величины, две из которых характеризуют направление нормали к поверхности земного эллипсоида в данной точке пространства относительно экватора (геодезическая широта) и начального меридiana (долгота), а третья является высотой точки над поверхностью земного эллипсоида [2].

В системе прямоугольных пространственных геоцентрических координат *XYZ* начало координат совпадает с центром эллипсоида, ось *Z* направлена по малой полуоси от центра эллипсоида к северному полюсу, ось *X* совпадает с пересечением плоскости экватора и плоскости начального меридiana; ось *Y* лежит в пересечении плоскости экватора и плоскости меридiana с долготой 90° (рис. 1.8). Данная система координат используется преимущественно в космической геодезии.



Рис. 1.8. Пространственные координаты

Положение точки на плоскости может определяться в системе плоских прямоугольных координат и в системе полярных координат. **Плоские прямоугольные геодезические координаты** представляют собой прямоугольные координаты на плоскости, на которой отображена по определенному математическому закону поверхность земного эллипсоида [2]. В системе полярных координат на прямой, называемой *полярной осью*, выбирается точка, служащая *полюсом*, и на этой прямой задается направление, от которого отчитываются углы по часовой стрелке. Положение точки определяется значением угла и значением расстояния от нее до полюса.

При съемках сравнительно небольших участков местности используются *условные системы координат*, хотя такие координаты более удобны, так как они изменяются в небольших пределах, и оперировать ими проще, они обладают тем недостатком, что не дают возможности представить положение точки на земном эллипсоиде.

1.7. ОРИЕНТИРОВАНИЕ ЛИНИЙ

Ориентировать линию — означает определить ее направление относительно некоторой другой линии, положение которой известно. В качестве такой известной линии обычно принимается направление истинного или магнитного меридiana. Ориентирование линий задается с помощью азимутов, дирекционных углов и румбов.

Азимутом линии в некоторой точке называют горизонтальный угол, отсчитываемый по ходу часовой стрелки от северного направления меридiana, проходящего через точку, до направления данной линии. На рис. 1.9, *a* точки *P* и *P_M* — истинный и магнитный полюсы соответственно, *A* и *A_M* — истинный и магнитный азимуты линии *BC* в точке *B*. Если отсчет ведется от истинного меридiana, азимут называют *истинным*; если от магнитного, — *магнитным*. Из данного определения следует, что азимуты изменяются в пределах от 0 до 360° , т.е. всегда имеет место соотношение $0^\circ \leq A < 360^\circ$. Если в результате тех или иных вычислений значение азимута оказывается $A < 0^\circ$, то к нему прибавляют 360° , если же $A \geq 360^\circ$, то из него вычитают 360° .

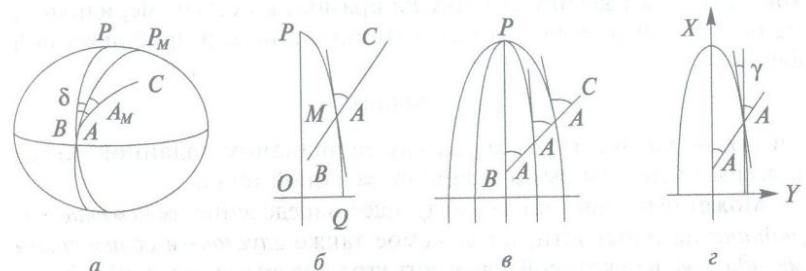


Рис. 1.9. К определению азимута:

а — на эллипсоиде; *б, в, г* — в проекции Гаусса — Крюгера

Поскольку истинный и магнитный полюсы не совпадают, поскольку в одной и той же точке на земной поверхности истинный и магнитный азимуты различаются. **Склонением магнитной стрелки** δ называют горизонтальный угол между направлением истинного меридiana и направлением магнитной стрелки (магнитным меридианом) в данной точке земной поверхности (см. рис. 1.9, *a*). При отклонении магнитной стрелки на восток относительно истинного меридiana склонение магнитной стрелки считается *восточным (положительным)*, при отклонении на запад — *западным (отрицательным)*. Значение магнитного азимута с точностью порядка 1° легко установить с помощью специального прибора — *буссоли*; менее точно — с помощью *компаса*. Если известно значение магнитного азимута, то значение истинного азимута *A* может быть вычислено по формуле

$$A = A_M + \delta,$$

где *A_M* — магнитный азимут; δ — склонение магнитной стрелки.

Склонение магнитной стрелки подвержено суточным, годовым и вековым изменениям. Его величина на некоторую дату и скорость изменения обычно указываются на топографических картах.

В равновеликой проекции Гаусса — Крюгера соотношение между истинным и магнитным азимутами сохраняется.

В проекции Гаусса — Крюгера все меридианы, за исключением осевого меридиана, и все параллели, за исключением экватора, изображаются кривыми (см. рис. 1.9, в). Направлением меридиана в данной точке является направление касательной к нему (см. рис. 1.9, б). При движении точки по прямой (см. рис. 1.9, в) происходит изменение азимута последней на некоторую величину γ :

$$A_2 = A_1 + \gamma,$$

называемую **сближением меридианов** (угол между меридианом, проходящим через заданную точку на прямой, и осевым меридианом на рис. 1.9, г), которое может быть представлено приближенной формулой

$$\gamma = \Delta\lambda \sin\phi,$$

где $\Delta\lambda$ — разность долгот между меридианом заданной точки и осевым меридианом; ϕ — широта заданной точки.

Может быть дано также следующее определение: **сближение меридиана на плоскости**, называемое также **гауссовым сближением меридианов**, в некоторой точке есть угол между касательной к меридиану, проходящему через данную точку в проекции Гаусса — Крюгера, и прямой, параллельной оси абсцисс (см. рис. 1.9, г).

Для отрезка прямой, ограниченного точками A и B , т.е. линии AB , принято различать прямой и обратный азимуты. Прямой азимут линии AB обозначают A_{AB} , обратный — A_{BA} . Зависимость между прямым и обратным азимутами выражается формулой

$$A_{BA} = A_{AB} + 180^\circ + \gamma.$$

Изменение азимута при движении вдоль некоторой прямой на плоскости на практике оказывается довольно неудобным свойством, что видно из последнего соотношения между прямым и обратным азимутами. Чтобы избавиться от такого недостатка, при ориентировании линий на плоскости (топографической карте в проекции Гаусса — Крюгера) вместо азимутов используют дирекционные углы. **Дирекционный угол** α — угол между проходящим через данную точку направлением и линией, параллельной осевому меридиану, измеряемый по часовой стрелке от северного направления осевого меридиана или линии, параллельной ему (на рис. 1.10 прямая PQ параллельна осевому меридиану). В проекции Гаусса — Крюгера ось абсцисс параллельна осевому меридиану, поэтому можно дать другое определение дирекционного угла. **Дирекционный угол** α — угол между проходящим через данную точку направлением и осью

абсцисс, отсчитываемый по часовой стрелке от положительного (северного) направления оси абсцисс. Из данного определения следует, что:

1) дирекционный угол прямой не изменяется на всем ее протяжении;

2) как и азимуты, дирекционные углы лежат в пределах $0^\circ \leq \alpha < 360^\circ$.

Зависимость между прямым и обратным дирекционными углами произвольной линии AB выражается более простым соотношением (рис. 1.11):

$$\alpha_{BA} = \alpha_{AB} \pm 180^\circ.$$

Если в данной формуле значение прямого дирекционного угла $\alpha_{AB} < 180^\circ$, то

$$\alpha_{BA} = \alpha_{AB} + 180^\circ,$$

в противном случае

$$\alpha_{BA} = \alpha_{AB} - 180^\circ.$$

Следует заметить, что понятия «прямой дирекционный угол» и «обратный дирекционный угол» являются относительными. Если говорят о дирекционном угле стороны AB , то прямым будет α_{AB} , а обратным — α_{BA} . Если говорят о дирекционном угле стороны BA , то прямым будет α_{BA} , а α_{AB} обратным.

В связи с необходимостью использования при разного рода вычислениях таблиц тригонометрических функций, которые в силу их (функций) периодичности составлялись в диапазоне от 0 до 90° , для ориентации линий были предложены румбы. **Румб** — угол r , измеряемый от ближайшего направления осевого меридиана или линии, параллельной ему, до заданной линии. Румбы измеряются в диапазоне от 0 до 90° и характеризуются четвертью (СВ, ЮВ, ЮЗ, СЗ) и значением. Нумерация и обозначение четвертей приводятся на рис. 1.12.

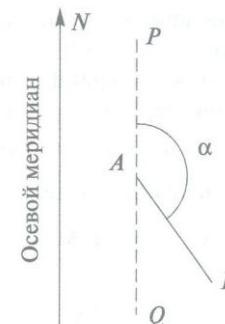


Рис. 1.10. Дирекционный угол

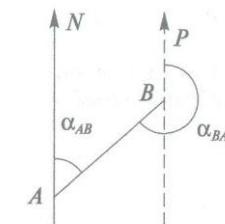


Рис. 1.11. Прямой и обратный дирекционные углы

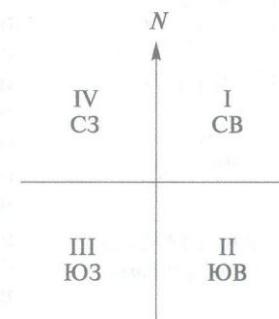


Рис. 1.12. Четверти румбов

При записи румбов вначале указывается четверть, затем через двоеточие — значение румба (например, ЮЗ: $38^{\circ}15'04,5''$). Формулы связи между дирекционными углами и румбами для соответствующих четвертей имеют следующий вид:

$$r_1 = \alpha; r_2 = 180^\circ - \alpha; r_3 = \alpha - 180^\circ; r_4 = 360^\circ - \alpha,$$

где индекс обозначает номер четверти.

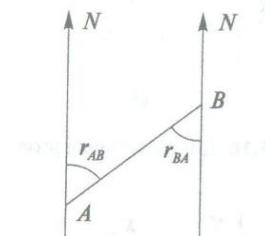


Рис. 1.13. Прямой и обратный румбы

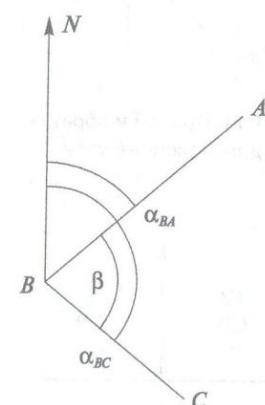


Рис. 1.14. Связь между углами

лись углы β левые по ходу (рис. 1.15, а), то зависимость между дирекционными углами последующей и предыдущей линий выражается формулой

$$\alpha_{i+1} = \alpha_i - 180^\circ + \beta,$$

а если измерялись углы правые по ходу (см. рис. 1.15, б), то формулой

$$\alpha_{i+1} = \alpha_i + 180^\circ - \beta.$$

Очевидно, что прямой и обратный румбы любой линии отличаются друг от друга только четвертью, а именно: четверть меняется на противоположную (рис. 1.13), численное значение румба не изменяется.

Зависимость между горизонтальным углом β и дирекционными углами сторон выражается формулой, следующей из рис. 1.14:

$$\beta = \alpha_{BC} - \alpha_{BA},$$

где α_{BC} — дирекционный угол правой стороны горизонтального угла β ; α_{BA} — дирекционный угол его левой стороны.

Если известен дирекционный угол некоторой стороны, то, измерив горизонтальный угол между ней и смежной стороной, можно определить дирекционный угол второй стороны. Если затем измерить угол между второй стороной и некоторой смежной с ней третьей стороной, то можно вычислить дирекционный угол последней. Очевидно, что эту последовательность можно продолжить необходимое число раз и определить дирекционный угол стороны, удаленной от начальной на значительное расстояние. Если в таком построении измеря-

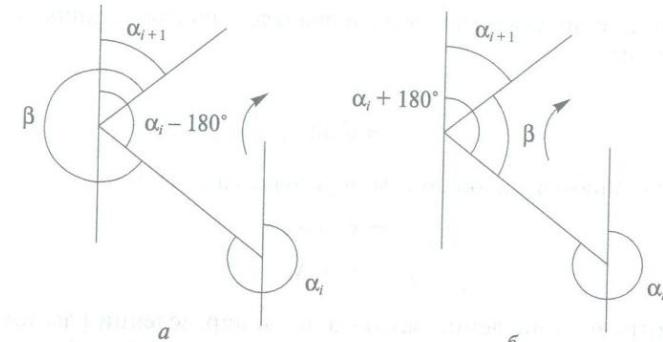


Рис. 1.15. Передача дирекционного угла

Более удобным является использование левых горизонтальных углов, так как сложение выполнять проще, чем вычитание.

1.8. ГЛАВНЫЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ ЗАДАЧИ

Геодезия как практическая геометрия занимается решением задач на земной поверхности, на которой непосредственно могут быть измерены горизонтальные углы и расстояния. Положение точек на плоскости определяется с помощью координат. Однако измерять координаты непосредственно (с применением традиционных геодезических приборов) не представляется возможным, поэтому измеряются другие геометрические величины — углы и расстояния, в связи с чем возникает задача вычисления координат по значениям других геометрических величин. С другой стороны, часто известны координаты точек (например, измерены на плане), а требуется найти расстояние между ними или некоторые углы. Подобные задачи возникают очень часто, вследствие чего они названы **главными геодезическими задачами**.

Главными геодезическими задачами на плоскости являются прямая и обратная задачи. **Прямая геодезическая задача** на плоскости формулируется следующим образом: по заданным координатам x_1 и y_1 точек 1, дирекционному углу α и длине d стороны 1–2 вычислить координаты точки 2 (рис. 1.16).

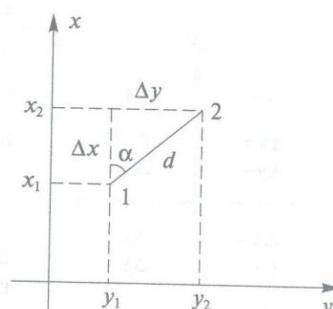


Рис. 1.16. Приращения координат

Для решения указанной задачи вначале вычисляют приращения координат:

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

$$\Delta y = d \sin \alpha,$$

после чего находят координаты определяемой точки:

$$x_2 = x_1 + \Delta x;$$

$$y_2 = y_1 + \Delta y.$$

Контроль вычислений заключается в определении расстояния по формуле

$$d = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2}.$$

В инженерных приложениях отклонение вычисленного расстояния d от заданного обычно не должно превышать 1 см.

Обратная геодезическая задача на плоскости заключается в вычислении по заданным координатам двух точек (1 и 2) дирекционного угла и длины стороны 1–2. Для ее решения находят приращения координат:

$$\Delta x = x_2 - x_1;$$

$$\Delta y = y_2 - y_1.$$

После чего, игнорируя знаки приращений координат, вычисляют величину тангенса румба

$$\operatorname{tg} r = \left| \frac{\Delta y}{\Delta x} \right|,$$

значение румба

$$r = \operatorname{arctg} \left| \frac{\Delta y}{\Delta x} \right|$$

и расстояние

$$d = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2}.$$

Четверть румба определяется в соответствии со знаками приращений координат Δx и Δy (рис. 1.17). Зависимость между дирекционными углами и румбами определяется четвертью румба (рис. 1.18).

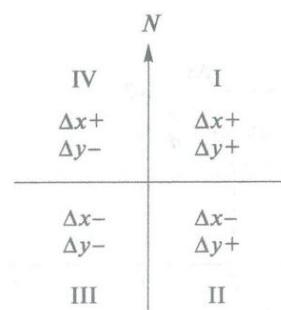


Рис. 1.17. Знаки Δx и Δy

Контроль вычислений осуществляется по формуле

$$d = \left| \frac{\Delta x}{\cos \alpha} \right| = \left| \frac{\Delta y}{\sin \alpha} \right|.$$

Расхождения в значениях расстояний, как правило, не должны превышать 1–2 см.

1.9. АБСОЛЮТНЫЕ И ОТНОСИТЕЛЬНЫЕ ВЫСОТЫ

Высота есть расстояние от точки до выбранной отсчетной поверхности по нормали к этой поверхности. В геодезии различают геодезическую высоту, ортометрическую высоту и нормальную высоту. **Геодезическая высота** — это расстояние точки до поверхности земного эллипсоида. **Ортометрическая высота** — высота точки над поверхностью геоида. **Нормальная высота** — величина, численно равная отношению геопотенциальной величины в данной точке к среднему значению нормальной силы тяжести Земли по отрезку, отложенному от поверхности земного эллипсоида [2]. Далее мы будем иметь дело с геодезической высотой.

В зависимости от выбранной уровенной поверхности высоты подразделяются на абсолютные, условные и относительные. **Абсолютной высотой** называют расстояние по отвесной линии от точки до уровенной поверхности, принятой за начало отсчета высот. **Условной высотой** называют расстояние по отвесной линии от точки до некоторой другой уровенной поверхности. Абсолютные и условные высоты точек называют также **отметками, или альтитудами**.

В России в качестве *государственной системы высот* принята *Балтийская система высот*, счет высот в которой выполняется от нуля *Кронштадтского футштока*, соответствующего среднему уровню Балтийского моря. Кронштадтский футшток представляет собой *водомерный пост* — закрепленную вертикально рейку с делениями, с помощью которой осуществляется наблюдение за уровнем воды. Таким образом, Кронштадтский футшток служит для фиксации начала Балтийской системы высот.

Относительной высотой, или превышением, называют разность высот двух точек. Превышение точки A над точкой B есть разность

$$h_{AB} = H_A - H_B.$$

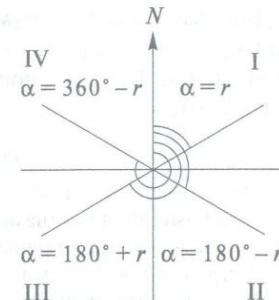


Рис. 1.18. Дирекционные углы и румбы

Для решения указанной задачи вначале вычисляют приращения координат:

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

$$\Delta y = d \sin \alpha,$$

после чего находят координаты определяемой точки:

$$x_2 = x_1 + \Delta x;$$

$$y_2 = y_1 + \Delta y.$$

Контроль вычислений заключается в определении расстояния по формуле

$$d = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2}.$$

В инженерных приложениях отклонение вычисленного расстояния d от заданного обычно не должно превышать 1 см.

Обратная геодезическая задача на плоскости заключается в вычислении по заданным координатам двух точек (1 и 2) дирекционного угла и длины стороны 1–2. Для ее решения находят приращения координат:

$$\Delta x = x_2 - x_1;$$

$$\Delta y = y_2 - y_1.$$

После чего, игнорируя знаки приращений координат, вычисляют величину тангенса румба

$$\operatorname{tgr} r = \left| \frac{\Delta y}{\Delta x} \right|,$$

значение румба

$$r = \arctg \left| \frac{\Delta y}{\Delta x} \right|$$

и расстояние

$$d = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2}.$$

Четверть румба определяется в соответствии со знаками приращений координат Δx и Δy (рис. 1.17). Зависимость между дирекционными углами и румбами определяется четвертью румба (рис. 1.18).

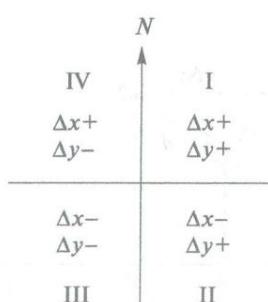


Рис. 1.17. Знаки Δx и Δy

Контроль вычислений осуществляется по формуле

$$d = \left| \frac{\Delta x}{\cos \alpha} \right| = \left| \frac{\Delta y}{\sin \alpha} \right|.$$

Расхождения в значениях расстояний, как правило, не должны превышать 1–2 см.

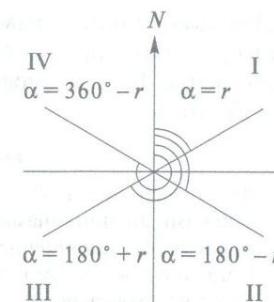


Рис. 1.18. Дирекционные углы и румбы

1.9. АБСОЛЮТНЫЕ И ОТНОСИТЕЛЬНЫЕ ВЫСОТЫ

Высота есть расстояние от точки до выбранной отсчетной поверхности

по нормали к этой поверхности. В геодезии различают геодезическую высоту, ортометрическую высоту и нормальную высоту. **Геодезическая высота** — это расстояние точки до поверхности земного эллипсоида. **Ортометрическая высота** — высота точки над поверхностью геоида. **Нормальная высота** — величина, численно равная отношению геопотенциальной величины в данной точке к среднему значению нормальной силы тяжести Земли по отрезку, отложенному от поверхности земного эллипсоида [2]. Далее мы будем иметь дело с геодезической высотой.

В зависимости от выбранной уровенной поверхности высоты подразделяются на абсолютные, условные и относительные. **Абсолютной высотой** называют расстояние по отвесной линии от точки до уровенной поверхности, принятой за начало отсчета высот. **Условной высотой** называют расстояние по отвесной линии от точки до некоторой другой уровенной поверхности. Абсолютные и условные высоты точек называют также **отметками**, или **альтитудами**.

В России в качестве *государственной системы высот* принята *Балтийская система высот*, счет высот в которой выполняется от нуля *Кронштадтского футштока*, соответствующего среднему уровню Балтийского моря. Кронштадтский футшток представляет собой *водомерный пост* — закрепленную вертикально рейку с делениями, с помощью которой осуществляется наблюдение за уровнем воды. Таким образом, Кронштадтский футшток служит для фиксации начала Балтийской системы высот.

Относительной высотой, или **превышением**, называют разность высот двух точек. Превышение точки A над точкой B есть разность

$$h_{AB} = H_A - H_B.$$

Для высот также справедливо понятие «**обратное превышение**»: если h_{AB} — некоторое превышение, то $h_{BA} = H_B - H_A$ — обратное превышение. Если прямое превышение $h > 0$, то обратное $h_{\text{обр}} < 0$, и наоборот.

Вопросы и задания

1. Что изучает геодезия?
2. С какими дисциплинами связана геодезия?
3. Какие изобретения нашли применение в геодезии?
4. Когда и в связи с чем возникла геодезия?
5. Что такое отвесная линия?
6. Что такое уровненная поверхность?
7. От чего зависит форма уровненных поверхностей?
8. Что принимается за фигуру Земли в целом?
9. Что собой представляет геометрическая модель Земли?
10. Какие параметры характеризуют форму эллипсоида?
11. Что называют геоидом?
12. Что такое земной эллипсоид?
13. Что такое референц-эллипсоид?
14. Что такое горизонтальная плоскость?
15. Что такая вертикальная плоскость?
16. В чем состоит сущность метода проекций в геодезии?
17. Какие системы координат используются в геодезии?
18. Что такое меридиан и параллель?
19. Каким образом указывается положение точки в сферической системе координат?
20. Что такое долгота точки?
21. Как осуществляется счет долгот?
22. Что такое геодезическая широта точки?
23. Что такое геоцентрическая широта точки?
24. Каким образом строится проекция Гаусса — Крюгера?
25. Как изображаются меридианы и параллели в проекции Гаусса — Крюгера?
26. Что такое осевой меридиан?
27. Что принимается за начало координат в проекции Гаусса — Крюгера?
28. Чему равны координаты в начале системы координат в проекции Гаусса — Крюгера?
29. Что такое геодезическая высота?
30. Что такое абсолютная высота?
31. Что такое условная высота?
32. Что такое относительная высота?
33. Что такое превышение?
34. Какую роль играет Кронштадтский футшток?
35. Как называется государственная система высот в России?
36. Если превышение точки A над точкой B равно h , то чему равно превышение точки B над точкой A ?

37. Что означает выражение «ориентировать линию»?
38. Что такое азимут?
39. Каким образом отчитываются истинные и магнитные азимуты?
40. Что такое склонение магнитной стрелки?
41. Какова связь между прямым и обратным азимутами?
42. Чем неудобно использование азимутов для ориентирования линий?
43. Какова зависимость между прямым и обратным азимутами?
44. Что такое сближение меридианов?
45. Что такое дирекционный угол?
46. Почему вводятся дирекционные углы?
47. Какова зависимость между прямым и обратным дирекционными углами?
48. Что такое румб?
49. Как обозначаются румбы?
50. Какова зависимость между прямым и обратным румбами?
51. Какова зависимость между дирекционными углами и румбами?

Глава 2

ОСНОВЫ ОБРАБОТКИ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ ИЗМЕРЕНИЙ

2.1. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ ИЗМЕРЕНИЯ

Измерение — процедура сопоставления некоторой физической величины с однородной величиной, принятой за единицу меры. Измерения могут быть либо **непосредственными (прямыми)**, либо **косвенными (непрямыми, опосредованными)**. При непрямых измерениях измеряется не сама величина, а другие величины, функцией которых она является. Здесь интересно отметить, что математика вначале понималась как наука о величинах, предмет которой состоит в непрямом измерении величин. Но с такой точкой зрения было практически покончено еще во времена Древней Греции, когда математиков стали больше интересовать такие теоретические вопросы, как свойства чисел и свойства пространства, а практическая арифметика (искусство счета) и практическая геометрия (т.е. геодезия, землемерие) отошли на второй план.

В процессе геодезических работ на земной поверхности или в околоземном пространстве измеряются геометрические величины: углы и расстояния, высоты точек или их разности — превышения, азимуты линий, широты и долготы точек и т.д. — либо физические: атмосферное давление, значения силы тяжести, температура воздуха и т.п., поэтому геодезические измерения могут быть условно разделены на **геометрические и физические**, хотя геометрические величины, безусловно, должны быть отнесены к физическим. Измерения геометрических величин традиционно подразделяются на угловые, линейные, а также измерения превышений (разностей высот) и площадей.

При этом используются как прямые, так и непрямые измерения, поскольку в некоторых случаях прямые измерения либо невозможны, либо неэффективны. Особенность геодезических измерений — их привязка к земной поверхности в большинстве случаев, определение величин в той или иной системе координат и высот, связанной с земной поверхностью.

Измерения однородных величин могут быть выполнены с одной и той же точностью, тогда о них говорят как о **равноточных измерениях**. Если измерения однородных величин осуществлены с разной точностью, то такие измерения являются **неравноточными**.

2.2. ОШИБКИ ИЗМЕРЕНИЙ

Ошибки измерений изучаются теорией ошибок, основные положения которой излагаются далее. Более подробные сведения можно найти в специальной литературе. Любые измерения, в том числе геодезические, всегда сопровождаются теми или иными ошибками; выполнение измерений без ошибок невозможно в принципе, что является свойством реального мира. Однако само понятие «ошибка» несколько размыто, поэтому дальше для определенности будем говорить об истинных ошибках. При этом под **истинной ошибкой** Δ некоторого измерения понимается разность

$$\Delta = x - X, \quad (2.1)$$

между результатом измерения x и фактическим, **истинным, значением** X измеряемой величины, которое, как правило, неизвестно. Таким образом, истинные ошибки (2.1) также неизвестны. Наличие неизвестных ошибок неизбежно вызывает вопрос о достоверности выполненных измерений, о величине ошибок, о степени доверия полученным результатам измерений. В геодезии вопросам оценки результатов измерений всегда уделялось самое большое внимание. Несколько гиперболизируя, можно сказать, что вся история развития геодезии есть история борьбы с ошибками измерений, совершенствования приборов и методов измерения.

Ошибки геодезических измерений подразделяются прежде всего по закономерностям их возникновения на грубые, систематические и случайные ошибки.

Грубые ошибки, или **промахи**, могут достигать больших значений и вызываются чаще всего неопытностью или невнимательностью исполнителя (например, при измерении горизонтального угла был допущен грубый просчет, и ошибка отсчитывания по угломерному кругу составила 100°), реже — непригодностью используемых приборов или крайне неблагоприятными погодными условиями (работа в условиях плохой видимости — тумана, работа с электронными приборами в условиях радиопомех и т.п.). Основным методом борьбы с грубыми ошибками служат повторные измерения, поскольку крайне маловероятно, что будет допущена точно такая же ошибка.

Систематические ошибки — ошибки, имеющие постоянный знак и величину, которая может быть представлена в виде некоторой функции от одного или нескольких факторов. Знание законов образования систематических ошибок позволяет учитывать их путем ввода соответствующих поправок в результаты измерений, но не знание систематических ошибок, когда измерения выполняются

в предположении их отсутствия, приводит к плохим результатам. Оценка точности результатов измерений при этом оказывается завышенной, так как систематические ошибки обладают свойством повторяться и накапливаться. Многократные измерения теми же приборами и по тем же методикам не позволяют выявить систематические ошибки, а только подтверждают полученные ранее результаты измерений, создавая ложное впечатление об их высокой точности. Один из способов борьбы с систематическими ошибками (не всегда возможный) — разработка и применение методик измерений, при которых систематические ошибки исключаются или компенсируются.

Случайные ошибки — ошибки измерений, проявляющиеся только при многократных измерениях одной и той же величины. Источниками случайных ошибок результатов измерений являются малые по величине случайные ошибки исполнителя, незначительные изменения внешних условий, незначительные ошибки используемых приборов. Каждое измерение можно рассматривать как некоторый физический опыт. Воссоздать с абсолютной, идеальной точностью одни и те же условия при повторном проведении измерения (другого опыта) не представляется возможным. Каждый раз условия хоть и на ничтожную величину, но будут отличаться от условий предыдущего опыта. (Можно напомнить слова древнегреческого философа Гераклита о том, что нельзя дважды войти в одну и ту же реку.) Суммарное влияние незначительно изменившихся условий (каждого из нескольких факторов) на конечный результат опыта может оказаться вполне ощутимым.

Например, если несколько раз измеряется расстояние, которое меньше длины используемой рулетки, то при этом возможно, что каждый раз натяжение рулетки выполняется с различным усилием (вследствие чего ее длина несколько изменяется случайным образом), изменяется температура окружающего воздуха, а следовательно, и температура рулетки, что опять-таки ведет к изменению ее длины. Кроме того, каждый раз совмещение начального штриха рулетки с начальной точкой измеряемого расстояния сопровождается случайной ошибкой, так же как со случайной ошибкой выполняется отсчет по рулетке.

Однако если фактическая длина рулетки существенно отличается от номинального значения, то эта систематическая ошибка будет повторяться от одного измерения к другому. Таким образом, принципиальное отличие случайных ошибок от систематических ошибок состоит в том, что случайные ошибки изменяются от измерения к измерению, тогда как систематические ошибки имеют

одно и то же значение, «воспроизводятся» при каждом повторном измерении. При выполнении геодезических измерений результат измерения содержит, как правило, и систематические, и случайные ошибки.

Случайные ошибки представляют собой разновидность случайных величин, свойства которых изучаются теорией вероятностей. Как случайные величины случайные ошибки измерений подчиняются некоторому закону распределения случайных величин, в частности, наиболее часто ошибки измерений распределяются по нормальному закону, являющемуся предельным законом теории вероятностей. Отсюда следуют следующие свойства случайных ошибок измерений:

- 1) положительные и отрицательные значения случайных ошибок измерений равновероятны;
- 2) малые по абсолютной величине случайные ошибки более вероятны, чем большие;
- 3) среднее арифметическое из значений случайных ошибок при неограниченном возрастании числа измерений стремится к нулю, из чего следует основной способ ослабления влияния случайных ошибок на результаты измерений — увеличение числа измерений;
- 4) случайные ошибки измерений с заданной вероятностью P не превосходят соответствующего предела. При производстве геодезических измерений в качестве таких пределов чаще всего используется значение $2m$ или $3m$, где m — значение среднеквадратической ошибки (объясняется далее) однократного измерения величины. Если пределом служит значение $2m$, то погрешность измерения не превысит указанного значения с вероятностью $P = 0,954$ (т.е. только в четырех—пяти случаях из 100 ошибка измерений превысит заданный предел); если же предел принят равным $3m$, то соответствующая вероятность составляет 0,997 (предел будет превышен примерно в трех случаях из 1000).

Измерения некоторых величин могут характеризоваться одним и тем же абсолютным значением ошибки измерений, но точность измерений при этом может существенно различаться. Например, если с ошибкой 1 см было измерено расстояние 10 м, и с такой же ошибкой измерена линия длиной 1000 м, то очевидно, что во втором случае точность выполненных измерений, а также их трудоемкость намного превышают точность и трудоемкость измерений в первом случае. Таким образом, значение **абсолютной ошибки** Δ

$$\Delta = x - X,$$

т.е. разности между результатом измерения x и фактическим значением X измеряемой величины, иногда характеризует точность изме-

рений не в полной мере. (Следует обратить внимание на различие понятий «абсолютная ошибка» и «абсолютное значение ошибки».) В соответствии с этим для оценки точности некоторых величин применяется **относительная ошибка** δ — отношение абсолютного значения ошибки Δ измерения к среднему значению M измеренной величины:

$$\delta = \frac{|\Delta|}{M}. \quad (2.2)$$

Как правило, с помощью относительных ошибок в геодезии принято характеризовать измерения линейных величин (расстояний и их частных случаев — длины, ширины, диаметра, высоты и т.д.) и площадей. Относительную ошибку принято представлять обычно в виде аликвотной дроби — дроби, числитель которой равен 1, а знаменатель — некоторое число, т.е. как

$$\delta = 1/N,$$

где $N = M/\Delta$; для приведения (2.2) к требуемому виду необходимо числитель и знаменатель этого выражения разделить на числитель.

2.3. КРИТЕРИИ ОЦЕНКИ ТОЧНОСТИ ИЗМЕРЕНИЙ

Оценка точности измерений может осуществляться с помощью средних, вероятных и среднеквадратических ошибок.

Средняя ошибка v есть среднее значение из абсолютных значений случайных ошибок:

$$v = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |\Delta_i|, \quad (2.3)$$

где n — число выполненных измерений.

Вероятная ошибка r представляет собой значение случайной ошибки, для которого появление ошибок с меньшей и большей абсолютной величиной характеризуется равной вероятностью. Число измерений любой величины всегда конечно. Если полученные в результате измерения однородных величин абсолютные ошибки расположить по возрастанию их абсолютных значений, то при нечетном числе измерений средний элемент данной последовательности есть **срединная ошибка** m . Если число измерений четно, то срединная ошибка есть среднее из двух средних членов данного набора ошибок. Таким образом, вероятная ошибка представляет собой абстрактное понятие, используемое в теоретических выклад-

ках. Срединная ошибка является характеристикой эмпирических (полученных в результате опыта, измерения) ошибок.

Среднеквадратическая ошибка m выполненных измерений есть величина, определяемая по так называемой *формуле Гаусса*

$$m = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \Delta_i^2}{n}}. \quad (2.4)$$

Однако можно задаться вопросом: «А с какой точностью определяется сама среднеквадратическая ошибка?» Существует формула, устанавливающая надежность определения среднеквадратической ошибки, а именно значение среднеквадратической ошибки m_m среднеквадратической ошибки m :

$$m_m \approx \frac{m}{\sqrt{2n}}. \quad (2.5)$$

Хотя между среднеквадратической ошибкой и ранее названными средней ошибкой (2.3) и вероятной ошибкой r существуют приближенные соотношения

$$m \approx 1,25v;$$

$$m \approx 1,48r,$$

точность геодезических измерений обычно характеризуется среднеквадратической ошибкой, так как:

- 1) большие по абсолютной величине ошибки оказывают на ее значение более ощутимое влияние;
- 2) она характеризуется устойчивостью, что означает надежное ее вычисление даже при небольшом числе измерений.

При оценке точности геодезических измерений выражение (2.5) используется сравнительно редко.

Технические допуски, устанавливаемые для геодезических измерений, основываются на среднеквадратической ошибке (2.4). При этом для теоретических расчетов **пределное значение** $m_{\text{пред}}$ среднеквадратической ошибки принимается равным

$$m_{\text{пред}} = 3m, \quad (2.6)$$

а для практических вычислений ввиду малого числа измерений в качестве допуска используют значение

$$m_{\text{пред}} = 2m. \quad (2.7)$$

В приведенных формулах фигурировали истинные ошибки Δ , но они за редкими исключениями неизвестны, поэтому для прак-

рений не в полной мере. (Следует обратить внимание на различие понятий «**абсолютная ошибка**» и «**абсолютное значение ошибки**».) В соответствии с этим для оценки точности некоторых величин применяется **относительная ошибка** δ — отношение абсолютного значения ошибки Δ измерения к среднему значению M измеренной величины:

$$\delta = \frac{|\Delta|}{M}. \quad (2.2)$$

Как правило, с помощью относительных ошибок в геодезии принято характеризовать измерения линейных величин (расстояний и их частных случаев — длины, ширины, диаметра, высоты и т.д.) и площадей. Относительную ошибку принято представлять обычно в виде **аликвотной дроби** — дроби, числитель которой равен 1, а знаменатель — некоторое число, т.е. как

$$\delta = 1/N,$$

где $N = M/\Delta$; для приведения (2.2) к требуемому виду необходимо числитель и знаменатель этого выражения разделить на числитель.

2.3. КРИТЕРИИ ОЦЕНКИ ТОЧНОСТИ ИЗМЕРЕНИЙ

Оценка точности измерений может осуществляться с помощью средних, вероятных и среднеквадратических ошибок.

Средняя ошибка v есть среднее значение из абсолютных значений случайных ошибок:

$$v = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |\Delta_i|, \quad (2.3)$$

где n — число выполненных измерений.

Вероятная ошибка r представляет собой значение случайной ошибки, для которого появление ошибок с меньшей и большей абсолютной величиной характеризуется равной вероятностью. Число измерений любой величины всегда конечно. Если полученные в результате измерения однородных величин абсолютные ошибки расположить по возрастанию их абсолютных значений, то при нечетном числе измерений средний элемент данной последовательности есть **срединная ошибка** u . Если число измерений четно, то срединная ошибка есть среднее из двух средних членов данного набора ошибок. Таким образом, вероятная ошибка представляет собой абстрактное понятие, используемое в теоретических выклад-

ках. Срединная ошибка является характеристикой эмпирических (полученных в результате опыта, измерения) ошибок.

Среднеквадратическая ошибка m выполненных измерений есть величина, определяемая по так называемой *формуле Гаусса*

$$m = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \Delta_i^2}{n}}. \quad (2.4)$$

Однако можно задаться вопросом: «А с какой точностью определяется сама среднеквадратическая ошибка?» Существует формула, устанавливающая надежность определения среднеквадратической ошибки, а именно значение среднеквадратической ошибки m_m среднеквадратической ошибки m :

$$m_m \approx \frac{m}{\sqrt{2n}}. \quad (2.5)$$

Хотя между среднеквадратической ошибкой и ранее названными средней ошибкой (2.3) и вероятной ошибкой r существуют приближенные соотношения

$$m \approx 1,25v;$$

$$m \approx 1,48r,$$

точность геодезических измерений обычно характеризуется среднеквадратической ошибкой, так как:

- 1) большие по абсолютной величине ошибки оказывают на ее значение более ощутимое влияние;
- 2) она характеризуется устойчивостью, что означает надежное ее вычисление даже при небольшом числе измерений.

При оценке точности геодезических измерений выражение (2.5) используется сравнительно редко.

Технические допуски, устанавливаемые для геодезических измерений, основываются на среднеквадратической ошибке (m). При этом для теоретических расчетов **пределное значение** $m_{\text{пред}}$ неквадратической ошибки принимается равным

$$m_{\text{пред}} = 3m,$$

а для практических вычислений ввиду малости m в качестве допуска используют значение

$$m_{\text{пред}} = 2m.$$

В приведенных формулах фигурировано они за редкими исключениями неизвес-

тия;
ратная
измере-
станты с.

тических вычислений вводится понятие «вероятнейшая ошибка». **Вероятнейшая ошибка** v_i отдельного измерения есть разность между результатом данного измерения и средним арифметическим значением величины, т.е.

$$v_i = x_i - \bar{x}, \quad (2.8)$$

где \bar{x} — среднее значение из n измерений.

Последние формулы (2.6), (2.7) и (2.8) при практической обработке результатов геодезических измерений употребляются наиболее часто. Следует обратить внимание на различие между определением **вероятнейшей ошибки** и данным ранее определением **вероятной ошибки**.

2.4. ОЦЕНКА ТОЧНОСТИ ПРЯМЫХ ИЗМЕРЕНИЙ

Прямое измерение — это непосредственное измерение некоторой величины, поэтому задача обработки и оценки точности прямых измерений сводится к задаче обработки и оценки точности отдельно взятой измеренной величины вне зависимости от измерений других величин. При этом различают **равноточные** и **неравноточные** измерения.

В теории ошибок доказано, что наилучшим значением из набора n значений x_i ($i = 1, \dots, n$) равноточных измерений одной величины является арифметическое среднее \bar{x} из них, называемое **вероятнейшим значением** измеренной величины

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i, \quad (2.9)$$

Полученное таким образом среднее (2.9) обладает следующими свойствами:

1) сумма вероятнейших ошибок (отклонений результатов измерений от арифметической середины) равна

$$\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x}) = 0. \quad (2.10)$$

Равенство (2.10) часто используется для контроля правильности вычисления арифметической середины;

2) сумма квадратов вероятнейших ошибок является минимальной

$$\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 = \min. \quad (2.11)$$

Приведенная ранее формула Гаусса (2.4) для определения среднеквадратической ошибки измерений используется преимущественно при теоретических выводах. Практическая оценка точности выполненных измерений осуществляется по **формуле Бесселя**

$$m = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n v_i^2}{n-1}}, \quad (2.12)$$

где m — среднеквадратическая ошибка одного измерения; v — вероятнейшие ошибки, вычисляемые по формуле (2.8).

Для определения надежности вычисления m используется среднеквадратическая ошибка m_m среднеквадратической ошибки m , вычисляемая как

$$m_m = \frac{m}{\sqrt{2(n-1)}}. \quad (2.13)$$

Для определения среднеквадратической ошибки m_x арифметической середины служит формула

$$m_x = \frac{m}{\sqrt{n}}. \quad (2.14)$$

При многократных измерениях некоторой величины интерес представляет обычно не только среднеквадратическая ошибка (2.12) отдельного измерения, но и ошибка конечного результата — ошибка арифметической середины (2.14). Из данных формул следует, что при низкой точности отдельного измерения необходимая точность измеряемой величины может быть достигнута путем увеличения числа ее измерений.

Для характеристики неравноточных измерений и их сравнения вводится понятие «вес измерения». **Весом измерения** p называют величину

$$p_i = \frac{c^2}{m_i^2}, \quad (2.15)$$

где константа c — некоторый коэффициент пропорциональности; m_i — среднеквадратическая ошибка i -го измерения.

Таким образом, вес измерения (2.15) есть величина, обратная среднеквадратической ошибке этого измерения, и веса измерений — величины относительные, зависящие от выбора константы c .

Если некоторая величина была многократно измерена с различной точностью (например, приборами различной точности), то, с одной стороны, мы имеем ряд измерений

$$x_1, x_2, \dots, x_n,$$

а с другой — ряд их весов

$$p_1, p_2, \dots, p_n.$$

В случае неравноточных измерений вычисление вероятнейшего значения \bar{x} измеренной величины, которое называют **общей арифметической срединой**, или **средневесовым значением**, производится по формуле

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i p_i}{\sum_{i=1}^n p_i}. \quad (2.16)$$

Вероятнейшие ошибки при этом характеризуются такими свойствами:

$$\sum_{i=1}^n p_i v_i = 0; \quad (2.17)$$

$$\sum_{i=1}^n p_i v_i^2 = \min. \quad (2.18)$$

Приведенная ранее формула (2.9) для вычисления арифметического среднего из множества равноточных измерений является частным случаем последних формул, когда все веса равны 1.

Иногда веса выбирают таким образом, чтобы их сумма была равна 1:

$$\sum_{i=1}^n p_i = 1, \quad (2.19)$$

при этом их называют **весами, приведенными к единице**, в результате чего выражение (2.16) для вычисления вероятнейшего значения упрощается:

$$\bar{x} = \sum_{i=1}^n x_i p_i. \quad (2.20)$$

Среднеквадратическая ошибка m_x общей арифметической средины x , вычисляемой по формуле (2.20), может быть определена из выражения

$$m_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n p_i v_i^2}{(n-1)\sum_{i=1}^n p_i}}, \quad (2.21)$$

где v_i — вероятнейшие ошибки измерений.

Если известны истинные ошибки измерений, то применима формула Гаусса для неравноточных измерений

$$\mu = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n p_i \Delta_i^2}{n}}, \quad (2.22)$$

где μ — так называемая **ошибка единицы веса** — среднеквадратическая ошибка измерения, вес которого принят за единицу. Ошибка общей арифметической средины (2.21) и ошибка единицы веса (2.22) служат основными характеристиками точности неравноточных измерений.

2.5. ОЦЕНКА ТОЧНОСТИ НЕПРЯМЫХ ИЗМЕРЕНИЙ

Непрямое измерение — результат вычисления некоторой величины (функции) по результатам измерений других величин, являющихся аргументами данной функции. Таким образом, задача оценки точности непрямого измерения сводится к задаче оценки точности функции по результатам оценки точности ее аргументов — результатов прямых измерений. Оценка точности прямых измерений была рассмотрена ранее.

Если существует n независимых источников ошибок непрямого измерения некоторой величины и среднеквадратическая ошибка m_i каждого из этих факторов известна, то для нахождения среднеквадратической ошибки m измеренной величины используется выражение

$$m = \sqrt{\sum_{i=1}^n m_i^2}. \quad (2.23)$$

Данная формула служит основой для оценки точности величины, являющейся функцией одного или нескольких аргументов — результатов измерений

$$y = f(x_1, \dots, x_n).$$

Простейшим примером может служить оценка точности площади прямоугольника по известным среднеквадратическим ошибкам измерения его длины и ширины. Ошибки измерений являются малыми величинами, поэтому с известной степенью огрубления могут быть приняты за бесконечно малые приращения (дифференциалы) функций и их аргументов. На этом основании можно получить общую формулу, которую здесь приведем без вывода:

$$m = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial f}{\partial x_i} \right)^2 m_i^2}. \quad (2.24)$$

Продолжим рассмотрение последнего примера и выполним оценку точности вычисления площади S прямоугольника по значениям его длины l и ширины b :

$$S = bl.$$

Пусть длина прямоугольника $l = 100,00$ м была измерена со среднеквадратической ошибкой $m_l = 0,04$ м, а ширина $b = 40,00$ м — с ошибкой $m_b = 0,01$ м, тогда вычисление среднеквадратической ошибки площади может быть выполнено по формуле

$$m_S = \sqrt{\left(\frac{\partial S}{\partial l} \right)^2 m_l^2 + \left(\frac{\partial S}{\partial b} \right)^2 m_b^2} = \sqrt{b^2 m_l^2 + l^2 m_b^2}.$$

Подставив значения измеренных величин и их ошибок в данную формулу, находим, что

$$m_S = \sqrt{1600 \cdot 0,0016 + 10\,000 \cdot 0,0001} = 1,9 \text{ м}^2.$$

Относительная ошибка площади при этом составляет величину, выражаемую аликвотной дробью

$$\frac{m_S}{S} = \frac{1,9}{4000} \approx \frac{1}{2100}.$$

Выражение (2.23) является частным случаем соотношения (2.24), когда все частные производные равны 1.

2.6. ОШИБКИ ВЫЧИСЛЕНИЙ

Вычисления в геодезии в своей массе являются приближенными, поскольку при их выполнении используются приближенные числа. **Приближенное число** — это число, отличающееся от точного (истинного) значения величины на некоторую ошибку (погреш-

ность), величина которой не превышает установленного допуска, и заменяющее неизвестное истинное значение при вычислениях. Данное определение неявным образом исключает из рассмотрения значения величин, содержащие недопустимые значения ошибок и называемые *грубыми измерениями*.

При выполнении приближенных вычислений их результаты отличаются от истинных значений определяемых неизвестных. Источниками приближенных чисел служат:

- 1) приближенные результаты измерений;
- 2) приближенные значения некоторых констант (например, значение скорости света в вакууме или гравитационной константы);
- 3) использование приближенных формул, методов, математических моделей;
- 4) ошибки представления чисел;
- 5) ошибки округления чисел, возникающие в процессе самих вычислений.

В соответствии с этим при выполнении вычислений важно отдавать отчет как о требуемой точности получаемых результатов, так и об их фактической точности. При этом нельзя допускать ни недооценки точности приближенных вычислений, ни ее переоценки, необоснованного преуменьшения получаемых ошибок.

Необходимо различать ошибки измерения и ошибки округления. Например, если в процессе измерений берутся отсчеты по некоторой шкале и доли ее наименьшего деления оцениваются на глаз, то это будет ошибкой измерения. Если полученный отсчет при этом фиксируется с точностью до одного наименьшего деления, то это уже ошибка округления.

Распределение ошибок измерений в большинстве случаев подчиняется *нормальному закону*, ошибки округления также являются случайными, но распределяются по *равновероятному закону*.

Ошибки измерений, приближенные константы и приближенные формулы не нуждаются в пояснениях. Вычисления на электронных устройствах, как и на бумаге, всегда связаны с представлением результатов измерения и вычислений в виде последовательности символов (цифр). При этом числа представляются в той или иной системе счисления, и точное представление не всегда возможно. Так, дробь $1/3$ не может быть точно представлена десятичной дробью, поскольку это будет $0,3(3)$, где (3) означает три в периоде — бесконечное повторение числа 3. Кроме того, ошибки представления возникают при переводе чисел из одной системы счисления в другую. При этом целые числа в любой системе счисления представляются точно, но при представлении дробных чисел

могут появляться ошибки округления. Например, десятичное число 0,3 не может быть точно представлено в двоичной системе счисления, используемой в компьютерах.

Точность представления исходных данных (результатов прямых измерений), констант и полученных промежуточных и окончательных результатов вычислений зависит от длины используемой в ЭВМ последовательности символов — количества цифр, но при этом точность представления числа определяется только (!) числом значащих цифр. *Значащими цифрами* в представлении числа являются все цифры включительно от первой слева отличной от нуля цифры до самой правой цифры, имеющей ошибку не более единицы. Например, число 123,456 представлено с ошибкой не более 0,0005, число значащих цифр в его представлении равно 6. Число 1,2345 представлено с ошибкой не более 0,00005, число значащих цифр равно 5. Иногда в целях сохранения точности вычислений после последней значащей цифры в промежуточных результатах сохраняют еще 1–2 цифры, называемые *сомнительными*. Сомнительные цифры при написании числа дают более мелким кеглем, например, 12,345.

Помимо измерений требуемой точности и корректных вычислений их конечные результаты необходимо правильно представлять, т.е. записывать, сохраняя только значащие цифры. Неправильная запись числа может явиться причиной неправильного понимания и, как следствие, — формирования неадекватных представлений о его точности у получателя информации. Пусть, например, была измерена линия длиной 100 м. Результат измерений может быть записан как 100 м, или 100,0, или 100,00, или даже как 100,000. Первая запись говорит о том, что расстояние известно с точностью до 1 м, вторая — о том, что расстояние известно с точностью до 0,1 м, а последняя является свидетельством того, что данное расстояние определено с ошибкой не более 1 мм. Как видим, различие в точности является весьма существенным. Если упомянутое расстояние было измерено с точностью до 1 см, то результат должен быть представлен только как 100,00. Дописывание в данном случае нулей справа или, наоборот, удаление значащих цифр являлось бы ошибкой (!). Таким образом, корректный способ записи приближенных чисел одновременно характеризует их точность.

В повседневной практике данное правило часто не соблюдается, когда справа дописывается некоторое число нулей. Например, можно встретить утверждение, что численность населения России составляет около 140 000 000 человек. Такая запись, конечно, не означает, что численность населения России известна с точностью до 1 человека. В подобных случаях корректная запись приближенного числа

имеет вид $140 \cdot 10^6$, либо необходимо менять единицы измерения, например 140 млн человек, но если в повседневной жизни с подобными фактами еще можно мириться, то в технической сфере они крайне нежелательны. Технические специалисты должны правильно представлять количественные данные и правильно понимать записи, сделанные другими специалистами.

Округление чисел осуществляется таким образом, чтобы ошибка округления была минимальна. Если отбрасываемые при округлении цифры меньше 0,5 единицы последней значащей цифры, то число берется с недостатком, т.е. берется ближайшая меньшая по абсолютной величине значащая цифра. Если отбрасываемые цифры более 0,5 последней значащей цифры, то число берется с избытком, т.е. берется ближайшая большая по абсолютной величине значащая цифра. Если отбрасываемая цифра равна точно 5, то округление выполняется по правилу Гаусса, или правилу четной цифры: в качестве округленного значения берут ближайшую четную цифру. Примеры применения этих правил приведены в табл. 2.1.

Таблица 2.1

Пример округления чисел

Точное значение	9,876543	9,87654	9,8765	9,8755	9,876	9,87	9,8
Результат округления	9,87654	9,8765	9,876	9,876	9,88	9,9	10

Правило Гаусса основано на равной вероятности четных и нечетных цифр: отбрасываемая цифра 5 с равной вероятностью может стоять как после четной, так и после нечетной цифры, поэтому в одних случаях округление будет осуществляться с недостатком, в других — с избытком, в результате чего ошибки округления будут в определенной степени компенсироваться, например, при сложении чисел.

Наиболее распространенная ошибка при округлении чисел заключается в том, что значащие нули справа отбрасываются. Например, требуется округлить число 0,123004 с точностью 0,00001. Таким значением будет 0,12300. Отбрасывание нулей справа, т.е. запись в виде 0,123, в данном случае явилось бы ошибкой, поскольку точность такого представления составляет 0,001, а не 0,00001 как требовалось.

Таким образом, **ошибки округления** не превышают половины единицы последней значащей цифры. При этом чем больше значащих цифр в представлении числа, тем меньше относительная ошибка.

Рассмотрим, например, два числа — 123 456,7 и 0,0000012. Хотя абсолютная ошибка округления первого из них не больше 0,05, а такая же ошибка второго не более 0,0000005, первое число более точное, поскольку его относительная ошибка равна $\approx 1:2\ 500\ 000$, относительная ошибка второго составляет 1:24.

Чтобы определить относительную ошибку округления некоторого числа, нужно представить ее в виде дроби, числитель которой равен 0,5, а в знаменателе находятся все значащие цифры, записанные как целое число. Отсюда следует, что ее представление в виде аликовотной дроби будет иметь вид

$$\frac{1}{2(z\dots z)},$$

где $z\dots z$ — все значащие цифры числа.

Например, дано число 654,321; его относительная ошибка округления не превысит значения

$$\frac{1}{2 \cdot 654\ 321} = \frac{1}{1\ 308\ 642}.$$

Поскольку вычисления являются приближенными, в знаменателе относительной ошибки принято указывать первые 2–3 значащие цифры, остальные заменяются нулями. Например, последнее значение можно записать как

$$\frac{1}{1\ 310\ 000}.$$

Оценка точности результатов вычислений может быть сведена к общему правилу: точность операций сложения и вычитания чисел оценивается по числу десятичных знаков, а операций умножения, деления, возведения в степень и извлечения корня — по числу значащих цифр.

Точность суммы и разности приближенных чисел. Если дана сумма или разность приближенных чисел

$$y = x_1 \pm x_2 \pm \dots \pm x_n,$$

то предельная ошибка $\Delta y_{\text{пред}}$ результата вычислений характеризуется свойством

$$|\Delta y_{\text{пред}}| \leq \sum_{i=1}^n |\Delta x_i|, \quad (2.25)$$

где Δx_i — ошибки слагаемых, т.е. абсолютное значение предельной ошибки суммы или разности не превышает суммы абсолютных зна-

чений ошибок слагаемых. С другой стороны, предельная ошибка суммы не может быть меньше предельной ошибки слагаемого, имеющего наименьшее число десятичных знаков. Отсюда следует, что нет никакого смысла в записи суммы сохранять десятичных знаков больше, чем их имеется в слагаемом с наименьшим числом десятичных знаков.

Особого внимания требует операция вычитания, когда значения уменьшаемого и вычитаемого близки между собой, так как при этом происходит скачкообразное увеличение относительной ошибки их разности, тогда как соотношение (2.25) характеризует абсолютную ошибку разности и ничего не утверждает о ее относительной ошибке.

Пусть, например, дано константное выражение $100 / (101 - 99)$. Результат его вычисления дает 50. Теперь предположим, что уменьшаемое содержит ошибку 0,5 и его фактическое значение равно 101,5, т.е. его относительная ошибка составляет $\approx 1:200$. Если в первоначальном выражении 101 заменить на 101,5, то результат вычислений будет равен 40. Таким образом, относительная ошибка приближенного значения составила 1/4. Для предотвращения подобных эффектов рекомендуется в уменьшаемом и вычитаемом удерживать больше значащих цифр либо применять другие формулы.

Точность произведения и деления чисел. При умножении и делении приближенных чисел необходимо в результате сохранять столько значащих цифр, сколько их имеется в числе с наименьшим числом значащих цифр; в промежуточных результатах рекомендуется удерживать 1–2 сомнительные цифры.

Допустим, требуется вычислить значение выражения $w = xy / z$. При $x = 100,000$, $y = 0,500$ и $z = 5,000$ исходные данные представлены с одним и тем же числом десятичных знаков, но с разным числом значащих цифр. Их наименьшее число равно 3 (в значении переменной y). Кажется логичным представить результат вычислений ($w = 10,000$) с тремя десятичными знаками, но такое предположение не соответствует реальности. Чтобы удостовериться в этом, увеличим число с наименьшей точностью (значение переменной y) на величину его погрешности округления, т.е. на 0,0005. Тогда в результате получим $w = 10,01$. Таким образом, верными оказались только три цифры в представлении результата, что и требовалось показать, поэтому правильной будет запись результата как $w = 10,0$.

Точность степени и корня. При возведении приближенного числа в квадрат (частный случай умножения) число значащих цифр в результате равно их числу в основании степени. Относительная

ошибка степени равна относительной ошибке основания степени, умноженной на показатель степени. При извлечении квадратного корня число значащих цифр в результате равно числу значащих цифр в подкоренном числе. Относительная ошибка корня n -й степени в n раз меньше относительной ошибки подкоренного выражения.

Точность произвольной функции. Пусть дана функция одной переменной:

$$y = f(x). \quad (2.26)$$

Для определения абсолютной ошибки данной функции выполним ее дифференцирование и заменим дифференциалы значениями ошибок

$$\Delta y = f'(x) \Delta x, \quad (2.27)$$

тогда, разделив (2.27) на (2.26), относительную ошибку функции y можно представить выражением

$$\frac{\Delta y}{y} = \frac{f'(x)}{f(x)} \Delta x. \quad (2.28)$$

Если дана функция n независимых переменных

$$y = f(x_1, \dots, x_n),$$
то ее предельная абсолютная ошибка может быть представлена выражением

$$\Delta y_{\text{пред}} \leq \sum_{i=1}^n \left| \frac{\partial f}{\partial x_i} \right| \Delta x_i. \quad (2.29)$$

2.7. ОБРАТНАЯ ЗАДАЧА ТЕОРИИ ОШИБОК

Ранее была рассмотрена ситуация, когда требуется выполнить оценку точности некоторой функции по известным ошибкам ее аргументов. Данная задача известна как **прямая задача теории ошибок**. Иногда встречается **обратная задача теории ошибок**: по заданной ошибке функции требуется определить ошибки ее аргументов. В результате возникает одно уравнение с n неизвестными, что допускает бесконечное множество решений. Для однозначного решения поставленной задачи требуется хотя бы одно дополнительное условие. В качестве такого дополнительного условия наибольшей популярностью пользуется **принцип равного влияния**, когда предпо-

лагается, что все частные дифференциалы одинаковым образом влияют на точность функции, т.е. существует равенство

$$\left| \frac{\partial f}{\partial x_1} \Delta x_1 \right| = \dots = \left| \frac{\partial f}{\partial x_n} \Delta x_n \right|. \quad (2.30)$$

Число таких дифференциалов равно n , следовательно, вклад одного аргумента в абсолютную ошибку функции будет равен

$$\left| \frac{\partial f}{\partial x_i} \Delta x_i \right| = \frac{1}{n} \Delta y. \quad (2.31)$$

Отсюда следует, что абсолютная ошибка измерения конкретной величины — аргумента функции — должна быть равной

$$\Delta x_i = \frac{1}{n} \left| \frac{\partial f}{\partial x_i} \right| \Delta y. \quad (2.32)$$

Полученные формулы (2.28) и (2.29) и последние выражения (2.30), (2.31), (2.32) используются преимущественно при предварительных расчетах необходимой точности вычислений и определения некоторой величины — функции других измеряемых величин, когда предельная ошибка самой функции известна и требуется определить, с какой точностью следует выполнять прямые измерения величин — ее аргументов.

2.8. МЕТОД НАИМЕНЬШИХ КВАДРАТОВ

Теория ошибок измерений рассматривает вопросы оценки точности измерений одной величины. В геодезических построениях измеряется множество величин, которые связаны между собой разнообразными зависимостями. Например, в треугольниках измеряются обычно все три угла (для контроля). Хотя ошибки измерений при этом независимы друг от друга, между измеренными величинами существует зависимость: сумма углов, называемая *теоретической*, должна быть равна 180° . Сумма измеренных углов в треугольнике будет, как правило, отличаться от теоретической суммы. Таким образом, возникает противоречие между результатами измерений и теоретическими соотношениями, которое не имеет права на существование и должно быть устранено. Устранить данное противоречие можно самыми различными способами путем ввода поправок в результаты измерений. Так, например, существует бесконечное

ошибка степени равна относительной ошибке основания степени, умноженной на показатель степени. При извлечении квадратного корня число значащих цифр в результате равно числу значащих цифр в подкоренном числе. Относительная ошибка корня n -й степени в n раз меньше относительной ошибки подкоренного выражения.

Точность произвольной функции. Пусть дана функция одной переменной

$$y = f(x). \quad (2.26)$$

Для определения абсолютной ошибки данной функции выполним ее дифференцирование и заменим дифференциалы значениями ошибок

$$\Delta y = f'(x) \Delta x, \quad (2.27)$$

тогда, разделив (2.27) на (2.26), относительную ошибку функции y можно представить выражением

$$\frac{\Delta y}{y} = \frac{f'(x)}{f(x)} \Delta x. \quad (2.28)$$

Если дана функция n независимых переменных

$$y = f(x_1, \dots, x_n),$$
то ее предельная абсолютная ошибка может быть представлена выражением

$$\Delta y_{\text{пред}} \leq \sum_{i=1}^n \left| \frac{\partial f}{\partial x_i} \Delta x_i \right|. \quad (2.29)$$

2.7. ОБРАТНАЯ ЗАДАЧА ТЕОРИИ ОШИБОК

Ранее была рассмотрена ситуация, когда требуется выполнить оценку точности некоторой функции по известным ошибкам ее аргументов. Данная задача известна как **прямая задача теории ошибок**. Иногда встречается **обратная задача теории ошибок**: по заданной ошибке функции требуется определить ошибки ее аргументов. В результате возникает одно уравнение с n неизвестными, что допускает бесконечное множество решений. Для однозначного решения поставленной задачи требуется хотя бы одно дополнительное условие. В качестве такого дополнительного условия наибольшей популярностью пользуется **принцип равного влияния**, когда предпо-

лагается, что все частные дифференциалы одинаковым образом влияют на точность функции, т.е. существует равенство

$$\left| \frac{\partial f}{\partial x_1} \Delta x_1 \right| = \dots = \left| \frac{\partial f}{\partial x_n} \Delta x_n \right|. \quad (2.30)$$

Число таких дифференциалов равно n , следовательно, вклад одного аргумента в абсолютную ошибку функции будет равен

$$\left| \frac{\partial f}{\partial x_i} \Delta x_i \right| = \frac{1}{n} \Delta y. \quad (2.31)$$

Отсюда следует, что абсолютная ошибка измерения конкретной величины — аргумента функции — должна быть равной

$$\Delta x_i = \frac{1}{n} \left| \frac{\partial f}{\partial x_i} \right| \Delta y. \quad (2.32)$$

Полученные формулы (2.28) и (2.29) и последние выражения (2.30), (2.31), (2.32) используются преимущественно при предварительных расчетах необходимой точности вычислений и определения некоторой величины — функции других измеряемых величин, когда предельная ошибка самой функции известна и требуется определить, с какой точностью следует выполнять прямые измерения величин — ее аргументов.

2.8. МЕТОД НАИМЕНЬШИХ КВАДРАТОВ

Теория ошибок измерений рассматривает вопросы оценки точности измерений одной величины. В геодезических построениях измеряется множество величин, которые связаны между собой разнообразными зависимостями. Например, в треугольниках измеряются обычно все три угла (для контроля). Хотя ошибки измерений при этом независимы друг от друга, между измеренными величинами существует зависимость: сумма углов, называемая *теоретической*, должна быть равна 180° . Сумма измеренных углов в треугольнике будет, как правило, отличаться от теоретической суммы. Таким образом, возникает противоречие между результатами измерений и теоретическими соотношениями, которое не имеет права на существование и должно быть устранено. УстраниТЬ данное противоречие можно самыми различными способами путем ввода поправок в результаты измерений. Так, например, существует бесконечное

число вариантов исправления трех измеренных углов в треугольнике таким образом, что их сумма даст 180° .

В результате возникает задача нахождения наилучшего в том или ином смысле метода распределения поправок в измеренные измерения. Таким методом является предложенный К.Ф. Гауссом **метод наименьших квадратов (МНК)**, первоначально разработанный для обработки результатов астрономических и геодезических измерений, а позднее получивший самое широкое применение при обработке численных результатов любых экспериментов. МНК основан на требовании минимизации суммы квадратов вводимых поправок, что и дало название самому методу.

Рассмотрим предпосылки применения метода наименьших квадратов более подробно. Пусть с некоторой целью было измерено n величин. Истинные значения этих величин X_1, X_2, \dots, X_n неизвестны, но они представлены результатами измерений x_1, x_2, \dots, x_n с весами соответственно p_1, p_2, \dots, p_n . Сверху необходимых измерений в геодезических построениях всегда выполняются избыточные измерения, так как только в этом случае появляется возможность оценки выполненных измерений, поэтому измеренные величины будут связаны между собой уравнениями

$$\left. \begin{aligned} f_1(X_1, X_2, \dots, X_n) &= 0 \\ f_m(X_1, X_2, \dots, X_n) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (2.33)$$

число которых равно m — числу избыточных измерений. Здесь имеются в виду только **независимые уравнения**; фактическое число уравнений может быть больше, но часть из них числа при этом будут зависимыми. Если в данную систему уравнений подставить измеренные значения величин, то вследствие ошибок измерений данные равенства выполняться не будут, в их правой части вместо нулей будут некоторые числа, т.е.

$$\left. \begin{aligned} f_1(x_1, x_2, \dots, x_n) &= W_1 \\ f_m(x_1, x_2, \dots, x_n) &= W_m \end{aligned} \right\} \quad (2.34)$$

Уравнения вида (2.33) или (2.34) называются **условными уравнениями**. Система условных уравнений всегда является **неопределенной**, так как n — общее число измерений (и неизвестных поправок) всегда меньше m — числа избыточных измерений (и условных уравнений).

Чтобы выполнялись условия (2.33), в результаты измерений необходимо ввести поправки $x_i + v_i$, их число равно числу неизвестных. Исправленные измерения $x_i + v_i$ называют **уравненными значениями** измеренных величин, чья особенность состоит в том, что при их подстановке в условные уравнения в правой части последних будут нули:

$$\left. \begin{aligned} f_1(x_1 + v_1, x_2 + v_2, \dots, x_n + v_n) &= 0 \\ \dots & \\ f_m(x_1 + v_1, x_2 + v_2, \dots, x_n + v_n) &= 0 \end{aligned} \right\}$$

Поскольку число неизвестных — поправок измеренных величин — больше числа уравнений, вследствие чего возникает неоднозначность решения задачи отыскания поправок в измеренные величины, поскольку возникает вопрос выбора дополнительного условия, обеспечивающего как однозначность решения, так и получение «наилучших» значений поправок. Доказано, что если в качестве критерия оптимальности выбрать условие

$$\sum_{i=1}^n p_i v_i^2 = \min,$$

то множество поправок будет достаточно близко в вероятностном смысле к множеству абсолютных ошибок измерений. Названное условие и является принципом наименьших квадратов, который формулируется следующим образом: сумма произведений квадратов поправок на их веса должна быть минимальна.

Вопросы и задания

1. Что такое измерение?
2. Назовите виды измерений.
3. Что такое непрямое измерение?
4. Как классифицируются измерения по своей точности?
5. Какие величины измеряются в геодезии?
6. В чем заключается прямая задача теории ошибок?
7. Что такое истинная ошибка измерения?
8. Что такое абсолютная ошибка измерения?
9. Что такое относительная ошибка измерения?
10. В чем состоит особенность грубых ошибок?
11. В чем заключается особенность систематических ошибок?
12. В чем состоит особенность случайных ошибок?
13. Каковы свойства случайных ошибок?
14. Дайте определение средней ошибки.
15. Дайте определение вероятной ошибки.

16. Напишите формулу Гаусса для вычисления среднеквадратической ошибки.
17. Дайте определение вероятнейшей ошибки.
18. Напишите формулу для вычисления вероятнейшего значения измеренной величины.
19. Чему равна сумма вероятнейших ошибок?
20. Какова формула Бесселя для вычисления среднеквадратической ошибки?
21. Какова формула для вычисления среднеквадратической ошибки арифметической середины?
22. Что такое вес измерения?
23. Что такое общая арифметическая середина?
24. Какова формула для вычисления средневесового значения?
25. Что такое веса, приведенные к единице?
26. В чем состоит суть оценки точности непрямых измерений?
27. Назовите источники приближенных чисел.
28. Какому закону подчиняются ошибки измерений?
29. Какому закону подчиняются ошибки округления?
30. Что такое значащие цифры?
31. Что такое аликвотная дробь?
32. Как представить правильную дробь в виде аликвотной дроби?
33. Каковы правила округления приближенных чисел?
34. Какова ошибка приближенного числа?
35. В чем заключается обратная задача теории ошибок?
36. Когда используется метод наименьших квадратов?
37. Для чего разработан метод наименьших квадратов?
38. Какая формула выражает суть метода наименьших квадратов?

Глава 3

ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ КАРТЫ И ПЛАНЫ

3.1. КАРТА, ПЛАН, ПРОФИЛЬ

Карты и планы — аналоговые модели земной поверхности и наиболее удобный способ представления информации о географическом пространстве (геопространстве), если ее получателем является человек. Такое представление настолько удобно, что иногда говорят о присущем человеку инстинкте картографирования. Карты и планы используются для изучения земной поверхности, для ориентирования на местности. Немаловажное преимущество их использования состоит в том, что достаточно трудоемкие, а иногда и невозможные измерения на земной поверхности можно заменить измерениями на чертеже.

План — чертеж, представляющий в обобщенном и уменьшенном виде проекцию ограниченного участка земной поверхности на горизонтальную плоскость. Планы создаются в крупных масштабах и на небольшие участки земной поверхности. Если размеры отображаемой на них территории не превышают примерно 20×20 км, то искажения углов, расстояний и площадей весьма незначительны и ими можно пренебречь без какого-либо ущерба для точности.

Для изображения больших участков земной поверхности используются карты более мелких масштабов. Вследствие кривизны земной поверхности ее изображение на картах, т.е. на плоскости, сопровождается заметными искажениями геометрических величин.

Карта — чертеж, содержащий обобщенное отображение земной поверхности на плоскости по некоторому математическому закону. Для получения картографического изображения вначале осуществляется проектирование точек реальной земной поверхности на сферу или эллипсоид, а затем последние проектируются на плоскость либо на цилиндр или конус, после чего осуществляется их разворачивание. Изображение значительных участков земной поверхности неизбежно сопровождается искажениями расстояний, углов и площадей, величина которых возрастает с увеличением отображаемой на карте поверхности.

Математический закон, по которому каждой точке земной поверхности ставится в соответствие точка на карте (плоскости), называется **картографической проекцией**. Разработкой конкретных

картографических проекций и их исследованиями занимается *математическая картография*. Для удобства на картографическом изображении воспроизводится не только сетка прямоугольных координат, но и сетка географических координат (широты и долготы), называемая *картографической сеткой*.

Различные проекции характеризуются различными искажениями; в одних случаях больше искажаются углы, в других — расстояния и площади. Искажения также зависят от размеров отображаемой территории, ее формы и ориентации. Выбор картографической проекции зависит от задач, для решения которых создается та или иная карта. По характеру искажений картографические проекции подразделяются на два основных класса — равноугольные и равновеликие. В *равноугольных, или конформных, проекциях* сохраняется подобие бесконечно малых фигур на земной поверхности и на карте, в *равновеликих проекциях* сохраняется пропорциональность площадей. Еще один класс составляют *произвольные проекции*, в которых не сохраняется ни подобие бесконечно малых фигур, ни пропорциональность площадей.

По своему назначению и содержанию карты подразделяются на топографические, географические, геологические, экологические, навигационные, туристические, политические, административные и т.п. Топографические карты служат основой для создания карт всех прочих видов, они создаются по принципу «немногое о многом», тогда как все прочие — по принципу «многое о немном». Это означает, что часть нагрузки топографических карт удается как не представляющая интереса для определенной категории пользователей, но некоторые типы объектов характеризуются более подробно, с большей детализацией их свойств.

По степени уменьшения размеров объектов на чертеже относительно их фактических размеров на местности планы и карты делят на *крупномасштабные, среднемасштабные и мелкомасштабные*.

Топографические карты и планы содержат изображение *ситуации* (множества дискретных объектов, находящихся на, над и под земной поверхностью: зданий и сооружений, элементов гидрографии, дорожной сети, инженерных коммуникаций и т.п.) и *рельефа*. Наряду с топографическими планами в строительстве используются *сituационные (контурные) планы*, представляющие собой топографические планы, на которых значительная часть нагрузки удалена и оставлены изображения только наиболее крупных и значимых географических объектов.

Топографические планы создаются в масштабах 1:500, 1:1000, 1:2000, 1:5000 и 1:10 000. Планы более крупных масштабов (1:200,

1:100) называют *специальными планами*, они создаются для нужд проектирования и строительства особо сложных инженерных сооружений.

Топографические карты крупных масштабов создаются в масштабах 1:10 000, 1:25 000, 1:50 000 и 1:100 000, средних масштабов — 1:200 000 и 1:500 000, мелких масштабов — 1:1 000 000. Карты более мелких масштабов называют *географическими*.

При проектировании и строительстве протяженных объектов (автомобильных и железных дорог, водных каналов, инженерных коммуникаций, линий электропередачи и т.п.) наряду с планами широко используются профили. *Профиль* представляет собой чертеж, содержащий уменьшенное изображение сечения земной поверхности вертикальной плоскостью. Для наглядности профили обычно создаются таким образом, что вертикальный масштаб в 10 раз крупнее, чем горизонтальный масштаб. Например, если горизонтальный масштаб равен 1:2000, то вертикальный масштаб, как правило, принимают равным 1:200.

3.2. МАСШТАБ

Наиболее важным свойством карт, планов и профилей земной поверхности является масштаб, служащий характеристикой степени уменьшения изображений объектов на чертеже по сравнению с их реальными размерами на земной поверхности. **Масштабом плана** называют отношение длины s отрезка на плане к длине S горизонтального проложения соответствующей линии на местности:

$$\frac{1}{M} = \frac{s}{S},$$

где M — знаменатель масштаба.

Проекцию линии на горизонтальную плоскость называют *горизонтальным проложением*. Если масштаб некоторого плана равен $1:M$, то это означает, что любому отрезку s на плане соответствует M таких отрезков на местности. Масштаб тем крупнее, чем больше дробь $1/M$.

По форме представления масштабы подразделяются на *вербальный*, *численный*, *линейный* и *поперечный*. *Вербальное представление* масштаба означает его указание в текстовом виде, например «в одном см 2 км». *Численный масштаб* представляется в виде аликвотной дроби, числитель которой всегда равен 1, а знаменатель — некоторое целое число — *знаменатель масштаба*. Примеры численных масштабов — 1:500, 1:2000. *Линейный масштаб* (рис. 3.1, а) представляет собой отрезок прямой, разделенный на несколько

равных частей, называемых *основаниями*. Длина основания обычно равна 2 см. Следовательно, основание линейного масштаба — это его наибольшее деление. Ниже делений указываются расстояния на местности, соответствующие этим делениям. Самое левое основание разбивается на 10 частей. Доли этих частей оцениваются на глаз. Линейный масштаб является наглядным, но не очень точным способом представления масштабов.

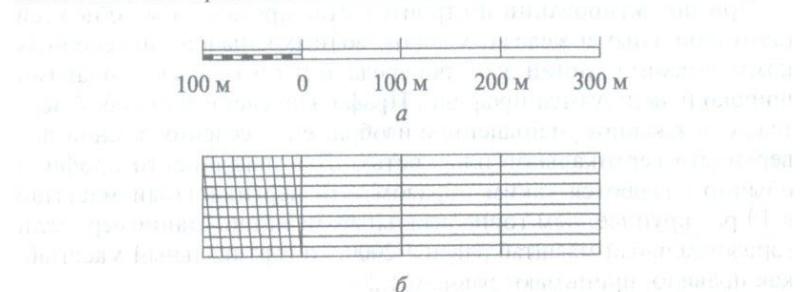


Рис. 3.1. Линейный (а) и поперечный (б) масштабы

Для более точного представления и измерения расстояний на планах и картах используется *поперечный масштаб* (см. рис. 3.1, б). Если основание масштаба равно 2 см, то такой масштаб называют *сотенным* (или *нормальным*) поперечным масштабом. Самое левое основание поперечного масштаба также делится на 10 равных частей. Затем на равном расстоянии от нижней линии (см. рис. 3.1, б) проводят через равные промежутки еще 10 горизонтальных линий, и нулевое деление левого основания на нижней линии соединяют с первым делением на верхней линии, первое — со вторым и т.д. Таким образом, при перемещении вверх на одно деление измеряемое расстояние изменяется на 0,01 основания. Как правило, поперечный масштаб наносится на металлических пластинах, называемых *масштабными линейками*.

Понятие «*масштаб карты*» более сложное. Прежде всего различают *линейный масштаб* и *масштаб площадей*. (Следует обратить внимание на другую трактовку понятия линейного масштаба по сравнению с приведенной выше, где говорилось о *форме* представления масштабов. Термин «*линейный масштаб*» является омонимом, т.е. многозначным термином. В первом случае он указывает на форму представления масштаба, в последнем случае — на отображаемую величину.) *Линейный масштаб карты* не остается постоянным, изменяется от точки к точке и, кроме того, в каждой

точке зависит от направления, поэтому линейный масштаб карты разделяют на общий масштаб и частный масштаб. *Общий масштаб*, называемый иногда также *главным*, показывает, во сколько раз размеры земного эллипсоида уменьшены на карте. В зарамочном оформлении карты указывается именно общий масштаб карты. *Частным масштабом* в данной точке по заданному направлению называют отношение длины бесконечно малого отрезка на карте к длине соответствующего элементарного отрезка на эллипсоиде или сфере.

Используемая в России для получения топографических карт проекция Гаусса — Крюгера является *конформной*: углы искажаются на малые величины, но искажения длин достигают заметных величин. В частности, на краях шестиградусных зон искажения длин линий достигают значения 1:1250. Для некоторых приложений подобные искажения не могут быть приняты, и тогда при создании топографических карт и планов в проекции Гаусса — Крюгера используют трехградусные зоны.

3.3. ТОЧНОСТЬ МАШТАБА

Важное понятие при использовании карт и планов — «*графическая точность*». Графическая точность связана с *разрешением* и человеческого глаза, которое составляет $1'$, т.е. $u = 1'$. Это означает, что если угол u между направлениями на две точки A и B (рис. 3.2) при рассматривании их человеком с нормальным зрением составляет $1'$ или более, то они воспринимаются как две точки; если же угол меньше $1'$, то они воспринимаются как одна точка.

При рассматривании карты или плана с наилучшего расстояния (примерно $d = 35$ см) и значении $u = 1'$ наименьшее расстояние t — *графическая точность* — между точками A и B (см. рис. 3.2), при котором они воспринимаются еще как разные точки, составит

$$t = ud = 1/3438 \cdot 350 \text{ мм} \approx 0,1 \text{ мм},$$

где $1/3438$ значение угла $u = 1'$, выраженное в радианах ($3438'$ — число минут в радиане). Полученное значение $0,1$ мм является *графической точностью* плана или карты.

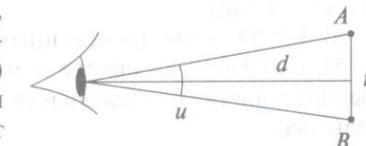


Рис. 3.2. К понятию разрешения глаза

С понятием «графическая точность» связано понятие «точность масштаба». Точность масштаба — расстояние на земной поверхности, соответствующее 0,1 мм на карте или плане:

$$T = tM = 0,1M \text{ мм},$$

где T — точность масштаба; $t = 0,1$ мм — графическая точность; M — знаменатель масштаба.

Следовательно, можно дать другое определение: точность масштаба есть графическая точность, выраженная в масштабе плана (карты). Таким образом, графическая точность является константой (0,1 мм) для всех масштабов, а точность масштаба изменяется вместе с масштабом и тем выше, чем крупнее масштаб.

3.4. МАСШТАБЫ ПЛАНОВ, ПРИМЕНЯЕМЫХ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Наибольшее применение при проектировании и строительстве гражданских и промышленных объектов получили топографические планы масштабов:

- 1) 1:500 — для сложных объектов;
- 2) 1:1000 — для менее сложных объектов;
- 3) 1:2000 — обычно для планов красных линий (*красной линией* называют границу между кварталом и улицей, за которую на уровне земли в сторону улицы не должны выступать никакие части зданий и сооружений);
- 4) 1:5000 — для протяженных объектов;
- 5) 1:10 000 — в качестве ситуационных (обзорных) планов при выборе вариантов размещения объектов предполагаемого строительства.

Топографические планы используются на всех стадиях проектирования: при разработке технических проектов, рабочих чертежей и генеральных планов.

3.5. ПРОЕКЦИЯ ГАУССА — КРЮГЕРА

Для создания топографических карт в пределах всей территории России используются **проекция Гаусса — Крюгера и общегосударственная система координат**, введенные в действие в 1928 г. Построение проекции Гаусса — Крюгера можно пояснить следующим образом. Вся поверхность земного эллипсоида, начиная с Гриневичского меридиана, разбивается на сферические двугольники — **зоны шириной 6° по широте** (рис. 3.3 и 3.4). Далее каждая зона из центра эллипсоида проектируется на поверхность цилиндра, после чего

цилиндр разрезается по образующей и разворачивается в плоскость. В результате получают картину, представленную на рис. 3.4. В такой проекции средний меридиан каждой отображаемой зоны, называемый **осевым меридианом**, и дуга экватора изображаются отрезками прямых линий, остальные меридианы и параллели изображаются кривыми.

Счет зон в проекции Гаусса — Крюгера ведется от Гринвича на воссток от 1 до 60. Долгота L_0 осевого меридиана зоны связана с ее номером n соотношением

$$L_0 = 6n - 3.$$

Территория России охватывает зоны с номерами от 4 (долгота осевого меридиана 21°) до 32 (долгота осевого меридиана 189°) включительно, т.е. всего 29 зон. Таким образом, можно заметить, что часть российской территории находится в западном полушарии.

В каждой зоне вводится система плоских прямоугольных координат (рис. 3.5), начало которой совпадает с точкой пересечения осевого меридиана и экватора. Ось X совпадает с изображением осевого меридиана, положительным направлением оси X считается направление на север, положительным направлением оси Y — направление на восток. Значение X в начале координат принимается равным 0. Значение Y в начале системы координат принимается равным выражению

$$N \cdot 500\,000 + y,$$

где N — номер зоны; 500 000 м — значение, прибавляемое к y , чтобы избавиться от отрицательных значений ординат; y — расстояние от осевого меридиана до заданной точки.

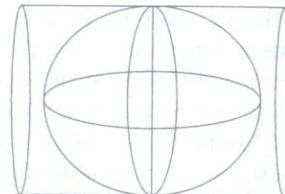


Рис. 3.3. Проекция Гаусса — Крюгера

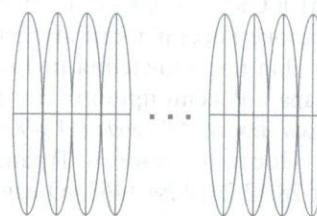


Рис. 3.4. Зоны в проекции Гаусса — Крюгера (60 зон)

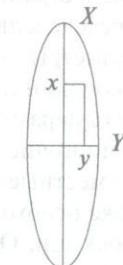


Рис. 3.5. Координаты в проекции Гаусса — Крюгера

Пусть, например, заданная точка находится в 37-й зоне и ее ордината равна 123 456,78 м, тогда запись ординаты в проекции Гаусса — Крюгера будет представлена значением 37 623 456,78 м.

Значения координат зависят от ориентации эллипсоида внутри тела Земли. Такие работы были закончены в СССР в 1942 г., в связи с чем соответствующая система координат получила название *Системы координат 1942 года* (СК-42). В 1990-х гг. было выполнено уточнение размеров и фигуры эллипсоида и его ориентации в теле Земли, и новая система координат получила название *Система координат 1995 года* (СК-95). Различия между значениями координат в СК-42 и СК-95 возрастают с запада на восток и на северо-востоке России достигают 30 м.

Для представления положения точек в пределах всего земного шара в России принята система координат, называемая *Параметрами Земли 1990 года* (ПЗ-90).

Постановлением Правительства Российской Федерации от 28.12.2012 № 1463 «О единых государственных системах координат» для использования при выполнении геодезических и картографических работ на территории России была установлена *Единая государственная геодезическая система координат 2011 года* (ГСК-2011). При этом использование систем координат СК-42 и СК-95 было ограничено сроком до 1 января 2017 г.

При переходе к любой новой системе координат требуется установить параметры используемого эллипсоида, выполнить перевычисление координат пунктов геодезических сетей в этой системе и установить параметры перехода от новой «единой» системы координат к многочисленным *местным системам координат* (МСК). Поскольку местные системы координат являются плоскими, возникает также необходимость определения параметров картографической проекции. Однако при внедрении ГСК-2011 с решением перечисленных задач возникли определенные затруднения, в связи с чем было принято решение о разработке новой *Единой системы координат* — ГСК-2018. Подготовка к переходу в данную систему выполнялась до конца 2016 г.

3.6. РАЗГРАФКА И НОМЕНКЛАТУРА ПЛАНОВ И КАРТ

Как правило, план или карту даже не очень больших участков земной поверхности нельзя создать на одном листе, поэтому планы и карты обычно являются *многолистными*. Отдельный лист топографической карты представляет собой *съемочную трапецию* —

участок земной поверхности, ограниченный меридианами и параллелями, которые определяются номенклатурой листа [2]. Система разделения плана или карты на отдельные листы (съемочные трапеции) называется **разграфкой**. При этом возникает задача обозначения отдельных листов плана или карты. Система обозначений отдельных листов топографических карт и планов называется **номенклатурой**.

Топографические планы могут создаваться либо в общегосударственной, либо в местной системе координат. Общегосударственной называется система координат, принятая для создания карт и планов любых участков в пределах страны. *Разграфка топографических планов* в местной системе координат прямоугольная и основана на листах планов масштаба 1:5000, отдельные листы которых имеют размеры 40 × 40 см. Каждый лист плана масштаба 1:5000 имеет *порядковый номер*, обозначаемый арабскими цифрами и являющийся номенклатурой листа плана данного масштаба, например 34, 123 и т.п. (рис. 3.6).

Номенклатура топографических планов более крупных масштабов создается на основе номенклатуры планов масштаба 1:5000 следующим образом. Каждый лист плана масштаба 1:5000 делят на четыре листа масштаба 1:2000, для обозначения которых используют заглавные буквы русского алфавита А, Б, В, Г (см. рис. 3.6). Далее каждый лист масштаба 1:2000 делится на четыре листа масштаба 1:1000, которые обозначаются римскими цифрами от I до IV. Для получения планов масштаба 1:500 каждый лист масштаба 1:2000 делится на 16 листов, для обозначения которых используются арабские цифры от 1 до 16 (см. рис. 3.6). Примеры номенклатуры листов топографических планов: масштаба 1:2000 — 123-Г, масштаба 1:1000 — 123-Г-IV, масштаба 1:500 — 123-Г-16.

Топографические карты издаются только в государственной системе координат. Основой для получения номенклатуры топографических карт служит лист карты масштаба 1:1 000 000, имеющий размеры 6° по широте и 4° по долготе (табл. 3.1). Обозначение листа карты масштаба 1:1 000 000 осуществляется указанием ряда и колонны. Колонны ограничены меридианами, имеют ширину 6° и ну-

		123			
		А		Б	
I	II	1	2	3	4
		5	6	7	8
III	IV	9	10	11	12
		13	14	15	16

Рис. 3.6. Номенклатура топографических планов

меруются арабскими цифрами от 1 до 60 от меридиана 180° на воссток; ряды ограничены параллелями с разностью широт 4° и обозначаются прописными латинскими буквами от *A* до *V* от экватора к северу и югу (рис. 3.7, 3.8). Например, *N-37* (лист карты, на котором находится Москва), *N-44* (на данном листе расположен Новосибирск).

Таблица 3.1

Размеры листов карт и планов

Масштаб	Число листов	Протяженность	
		по параллели	по меридиану
1:1 000 000	1	6°	4°
1:500 000	9	3°	2°
1:200 000	36	1°	$0^{\circ}40'$
1:100 000	144	$0^{\circ}30'$	$0^{\circ}20'$
1:50 000	144×4	$0^{\circ}15'$	$0^{\circ}10'$
1:25 000	144×16	$0^{\circ}07'30''$	$0^{\circ}06'$
1:10 000	144×64	$0^{\circ}03'45''$	$0^{\circ}02'30''$
1:5000	144×256	$0^{\circ}01'52,5''$	$0^{\circ}01'15''$
1:2000	144×2304	$0^{\circ}00'37,5''$	$0^{\circ}00'25''$

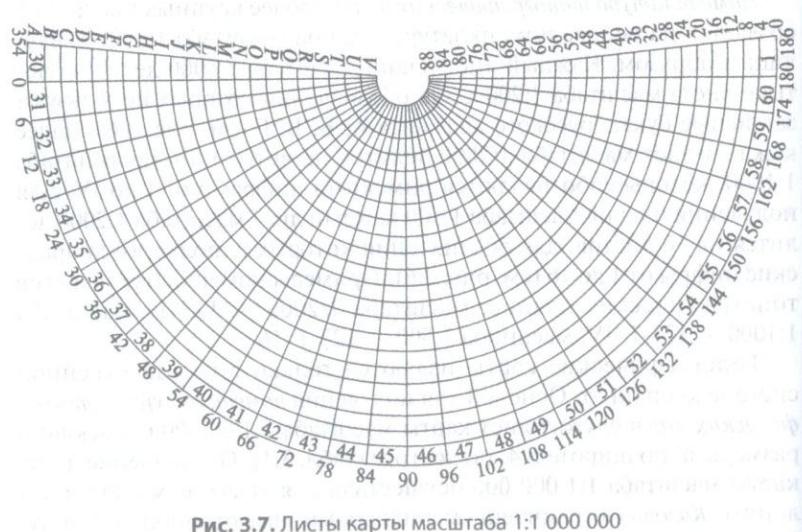


Рис. 3.7. Листы карты масштаба 1:1 000 000

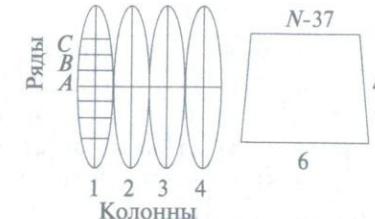


Рис. 3.8. Ряды и колонны

Лист карты масштаба 1:1 000 000 делят на четыре части и получают листы карты масштаба 1:500 000. Их номенклатура образуется добавлением к номенклатуре листа карты масштаба 1:1 000 000 заглавных букв русского алфавита А, Б, В, Г, например *N-37-Г* (рис. 3.9, *a*).

Листы карты масштаба 1:200 000 получают делением листа карты масштаба 1:1 000 000 на 36 частей. Номенклатура листов карты масштаба 1:200 000 образуется добавлением к номенклатуре листа карты масштаба 1:1 000 000 римских цифр от I до XXXVI, например *N-37-XXXVI* (см. рис. 3.9, *b*).

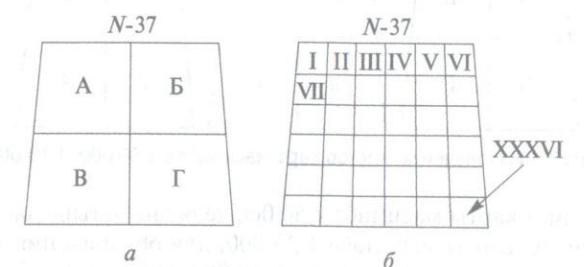


Рис. 3.9. Получение листов карты масштаба 1:500 000 (а) и 1:200 000 (б)

Лист карты масштаба 1:100 000 получают делением листа карты масштаба 1:1 000 000 на 144 листа размером $30'$ по широте и $20'$ по долготе (рис. 3.10). Его номенклатура указывается добавлением арабских цифр.

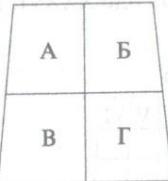
Номенклатура листов топографических карт более крупных масштабов создается на основе карт масштаба 1:100 000. Лист карты масштаба 1:50 000 получают делением листа карты масштаба 1:100 000 на четыре части и обозначением его прописными буквами русского алфавита А, Б, В, Г (рис. 3.11).

N-37

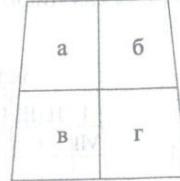
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36
37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48
49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72
73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84
85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96
97	98	99	100	101	102	103	104	105	106	107	108
109	110	111	112	113	114	115	116	117	118	119	120
121	122	123	124	125	126	127	128	129	130	131	132
133	134	135	136	137	138	139	140	141	142	143	144

Рис. 3.10. Получение листов карты масштаба 1:100 000

N-37-144



N-37-144-Г



N-37-144-Г-г



Рис. 3.11. Получение листов карт масштабов 1:50 000–1:10 000

Затем лист карты масштаба 1:50 000 делят на четыре части и получают листы карты масштаба 1:25 000, для обозначения которых к номенклатуре листа масштаба 1:50 000 добавляются строчные русские буквы а, б, в, г. Далее каждый лист карты масштаба 1:25 000 делят на четыре части и получают листы карты масштаба 1:10 000, для обозначения которых к номенклатуре карты масштаба 1:25 000 дописываются арабские цифры 1, 2, 3 или 4.

Номенклатуру листов плана масштаба 1:5000 в общегосударственной разграфке получают делением листа карты масштаба 1:100 000 на 256 листов плана (рис. 3.12) и добавлением к номенклатуре листа карты масштаба 1:100 000 арабских цифр в круглых скобках, например N-37-144-(256).

Планы масштаба 1:2000 в общегосударственной разграфке получают делением листа плана масштаба 1:5000 на девять листов (рис. 3.13). Для обозначения отдельных листов плана масштаба 1:2000

39 00	N-37-79	39 30
54 00	1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16	54 00
17		32
33		48
49		64
65		80
81		96
97		112
113		128
129		144
145		160
161		176
177		192
193		208
209		224
225		240
241	242 243 244 245 246 247 248 249 250	53 40
251	252 253 254 255 256	30 00

Рис. 3.12. Получение листов плана масштаба 1:5000

к номенклатуре плана масштаба 1:5000 дописывается соответствующая строчная буква русского алфавита, например N-37-144-(256-и). Топографические планы более крупных масштабов в общегосударственной системе координат не создаются.

В северных районах (севернее 60-й параллели) листы карт создаются спаренными и даже счетверенными.

Размеры по широте и долготе отдельных листов топографических карт и планов в общегосударственной разграфке, приведенные в [12], воспроизводятся в табл. 3.1.

а	б	в
г	д	е
ж	з	и

Рис. 3.13. Получение листов плана масштаба 1:5000

3.7. ИЗОБРАЖЕНИЕ РЕЛЬЕФА МЕСТНОСТИ

Рельеф есть совокупность неровностей реальной физической поверхности Земли. По своему происхождению элементы рельефа подразделяются на *естественные* и *искусственные*. На топографи-

ческих картах элементы рельефа естественного происхождения принято обозначать коричневым цветом, а элементы искусственного происхождения — черным. Изображение рельефа осуществляется с помощью условных знаков, подписей высот и горизонталей (основной способ). Условные знаки применяются для изображения элементов рельефа, которые не могут быть отображены с помощью горизонталей (обрывы, овраги, промоины, откосы, подпорные стенки и т.д.). На географических картах рельеф дневной поверхности и дна морей и океанов изображается с помощью *отмычки*, при создании топографических карт такой способ не применяется. Однако при использовании компьютерных технологий создания топографических карт изображение на них рельефа с помощью отмычки не представляет какой-либо проблемы.

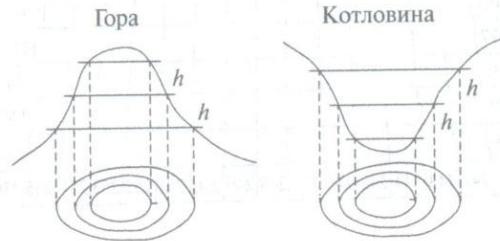


Рис. 3.14. Создание горизонталей сечением рельефа

Если какую-либо форму земной поверхности рассечь горизонтальной плоскостью (рис. 3.14), то получим некоторую кривую, все точки которой будут иметь одно и то же значение высоты, поэтому можно дать два эквивалентных определения горизонтали:

1) **горизонталь** — кривая, получаемая сечением земной поверхности горизонтальной плоскостью;

2) **горизонталь** — воображаемая кривая, все точки которой имеют одно и то же значение высоты.

ГОСТ [2] дает следующее определение: «**Горизонталь** — линия равных высот на карте».

Высотой сечения рельефа горизонталами называют расстояние между соседними секущими плоскостями (или уровнями поверхности) при изображении рельефа горизонталами. **Заложение** — расстояние на плане или карте между двумя соседними горизонталами по заданному направлению. **Заложение ската** — заложение по направлению, нормальному к горизонталям [2].

При одной и той же высоте сечения рельефа горизонталами заложение ската тем меньше, чем больше **крутизна ската** — угол между направлением ската и горизонтальной плоскостью в данной точке

(рис. 3.15). Следовательно, по величине заложения ската можно судить о крутизне склонов. На рис. 3.15 заложение ската d_1 больше, чем заложение ската d_2 , поэтому соответствующая ему крутизна склона меньше, чем крутизна ската для d_2 .

Для облегчения определения величины углов наклона или уклонов (**уклоном** называют тангенс угла наклона) используют графики заложений, на которых по горизонтальной оси указывают угол наклона v или величину уклона u , а по вертикальной — соответствующее им заложение в заданном масштабе (рис. 3.16).

Если сравнить изображения горы и котловины, на которых они показаны с помощью горизонталей, то изображения не будут различаться. Для их различения и для указания на планах и картах направления склонов используются **бергштрихи** — короткие штрихи, вычерчиваемые от изображения горизонтали вниз по направлению ската (см. рис. 3.14).

Высота сечения рельефа зависит от сложности рельефа (рельеф считается тем сложнее, чем больше крутизна склонов) и, например, для планов масштаба 1:500 принимается равной 0,25, 0,5, 1,0 м, а для масштаба 1:5000 — 1,0, 2,0, 5,0 м.

Основными формами естественного рельефа являются: *гора* (холм, сопка), *котловина*, *хребет*, *долина* (лог, распадок, падь), *склон*, *седловина* (рис. 3.17). Кривая, последовательно соединяющая точки хребта с наибольшими значениями высот, называется *водоразделом*. Кривую, последовательно соединяющую точки долины с наименьшими значениями высот, называют *talwegом*.

Для наглядности при изображении рельефа на планах и картах используют различные виды горизонталей, а именно:

- **основные**, соответствующие принятой высоте сечения рельефа и вычерчиваемые в виде сплошной линии толщиной 0,12 мм коричневого цвета;
- **основные утолщенные**, в качестве которых служат основные горизонтали, высоты которых кратны четырем или пятью сечениям

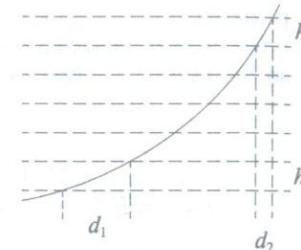


Рис. 3.15. Крутизна и заложение

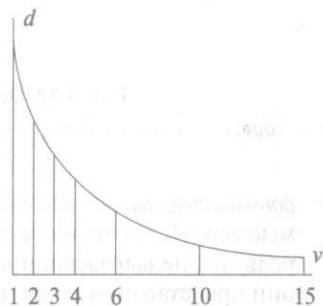


Рис. 3.16. График заложений

13. Что такое профиль?
14. Что такое масштаб топографического плана?
15. Что такое горизонтальное проложение линии?
16. Назовите формы представления масштабов топографических планов.
17. Что собой представляет численный масштаб топографического плана?
18. Что собой представляет линейный масштаб топографического плана?
19. Что собой представляет поперечный масштаб топографического плана?
20. Какие масштабы характеризуют карту?
21. Что такое линейный масштаб карты?
22. Что такое общий масштаб карты?
23. Что такое частный масштаб карты?
24. В какой проекции создаются топографические карты в России?
25. К какому типу проекций относится проекция Гаусса — Крюгера?
26. Что такое графическая точность карты или плана?
27. Что такое точность масштаба карты или плана?
28. Топографические планы каких масштабов применяются в строительстве?
29. Каким образом получают проекцию Гаусса — Крюгера?
30. Что такое зона в проекции Гаусса — Крюгера?
31. Чему равна ширина зоны в проекции Гаусса — Крюгера?
32. Что такое осевой меридиан?
33. Каким образом ведется счет зон в проекции Гаусса — Крюгера?
34. Каким образом вводится система координат в проекции Гаусса — Крюгера?
35. Где находится начало системы координат в проекции Гаусса — Крюгера?
36. Что такое съемочная трапеция?
37. Что такое разграфка топографических карт?
38. Что такое номенклатура топографических карт?
39. Что такое общегосударственная система координат?
40. Как обозначаются ряды и колонны в проекции Гаусса — Крюгера?
41. Как обозначается лист карты масштаба 1:1 000 000?
42. Какие изобразительные средства используются при изображении рельефа на топографических картах?
43. Что такое горизонталь?
44. Что такое высота сечения рельефа?
45. Что такое заложение?
46. Что такое заложение ската?
47. Что такое уклон?
48. Что такое бергштрих?
49. Как указывается направление склона на топографических картах и планах?
50. Как связаны заложение и крутизна склона?
51. Назовите виды горизонталей.
52. Как проводятся утолщенные горизонтали?
53. Когда проводятся дополнительные горизонтали?
54. Назовите основные формы рельефа.
55. Назовите типы условных знаков.

Глава 4

ЗАДАЧИ, РЕШАЕМЫЕ ПО КАРТАМ И ПЛАНАМ

Существенное свойство топографических планов и карт и причина, по которой они находят самое широкое применение в различных сферах человеческой деятельности, в том числе при проектировании, строительстве и эксплуатации искусственных объектов, заключается в возможности замены измерений тех или иных величин на земной поверхности измерениями на планах и картах.

Наиболее часто с помощью планов и карт решаются следующие *элементарные задачи*:

- 1) определение расстояний между точками земной поверхности;
- 2) определение их координат;
- 3) измерение горизонтальных углов или ориентирных углов (азимутов, дирекционных углов, румбов), линий;
- 4) определение углов наклона линий;
- 5) определение высот точек земной поверхности, превышений, уклонов и др.

Примерами более *сложных задач*, решаемых с применением планов и карт, являются:

- 1) выбор положения проектируемых объектов в плане и по высоте с минимизацией или максимизацией некоторого критерия оптимальности;
- 2) построение профилей земной поверхности;
- 3) установление видимости между точками земной поверхности;
- 4) отбивка возможной зоны затопления при наводнениях;
- 5) определение площади водосбора;
- 6) прогноз разлива нефти при авариях на нефтепроводах;
- 7) разработка проекта оптимальной вертикальной планировки территории;
- 8) подсчет объемов земляных работ;
- 9) оптимальное размещение тех или иных объектов на территории (например, сети магазинов, детских учреждений или остановок общественного транспорта);
- 10) выбор оптимальных маршрутов между двумя или несколькими пунктами на земной поверхности и др.

Из данного перечня следует, что все задачи могут быть разделены на два класса: обычные вычислительные задачи и оптимиза-

рельефа; их толщина принимается равной 0,3 мм. Например, при сечении рельефа $h = 2$ м основными утолщенными горизонтальми будут горизонтали с высотами 10, 20, 30 м и т.д.;

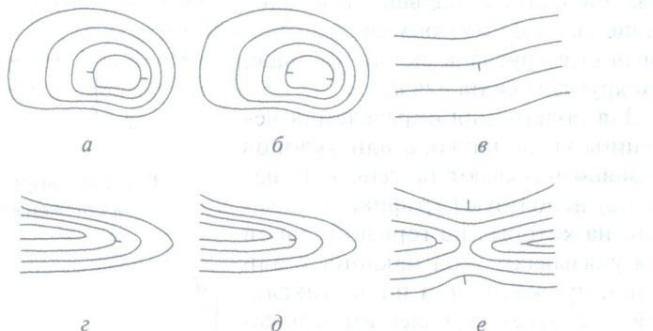


Рис. 3.17. Основные формы рельефа:

а — гора; б — котловина; в — склон; г — водораздел, хребет; д — долина, лог; е — седловина

- **дополнительные**, называемые также *полугоризонтальми* и проводимые через 0,5 сечения рельефа в целях изображения особенностей рельефа, не выражющихся с помощью основных горизонталей; они представляют собой штриховые линии толщиной 0,12 мм;
- **вспомогательные**, проводимые через 0,25 сечения рельефа, в связи с чем их называют также *четвертьгоризонтальми*. Если говорить более точно, то *кратность утолщенных горизонталей* при сечениях рельефа 1, 2 или 5 м составляет пять сечений, а при сечениях 0,25, 0,5 или 2,5 м — четыре сечения.

Чтобы по картам и планам можно было определять высоты точек земной поверхности, высоты горизонталей равномерно подписываются по всей площади каждого листа плана или карты. При этом цифры, обозначающие высоту горизонтали, располагаются головой вверх по склону.

Для удобства определения высот горизонталей по всей площади листа плана или карты подписывают отметки некоторых точек, в первую очередь наиболее характерных: точек локальных минимумов или максимумов, седловых точек и т.д.

3.8. УСЛОВНЫЕ ЗНАКИ ТОПОГРАФИЧЕСКИХ ПЛАНОВ И КАРТ

Элементы ситуации на топографических картах и планах отображаются с применением условных знаков. **Условный знак** — это совокупность таких основных изобразительных средств, как сиг-

натура (начертание, геометрический остав), размер, ориентация, цвет, яркость и толщина линий. Перечисленные величины представляют собой графические переменные (изобразительные средства), с помощью которых картограф передает свойства отображаемых объектов геопространства.

Условные знаки топографических планов делятся на масштабные и немасштабные. В соответствии с ГОСТом их подразделяют на точечные, линейные и площадные. **Точечные условные знаки** служат для изображения объектов, не выражающихся в заданном масштабе (например, столб, отдельно стоящее дерево, дорожный указатель и т.д.). **Линейные условные знаки** используются для изображения объектов, длина которых выражается в масштабе карты или плана, а ширина — нет. Примерами таких объектов могут служить дороги, ручьи, линии электропередачи и т.п. С помощью **площадных условных знаков** изображаются объекты, размеры которых позволяют строить их изображение в заданном масштабе. Кроме условных знаков широко используются **пояснительные надписи**, поясняющие условные знаки. С помощью надписей можно передать любой смысл и значение, но они менее наглядны, чем условные знаки. Требования к вычерчиванию условных знаков на топографических планах представлены в нормативном документе [13].

Все множество условных знаков разбито на несколько крупных групп: математическая основа и пункты геодезических сетей; объекты строительства; дороги; гидрография; растительность и грунты; границы и ограждения; рельеф. Для указания принадлежности конкретного объекта к определенной группе преимущественно используется цвет. В частности, искусственные объекты отображаются обычно черным цветом, объекты естественного рельефа — коричневым цветом, объекты гидрографии — синим и (или) голубым цветом, объекты растительности — зеленым цветом.

Вопросы и задания

1. Что такое карта?
2. Что такое план?
3. Что такое картографическая проекция?
4. Что такое картографическая сетка?
5. Назовите виды картографических проекций.
6. Назовите виды карт по содержанию.
7. По каким принципам создаются топографические и прочие карты?
8. Расскажите о делении карт по степени уменьшения.
9. В каких масштабах создаются топографические планы?
10. В каких масштабах создаются топографические карты?
11. В каких масштабах создаются специальные планы?
12. В каких масштабах создаются географические карты?

ционные задачи. Последние являются более сложными, принято считать, что их сложность на порядок выше сложности вычислительных задач. Как правило, более или менее сложные задачи на топографических планах в настоящее время решаются с применением специального программного обеспечения — геоинформационных систем (ГИС).

4.1. ИЗМЕРЕНИЕ РАССТОЯНИЙ

На планах и картах расстояния между заданными точками или длины линий определяются непосредственным измерением с помощью циркуля-измерителя и линейного или поперечного масштаба. Для нахождения расстояния между двумя точками на чертеже необходимо выполнить следующие действия:

- 1) определить число метров на местности, соответствующее одному основанию на линейном или поперечном масштабе, для чего длину основания в сантиметрах умножить на знаменатель масштаба. Пусть, например, основание равно 2 см и масштаб плана равен 1:2000, тогда одному основанию на местности соответствует $0,02 \text{ м} \cdot 2000 = 40 \text{ м}$;

- 2) определить циркулем-измерителем расстояние на чертеже в основаниях (рис. 4.1, а, б). Пусть, например, расстояние между точками *A* и *B* на плане составляет 2,365 оснований;

- 3) найти расстояние на местности, для чего расстояние, выраженное в основаниях, умножить на число метров, соответствующее одному основанию. В нашем примере расстояние на местности составит: $2,365 \cdot 40 \text{ м} = 94,6 \text{ м}$. Расстояния должны измеряться с точностью масштаба используемого плана (карты), величина которой составляет $0,0001 \cdot M \text{ м}$, где *M* — знаменатель масштаба.

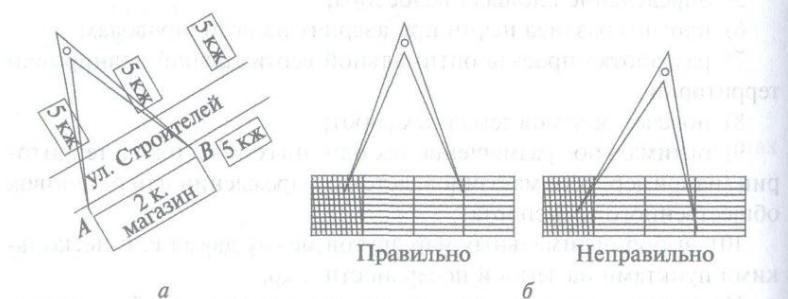


Рис. 4.1. Измерение расстояний на чертеже

Если точки расположены на разных листах плана (или карты), то расстояние между ними можно найти, измерив их прямоугольные координаты и решив обратную геодезическую задачу на плоскости.

4.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ КООРДИНАТ

Для определения прямоугольных координат на каждом листе карты построена координатная сетка в виде квадратов со сторонами, соответствующими 1 км на земной поверхности. Таким образом, размеры квадратов на карте зависят от масштаба карты. Топографические карты в Российской Федерации создаются только в проекции Гаусса — Крюгера, поэтому вертикальные линии сетки прямоугольных координат (абсциссы) параллельны осевому меридиану, горизонтальные — экватору. Координаты сетки подписаны между внешней и внутренней рамками карты (рис. 4.2). Кроме

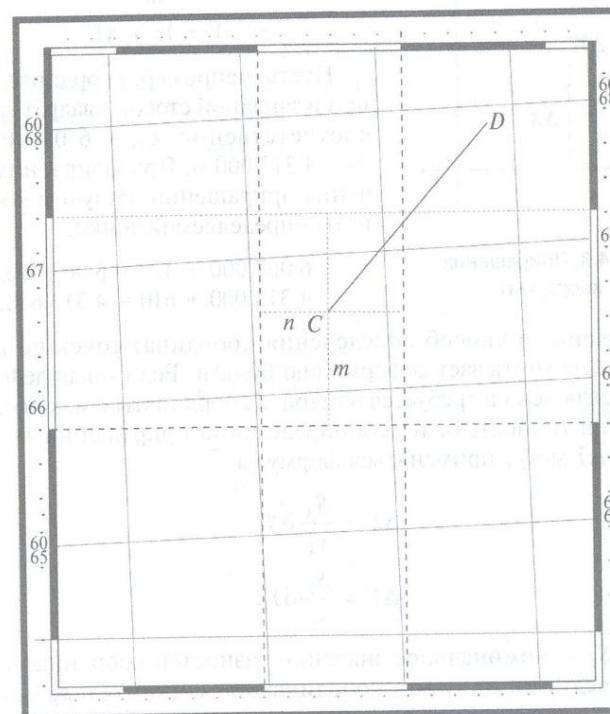


Рис. 4.2. Сетка координат

того, координаты некоторых вершин квадратов подписаны непосредственно на картографическом изображении.

На планах размеры квадратов не зависят от масштаба и всегда равны 10 см. Координаты сетки квадратов подписаны только между внешней и внутренней рамками.

Определение координат сводится к измерению расстояний (приращений координат) и выполняется следующим образом. Вначале из определяемой точки опускают перпендикуляры ΔX и ΔY на южную и западную стороны квадрата, в котором располагается определяемая точка. Затем с помощью масштабной линейки и циркуля-измерителя определяются длины указанных перпендикуляров. При этом значения приращений координат должны измечаться с точностью масштаба используемой карты или плана. На рис. 4.3 они равны $\Delta X = 470$, $\Delta Y = 610$. Значения координат определяемой точки находят по формулам

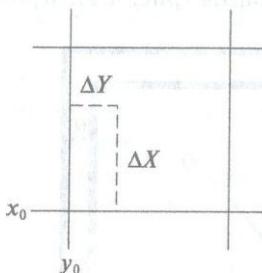


Рис. 4.3. Приращения координат

$$X = X_{\text{ю}} + \Delta X;$$

$$Y = Y_3 + \Delta Y.$$

Пусть, например, координаты южной и западной сторон квадрата равны соответственно $X_{\text{ю}} = 6\ 067\ 000$ м; $Y_3 = 4\ 313\ 000$ м. Прибавив к ним значения приращений, получим координаты определяемой точки:

$$6\ 067\ 000 + 470 = 6\ 067\ 470;$$

$$4\ 313\ 000 + 610 = 4\ 313\ 610.$$

Изложенный способ определения координат точек по плану или карте не учитывает деформацию бумаги. Если такая деформация не исключена и требуется измерить координаты с максимально возможной точностью, то для определения приращений координат ΔX и ΔY могут применяться формулы

$$\Delta X = \frac{s_x}{S_x} \delta X;$$

$$\Delta Y = \frac{s_y}{S_y} \delta Y,$$

где S_x и S_y — номинальное значение разностей координат между двумя соседними линиями координатной сетки; s_x и s_y — измеренные на чертеже значения этих же разностей; δX и δY — измеренные значения приращений координат.

4.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ КООРДИНАТ

Для определения геодезических координат B и L используется сетка таких координат. Листы топографических карт ограничены с юга и севера параллелями, с запада и востока — меридианами. Они образуют внутреннюю рамку номенклатурного листа карты. Для точек их пересечения приведены значения широт и долгот.

На некотором расстоянии от внутренней рамки построена сетка геодезических координат. От южной параллели на север (вверх) и от западного меридиана на восток (вправо) нанесены минутные отрезки, закрашенные поочередно черным цветом. Минутные отрезки, в свою очередь, разделены на 10-секундные отрезки, обозначенные точками (см. рис. 4.2).

Пользуясь минутными и 10-секундными отрезками, можно провести на карте истинные меридианы и параллели. Для этого соединяют прямыми линиями оба конца одноименных минутных делений по широте и долготе, расположенные на противоположных сторонах рамки (см. рис. 4.2). Для определения координат заданной точки (точки C см. на рис. 4.2) из нее опускают перпендикуляры на южную параллель и западный меридиан и измеряют их длины; на рис. 4.2 $m = 550$ м, $n = 430$ м. Затем длины этих отрезков перевычисляют в градусную меру по формулам

$$\Delta B = \frac{60''}{S_1} m;$$

$$\Delta L = \frac{60''}{S_2} n,$$

где $S_1 = 1860$ и $S_2 = 1080$ — измеренные по карте длины минутных интервалов соответственно по долготе и широте в метрах.

Вычисленные по этим данным длины отрезков в угловой мере равны

$$\Delta B = \frac{60''}{1860} \cdot 550 = 18'';$$

$$\Delta L = \frac{60''}{1080} \cdot 430 = 24''.$$

4.4. ИЗМЕРЕНИЕ ОРИЕНТИРНЫХ УГЛОВ

Ориентирными углами линий являются истинные азимуты, дирекционные углы и румбы, вычисляемые по значениям азимутов и дирекционных углов.

Для измерения дирекционного угла линии, например, AB на рис. 4.4 через ее начальную точку проводят линию, параллельную оси абсцисс координатной сетки. Затем с помощью транспортира измеряют дирекционный угол (см. рис. 4.4, а). Можно поступить иначе. Линию, дирекционный угол которой необходимо измерить, продолжают до пересечения с вертикальной линией координатной сетки и в точке пересечения измеряют дирекционный угол (см. рис. 4.4, б). При необходимости иметь обратный дирекционный угол исходят из того, что обратный дирекционный угол отличается от прямого на 180° :

$$\alpha(BA) = \alpha(AB) \pm 180^\circ.$$

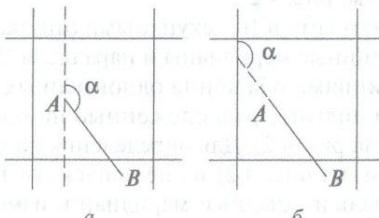


Рис. 4.4. Измерение дирекционного угла

Для определения азимута линии, например линии AB (см. рис. 4.4), можно измерить ее дирекционный угол, а затем вычислить значение истинного азимута по формуле

$$A = \alpha \pm \gamma,$$

где γ — сближение меридианов, в свою очередь вычисляемое по приближенной формуле

$$\gamma = \Delta L \sin B,$$

где B — широта точки; ΔL — разность долгот точек.

Если начальная точка C (см. рис. 4.2) при этом находится восточнее осевого меридиана, т.е. сближение меридианов западное, то значение γ прибавляется, в противном случае, а именно при восточном сближении меридианов, значение γ вычитается. Взаимное расположение линий осевого меридиана и истинных меридианов приводится на каждом номенклатурном листе топографической карты под его южной рамкой.

Для непосредственного определения истинного азимута линии, например, через ее начальную точку, т.е. точку C , проводят истинный меридиан, используя сетку геодезических координат. Затем, пользуясь транспортиром, измеряют угол между северным направ-

лением меридиана точки C и линией CD . Азимут линии CD , приведенный на рис. 4.2, равен 46° . При нахождении обратного азимута следует учитывать сближение меридианов и обратный азимут вычислять по формуле

$$A(DC) = A(CD) \pm 180^\circ \mp \gamma(CD) \pm \gamma(DC).$$

Румбы вычисляют по величинам азимутов и дирекционных углов, пользуясь соотношением между азимутами и румбами, а также между дирекционными углами и румбами.

4.5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОТМЕТОК ТОЧЕК

Отметка любой точки может быть определена относительно горизонталей. Если точка расположена непосредственно на горизонтали, то ее отметка равна отметке этой горизонтали. Если точка расположена между горизонталями, то необходимо определить отметку H_1 нижней горизонтали — ближайшей к точке горизонтали, расположенной ниже по склону. Затем через определяемую точку (точка A на рис. 4.5) проводят линию по нормали к горизонталям и измеряют заложение ската d и расстояние a от нижней горизонтали до определяемой точки. Зная высоту h сечения рельефа горизонталями, находят высоту H искомой точки как

$$H = H_1 + \frac{a}{d} h. \quad (4.1)$$

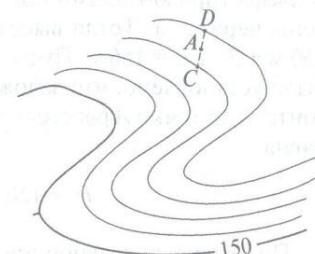


Рис. 4.5. Определение высоты точки

Данная формула получена в предположении возможности линейной интерполяции между ближайшими точками двух соседних горизонталей. На рис. 4.6 требуется найти высоту точки A , точка C — точка нижней горизонтали, высота которой равна H_1 , D — точка ближайшей верхней горизонтали, высота которой равна H_2 . Разность высот двух соседних горизонталей есть высота сечения рельефа горизонталями:

$$h = H_2 - H_1.$$

Если x — разность высоты H определяемой точки и высоты H_1 нижней горизонтали

$$x = H - H_1,$$

где h — превышение конечной точки линии над начальной, т.е. разность высот конечной и начальной точек; d — горизонтальное прохождение линии.

Отметки точек определяются по плану с горизонталями, длина линии измеряется с помощью масштабной линейки и циркуля-измерителя. Уклон линии может выражаться либо аликовтной дробью, либо в процентах, либо в промилле (‰).

При этом следует различать две задачи: определение уклона местности в данной точке по заданному направлению и определение уклона некоторой линии на всем ее протяжении.

Чтобы каждый раз при решении первой из указанных задач не выполнять вычисления, строят специальный график (рис. 4.9), на котором по горизонтальной оси откладывают равные отрезки, принимаемые за уклоны. Вертикально вверх откладывают в масштабе плана (карты) расстояния d , соответствующие этим уклонам.

Чтобы построить на карте или плане линию с заданным уклоном, вычисляют расстояние d между горизонталями, соответствующее заданному уклону, по формуле

$$d = \frac{h}{u},$$

где h — высота сечения рельефа; u — заданный уклон. После этого, пользуясь поперечным масштабом, в раствор циркуля берут вычисленную величину d и от начальной точки до конечной последовательно делают засечки на соседних горизонталях. Получаемые точки соединяют ломаной линией.

При решении второй задачи — определении уклона линии на всем ее протяжении — находят значения высот точек в начале и в конце линии H_1 и H_2 и либо измеряют расстояние d на плане (карте) непосредственно с помощью измерителя и масштабной линейки, либо находят его по координатам этих точек, решив обратную геодезическую задачу, после чего уклон линии получают по формуле

$$u = \frac{H_2 - H_1}{d}.$$

Если точки расположены на разных листах плана или карты, то данная задача может быть решена только последним способом.

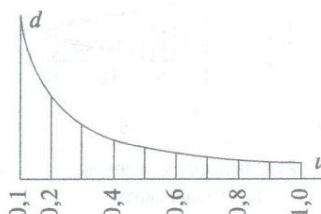


Рис. 4.9. График уклонов

4.9. ПОСТРОЕНИЕ ПРОФИЛЯ И ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВИДИМОСТИ МЕЖДУ ТОЧКАМИ

Профиль линии — это линия пересечения физической поверхности Земли вертикальной плоскостью, проходящей через начальную и конечную точки заданной линии. При его построении проводят горизонтальную линию — ось расстояний, на которой обычно в масштабе плана (карты) откладывают расстояния между точками. Вертикально вверх (по оси высот) откладывают отметки точек профиля. При этом масштаб по вертикальной оси чаще всего принимают в 10 раз крупнее горизонтального масштаба.

Построение профиля начинают с определения отметки начальной точки. Ее наносят на горизонтальную ось и вертикально вверх откладывают отметку. Затем последовательно измеряют на плане (карте) расстояния от начальной точки заданной линии до точек ее пересечения с горизонталями. Эти расстояния откладывают по оси расстояний, а по оси высот — отметки соответствующих точек. Затем точки на концах восстановленных перпендикуляров соединяют ломаной линией и получают профиль (рис. 4.10).

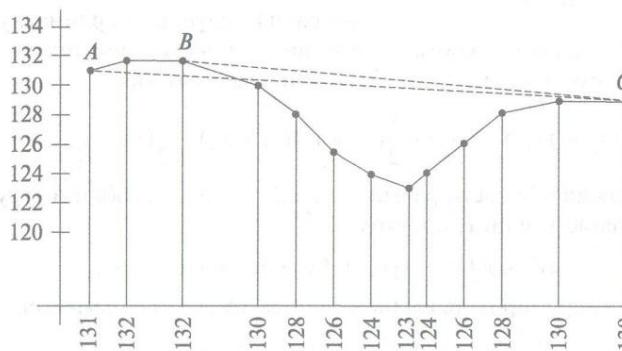


Рис. 4.10. Продольный профиль

Для определения видимости между точками с помощью плана или карты строят профиль данной линии и соединяют интересующие точки прямой. Если все точки земной поверхности лежат ниже этой прямой, то видимость между заданными точками существует. Так, на рис. 4.10 между точками A и C видимости нет, а между B и C есть.

При необходимости от земной поверхности в принятом вертикальном масштабе откладывают высоты пересекаемых географических объектов (насыпей, леса, кустарника, зданий и т.п.).

4.10. ИЗМЕРЕНИЕ ПЛОЩАДЕЙ

Определение площадей различных фигур на плане (карте) может осуществляться тремя способами: аналитическим, графическим и механическим.

Аналитический способ. Сущность этого способа заключается в том, что площадь фигуры вычисляется по координатам точек, определяющих фигуру. Следовательно, должны быть известны координаты точек граничной линии, и граничная линия должна представлять собой ломаную линию — многоугольник.

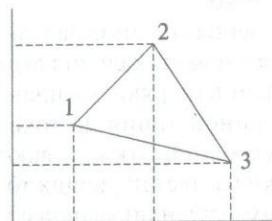


Рис. 4.11. Аналитический способ

На рис. 4.11 представлена фигура в виде треугольника (1–2–3), площадь которого необходимо вычислить. Как следует из рис. 4.11, площадь треугольника (1–2–3) может быть представлена как сумма и разность площадей трапеций, основаниями которых являются координаты у точек 1, 2 и 3, а высотами — разности координат x этих же точек. Площадь каждой трапеции равна полусумме ординат, умноженной на разность соответствующих абсцисс, следовательно, площадь многоугольника (1–2–3) можно выразить как

$$P = \frac{1}{2}(y_3 + y_2)(x_2 - x_3) - \frac{1}{2}(y_1 + y_3)(x_1 - x_3) - \frac{1}{2}(y_2 + y_1)(x_2 - x_1).$$

Умножив обе части равенства на 2, раскрыв скобки и сгруппировав слагаемые по y , получим

$$2P = y_1(x_3 - x_2) + y_2(x_1 - x_3) + y_3(x_2 - x_1).$$

Если сгруппировать слагаемые по x , то получим выражение

$$2P = x_1(y_2 - y_3) + x_2(y_3 - y_1) + x_3(y_1 - y_2).$$

Следовательно, удвоенная площадь фигуры равна сумме произведений ординат каждой точки на разность абсцисс последующей и предыдущей точек либо сумме произведений абсциссы каждой точки на разность ординат предыдущей и последующей точек.

В общем виде это запишется как

$$2P = \sum_{i=1}^n x_i(y_{i+1} - y_{i-1});$$

$$2P = \sum_{i=1}^n y_i(x_{i-1} - x_{i+1}).$$

Если одна из данных формул используется для вычислений площади, то другая — для контроля вычислений.

Графический способ. Графический способ определения площадей заключается в том, что участок, площадь которого требуется определить, разбивается на простейшие геометрические фигуры: треугольники, трапеции, прямоугольники. Площади этих фигур вычисляются по известным из геометрии формулам. Стороны разбиваемых фигур должны быть прямыми линиями. Измерения их длин производят с помощью циркуля-измерителя и поперечного масштаба.

Так, например, на рис. 4.12 участок 1–2–3–4 разбит на два треугольника, имеющих общее основание. Измерив элементы b , h_1 и h_2 , площади треугольников можно вычислить по формулам

$$S_1 = \frac{1}{2}bh_1;$$

$$S_2 = \frac{1}{2}bh_2.$$

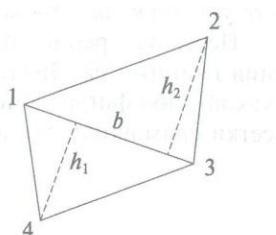


Рис. 4.12. Графический способ

Площадь всего участка определяется как сумма площадей треугольников. Точность определения площади графическим способом определяется точностью измерения длин линий, участвующих в вычислении площадей.

Механический способ. Измерение площадей на планах (картах) механическим способом производится с помощью специального прибора — **полярного планиметра** (рис. 4.13).

Полярный планиметр состоит из двух рычагов: полюсного (1) и обводного (3), соединенных шаровым шарниром, укрепленным на конце полюсного рычага. На обводном рычаге размещается передвижная каретка (2) со счетным механизмом. Обводной рычаг имеет ручки со шпилем или круглым стеклом (4) с целиком — точкой для обвода контуров.

Перед измерением площади обводной шпиль или точка стеклянного целика устанавливается над какой-либо точкой контура

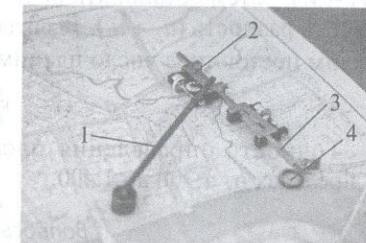


Рис. 4.13. Планиметр

и по счетному механизму делается начальный отсчет u_1 , после чего обводят измеряемый контур и берут отсчет u_2 . Искомая площадь при полюсе вне контура вычисляется по формуле

$$P = c(u_2 - u_1).$$

Если полюс находится внутри контура, то для получения площади используется формула

$$P = c(u_2 - u_1 + q),$$

где c — цена деления планиметра; q — постоянная планиметра при его установке внутри контура определяемой площади.

Перед измерением площадей необходимо определить цену деления планиметра. Значение c определяют несколькими обводами какой-либо фигуры с известной площадью P (например, квадрата сетки прямоугольных координат) и вычислением по формуле

$$c = \frac{nP}{u_2 - u_1},$$

где n — число обводов фигуры.

Для повышения точности определения c рекомендуется сделать обвод четыре раза, не допуская угол, образуемый рычагами, менее 30° и более 150° . Счетное колесо при этом должно вращаться легко и свободно.

Постоянное число планиметра q можно определить так: обвести площадь фигуры с полюсом вне этой фигуры и получить разности $(v_2 - v_1)$. Затем установить полюс внутри фигуры, обвести ее и получить разность $(u_2 - u_1)$. Вычитая из первой разности вторую, получим постоянное число планиметра

$$q = (v_2 - v_1) - (u_2 - u_1).$$

Точность определения площадей планиметром колеблется в пределах от 1:200 до 1:400.

Вопросы и задания

1. Для чего создаются карты и планы?
2. Что такое основание поперечного масштаба?
3. Чему обычно равно основание поперечного масштаба?
4. Какова точность измерения расстояний на плане?
5. Какова точность измерения углов на плане?
6. Как определить прямоугольные координаты точки на плане или карте?
7. Как определить дирекционный угол по карте?
8. Что такое сближение меридианов?
9. Как определить азимут линии на карте?
10. Как определить высоту точки на плане или карте?
11. Как определить уклон линии по плану?
12. Назовите способы измерения площадей на плане.
13. В чем заключается аналитический способ определения площадей?
14. Напишите формулу вычисления площади многоугольника по координатам его вершин.
15. В чем заключается графический способ определения площадей?
16. В чем заключается механический способ определения площадей?
17. Для чего служит планиметр?
18. Как определить цену деления планиметра?
19. Как определить постоянное слагаемое планиметра?
20. Какова точность измерения площадей с помощью планиметра?

Глава 5

ИЗМЕРЕНИЕ УГЛОВ

5.1. ПРИНЦИП ИЗМЕРЕНИЯ УГЛОВ

Измерение углов является одним из основных видов геодезических работ при создании плановых геодезических сетей, топографической съемке, инженерных изысканиях, строительстве и эксплуатации сооружений. Однако измерение углов характеризуется известной неопределенностью. Эта неопределенность заключается в том, что любой угол в пространстве образован двумя пересекающимися прямыми, принадлежащими некоторой плоскости. Измерение угла в какой-либо плоскости не составляет труда, но трудно что-либо сказать о положении такой плоскости, поэтому при измерении углов желательно иметь некоторую постоянную базовую линию. В геодезии такой базовой линией при измерении углов принимается отвесная линия. Ее выбор объясняется тем, что отвесные линии:

- 1) существуют в каждой точке земного пространства;
- 2) определение их направления (с помощью отвеса или уровня) не составляет труда;
- 3) при малых расстояниях между двумя точками непараллельность отвесных линий в них можно пренебречь;
- 4) при больших расстояниях непараллельность отвесных линий может быть определена и учтена по строгим формулам.

По указанным причинам в геодезии принято измерять, как правило, не произвольные, а горизонтальные и вертикальные углы. **Горизонтальный угол** — это плоский угол, образованный проекциями точек местности на горизонтальную плоскость. Аналогичное определение дает ГОСТ [2]: «Горизонтальный угол — двугранный угол, ребро которого образовано отвесной линией, проходящей через данную точку». **Вертикальный угол** некоторой линии — это угол между данной линией и горизонтальной плоскостью. Для их измерения используются горизонтальные и вертикальные круги с делениями, называемые угломерными кругами.

Измерение горизонтального угла (пусть это будет угол ABC на рис. 5.1) в принципе выполняется следующим образом:

- 1) центр угломерного круга размещают на отвесной линии, проходящей через вершину угла B ;
- 2) угломерный круг приводится в горизонтальное положение (отвесная линия при этом будет совпадать с нормалью к плоскости угломерного круга);

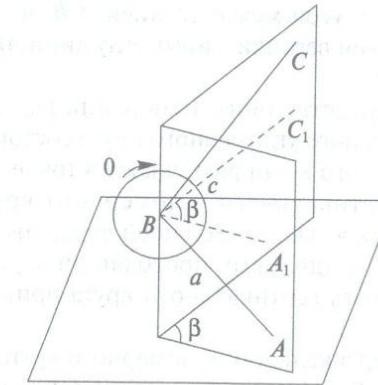


Рис. 5.1. Измерение горизонтального угла

3) через вершину B и правую точку A измеряемого угла проводится вертикальная плоскость. При ее пересечении со шкалой угломерного круга получим отсчет a ;

4) через вершину B и левую точку C измеряемого угла также проводится вертикальная плоскость. Ее пересечение со шкалой угломерного круга даст отсчет c ;

5) если деления на угломерном круге нанесены по часовой стрелке, то горизонтальный угол β будет равен разности отсчетов по горизонтальному кругу

$$\beta = a - c.$$

Измерение вертикального угла. Пусть требуется измерить вертикальный угол, образованный линией AB (рис. 5.2), но мы не можем установить вертикальный угломерный круг непосредственно в точке A . Чтобы обойти это небольшое затруднение, мы можем установить его в точке A_1 на некоторой высоте i над точкой A , а над точкой B установить некоторую визирную цель такой же высоты,

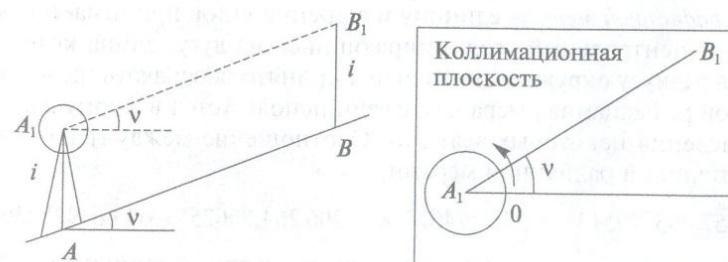


Рис. 5.2. Измерение вертикального угла

например веху. Тогда угол между линией A_1B_1 и горизонтальной плоскостью будет равен вертикальному углу линии AB . Этот угол уже может быть измерен.

Сущность непосредственного измерения вертикального угла с помощью вертикального угломерного круга состоит в следующем:

- 1) центр угломерного круга размещают в точке A_1 ;
- 2) плоскость вертикального угломерного круга совмещают с вертикальной плоскостью, проходящей через точки A и B ;
- 3) нулевой диаметр (диаметр, проходящий через нулевое деление) угломерного круга вертикального круга приводят в горизонтальное положение;
- 4) через центр вертикального угломерного круга и точку B_1 проводят прямую A_1B_1 . В пересечении линии A_1B_1 со шкалой вертикального круга получим отсчет v , который и будет значением вертикального угла.

Реальное измерение вертикального угла более сложное. Эти сложности связаны с приведением нулевого диаметра в горизонтальное положение.

При измерении углов в геодезии применяются такие угловые меры, как градусная, десятичная и радианная. В *градусной мере* окружность делится на 360 градусов, что обозначается как 360° , при этом градус делится на 60 минут, одна минута — на 60 секунд, т.е. $1^\circ = 60' = 3600''$. Большинство геодезических приборов для измерения углов имеют градусную шкалу.

В *десятичной*, или *градовой*, *мере* окружность разбивается на 400 равных частей, называемых *градами*, один град содержит 100 градовых минут, одна градовая минута делится на 100 градовых секунд, что обозначается как $1^g = 100' = 10\,000''$. Приборы для измерения углов, имевшие десятичную шкалу, к сожалению, не получили массового распространения, хотя удобство такой шкалы представляется очевидным, объяснением чему, вероятней всего, может служить человеческий консерватизм.

В *радианной мере* за единицу измерения углов принимается *радиан* — центральный угол, опирающийся на дугу, длина которой равна радиусу окружности. Радианы принято обозначать греческой буквой ρ . Радианская мера в геодезии используется в формулах для вычисления некоторых величин. Соотношение между градусной, десятичной и радианной мерами:

$$1\rho = 57,2957795131^\circ = 3437,7467708' = 206\,264,80625'' = 63,6619772368^g.$$

Другие меры измерения углов (часовая и артиллерийская) в элементарной геодезии не применяются.

5.2. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ ПРИБОРЫ ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ УГЛОВ, ИХ УСТРОЙСТВО

Рассмотрим геодезические приборы для измерения углов на примере теодолита 2Т30. Теодолит — прибор для измерения горизонтальных и вертикальных углов и расстояний с невысокой точностью. В зависимости от точности измерения углов теодолиты подразделяются на *высокоточные*, *точные* и *технические*. Погрешность однократного измерения угла (измерения одним приемом) высокоточным теодолитом составляет $0,5\text{--}1''$, точным — $2\text{--}10''$, техническим — $15\text{--}30''$.

В настоящее время выпускаются и используются в производстве только оптические теодолиты. *Оптические теодолиты* характеризуются наличием стеклянных угломерных кругов и оптической системы для передачи изображения делений на угломерных кругах в поле зрения отсчетного микроскопа теодолита.

Основные части теодолита 2Т30 и 2Т30П. Внешний вид теодолита 2Т30 представлен на рис. 5.3. Данный теодолит располагается на основании упаковочного футляра (9), которое с помощью станового винта крепится к головке штатива (рис. 5.4). Непосредственно к основанию футляра с помощью трех подъемных винтов (8) крепится подставка (7), на которой размещается горизонтальный угло-

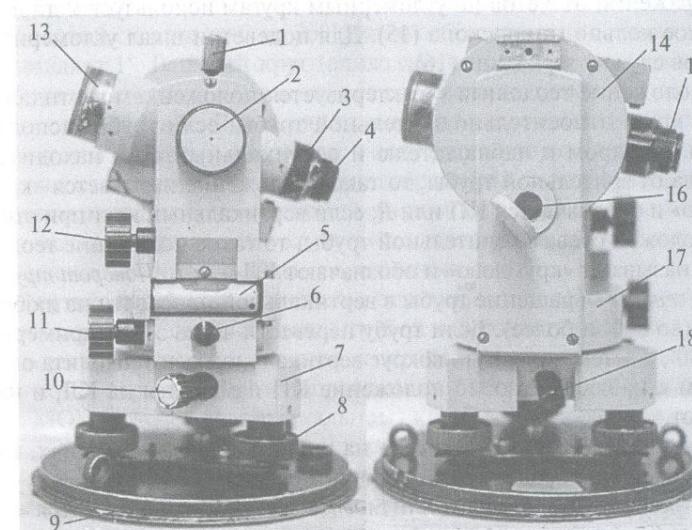


Рис. 5.3. Теодолит 2Т30

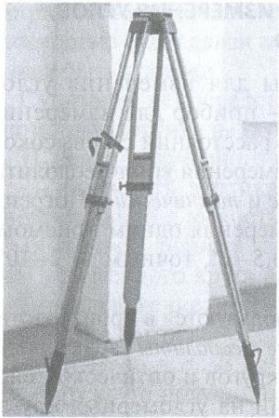


Рис. 5.4. Штатив

тив (13), окуляр, кремальеру (2), диоптрийное кольцо (4), сетку нитей и защитный колпачок (3) сетки нитей. Для быстрого наведения на визирную цель труба снабжена визиром. Вертикальный угломерный круг (14) также содержит лимб и алидаду. Для взятия отсчетов по угломерным кругам служит микроскоп. Для получения четких изображений отсчетов по угломерным кругам используется диоптрийное кольцо микроскопа (15). Для подсветки шкал угломерных кругов служит зеркальце (16).

Положение теодолита характеризуется положением вертикального круга относительно зрительной трубы: если труба расположена окуляром к наблюдателю и вертикальный круг находится справа от зрительной трубы, то такое положение называется «круг право» и обозначается КП или R ; если вертикальный круг при этом расположен слева от зрительной трубы, то такое положение теодолита называют «круг лево» и обозначают КЛ или L . Поворот трубы через зенит — вращение трубы в вертикальной плоскости на любой угол (до 360° и более). Если трубу перевести через зенит примерно на 180° , а затем повернуть вокруг вертикальной оси теодолита окуляром к наблюдателю, то положение КП изменится на КЛ, и наоборот.

Схема прибора представлена на рис. 5.5 в двух проекциях, где оси теодолита обозначены следующим образом:

1) ось вращения прибора, или главная ось прибора, WW — прямая, перпендикулярная плоскости алидады горизонтального круга и проходящая через ее центр;

мерный круг (17), состоящий из двух соосно расположенных стеклянных кругов: нижнего, называемого **лимбом**, и верхнего, называемого **алидадой**. Лимб имеет закрепительный (18) и наводящий (10) винты; их наличие является признаком *повторительного теодолита*. Алидада с отсчетным устройством также имеет закрепительный (6) и наводящий (11) винты. На алидаде установлен цилиндрический уровень (5) с исправительными винтами. На двух колонках (подставках трубы) крепится зрительная труба, имеющая закрепительный (1) и наводящий (12) винты зрительной трубы. Труба имеет ось вращения, объектив (13), окуляр, кремальеру (2), диоптрийное кольцо (4), сетку нитей и защитный колпачок (3) сетки нитей. Для быстрого наведения на визирную цель труба снабжена визиром. Вертикальный угломерный круг (14) также содержит лимб и алидаду. Для взятия отсчетов по угломерным кругам служит микроскоп. Для получения четких изображений отсчетов по угломерным кругам используется диоптрийное кольцо микроскопа (15). Для подсветки шкал угломерных кругов служит зеркальце (16).

Положение теодолита характеризуется положением вертикального круга относительно зрительной трубы: если труба расположена окуляром к наблюдателю и вертикальный круг находится справа от зрительной трубы, то такое положение называется «круг право» и обозначается КП или R ; если вертикальный круг при этом расположен слева от зрительной трубы, то такое положение теодолита называют «круг лево» и обозначают КЛ или L . Поворот трубы через зенит — вращение трубы в вертикальной плоскости на любой угол (до 360° и более). Если трубу перевести через зенит примерно на 180° , а затем повернуть вокруг вертикальной оси теодолита окуляром к наблюдателю, то положение КП изменится на КЛ, и наоборот.

Схема прибора представлена на рис. 5.5 в двух проекциях, где оси теодолита обозначены следующим образом:

1) ось вращения прибора, или главная ось прибора, WW — прямая, перпендикулярная плоскости алидады горизонтального круга и проходящая через ее центр;

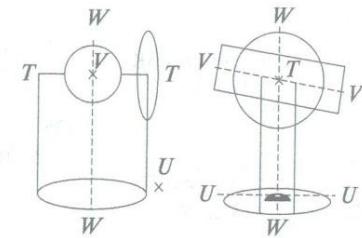


Рис. 5.5. Оси теодолита

- 2) ось вращения зрительной трубы TT ;
- 3) визирная ось VV — воображаемая прямая, проходящая через оптический центр объектива и центр сетки нитей;
- 4) ось цилиндрического уровня UU — касательная к внутренней поверхности ампулы уровня в нуль-пункте.

Визирная, или коллимационная, плоскость — вертикальная плоскость, проходящая через визирную ось.

5.3. УГЛОМЕРНЫЕ КРУГИ

Горизонтальный угломерный круг представляет собой два стеклянных круга, расположенных соосно. На нижнем круге (лимбе) нанесена круговая шкала с делениями через 1° , возрастающими по часовой стрелке от 0 до 360° ; таким образом, цена деления лимба составляет 1° . Верхний круг (алидада) содержит дугу окружности в 1° , разделенную на 12 частей; следовательно, цена деления алидады составляет $5'$. Для отсчитывания по угломерным кругам используется *шкаловый микроскоп*, в поле зрения которого с помощью оптической системы передается изображение делений на алидаде и примыкающих к ним делений на лимбе (рис. 5.6). Отсчитывание по горизонтальному кругу выполняется на глаз с точностью $1/10$ цены деления алидады, т.е. с точностью $0,5'$.

Вертикальный круг отличается от горизонтального тем, что его лимб скреплен со зрительной трубой и вращается вместе с ней, а алидада неподвижна, деления на лимбе нанесены от 0° в положительном и отрицательном направлениях. **Место нуля** (обозначается как МО) — отсчет по вертикальному кругу, когда визирная ось занимает горизонтальное положение и пузырек цилиндрического уровня находится в нуль-пункте.

Порядок отсчитывания по угломерным кругам. Для взятия отсчетов по горизонтальному кругу служит нижняя шкала в поле зрения микроскопа (отмечена буквой Г), для отсчетов по вертикальному

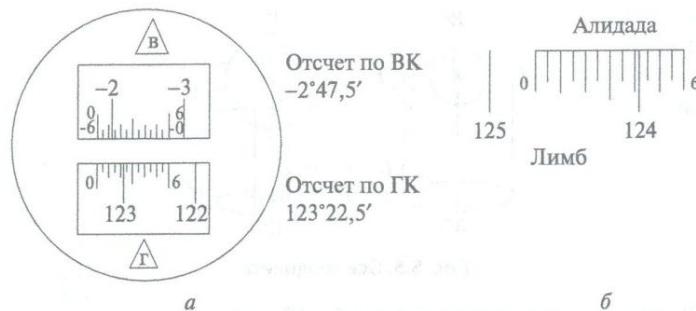


Рис. 5.6. Поле зрения микроскопа

кругу — верхняя шкала (отмечена буквой В). При отсчитывании по горизонтальному кругу число градусов равно числу градусов штриха на лимбе, попавшего на шкалу, а число минут на алидаде отсчитывается от нуля до этого градусного деления (слева направо). Отсчеты берутся с точностью $0,5'$. Так, на рис. 5.6, б отсчет равен $124^{\circ}42,0'$.

Отсчет по вертикальному кругу может быть положительным и отрицательным. Если число градусов положительно, то отсчет берется так же, как и по горизонтальному кругу. Если число градусов со знаком «минус», то число минут отсчитывается справа налево. На рис. 5.6, а отсчет по вертикальному кругу равен $-2^{\circ}47,5'$ (в данном случае минуты отсчитываются справа налево).

Может возникнуть вопрос: «Почему не разбит каждый градус на лимбе?» Тогда на алидаде было бы достаточно одного штриха и считывание отсчетов было бы более простым. Ответ состоит в следующем. Если точность измерения углов составляет $30''$, то деления на лимбе должны быть нанесены на порядок точнее, чтобы сделать неощущимым влияние ошибок их положения. Для теодолита 2Т30 угловая ошибка делений лимба не должна превышать величины порядка $3''$. Если принять радиус лимба 100 мм, то линейная ошибка делений лимба не должна превышать

$$\frac{3}{206\,265} \cdot 100 \text{ мм} \approx 0,0015 \text{ мм},$$

следовательно, каждое деление на лимбе нанесено с ошибкой не более 1,5 мкм. Нанесение делений с такой точностью требует существенных затрат времени работы делительной машины. Если бы на лимбе наносили деления через каждые $5'$, то общее число делений было бы в 12 раз больше и соответствующим образом возросло бы

время для их нанесения. Таким образом, разбиение всего одного градусного деления на алидаде на 12 частей незначительно усложняет порядок взятия отсчетов по угломерным кругам, но существенно сокращает затраты времени на их изготовление.

5.4. УРОВЕНЬ

Цилиндрический уровень представляет собой стеклянную ампулу цилиндрической формы, внутренняя поверхность которой в вертикальной плоскости является дугой окружности большого радиуса (рис. 5.7). Ампула запаивается с одного конца, в нее заливается подогретый спирт или эфир, после чего запаивается другой конец ампулы. При остывании жидкости образуется безвоздушное пространство, которое называют *пузырьком цилиндрического уровня*.

Нуль-пункт
Ось цилиндрического уровня



Пузырек
Вид сверху

Рис. 5.7. Уровень

Сверху ампулы наносится *шкала* с делениями через 2 мм. Среднее деление этой шкалы называют *нуль-пунктом*. *Ось цилиндрического уровня* — прямая, касательная к внутренней поверхности ампулы в нуль-пункте. Точность цилиндрического уровня характеризует *цена деления уровня* — центральный угол, опирающийся на дугу окружности, равную одному делению. Чем больше радиус указанной окружности, тем выше чувствительность уровня, тем большее перемещение его пузырька наблюдается при наклонах уровня. Цена деления у различных теодолитов составляет от 10 до $60''$, у теодолита 2Т30 она равна $45''$. Из формулы

$$R = \frac{d}{v}$$

где R — радиус окружности; $d = 2$ мм — длина дуги окружности в одно деление; $v = 45 / 206\,265$ — центральный угол, выраженный в радианах; 206 265 — число секунд в радиане, следует, что радиус дуги окружности цилиндрического уровня теодолита 2Т30 составляет величину порядка

$$R = \frac{2 \text{ мм} \cdot 206\,265}{45} \approx 9,2 \text{ м.}$$

5.5. ЗРИТЕЛЬНАЯ ТРУБА

Труба изучаемого теодолита может быть с обратным изображением и с прямым изображением. В последнем случае теодолит имеет маркировку 2Т30П, где буква П указывает на прямое изображение. Зрительная труба является трубой с *внутренней фокусировкой*. Это означает, что внутри трубы имеется фокусирующая линза, за счет перемещения которой при вращении кремальеры достигается четкое изображение наблюдаемого предмета. В окулярной части имеется **диафрагма** — металлическое кольцо со стеклянной пластинкой, на которую нанесены штрихи, образующие *сетку нитей* (рис. 5.8).

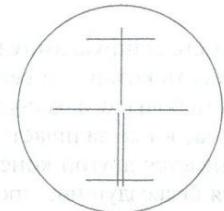


Рис. 5.8. Сетка нитей

Центр сетки нитей — точка пересечения горизонтальной и вертикальной нитей. **Визирная ось** — воображаемая прямая, соединяющая оптический центр объектива и центр сетки нитей. Для более точного наведения на наблюдаемые цели при измерении горизонтальных углов предназначен **биссектор** — двойная вертикальная нить. Верхняя и нижняя горизонтальные нити являются **дальномерными нитями**, предназначенными для измерения расстояний.

Основные характеристики зрительной трубы — увеличение и поле зрения трубы. **Увеличение в трубы** — отношение угла, под которым виден предмет в трубе, к углу, под которым предмет виден без трубы, или отношение числа делений на рейке $v = m / n$, если рейку одновременно рассматривать одним глазом через зрительную трубу и другим невооруженным глазом. **Поле зрения трубы** — видимое в трубу пространство при ее неподвижном положении. Теодолит 2Т30 имеет трубу с 20-кратным увеличением (что обозначается как $20\times$) и полем зрения 2° . Точность визирования (наведения на цель) при измерении углов данным теодолитом определяется соотношением

$$t = 60'' / v = 3'',$$

где $60''$ — разрешение человеческого глаза; v — увеличение зрительной трубы.

При измерении углов **установка трубы для наблюдений** заключается в ее установке по глазу и установке по предмету. Вначале выполняется **установка трубы по глазу**, которая заключается в получении четкого изображения сетки нитей вращением диоптрийного кольца. После этого осуществляется **установка трубы по предмету** — получение четкого изображения наблюдаемого предмета

с помощью кремальеры. При установке трубы для наблюдений следует стремиться к отсутствию параллакса. **Параллакс сетки нитей** — несовпадение плоскости изображения с плоскостью сетки нитей. Если параллакс сетки нитей имеет место, то при перемещении глаза наблюдателя относительно окуляра (вверх — вниз или влево — вправо) будет происходить смещение изображения наблюдаемой точки относительно сетки нитей. Наличие параллакса снижает точность измерения углов. Исключить параллакс можно с помощью диоптрийного кольца.

5.6. ПОВЕРКИ И ЮСТИРОВКИ ТЕОДОЛИТА

Как измерительный прибор теодолит должен отвечать определенным требованиям, или условиям. Проверка выполнения таких геометрических условий называется **проверкой**. Описание каждой поверки состоит из четырех логических частей:

- 1) формулировки условия, которое должно выполняться;
- 2) описания действий, необходимых для проверки выполнения условия;
- 3) допустимого отклонения от выполнения условия;
- 4) описания действий, которые необходимо выполнить для **юстировки** — приведения прибора в должное состояние.

Поверки теодолита должны выполняться в следующей последовательности.

1. **Проверка установки уровня.** (Перед выполнением данной поверки рекомендуется привести алидаду горизонтального круга в горизонтальное положение, что описывается далее.) Ось цилиндрического уровня должна быть перпендикулярна вертикальной оси прибора (оси вращения алидады, или главной оси прибора). Для выполнения данной поверки цилиндрический уровень устанавливают параллельно любым двум подъемным винтам и, вращая их в противоположные стороны, приводят его пузырек в нуль-пункт. (При этом пузырек уровня перемещается в сторону того подъемного винта, что вращается против часовой стрелки.) Затем поворачивают алидаду (и находящийся на ней цилиндрический уровень) на 180° . Если отклонение пузырька от нуль-пункта при этом не более одного деления, то условие выполняется. Если отклонение больше указанного допуска, то пузырек перемещают на одну половину дуги отклонения его от нуль-пункта с помощью тех же двух подъемных винтов, а на другую половину дуги отклонения — с помощью исправительных винтов уровня (один из винтов при этом должен вывинчиваться, а другой — ввинчиваться). Назначение исправительных винтов уровня в этом и заключается: с их помощью

изменяется угол между осью цилиндрического уровня и осью вращения прибора. Таким образом, исправительные винты цилиндрического уровня нужны только на время выполнения поверки. После юстировки (исправления положения уровня с помощью исправительных винтов) поверка повторяется.

2. Проверка правильности установки сетки нитей. Горизонтальная нить сетки нитей должна быть перпендикулярна оси вращения прибора. Другая формулировка этого условия — «горизонтальная нить должна быть горизонтальна, а вертикальная — вертикальна» — является не совсем корректной.

Проверка может быть выполнена двумя способами. Первый способ заключается в том, что теодолит *горизонтируют* (с помощью подъемных винтов приводят ось вращения в вертикальное положение), в 10–15 м от него вешают нитяной отвес и наводят вертикальную нить сетки нитей на нить отвеса. Если они совпадают, то условие считается выполненным. В противном случае снимают защитный колпачок сетки нитей, ослабляют закрепительные винты сетки нитей и поворачивают ее в своей плоскости до совпадения вертикальной нити сетки нитей с нитью отвеса.

Для выполнения данной поверки вторым способом нет необходимости приведения оси вращения теодолита в вертикальное положение. Среднюю нить сетки нитей наводят на какую-либо удаленную точку. При вращении наводящего винта алидады нить не должна сходить с выбранной точки. Если нить сходит, то, как и в первом способе, ослабляют закрепительные винты сетки нитей и разворачивают ее в своей плоскости.

После юстировки сетки нитей защитный колпачок устанавливают на место и поверку повторяют.

3. Проверка положения визирной оси. Визирная ось должна быть перпендикулярна к оси вращения трубы. Таким образом, угол между визирной осью и осью вращения трубы должен составлять 90° . Если данное условие не выполняется, то при повороте зрительной трубы вокруг ее оси вращения визирная ось будет описывать поверхность конуса (рис. 5.9, *a*), а должна описывать плоскость, как это следует из принципа измерения горизонтальных углов. Отклонение угла между визирной осью и осью вращения трубы от 90° называют *коллимационной ошибкой* и обозначают строчной латинской буквой *c*.

На рис. 5.9, *b* визирная ось OV_1 трубы не перпендикулярна оси вращения трубы TT и наведена на некоторую точку *A*. Если зрительную трубу перевести через зенит, то визирная ось займет положение OV_2 . Чтобы после этого навести зрительную трубу на ту же точку *A*, алидаду нужно повернуть на угол $180^\circ - 2c$.

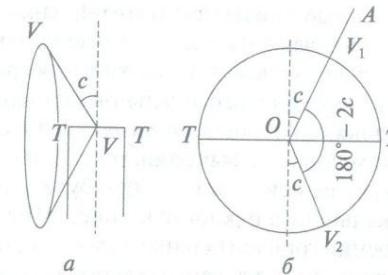


Рис. 5.9. Коллимационная ошибка:
а — вид сбоку; б — вид сверху

Для определения коллимационной ошибки вертикальную нить сетки нитей наводят на хорошо различимую удаленную точку примерно на высоте прибора и берут отсчет по горизонтальному кругу. Затем трубу переводят через зенит и при неподвижном лимбе горизонтального круга (т.е. не трогая его винтов) вновь наводят ее на ту же точку и берут отсчет по горизонтальному кругу при другом положении вертикального круга. Таким образом, мы будем иметь два отсчета по горизонтальному кругу, которые обозначим соответственно как КЛ и КП. Тогда коллимационная ошибка с вычисляется по формуле

$$c = \frac{\text{КЛ} - \text{КП} \pm 180^\circ}{2}$$

Допустимое значение коллимационной ошибки — удвоенная погрешность измерения горизонтальных углов, следовательно, для теодолита 2Т30 оно составит $1'$. Если интерес представляет правильное значение отсчета на некоторую точку, то оно может быть вычислено по формуле

$$\alpha = \text{КЛ} - c \text{ или } \alpha = \text{КП} + c.$$

Если значение коллимационной ошибки превышает установленный допуск, то вычисляется среднее значение минут из отсчетов КЛ и КП, и с помощью наводящего винта алидады устанавливается вычисленное значение. При этом в поле зрения зрительной трубы вертикальная нить сетки нитей смещается с изображения выбранной точки, поэтому снимают защитный колпачок сетки нитей и, слегка ослабив вертикальные исправительные винты, с помощью боковых исправительных винтов сетки нитей добиваются совмещения вертикальной нити с выбранной точкой, после чего верти-

кальные исправительные винты сетки нитей закрепляют, защитный колпачок устанавливают на место и поверхку повторяют.

4. *Проверка равенства подставок*. Ось вращения зрительной трубы должна быть перпендикулярна вертикальной оси теодолита. Данное условие называют также условием *равенства подставок трубы (колонок)*. Если данное условие не выполняется, то при вращении зрительной трубы вокруг ее оси визирная ось будет описывать плоскость, но не вертикальную, а наклонную (рис. 5.10). Но как следует из принципа измерения горизонтальных углов (см. рис. 5.1), визирная плоскость должна занимать вертикальное положение.

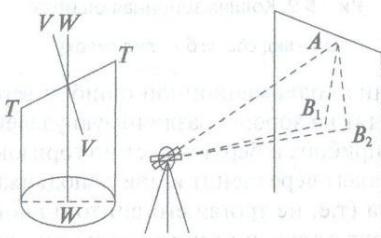


Рис. 5.10. Неравенство подставок трубы

Для выполнения данной проверки теодолит устанавливают в 20–30 м от высокой стены (см. рис. 5.10), выбирают на ней высоко расположенную и хорошо различимую точку *A*, наводят на нее вертикальную нить, после чего проектируют точку на уровень прибора при двух положениях вертикального круга. Если проекции *B₁* и *B₂* точки *A* совпадают, то условие выполняется. Если проекции не совпадают, то устранить неравенство подставок можно только в заводских условиях либо в специальных мастерских. Хотя фирмы-изготовители гарантируют выполнение данного условия, проверка должна выполняться обязательно.

5. *Ось визира должна быть параллельна визирной оси*. Зрительную трубу с помощью визира наводят на некоторую точку и проверяют ее видимость в поле зрения трубы. Если изображение точки в поле зрения трубы отсутствует, то визир разворачивают соответствующим образом.

5.7. УСТАНОВКА ТЕОДОЛИТА В РАБОЧЕЕ ПОЛОЖЕНИЕ

Перед измерением горизонтальных и вертикальных углов теодолит должен быть приведен в *рабочее положение*, что означает последовательное выполнение следующих действий:

1) *центрирование* теодолита — совмещение вертикальной оси прибора с отвесной линией, проходящей через центр геодезического пункта, т.е. установка центра угломерного горизонтального круга над вершиной измеряемого горизонтального угла, осуществляется с помощью нитяного отвеса (ошибка центрирования при этом составляет 3–5 мм) или оптического отвеса (ошибка порядка 0,5–1,0 мм). Иначе можно сказать, что центрирование прибора заключается в совмещении его главной оси с отвесной линией, проходящей через вершину измеряемого угла;

2) *горизонтирование* — совмещение вертикальной оси прибора с отвесной линией, или иначе приведение горизонтального угломерного круга в горизонтальное положение, осуществляется с помощью подъемных винтов и цилиндрического уровня. Подъемные винты служат для изменения положения угломерного круга относительно отвесной линии. Цилиндрический уровень служит для контроля положения угломерного круга относительно отвесной линии.

Для горизонтирования прибора цилиндрический уровень устанавливают параллельно любым двум подъемным винтам, назовем это положение *положением 1*. С помощью указанных винтов приводят его пузырек на средину. После этого поворачивают алидаду на 90° в любую сторону (назовем это положение *положением 2*) и с помощью третьего подъемного винта приводят пузырек в нуль-пункт. Затем проверяют пузырек в первоначальном положении 1 и т.д. При установке алидады в любое положение относительно ее начального положения пузырек цилиндрического уровня не должен отклоняться от нуль-пункта более чем на 1 деление;

3) *установка зрителной трубы по глазу* — получение четкого изображения сетки нитей — осуществляется вращением диоптрийного кольца зрителной трубы;

4) *установка трубы по предмету* — получение четкого изображения наблюдаемого предмета — осуществляется вращением кремальеры;

5) *установка микроскопа по глазу* — получение четких изображений шкал горизонтального и вертикального кругов — достигается с помощью диоптрийного кольца микроскопа.

5.8. ИЗМЕРЕНИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ УГЛОВ СПОСОБОМ ПРИЕМОВ

Существует несколько способов измерения горизонтальных углов: способ приемов, способ круговых приемов, способ повторений, способ всех комбинаций. Наиболее простым и распространенным

ным является способ приемов. Способ круговых приемов используется тогда, когда на одной точке требуется измерить несколько углов. Способ повторений рекомендуется использовать, если точность теодолита недостаточна и требуется измерить угол с более высокой точностью. Измерение горизонтального угла способом повторений может быть выполнено только повторительным теодолитом. Способ комбинаций характеризуется трудоемкостью и применяется только при высокоточных измерениях нескольких углов в одной точке, когда ошибки измерения углов должны находиться в пределах $1''$.

Измерение угла способом приемов состоит в его измерении двумя полуприемами. Каждый полуприем заключается в выполнении следующих действий:

- 1) наведение вертикальной нити сетки нитей на правую визирную цель;
- 2) взятие отсчета a_1 по горизонтальному кругу;
- 3) запись в журнал отсчета a_1 ;
- 4) наведение вертикальной нити сетки нитей на левую визирную цель;
- 5) взятие отсчета b_1 по горизонтальному кругу;
- 6) запись в журнал отсчета b_1 ;
- 7) вычисление значения горизонтального угла $\beta_1 = a_1 - b_1$.



Рис. 5.11. Визирный цилиндр

Визирные цели представляют собой предмет или устройство, на которое наводят зрительную трубу. При наблюдении на пункты триангуляции визирной целью обычно является малофазный визирный цилиндр (рис. 5.11) геодезического знака. На данном рисунке представлено изображение, видимое в поле зрения трубы теодолита с прямым изображением. Вертикальную нить сетки нитей при этом наводят на воображаемую ось симметрии визирного цилиндра. При наблюдении на точки теодолитного хода в качестве визирных целей используют вертикально устанавливаемые на этих точках вехи или шпильки из комплекта мерного прибора для измерения расстояний.

После измерения угла первым полуприемом изменяют положение лимба. Изменить положение лимба горизонтального угломерного круга можно двумя способами:

- 1) сделать 2–3 оборота наводящим винтом лимба, положение лимба при этом может измениться на $2\text{--}3^\circ$;

2) при закрепленном закрепительном винте алидады открепить закрепительный винт лимба, повернуть лимб на произвольный угол (рекомендуется примерно на 90°), закрепить закрепительный винт лимба.

После выполнения описанных действий трубу переводят через зенит и выполняют измерение угла вторым полуприемом (при другом положении вертикального круга). Вычисление значения горизонтального угла из второго полуприема осуществляется аналогичным образом:

$$\beta_2 = a_2 - b_2.$$

Таким образом, угол будет измерен дважды. Результаты измерения угла двумя полуприемами соответственно равны β_1 и β_2 . Расхождение значений угла из двух полуприемов не должно превышать удвоенной погрешности измерения угла данным теодолитом, т.е. должно выполняться условие

$$|\beta_1 - \beta_2| \leq 2t,$$

где t — среднеквадратическая погрешность измерения угла одним приемом. Для теодолита 2Т30 данный допуск составляет $1'$.

Измерение углов двумя полуприемами осуществляется в целях:

- 1) контроля измерений;
 - 2) повышения точности измерений: ошибка среднего значения из нескольких измерений всегда меньше ошибки отдельного измерения.
- Результаты измерения горизонтальных углов фиксируются в соответствующем журнале (табл. 5.1).

Таблица 5.1

Журнал измерения горизонтальных углов

Номер точки стояния	№ точки визиро- вания	Отсчеты по горизон- тальному кругу		Значение угла в полуприеме		Среднее значение угла		Приме- чание
		°	'	°	'	°	'	
7	6	134	42,5	111	28,5	111	28,2	
	8	23	14,0					
	6	316	07,0	111	28,0			
	8	204	39,0					
8	7	250	52,5	182	40,0	182	39,5	
	9	68	12,5					
	7	72	35,0	182	39,0			
	9	249	56,0					

При измерении горизонтальных углов важно понимать различие между наводящими винтами лимба и алидады. При вращении любого из этих винтов зрительная труба поворачивается в горизонтальной плоскости, или, как говорят, «по горизонту». Хотя со стороны действия наблюдателя при этом кажутся совершенно одинаковыми, различие между ними принципиальное. Если лимб закреплен и наведение зрительной трубы на различные точки осуществляется только с помощью винтов алидады, то отсчеты будут различаться, так как лимб при этом остается неподвижным. Если действовать противоположным образом, т.е. закрепить алидаду, и при наведении трубы на различные точки использовать только винты лимба, отсчет на любые точки будет один и тот же, так как лимб и находящаяся на нем алидада со зрительной трубой будут поворачиваться вместе с лимбом как единое целое. Отсюда следует, что если при измерении горизонтального угла трубу навели на правую точку и взяли отсчет, а при наведении на левую точку случайным образом повернули наводящий или закрепительный винт лимба, то дальнейшие действия выполнять не имеет смысла, так как нулевой диаметр горизонтального круга изменит свое положение. И в таком случае необходимо начинать выполнение полуприема заново. Путаница между винтами лимба и винтами алидады является наиболее распространенной ошибкой начинающих изучение теодолита.

Если точность измерения углов одним приемом с помощью имеющегося теодолита несколько ниже требуемой, то возможны два варианта действий:

- воспользоваться теодолитом более высокой точности;
- измерять угол не одним приемом, а n приемами. Тогда в качестве окончательного значения угла берется среднее из n приемов, среднеквадратическая погрешность M измерения угла при этом будет равна

$$M = \frac{m}{\sqrt{n}},$$

где m — среднеквадратическая погрешность измерения угла одним приемом.

Следует обратить внимание, что погрешность многократного измерения угла убывает пропорционально квадратному корню из числа измерений. Например, чтобы уменьшить ошибку измерения угла в 3 раза, необходимо измерить угол девятью приемами. Поэтому многократное измерение угла в целях повышения точности измерений оправдано только тогда, когда требуемая точность незначительно отличается от точности используемого прибора.

5.9. ИЗМЕРЕНИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ УГЛОВ СПОСОБОМ ПОВТОРЕНИЙ

Если точность измерения углов имеющимся теодолитом ниже требуемой, то альтернативой многократному измерению угла способом приемов может служить измерение углов способом повторений. В основе способа лежит многократное откладывание на лимбе измеряемого угла β (рис. 5.12), что дает возможность ослабить влияние ошибок взятия отсчетов.

Измерение угла способом повторений распадается на два полуприема, в каждом из которых выполняется одно и то же число повторений. Измерение угла одним полуприемом при этом складывается из следующих действий.

Закрепляют лимб, открепляют алидаду и, вращая ее, устанавливают на лимбе отсчет a_1 , близкий к 0° , например $0^\circ 10,0'$. Закрепляют алидаду и с помощью винтов лимба наводят вертикальную нить сетки нитей на левую точку. Открепляют алидаду и наводят нить на правую точку. (После этого для контроля можно взять приближенный отсчет по горизонтальному кругу. Допустим, что в нашем случае он оказался равным $31^\circ 07,0'$.) Таким образом, измеряемый угол уже отложен один раз. После этого при закрепленной алидаде с помощью винтов лимба трубу наводят вновь на левую точку, закрепляют лимб, открепляют алидаду и наводят трубу на правую точку. Следовательно, измеряемый угол после этого будет отложен дважды. Аналогичным образом выполняют нужное число повторений, после чего берут отсчет b_1 по горизонтальному кругу. Значение угла β_1 из первого полуприема находят делением разности отсчетов на число повторений:

$$\beta_1 = \frac{b_1 - a_1}{n}.$$

Пусть, например, было выполнено четыре повторения, и отсчет b_1 на правую точку равен $124^\circ 34,0'$. Тогда значение угла β_1 при заданных условиях будет равно

$$\frac{124^\circ 34,0' - 0^\circ 10,0'}{4} = 31^\circ 06,0'.$$

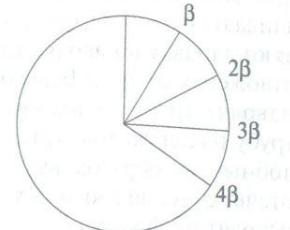


Рис. 5.12. Способ повторений

Для выполнения второго полуприема трубу переводят через зенит и производят аналогичные действия с той разницей, что угол при этом откладывается влево. В частности, с помощью винтов алидады наводят трубу на правую точку и берут отсчет b_2 . Открепляют алидаду и наводят трубу на левую точку, после чего угол будет отложен один раз. Далее открепляют лимб и с помощью его винтов наводят трубу на правую точку. Открепляют алидаду и наводят трубу на левую точку, после чего угол будет отложен два раза. Подобным же образом выполняют нужное число повторений и берут отсчет a_2 на левую точку. Значение угла β_2 из второго полуприема находят по формуле

$$\beta_2 = \frac{b_2 - a_2}{n}$$

Если отсчет β_2 меньше a_2 , то к нему прибавляют 360° . В качестве окончательного значения измеренного угла берут среднее значение из двух полуприемов.

Преимущество данного способа измерения угла перед многократным измерением угла способом приемов заключается в том, что он характеризуется меньшей трудоемкостью, так как требуется брать меньше отсчетов. Кроме того, нужная точность достигается быстрее, чем при многократном измерении угла способом приемов. Недостаток состоит в том, что при его использовании требуется повышенное внимание при работе с винтами алидады и лимба. Если они случайно перепутаны, то прием (с соответствующим числом повторений) приходится повторять заново.

5.10. ИЗМЕРЕНИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ УГЛОВ СПОСОБОМ КРУГОВЫХ ПРИЕМОВ

Способ круговых приемов, называемый также *способом Струве*, применяется в тех случаях, когда на одной точке требуется измерить горизонтальные углы между несколькими направлениями. Необходимость в этом возникает, например, при измерениях на пунктах триангуляционных построений, а также при измерении двух примычных углов и внутреннего угла в начальной точке замкнутого теодолитного хода.

Пусть на пункте A требуется измерить горизонтальные углы между направлениями на точки B , C , D и E способом круговых приемов (рис. 5.13). Теодолит приводят в рабочее положение, после чего выполняют следующие действия.

1. Выбирают направление на хорошо видимый удаленный пункт в качестве *начального*. Пусть это будет точка B . При закрепленном

лимбе наводят на нее зрительную трубу и берут отсчет по горизонтальному кругу.

2. После чего, поворачивая алидаду только по часовой стрелке, последовательно наводят трубу на точки C , D и E и берут соответствующие отсчеты по горизонтальному кругу.

3. Продолжая поворачивать алидаду по часовой стрелке, вновь наводят трубу на начальный пункт и берут отсчет по горизонтальному кругу. Данное действие называется *замыканием горизонта*, его целью является контроль положения нулевого диаметра лимба (при большом числе направлений возможно изменение его положения, которое наблюдатель может не заметить). Допустимое расхождение между отсчетами на начальный пункт не должно превышать $2t$ — удвоенную погрешность измерения угла. Совокупность описанных действий составляет один полуприем способа круговых приемов.

4. Переводят трубу через зенит, наводят трубу на начальный пункт и берут отсчет.

5. Поворачивая алидаду только против часовой стрелки, последовательно наводят зрительную трубу на пункты E , D , C и берут отсчеты на каждый из них.

6. Наконец, продолжая поворачивать алидаду против часовой стрелки, наводят зрительную трубу на начальный пункт и берут отсчет, т.е. вновь выполняют замыкание горизонта. Последние действия образуют второй полуприем.

Пример измерения горизонтальных углов способом круговых приемов приводится в табл. 5.2.

7. Для каждого направления вычисляют (в гр. 5) среднее число минут из отсчетов при КЛ и КП, число градусов при этом принимается равным числу градусов при КЛ.

8. Находят среднее значение отсчета на начальный пункт из средних отсчетов в начале и конце каждого полуприема (вверху гр. 5).

9. Определяют значения так называемых *приведенных направлений* (гр. 6), вычитая из каждого среднего значения направления среднее значение начального направления.

10. Вычисляют значения коллимационной ошибки для каждого направления (гр. 7), что служит дополнительным контролем измерения углов. Значение коллимационной ошибки не должно быть больше $2t$.

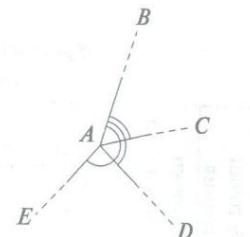


Рис. 5.13. Несколько направлений на точки B , C , D , E

Таблица 5.2
Журнал измерения горизонтальных углов
способом круговых приемов

№ точки стояния	№ точки наблюдения	Отсчеты по горизонтальному кругу		Средние из отсчетов	Приведенные направления	$2c = KЛ - КП$
		КЛ	КП			
1	2	3	4	5	6	7
A	B	0 20,5 (1)	180 20,0 (10)	0 20,0 (16)	0 00,0 (17)	+0,5 (21)
C		48 34,5 (2)	228 35,5 (9)	48 35,0 (12)	48 15,0 (18)	-1,0 (22)
D		98 07,0 (3)	278 06,5 (8)	98 06,8 (13)	97 46,8 (19)	+0,5 (23)
E		210 44,5 (4)	30 45,0 (7)	210 44,8 (14)	210 24,8 (20)	-0,5 (24)
B		0 19,5 (5)	180 20,0 (6)	0 19,8 (15)		-0,5 (25)

Примечание. В скобках в каждой графе справа указан порядок действия.

Для того чтобы повысить точность измерений, углы могут измеряться несколькими круговыми приемами. При этом между отдельными приемами лимб должен переставляться на угол, равный примерно величине $180^\circ/n$, где n — число приемов. Контроль выполненных измерений углов осуществляется сравнением приведенных направлений в различных приемах между собой; расхождения указанных значений также не могут превышать 2σ , в противном случае приемы с наиболее отклоняющимися значениями приведенных направлений должны быть повторены.

5.11. ОШИБКИ ИЗМЕРЕНИЯ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ УГЛОВ

Ошибка измерения горизонтального угла есть результат суммирования нескольких ошибок: ошибки центрирования, ошибки редукции, ошибки наведения, ошибки, вызванной поворотом лимба, ошибки отсчитывания по угломерному кругу, ошибки среды, инструментальных ошибок.

1. *Ошибка центрирования* есть ошибка, обусловленная несовпадением центра горизонтального угломерного круга с отвесной линией, проходящей через вершину измеряемого угла.

2. *Ошибка редукции* — ошибка, вызванная несовпадением визирной цели (вехи, визирного цилиндра и т.п.) с центром геодезического пункта или закрепленной на местности точкой.

3. *Ошибка наведения* вызвана неточным наведением вертикальной нити сетки нитей на визирную цель. Для ее уменьшения рекомендуется использовать биссектор (рис. 5.14), так как человеческий глаз достаточно остро чувствует несимметричность, и при этом наведение на визирную цель (визирный цилиндр, вешку и т.п.) осуществляется точнее, чем при использовании одинарной вертикальной нити.

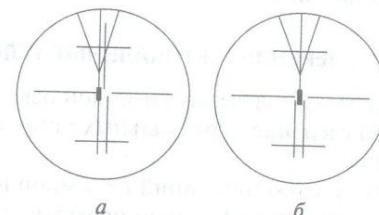


Рис. 5.14. Использование биссектора:
а — неправильное; б — правильное

Кроме того, чтобы уменьшить ошибку редукции при использовании вех и т.п. визирных целей, необходимо наводить вертикальную нить сетки нитей на самую нижнюю видимую часть визирной цели.

4. *Ошибка, вызванная поворотом лимба*, объясняется тем, что, поворачивая алидаду, мы прилагаем определенное усилие ко всему располагающемуся на штативе прибору, в результате чего он может поворачиваться по горизонту на некоторый угол. Хотя его величина ничтожно мала, при высокоточных угловых измерениях она может быть ощутимой. Отсюда следует, что штатив должен иметь жесткую конструкцию и он должен прочно устанавливаться на земной поверхности.

5. *Ошибка отсчета* — ошибка исполнителя при отсчитывании по горизонтальному кругу.

6. *Ошибка среды* является следствием *горизонтальной рефракции* — искривления светового луча в горизонтальной плоскости.

7. *Инструментальные ошибки* подразделяются:

- на ошибки делений лимба;
- ошибки, вызванные эксцентрикситетом лимба горизонтального круга — несовпадением центра лимба с центром кольца делений на нем;
- ошибки, обусловленные эксцентрикситетом алидады — несовпадением ее центра с центром лимба;

- ошибки хода фокусирующей линзы;
- ошибки, возникающие из-за параллакса сетки нитей. **Параллакс сетки** нитей возникает при неудовлетворительной фокусировке зорительной трубы, когда изображение визирной цели не со-зрительной трубы, когда изображение визирной цели не со-впадает с плоскостью сетки нитей. При наличии параллакса впадает с плоскостью сетки нитей. При наличии параллакса изменение положения глаза наблюдателя относительно сетки нитей сопровождается смещением изображения визирной цели относительно сетки нитей.

5.12. ИЗМЕРЕНИЕ ВЕРТИКАЛЬНЫХ УГЛОВ

Вертикальный угол — угол между визирной осью и горизонтальной плоскостью. Измерение вертикальных углов осуществляется в целях определения:

- горизонтальных проложений линий на земной поверхности;
- превышений между точками земной поверхности.

Перед измерением вертикальных углов теодолит приводится в рабочее положение. Порядок измерения собственно вертикального угла заключается в выполнении следующих действий:

- средняя нить сетки нитей наводится на визирную цель;
- проверяется положение пузырька цилиндрического уровня;
- если пузырек отклонился, то с помощью подъемного винта, расположенного в направлении данной линии, он приводится в нуль-пункт;
- с помощью наводящего винта зорительной трубы среднюю нить вновь наводится на точку, например на верх визирного цилиндра (на рис. 5.15 представлено изображение в поле зрения трубы теодолита с прямым изображением);
- берется отсчет по вертикальному кругу.

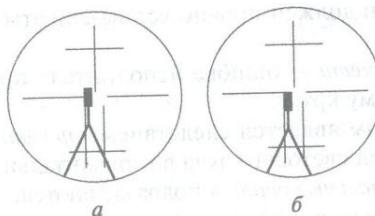


Рис. 5.15. Наведение на цель при измерении вертикального угла:
а — неправильное; б — правильное

После этого зорительная труба переводится через зенит, и описанные действия повторяются при другом положении вертикаль-

ного круга. Таким образом, мы будем иметь два отсчета по вертикальному кругу, которые обозначим соответственно как КЛ и КП. Результаты измерения вертикальных углов записываются в полевой журнал, образец которого приведен в табл. 5.3.

Таблица 5.3

Журнал измерения вертикальных углов

№ точки стояния	№ точки визиро- вания	Отсчеты по вертикальному кругу				МО	Верти- каль- ный угол		
		КЛ		КП					
		°	'	°	'				
7	6	1	17,5	-1	21,5	-0	2,0	+1 19,5	
7	8	-2	32,0	2	29,0	-0	1,5	-2 30,5	

В целях контроля измерений вертикального угла вычисляется место нуля. **Место нуля** — это отсчет по вертикальному кругу, когда визирная ось трубы находится в горизонтальном положении, а пузырек цилиндрического уровня — в нуль-пункте. Формула для вычисления МО зависит от того, как нанесены деления на вертикальном углеромном круге. Для различных марок теодолитов данные формулы различаются, для теодолита 2Т30 место нуля вычисляется по формуле

$$МО = \frac{КП + КЛ}{2}$$

Если колебание МО не превышает удвоенной погрешности измерения углов, т.е. выполняется условие

$$|\Delta_{МО}| \leq 2t,$$

то измерение вертикального угла считается удовлетворительным и вычисляется значение вертикального угла по одной из следующих формул:

$$v = КЛ - МО;$$

$$v = МО - КП;$$

$$v = \frac{КЛ - КП}{2}.$$

Хотя в примере из табл. 5.3 значение МО составляет заметную величину, вертикальный угол при этом измерен вполне удовлетво-

рительно, так как колебание значения МО не больше удвоенной погрешности измерения угла. Следует обратить внимание на то, что контроль измерения вертикальных углов осуществляется только по стабильности МО. Хотя большое значение самого места нуля в некоторых случаях влечет определенные неудобства, в принципе допустимо любое значение МО.

5.13. ОШИБКИ ИЗМЕРЕНИЯ ВЕРТИКАЛЬНЫХ УГЛОВ

К ошибкам измерения вертикальных углов относятся:

- 1) ошибка наведения на визирную цель;
- 2) ошибка приведения пузырька цилиндрического уровня в нуль-пункт; при измерении вертикальных углов за положением пузырька цилиндрического уровня необходимо следить более тщательно, чем при измерении горизонтальных углов;
- 3) ошибка отсчитывания по вертикальному кругу;
- 4) инструментальные ошибки:
 - ошибки делений на лимбе вертикального круга;
 - эксцентризитет лимба вертикального круга — несовпадение центра вращения лимба с центром кольца делений;
 - эксцентризитет алидады вертикального круга — несовпадение центра вращения алидады с центром лимба;
 - ошибка хода фокусирующей линзы;
 - ошибка, вызванная параллаксом изображения;
- 5) ошибка, вызванная вертикальной рефракцией;
- 6) ошибка, вызванная кривизной Земли.

Вопросы и задания

1. Какая линия является базовой при измерении углов в геодезии?
2. Что такое отвесная линия?
3. Что такое горизонтальный угол?
4. В чем состоит принцип измерения горизонтальных углов?
5. Что такое вертикальный угол?
6. Для чего предназначен теодолит?
7. Какие теодолиты называются оптическими?
8. Что собой представляет градовая мера измерения углов?
9. С помощью какого прибора измеряют горизонтальные и вертикальные углы?
10. Назовите основные части теодолита 2Т30.
11. Какова точность измерения углов теодолитом 2Т30?
12. Для чего служат диоптрийное кольцо и кремальера?
13. Что означает термин «установка трубы по глазу»?
14. Что означает термин «установка трубы по предмету»?

15. Для чего служит микроскоп теодолита?
16. Для чего служит цилиндрический уровень?
17. Какие имеются исправительные винты у теодолита?
18. Какие имеются закрепительные винты у теодолита?
19. Какие имеются наводящие винты у теодолита?
20. Какие винты имеет алидада?
21. Какие винты имеет лимб?
22. Какие винты имеет зрительная труба?
23. Что происходит при вращении наводящего винта лимба?
24. Что происходит при вращении наводящего винта алидады?
25. Что происходит при вращении наводящего винта зрительной трубы?
26. Для чего служат закрепительные винты?
27. Назовите оси теодолита.
28. Что такое главная ось теодолита?
29. Что такое визирная ось?
30. Как устроен цилиндрический уровень?
31. Что такое ось цилиндрического уровня?
32. Что такое пузырек цилиндрического уровня?
33. Что такое ось вращения зрительной трубы?
34. Что такое перевод зрительной трубы через зенит?
35. Как устроен горизонтальный круг теодолита?
36. Какова цена деления лимба?
37. Какова цена деления алидады?
38. Что такое увеличение зрительной трубы?
39. Что такое диафрагма зрительной трубы?
40. Что такое дальномерные нити?
41. Что такое поле зрения зрительной трубы?
42. Чему равно поле зрения теодолита 2Т30?
43. Что такое точность визирования?
44. Что такое центр сетки нитей?
45. Что такое нуль-пункт?
46. Что такое поверхки теодолита?
47. Перечислите поверхки теодолита.
48. Как выполняется первая поверхка теодолита?
49. Как формулируется первая поверхка теодолита?
50. Как формулируется вторая поверхка теодолита?
51. Как выполняется вторая поверхка теодолита?
52. Почему должна выполняться первая поверхка теодолита?
53. Как выполняется третья поверхка теодолита?
54. Что определяется при выполнении третьей поверхки теодолита?
55. Почему должна выполняться третья поверхка теодолита?
56. Что такое «круг лево» и «круг право»?
57. Что такое коллимационная ошибка?
58. Как вычисляется коллимационная ошибка?
59. Каково допустимое значение коллимационной ошибки?
60. Как выполняется четвертая поверхка теодолита?
61. Что означает условие равенства подставок зрительной трубы?

62. Почему должна выполняться четвертая поверка теодолита?
63. Как осуществляется приведение теодолита в рабочее положение?
64. С чем совмещается главная ось теодолита при его приведении в рабочее положение?
65. В чем заключается измерение угла одним полуприемом?
66. Приведите формулу для вычисления горизонтального угла по отсчетам.
67. Каков порядок измерения горизонтальных углов способом приемов?
68. С какой целью горизонтальные углы измеряются двумя полуприемами?
69. Как осуществляется контроль измерения горизонтального угла?
70. Каково допустимое расхождение между значениями горизонтального угла в двух полуприемах?
71. Что берется в качестве окончательного значения горизонтального угла?
72. От каких факторов зависит точность измерения горизонтальных углов?
73. Когда применяется измерение горизонтальных углов способом круговых приемов?
74. Какие меры следует предпринять для повышения точности измерения углов?
75. Когда рекомендуется измерение углов способом повторений?
76. Каков порядок измерения вертикальных углов?
77. Что такое место нуля?
78. Как осуществляется контроль измерений вертикальных углов?
79. С какой целью вычисляется место нуля?
80. Каково допустимое колебание МО?
81. Напишите формулу для вычисления МО.
82. Напишите формулы для вычисления вертикального угла.
83. Существует ли допустимое значение МО?
84. Можно ли измерять углы теодолитом, если его МО равно $5'$?
85. $MO = +1,5'$, отсчет КЛ = $-3^{\circ}11'$, чему равен вертикальный угол?
86. $MO = +1,5'$, отсчет КП = $-3^{\circ}11'$, чему равен вертикальный угол?
87. От каких факторов зависит точность измерения вертикальных углов?
88. Какова точность измерения линий нитяным дальномером?
89. С какой целью могут измеряться вертикальные углы?
90. Как определить горизонтальное проложение линии?
91. Что делать, если точность измерения углов теодолитом несколько ниже требуемой точности?
92. Отсчеты по горизонтальному кругу: КЛ = $37^{\circ}15,5'$, КП = $217^{\circ}21,5'$. Вычислите коллимационную ошибку.
93. Отсчеты по вертикальному кругу: КЛ = $+7^{\circ}15,5'$, КП = $-7^{\circ}21,5'$. Вычислите МО и вертикальный угол.
94. Отсчет по вертикальному кругу: КЛ = $3^{\circ}18,5'$, МО = $-1,5'$. Чему равен вертикальный угол?
95. Отсчет по вертикальному кругу: КП = $2^{\circ}20,0'$, МО = $+1,0'$. Чему равен вертикальный угол?

Глава 6

ИЗМЕРЕНИЕ РАССТОЯНИЙ

Измерение расстояний производится при создании опорных сетей, выполнении топографических съемок и инженерных изысканий, на всех этапах строительства, при эксплуатации зданий и сооружений.

6.1. ПРИБОРЫ ДЛЯ ИЗМЕРЕНИЯ РАССТОЯНИЙ

Измерения расстояний подразделяются на прямые и непрямые (например, с помощью дальномеров). Прямые измерения расстояний состоят в откладывании мерного прибора на измеряемых расстояниях и осуществляются с помощью мерных лент, рулеток, раньше с этой целью использовались также мерные проволоки и длинномеры. Косвенные измерения заключаются в измерении других величин, связанных с измеряемым расстоянием некоторой функциональной зависимостью, и вычислении по ним значения расстояния.

Использовавшиеся ранее мерные инварные проволоки позволяли измерять расстояния с максимальной точностью до 1:1 500 000, но по причине чрезвычайно высокой трудоемкости подобного измерения расстояний в настоящее время они не применяются. Мерные ленты являются стальными, имеют длину 20 или 24 м и могут быть штиховыми и шкаловыми (рис. 6.1).

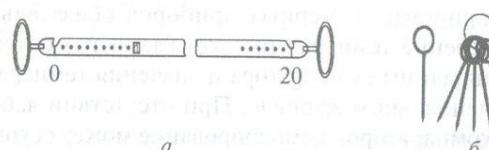


Рис. 6.1. Мерная лента (а) и шпилки (б)

На концах лент имеются вырезы для шпилек. Метровые деления на лентах оцифрованы, полуметровые деления отмечены заклепками, а дециметровые — отверстиями, сантиметровые деления при измерении линий оцениваются на глаз. Шкаловые ленты на своих концах имеют шкалы с миллиметровыми делениями.

Рулетки могут иметь различную длину (от 2 до 100 м) и могут быть инварными, стальными или тесмяными, использование по-

следних при производстве геодезических измерений не допускается.

Перед измерением линий ленты и рулетки обязательно должны быть прокомпарираваны. **Компариравание** — сравнение длины мерного прибора с эталоном, длина которого известна с высокой точностью. В качестве эталонов используются компараторы или базисы. **Компаратор** — специальное устройство для сравнения длин мерных приборов. Компараторы могут быть *лабораторные* (на полу, на бетонных столбах, на полках вдоль стен) и *полевые* (базисы). На концах компараторов устраиваются шкалы с миллиметровыми делениями. Компариравание мерных приборов сводится к нескольким измерениям длины компаратора. В результате компарирования должно быть получено *уравнение мерного прибора* (ленты или рулетки), имеющее вид

$$l = l_0 \pm \Delta l,$$

где l_0 — номинальная длина прибора; Δl — поправка мерного прибора за компариравание; l — фактическая длина прибора. Вычисление поправки мерного прибора за компариравание из нескольких измерений осуществляется по формуле

$$\Delta l = \frac{D_k - D_{cp}}{n},$$

где D_k — фактическое расстояние (длина компаратора); D_{cp} — среднее значение измеренного расстояния; n — число уложений мерного прибора по длине компаратора.

При компариравании мерных приборов обязательно осуществляется измерение температуры окружающего воздуха; результаты измерения длины компаратора и значения температуры фиксируются в специальном журнале. При отсутствии лабораторных или полевых компараторов компариравание может осуществляться сравнением с компарированым ранее мерным прибором.

6.2. ПОДГОТОВКА ЛИНИЙ К ИЗМЕРЕНИЮ

Измеряемые линии должны быть определенным образом подготовлены для измерений. Если линия достаточно длинная (200 м и более), то она должна предварительно провешиваться. *Провешивание* (расстановка вех по измеряемой линии) может осуществляться:

- 1) на себя и от себя;
- 2) визуально и с применением теодолитов (при длинных линиях).

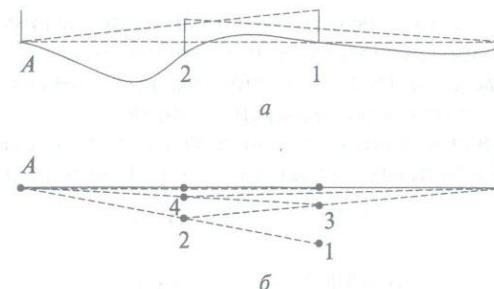


Рис. 6.2. Провешивание линии:

а — вид сбоку; б — вид сверху

Могут иметь место *особые случаи* провешивания — через препятствия в виде повышений и понижений местности. Пусть требуется выполнить провешивание линии AB (рис. 6.2), когда из некоторых точек на этой линии нет видимости на точку A и (или) B , что приведет к осложнениям в процессе измерения линии.

В случае отсутствия видимости между точками A и B два мерщика становятся между ними по возможности ближе к створу линии AB так, чтобы первый мерщик, находящийся в точке 1, видел точку A , а второй мерщик, находящийся в точке 2, видел точку B . Затем первый мерщик выставляет второго мерщика в створе линии $1A$, пусть это будет точка 2. После этого второй мерщик выставляет первого мерщика в створе линии $2B$ (точка 3). Затем первый мерщик выставляет второго мерщика в створе линии $3A$ (точка 4) и так далее, пока оба мерщика не окажутся в створе линии AB . После провешивания осуществляется расчистка линий от кустарников, высокой травы, валунов и т.п.

6.3. ПОРЯДОК ИЗМЕРЕНИЯ ЛИНИЙ ЛЕНТОЙ

При измерении линий мерной лентой или рулеткой используются 11 (или 6) шпилек. У заднего мерщика остаются одна шпилька и кольцо, остальные шпильки — у переднего мерщика. Задний мерщик втыкает шпильку в начальную точку измеряемой линии и выставляет переднего мерщика в ее створе. Передний мерщик встремливает мерную ленту (рулетку), натягивает ее и втыкает в землю шпильку на последнем делении. После этого задний мерщик вытаскивает заднюю шпильку и с лентой переходит на переднюю, вновь выставляет заднего мерщика в створе линии и т.д. Если после

очередного отрезка у переднего мерщика заканчиваются шпильки, то задний мерщик передает ему 10 (или 5) шпилек. Это действие называется *передачей*. Последняя шпилька при этом всегда остается в земле, и они продолжают измерение линии.

Длина измеренной линии в зависимости от числа используемых шпилек (11 или 6) осуществляется соответственно по формуле

$$d = 200N + 20(n - 1) + r$$

или

$$d = 100N + 20(n - 1) + r,$$

где N — число передач; n — число всех шпилек у заднего мерщика в момент окончания измерения линии; r — *домер* — расстояние между последней шпилькой и конечной точкой линии.

Измерения каждой линии обязательно осуществляются в двух направлениях: *прямо* и *обратно*. Результаты измерений фиксируются в полевом журнале. Расхождение между прямым и обратным измерениями при не очень хороших и при не очень плохих условиях не должно превышать 1:2000 от измеренного расстояния. Одновременно с измерениями длин линий выполняется измерение температуры воздуха.

На планы наносятся *горизонтальные проекции* линий — их проекции на горизонтальную плоскость, для получения которых

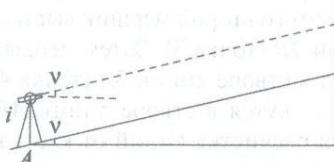


Рис. 6.3. Измерение угла наклона

необходимо знать углы наклона линий. Измерение угла наклона линии осуществляется следующим образом. На одном конце измеряемой линии, например в точке A , устанавливают теодолит, центрируют его, приводят в рабочее положение и измеряют высоту i прибора над точкой (рис. 6.3).

На другом конце линии устанавливают вешку, на которой отмечают высоту прибора i . На эту метку при измерении угла наклона осуществляется наведение средней нити сетки нитей. Вместо вешки может использоваться рейка с сантиметровыми делениями, средняя нить при этом наводится на отсчет по рейке, равный высоте прибора. Вертикальный угол измеряется при двух положениях вертикального круга. Контроль измерения углов наклона осуществляется по колебанию места нуля вертикального круга.

Если уклон линии неравномерный (на ней имеются точки перегиба), то необходимо измерять угол наклона каждого отрезка ли-

ни, близкого к прямолинейному. Так, на рис. 6.4 два отрезка измеряемой линии отличаются своими уклонами, в связи с чем должны быть измерены углы наклона каждого из этих отрезков.

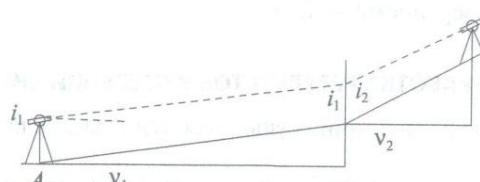


Рис. 6.4. Измерение углов наклона

Измерение углов наклона в целях нахождения горизонтальных положений линий может осуществляться также с помощью *эклиметра* — простейшего прибора для измерения вертикальных углов.

6.4. ТОЧНОСТЬ НЕПОСРЕДСТВЕННЫХ ИЗМЕРЕНИЙ ЛИНИЙ

Если измерить две линии существенно разной длины с одной и той же абсолютной ошибкой, то очевидно, что точность измерения этих линий будет различной в такой же мере. Например, если с ошибкой в 1 см измерены линии длиной 10 и 1000 м, то едва ли можно говорить, что линии измерены с одинаковой точностью. Интуитивно также очевидно, что измерение более длинной линии с той же абсолютной ошибкой отличается более высокой точностью, поэтому точность измерения расстояний принято характеризовать относительной погрешностью. *Относительная ошибка* δ измерения любой величины V есть отношение абсолютной ошибки Δ измерения к самой измеренной величине V , т.е.

$$\delta = \frac{\Delta}{V}$$

которая всегда представляется в виде аликвотной дроби, числитель которой равен 1, а знаменатель — некоторое число, т.е. как

$$\delta = \frac{1}{N},$$

где $N = V / \Delta$.

Относительная ошибка измерения линий с помощью мерных приборов при благоприятных условиях (асфальт, ровная трансформированная поверхность и т. п.) не должна превышать 1:3000, при средних условиях — 1:2000, при неблагоприятных условиях (пахота, кочковатая поверхность) — 1:1500.

6.5. ОБРАБОТКА РЕЗУЛЬТАТОВ ИЗМЕРЕНИЙ ЛИНИЙ

Вычисление длины линий осуществляется в следующей последовательности.

1. Вычисляются средние значения длины каждой линии между результатами прямых и обратных измерений (с округлением до 1 см):

$$D = \frac{D_{\text{пр}} + D_{\text{обр}}}{2}$$

2. Вычисляются поправки для каждой линии (с округлением до 1 мм):

- поправка Δ_k в длину линии за компарирование

$$\Delta_k = \pm \frac{D}{l} \Delta l,$$

где Δl — поправка мерного прибора за компарирование; D — измеренная длина линии; l — фактическая длина мерного прибора.

Поправка линии за компарирование вводится, если $|\Delta l| \geq 3$ мм;

- поправка Δ_t за температуру

$$\Delta_t = D\alpha(t - t_0),$$

где D — измеренная длина линии в момент измерений и в момент компарирования соответственно; t и t_0 — температура в момент измерений и в момент компарирования соответственно; α — коэффициент температурного расширения (для стали $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$).

Данная поправка вводится, если разность температур в момент измерений и в момент компарирования составляет $|\Delta t| \geq 8^\circ$. Примечание: длина линии в момент измерений и в момент компарирования составляет 100,00 м, и разность температур в данных условиях равна $+10^\circ$. При замене формулы на $\Delta_t = D \cdot 12 / 1000000 = 12$ мм; поправка в расстояние за разность температур на наклонной линии (рис. 6.5) будет равна

$$d = D + \Delta_v,$$

где Δ_v — поправка за наклон линии.

Отсюда $\Delta_v = d - D$, но из рис. 6.5 следует $d = D \cos v$, поэтому поправка за наклон линии может вычисляться по одной из формул

$$\Delta_v = D(\cos v - 1);$$

$$\Delta_v = 2D \sin^2 \frac{v}{2},$$

где v — угол наклона линии (может быть измерен теодолитом).

Из первой формулы следует, что поправка за наклон всегда отрицательна, и эта формула более удобна при вычислениях на калькуляторе; последнее выражение позволяет вычислить значение поправки при отсутствии инженерного калькулятора и таблиц тригонометрических функций. При этом по причине малости угла наклона значение синуса угла принимается равным значению угла. Это означает, что последняя формула может быть заменена приближенным выражением

$$\Delta_v = D \frac{v^2}{2},$$

где угол наклона v должен быть выражен в радианах. С этой целью его можно, например, выразить в минутах и разделить на 3438 — число минут в радиане. Вообще же поправка за наклон линии вводится, если угол наклона $|v| \geq 1^\circ$.

В практике геодезических работ возможны случаи, когда углы наклона линий не измеряются, в частности если известны высоты точек измеряемых линий. Тогда горизонтальное проложение d может быть определено по точной формуле

$$d = \sqrt{D^2 - h^2},$$

где D — измеренное наклонное расстояние; h — разность высот конечной и начальной точек линии.

3. Для вычисления исправленной длины линии используется выражение

$$d = D_{\text{cp}} + \Delta_k + \Delta_t + \Delta_v,$$

Отметим, что поправка за наклон всегда имеет знак минус, поправки за компарирование и разность температур могут быть как положительными, так и отрицательными. Окончательное значение измеренного расстояния округляется с точностью до 1 см.

Перечисленные поправки в измеренные длины линий вводятся всегда. Если длины линий геодезических построений обрабатываются в государственной системе координат в проекции Гаусса — Крю-

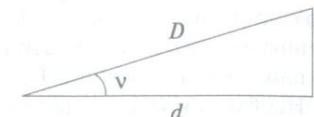


Рис. 6.5. К поправке за наклон

гера, то необходимо вводить также поправки за приведение линий на поверхность относимости и поправки за приведение длин линий на плоскость в проекции Гаусса — Крюгера.

Необходимость введения поправки за приведение длины линии на поверхность относимости возникает по следующей причине. Длины линий измеряются на реальной физической поверхности Земли, но в государственной системе координат все величины проектируются на поверхность относимости — эллипсоид вращения.

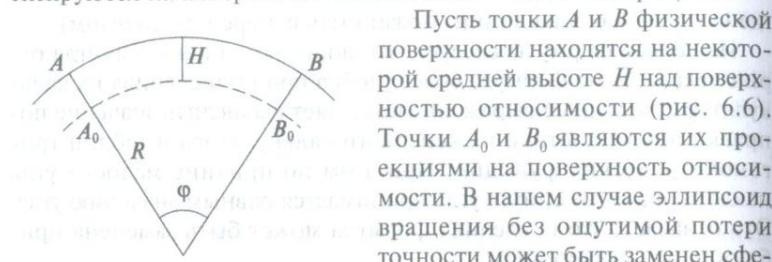


Рис. 6.6. К поправке за высоту

Тогда очевидно, что длина линии, измеренной на физической земной поверхности, будет больше длины соответствующей линии на сфере, представляющей поверхность относимости.

Длина линии на физической земной поверхности равна $D = (R + H)\phi$, длина ее проекции на сфере составит величину $d = R\phi$ (угол ϕ здесь представлен в радианной мере). Разность указанных величин представляет собой поправку Δ_H за приведение длины линии на поверхность относимости

$$\Delta_H = d - D = -H\phi,$$

где центральный угол ϕ можно представить как

$$\phi = \frac{D}{R + H}.$$

Ввиду малого значения высоты H по сравнению с радиусом R последнее равенство можно заменить приближенным соотношением

$$\phi \approx \frac{D}{R}.$$

Тогда в окончательном виде приближенное значение поправки за приведение линии на поверхность относимости можно записать как

$$\Delta_H = -\frac{H}{R} D.$$

Данная поправка может быть также названа *поправкой за среднюю высоту линии над эллипсоидом*. Если высота H положительна, то поправка будет отрицательна, и наоборот.

Таким образом, данная поправка возникает при проектировании реальной земной поверхности на поверхность относимости — эллипсоид вращения. Но при создании топографических карт эллипсоид вращения, в свою очередь, проектируется на плоскость, и при этом возникают искажения всех геометрических величин, которые (искажения) могут достигать значений, которыми нельзя пренебречь, особенно при высокоточных измерениях расстояний.

Приближенное значение поправки Δ_G за приведение длины линии на плоскость в проекции Гаусса — Крюгера выражается формулой

$$\Delta_G = d \left(\frac{Y^2}{2R^2} + \frac{\Delta Y^2}{24R^2} + \frac{Y^4}{24R^4} \right),$$

где d — длина линии на поверхности относимости; Y — средняя ордината линии; ΔY — разность ординат начальной и конечной точек линии; R — средний радиус Земли [12]. Как следует из формулы, данная поправка быстро возрастает по мере удаления точек от осевого меридиана. Если такое удаление не превышает 150 км, то второй и третий члены формулы могут не учитываться.

Местные системы координат (создаваемые в городах, населенных пунктах или субъектах Российской Федерации) по разным причинам более удобны, чем единая государственная система координат. Одно из преимуществ любой местной системы координат заключается в том, что при этом обычно отпадает необходимость введения названных последних поправок, что достигается определенным выбором параметров такой системы.

При создании местной системы координат координаты точек пересчитываются с поверхности относимости на другой эллипсоид вращения, средний радиус которого равен среднему радиусу Земли, увеличенному на среднюю высоту данной территории над поверхностью относимости:

$$R_{cp} = R + H_{cp}.$$

Указанная мера позволяет избавиться от необходимости введения поправок в длины линий за среднюю высоту над поверхностью относимости.

Кроме того, за осевой меридиан принимается меридиан с долготой, равной средней долготе данной территории, после чего осуществляется перевычисление координат в новую систему коорди-

нат, что дает возможность игнорировать необходимость вычисления поправок в длины линий за приведение их на плоскость в проекции Гаусса — Крюгера по причине их малости.

При измерении расстояний с помощью светодальномеров или электронных тахеометров возникает потребность во введении еще двух поправок: за центрировку и редукцию.

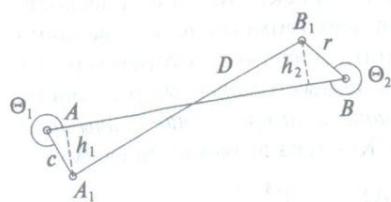


Рис. 6.7. Поправки за центрировку и редукцию

например, если приемопередатчик и отражатель устанавливаются на высоких сигналах. В точке A величины c и Θ_1 представляют собой соответственно линейный и угловой элементы центрировки, а в точке B величины r и Θ_2 — линейный и угловой элементы редукции.

Тогда значения поправки Δ_c за центрировку и поправки Δ_r за редукцию находят по формулам

$$\Delta_c = -c \cos \Theta_1 + \frac{h_1^2}{2D - c \cos \Theta_1};$$

$$\Delta_r = -r \cos \Theta_2 + \frac{h_2^2}{2D - r \cos \Theta_2}.$$

Если значения линейных элементов c и r менее 1 м, то вторые члены в приведенных формулах отбрасываются.

6.6. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НЕПРИСТУПНЫХ РАССТОЯНИЙ

Иногда длина линии не может быть измерена мерным прибором непосредственно, если, например, ее конечные точки расположены на разных берегах широкой реки или разных сторонах глубокого оврага и т.п. В таких случаях используют непрямые измерения, а процедуру измерения при этом называют *определением неприступного расстояния*.

Определение неприступных расстояний основано на закреплении на местности некоторого треугольника, непосредственном из-

мерении его трех доступных элементов (сторон и (или) углов), один из которых обязательно должен быть линейным, и последующем решении треугольника, в результате чего из вычислений находят длину нужной стороны. В зависимости от измеренных непосредственно величин определение неприступных расстояний может осуществляться с использованием теоремы синусов и теоремы косинуса.

Пусть требуется определить длину линии AB (рис. 6.8, а). Если предполагается использовать теорему синусов, то поступают следующим образом. Закрепляют на местности точку C так, чтобы треугольник ABC по возможности был близок к равностороннему. Измеряют сторону AC , называемую *базисом*, и два угла, например A и C . Тогда длина стороны AB может быть получена по формуле

$$c = \frac{b \sin C}{\sin(A+C)}.$$

Если между точками A и B отсутствует прямая видимость, например между ними находится какое-либо препятствие, то углы A и B не могут быть измерены, и использование теоремы синусов не представляется возможным. (Такая ситуация не столь уж редко возникает на строительных площадках.) Если для определения неприступного расстояния AB предполагается использование теоремы косинуса, то в треугольнике ABC измеряют стороны AC и BC и угол C между ними (см. рис. 6.8, б). Значение определяемой стороны вычисляется по формуле

$$c = \sqrt{a^2 + b^2 - 2ab \cos C}.$$

Для контроля и повышения точности определение неприступных расстояний должно производиться дважды, из двух разных треугольников (рис. 6.9). Расхождение между двумя опре-

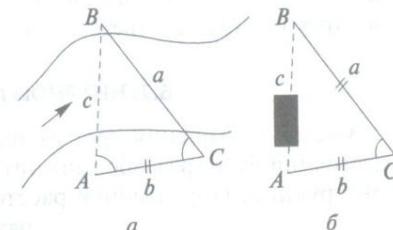


Рис. 6.8. Неприступное расстояние

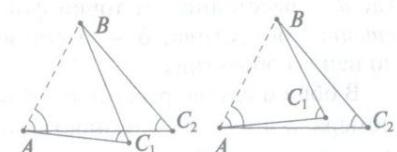


Рис. 6.9. Контроль определений

делениями неприступного расстояния не должно превышать 1:2000 его величины

$$\frac{2|d_1 - d_2|}{d_1 + d_2} \leq \frac{1}{2000},$$

где d_1 и d_2 — значения определяемого расстояния из одного и другого треугольника соответственно.

6.7. НИТЯНОЙ ДАЛЬНОМЕР

В целях повышения производительности труда при измерении расстояний были разработаны оптические дальномеры различной конструкции. Определение расстояний оптическими дальномерами основано на решении равнобедренного треугольника, называемого *параллактическим* (рис. 6.10).

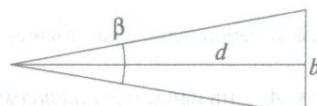


Рис. 6.10. Параллактический треугольник

сторона b (базис) фиксирована и измеряется (с высокой точностью) параллактический угол β . В дальномерах с постоянным углом фиксирован параллактический угол, а измеряется (переменный) базис b .

Наиболее простым по своей конструкции дальномером является *нитяной дальномер*, состоящий из зрительной трубы и двух горизонтальных нитей, называемых *дальномерными*. Зрительная труба теодолита, имеющая сетку нитей с верхней и нижней дальномерными нитями, и образует такой дальномер. На рис. 6.11 AB — измеряемое расстояние, ось вращения прибора находится на одной отвесной линии с точкой A , визирная ось находится в горизонтальном положении, рейка установлена вертикально в точке B . Расстояние между точками A и B при его измерении нитяным дальномером равно

$$D = d + f + \delta,$$

где d — расстояние от точки фокуса до рейки; f — *фокусное расстояние объектива*; δ — расстояние от оси вращения прибора до центра объектива.

В общем случае расстояние $d = kn$, где k — коэффициент дальномера, а $n = a - b$ — разность отсчетов по дальномерным нитям по рейке. Угол β устанавливается равным $34,38'$, коэффициент дальномера $k = d / n$ при этом будет равен 100. Величина $c = \delta + f$,

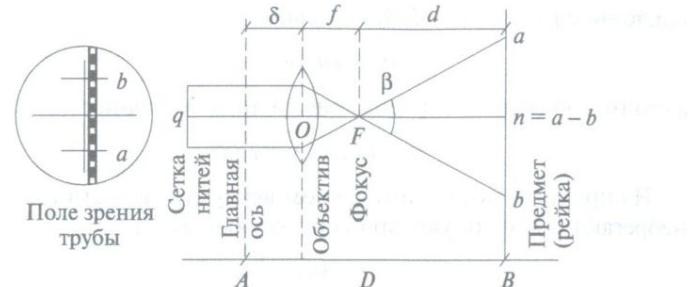


Рис. 6.11. Нитяной дальномер

называемая *постоянным слагаемым дальномера*, является константой для каждого прибора, обычно составляет несколько сантиметров и приводится в техническом описании прибора. Если измеряемые расстояния достаточно большие и (или) не требуется высокая точность, то постоянное слагаемое дальномера не учитывается.

Из теории нитяного дальномера следует, что в момент измерения расстояния рейка должна быть расположена по нормали к визирному лучу, поэтому тогда, когда измеряется наклонное расстояние (рис. 6.12), вместо видимого отрезка рейки N_1N_2 должен быть отрезок M_1M_2 .

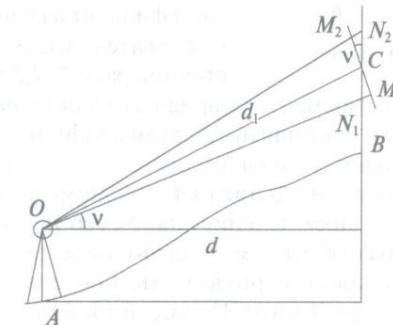


Рис. 6.12. Измерение наклонного расстояния

Угол между отрезком M_1M_2 и видимым отрезком N_1N_2 вертикальной рейки и угол v наклона визирной оси будут равны как углы с взаимно перпендикулярными сторонами: отрезок N_1N_2 перпендикулярен горизонтальной линии, а отрезок M_1M_2 перпендикулярен визирной оси. Следовательно, будет иметь место соотношение

$$M_1M_2 = N_1N_2 \cos v,$$

наклонное расстояние d_1 будет равно

$$d_1 = kn \cos v + c,$$

а его горизонтальное проложение составит величину

$$d = kn \cos^2 v + c \cos v.$$

На практике последним членом ввиду его малости иногда пренебрегают и используют приближенную формулу

$$d = kn \cos^2 v.$$

Ранее отмечалось, что измеренное расстояние равно разности отсчетов по рейке по дальномерным нитям, умноженной на коэффициент дальномера. Рейка имеет сантиметровые деления, дециметровые деления подписаны и возрастают снизу вверх. Отсчеты берутся на глаз с точностью до 1 мм. На рис. 6.13 дано поле зрения зорительной трубы с прямым изображением. Отсчет по нижней дальномерной нити (см. рис. 6.13, а), выраженный в сантиметрах, равен 151,4 см, отсчет по верхней нити (см. рис. 6.13, б) — 163,7 см. Разность отсчетов составляет 12,3 см. Коэффициент дальномера $k = 100,0$. Следовательно, измеренное расстояние равно 12,3 м.

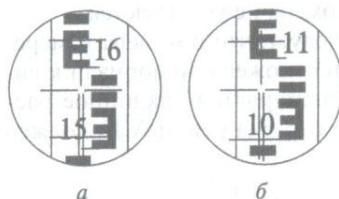


Рис. 6.13. Отсчеты по нитям

Чтобы не терять времени на арифметические расчеты при работе на станции и не совершить при этом арифметической ошибки, на практике поступают следующим образом. Если зорительная труба с прямым изображением, то нижнюю дальномерную нить наводят на какое-либо «удобное» деление, например на отсчет 100,0 или 200,0 см. Если труба с обратным изображением, то на такое деление наводят верхнюю дальномерную нить, после чего берут отсчет по второй дальномерной нити. На рис. 6.13, б приводится пример для трубы с прямым изображением. Нижняя нить наведена на отсчет 100,0 см. Отсчет по верхней нити равен 112,3 см. Измеренное расстояние составляет 12,3 м.

Эмпирически установлено, что относительная ошибка измерения расстояния нитяным дальномером составляет 1/300 от его (расстояния) величины.

Если постоянное слагаемое дальномера c неизвестно, а учитывать его необходимо, то определить его можно следующим образом. Закрепляют на местности две точки A и B , расположенные

примерно на одной высоте и на удалении 20–25 м друг от друга (рис. 6.14, а).

На одной из точек, например A , устанавливают теодолит, тщательно центрируют, приводят в рабочее положение и измеряют расстояние AB по рейке, вертикально установленной в точке B . Затем примерно на середине отрезка намечают строго в створе (с помощью теодолита) точку C . Переносят теодолит в эту точку, выполняют подготовительные действия и измеряют отрезки AC и BC (рис. 6.14, б). Очевидно, что во втором случае постоянное слагаемое войдет в результат измерений дважды, поэтому постоянное слагаемое можно вычислить как

$$c = AC + BC - AB.$$

Такое определение постоянного слагаемого может оказаться довольно грубым, и его можно рассматривать лишь как схему, общий принцип определения c . Для повышения точности нахождения c расстояние AB может быть измерено мерной лентой, а затем из точки C измерены отрезки AC и BC . Тогда константа c может быть найдена из выражения

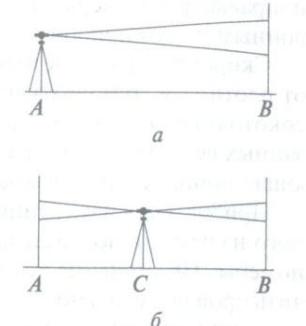
$$c = \frac{AC + BC - AB}{2}.$$

Ввиду малости постоянного слагаемого нитяного дальномера его определение в любом случае необходимо выполнять очень тщательно.

6.8. ЭЛЕКТРОННОЕ ИЗМЕРЕНИЕ РАССТОЯНИЙ

Электронное измерение расстояний основано на измерении времени прохождения светового или радиолуча между двумя точками, в одной из которых находится излучатель, а в другой — отражатель. Таким образом, данный метод измерения расстояний является косвенным. Поскольку луч проходит измеряемое расстояние дважды (прямо и обратно), поскольку будет иметь место формула

$$D = \frac{1}{2}ct + \delta,$$



где c — скорость распространения радиоволн или световых волн; t — время прохождения сигнала прямо и обратно; δ — постоянная поправка дальномера, вызванная прохождением сигнала по электронным цепям прибора.

Скорость c распространения электромагнитных волн зависит от плотности, температуры и влажности воздуха, поэтому при высокоточных измерениях расстояний определяются значения указанных величин, и в измеренное расстояние вводится соответствующая поправка, называемая *метеорологической*.

Приборы для измерения расстояний с помощью электромагнитного излучения подразделяются на радиодальномеры и светодальномеры. Применение тех и других позволяет многократно увеличить производительность труда при измерении расстояний. Затраты времени при этом сводятся практически лишь на перемещение отражателя на другой конец измеряемой линии. Важное преимущество радиодальномеров перед светодальномерами заключается в том, что при их применении для измерения расстояний не требуется наличия прямой оптической видимости, достаточно так называемой *радиовидимости*. Недостаток радиодальномеров заключается в относительно невысокой точности измерений, ошибка определения расстояний с их применением составляет 1–2 м.

В зависимости от *точности* измерения расстояний светодальномеры подразделяются на три группы. Светодальномеры *первой группы* называют *геодезическими*, они предназначены для измерения больших расстояний (до 50 км) с ошибкой порядка 5–10 мм + (1–2 мм/км). Таким образом, приборы данной группы позволяют измерять расстояния с относительной ошибкой не хуже 1:500 000. Основное применение геодезических светодальномеров — измерение сторон в полигонометрии 1–2 классов и базисов в триангуляции 1 класса.

Приборы *второй группы*, называемые *топографическими*, позволяют измерять расстояния до нескольких километров с абсолютной погрешностью порядка 2 см. Данные приборы используются при создании геодезических плановых сетей более низких классов и при производстве топографических съемок.

Светодальномеры *третьей группы* предназначены для измерения расстояний до нескольких километров с ошибкой не более 2 мм. Они используются для производства геодезических работ в процессе строительства уникальных инженерных сооружений.

В результате объединения в одном приборе светодальномеров и электронных блоков для измерения горизонтальных и вертикальных углов появился новый тип геодезических приборов — *электро-*

ронные тахеометры (ЭТ). Наиболее простыми электронными приборами для измерения расстояний в настоящее время являются *электронные рулетки*. Дальность их действия составляет несколько десятков метров, а ошибка измерений — величину порядка 1 см.

Вопросы и задания

- Что такое прямое и косвенное измерения расстояния?
- Какие приборы применяются для измерения линий?
- В чем состоит подготовка линии для измерения лентой или рулеткой?
- Каким образом осуществляется измерение линий рулеткой или лентой?
- Что необходимо для нахождения горизонтального проложения линии?
- Какие поправки вводятся в значение длины линии, измеренной лентой или рулеткой?
- Напишите формулу для вычисления поправки за наклон линии.
- Что такое компарирование мерной ленты или рулетки?
- Напишите формулу для вычисления поправки в длину линии за компарирование.
- Напишите формулу для вычисления поправки в длину линии за температуру.
- Что такое горизонтальное проложение?
- Длина линии равна 123,45 м, угол наклона равен 3°50'. Чему равно горизонтальное проложение линии?
- Как осуществляется провешивание линии при отсутствии прямой видимости между ее крайними точками?
- Какова точность измерения линий мерной лентой или рулеткой?
- Как контролируется измерение линий?
- Какова допустимая относительная ошибка измерения линий лентой или рулеткой?
- Каким образом характеризуется точность измерения линий?
- Что такое относительная ошибка измерения некоторой величины?
- Напишите формулу для вычисления длины линии при ее измерении светодальномером.
- Какова точность измерения линий нитяным дальномером?
- Чему равен коэффициент нитяного дальномера?
- Что такое определение неприведенного расстояния?
- Какие существуют способы определения неприведенных расстояний?
- Как осуществляется определение неприведенного расстояния на основе теоремы синусов?
- Как осуществляется определение неприведенного расстояния на основе теоремы косинусов?
- Как осуществляется контроль определения неприведенного расстояния?
- Найдите поправку за компарирование, если измеренное значение длины линии равно 123,45 м, номинальная длина мерной ленты равна 20,000 м, а фактическая — 20,004 м.

28. Найдите поправку за температуру, если измерена линия 200,00 м, температура в момент компарирования была равна 14°C, а в момент измерений — 29°C.
29. С каким знаком вводится поправка за наклон при измерении линий?
30. С каким знаком вводится поправка за компарирование?
31. С каким знаком вводится поправка за температуру?
32. Как влияет на производительность труда применение электронных способов при измерении линий?
33. Какова точность измерения линий светодальномерами?
34. В чем преимущество безотражательных светодальномеров?
35. От чего зависит точность измерения линий с применением электромагнитных колебаний?
36. Какие могут быть способы определения расстояний?

Глава 7

ИЗМЕРЕНИЕ ПРЕВЫШЕНИЙ

7.1. ПОНЯТИЕ И ВИДЫ НИВЕЛИРОВАНИЯ

Превышением h , или относительной высотой, называют разность высот двух точек, т.е. превышение (точки B над точкой A) равно разности

$$h = H_B - H_A,$$

где H_A и H_B — высоты точек A и B соответственно.

Если каким-либо образом измерить превышение между двумя точками, то, зная высоту одной точки, можно определить высоту второй точки. Измерив превышение между первой или второй точкой и какой-либо третьей точкой, можно определить высоту последней. Продолжая этот процесс, можно получить высоты множества точек на всей территории страны или еще большей территории в единой системе высот. Знание высотного, как и планового, положения тех или иных точек необходимо при проектировании различных объектов капитального строительства и в других областях человеческой деятельности.

Измерение разности высот называют **нивелированием**. В зависимости от используемых для определения разности высот физических принципов (законов) выделяют различные *методы нивелирования*. Наиболее применяемыми из них являются геометрическое, тригонометрическое, барометрическое и гидростатическое нивелирование. Геометрическое нивелирование — единственный способ прямого, или непосредственного, измерения превышений, остальные способы непрямые, или косвенные.

Тригонометрическое нивелирование есть нивелирование при помощи прибора с наклонной визирной осью и измерением наклонного расстояния и вертикального угла. **Барометрическим нивелированием** называют нивелирование, основанное на зависимости между высотой точки над уровнем моря и атмосферным давлением. Зависимость между высотой точки и атмосферным давлением в ней была установлена в 1647 г. Б. Паскалем. При изменении высоты на 10 м атмосферное давление изменяется примерно на 1 мм ртутного столба. **Гидростатическое нивелирование** основано на принципе сообщающихся сосудов. Наиболее простое по своей сути и наиболее точное — геометрическое нивелирование.

7.2. ПРИНЦИП ГЕОМЕТРИЧЕСКОГО НИВЕЛИРОВАНИЯ

Геометрическим нивелированием называют измерение превышения между двумя точками с помощью горизонтального визирного луча.



Рис. 7.1. Принцип геометрического нивелирования

Пусть высота H_A точки A известна и требуется определить высоту точки B (рис. 7.1). Для этого между точками A и B необходимо установить прибор, называемый нивелиром, привести его визирную ось в горизонтальное положение, а в точках A и B установить строго вертикально рейки с делениями. Пусть горизонтальный визирный луч прибора пересекает рейку, установленную в точке A , на делении a . При этом говорят, что отсчет по рейке равен a . Таким образом, отсчет по рейке есть расстояние от ее нулевого деления до данного деления. И пусть аналогичный отсчет по рейке, установленной в точке B , равен b . Если нулевые отсчеты на обеих рейках находятся внизу и отсчеты возрастают снизу вверх, то, как следует из рис. 7.1, превышение h между точками A и B будет равно разности отсчетов по рейкам

$$h = a - b.$$

Приведенная формула выражает суть **геометрического нивелирования**, или **нивелирования горизонтальным лучом**.

7.3. НИВЕЛИРЫ И ИХ УСТРОЙСТВО

Нивелиром называют геодезический прибор, предназначенный для измерения превышений методом геометрического нивелирования. По своей точности нивелиры подразделяются на высокоточные, точные и технические. **Высокоточные нивелиры** предназначены для выполнения наиболее точных работ — нивелирования I и II классов, **точные** — для нивелирования III и IV классов, **техни-**

ческие

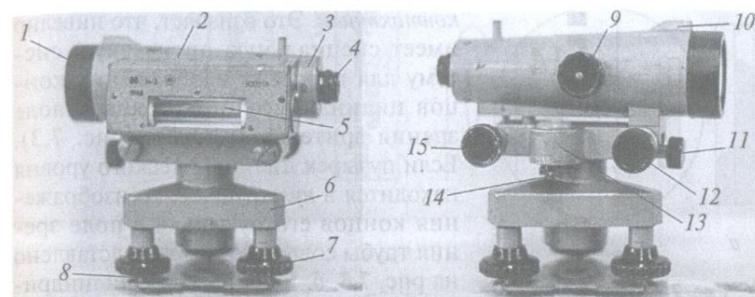
 — для инженерно-технических работ, в том числе для технического нивелирования. Примером технического нивелира является нивелир Н-3 (рис. 7.2).
 

Рис. 7.2. Нивелир Н-3:

1 — объектив; 2 — зрительная труба; 3 — защитный колпачок; 4 — диоптрийное кольцо; 5 — цилиндрический уровень; 6 — подставка; 7 — подъемные винты; 8 — пружинящая пластина; 9 — кремальера; 10 — визир; 11 — закрепительный винт; 12 — наводящий винт; 13 — круглый уровень; 14 — исправительный винт; 15 — элевационный винт

Нивелир Н-3 имеет подставку, расположенную на трех подъемных винтах. Для визирования используется зрительная труба с внутренней фокусировкой, имеющая сетку нитей. Для установки трубы по глазу — получения четкого изображения сетки нитей — используется диоптрийное кольцо окуляра. Для установки трубы по предмету — получения четкого изображения наблюдаемого предмета (рейки) — предназначена кремальера, при вращении которой внутри трубы перемещается фокусирующая линза.

Для быстрого приведения прибора в рабочее положение служит **круглый уровень**, его цена деления равна $5'$. Для точного приведения визирной оси зрительной трубы в горизонтальное положение предназначен **цилиндрический уровень**. Цилиндрический уровень нивелира имеет такую же конструкцию, как и цилиндрический уровень теодолита. Отличие заключается только в его более высокой чувствительности, цена деления цилиндрического уровня нивелира составляет $15''$. Цилиндрический уровень нивелира жестко скреплен со зрительной трубой, поэтому при наклонах цилиндрического уровня наклоняется и визирная ось зрительной трубы. И наоборот: при наклонах зрительной трубы наклоняется цилиндрический уровень, вследствие чего происходит перемещение его пузырька. Для приведения пузырька цилиндрического уровня в нуль-пункт слу-

жит элевационный винт. Одновременно с перемещением пузырька цилиндрического уровня в нуль-пункт визирная ось зрительной трубы занимает горизонтальное положение.

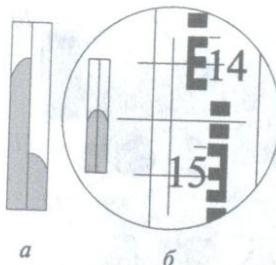


Рис. 7.3. Поле зрения нивелира

зения концов цилиндрического уровня расходитя так, как в увеличенном масштабе показано на рис. 7.3, а. Отсюда следует, что для приведения визирной оси зрительной трубы в горизонтальное положение необходимо с помощью элевационного винта совместить изображения концов пузырька цилиндрического уровня в поле зрения зрительной трубы.

Для плавного перемещения зрительной трубы по горизонту служит наводящий винт зрительной трубы, который работает только при закрепленном положении закрепительного винта зрительной трубы. Увеличение зрительной трубы нивелира составляет 30^{\times} , поле зрения — $1^{\circ}20''$.

Существуют нивелиры с самоустанавливающейся линией визирования. Для этой цели служат компенсаторы — специальные призмы, подвешенные на тонких металлических нитях. С помощью круглого уровня прибор приводится в рабочее положение. Если при этом отклонение оси вращения прибора от отвесной линии не превышает $5'$, то с помощью компенсатора визирная ось нивелира автоматически приводится в горизонтальное положение.

7.4. НИВЕЛИРНЫЕ РЕЙКИ

Для технического нивелирования используются деревянные 3- или 4-метровые рейки, иногда складные, с сантиметровыми делениями, двусторонние (рис. 7.4). Низ рейки называют пяткой.

Рейки для нивелиров с обратным (см. рис. 7.4, а) или прямым изображением (см. рис. 7.4, б) отличаются надписями. Одна сторона реек покрашена в черный цвет (черная сторона), другая — в крас-

ный (красная сторона). На черной стороне деления оцифрованы снизу вверх, начиная с нуля. На красной стороне отсчеты возрастают также снизу вверх, но счет начинается с некоторого числа, например, 4687 или 4787 мм. Этот отсчет называют разностью пяток. Очевидно, что разность отсчетов по красной и черной сторонам рейки, т.е. разность пяток, должна быть одна и та же. Красная сторона используется для контроля превышений, измеренных по черной стороне, и повышения точности их определения.

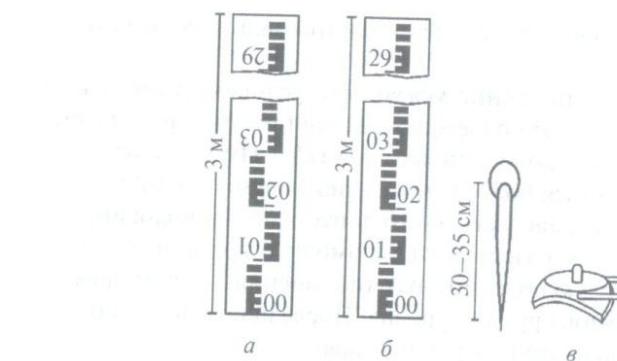


Рис. 7.4. Нивелирные рейки, костыль и башмак

ный (красная сторона). На черной стороне деления оцифрованы снизу вверх, начиная с нуля. На красной стороне отсчеты возрастают также снизу вверх, но счет начинается с некоторого числа, например, 4687 или 4787 мм. Этот отсчет называют разностью пяток. Очевидно, что разность отсчетов по красной и черной сторонам рейки, т.е. разность пяток, должна быть одна и та же. Красная сторона используется для контроля превышений, измеренных по черной стороне, и повышения точности их определения.

При нивелировании рейки могут устанавливаться на колья, штыри, специальные кости или башмаки (рис. 7.4, в). Кости представляют собой металлические заостренные внизу стержни диаметром 30–40 мм со сферической головкой вверху, на которую устанавливается рейка. Вверху костей имеется металлическое кольцо для их переноски.

Перед началом работ выполняется поверка реек с помощью контрольного метра или стальной рулетки. Поверка реек заключается в том, что дважды измеряются метровые и дециметровые деления. Ошибка дециметровых делений не должна превышать 1 мм, длина всей рейки не должна отличаться от номинального значения более чем на 2 мм.

7.5. ПОВЕРКИ И ЮСТИРОВКИ НИВЕЛИРОВ

Перед началом работ по измерению превышений с помощью нивелира необходимо выполнить следующие его поверки в приведенной далее последовательности.

1. Проверка установки круглого уровня. Ось круглого уровня должна быть параллельна оси вращения нивелира. Ось круглого уровня —

нормаль к касательной плоскости к внутренней поверхности ампулы в нуль-пункте.

Для проверки выполнения указанного условия пузырек круглого уровня с помощью подъемных винтов приводят на середину, после чего нивелир поворачивают на 180° . Пузырек при этом не должен отклоняться более чем на одно деление. Если фактическое отклонение больше указанного допуска, то на половину дуги отклонения пузырек возвращают с помощью подъемных винтов нивелира, а на вторую половину дуги отклонения — с помощью исправительных винтов круглого уровня. После исправления положения круглого уровня его поверку повторяют.

2. Проверка установки сетки нитей. Горизонтальная нить сетки должна быть перпендикулярна оси вращения нивелира.

Ось вращения прибора приводят в отвесное положение, для чего с помощью подъемных винтов пузырек круглого уровня приводят в нуль-пункт. В 10–20 м от нивелира устанавливают рейку и наводят на нее трубу. Средняя нить сетки нитей при этом попадет на некоторое деление рейки, называемое *отсчетом по рейке*. Вращают наводящий винт зрительной трубы и одновременно следят за отсчетом по рейке. При поворотах трубы по горизонту отсчет по рейке не должен изменяться. Если отсчет изменяется, то снимают защитный колпачок сетки нитей, открепляют закрепительные винты сетки нитей и, поворачивая ее в своей плоскости, добиваются такого положения, чтобы отсчет не изменялся, после чего закрепительные винты сетки нитей закрепляют, защитный колпачок устанавливают на место и поверку повторяют.

3. Проверка установки цилиндрического уровня. Ось цилиндрического уровня должна быть параллельна визирной оси трубы. Это условие также называют *главным условием нивелира*. Проверка его выполнения осуществляется следующим образом (рис. 7.5).

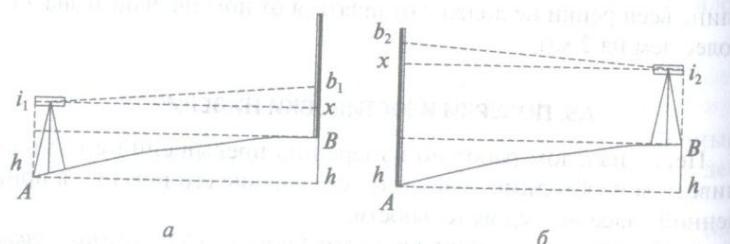


Рис. 7.5. Проверка главного условия

На местности закрепляют две точки *A* и *B* примерно в 50 м одна от другой. Нивелир устанавливают рядом с точкой *A* так, чтобы окуляр зрительной трубы находился над ней, и приводят прибор в рабочее положение. С помощью рейки или рулетки измеряют высоту прибора i_1 над точкой *A*, наводят зрительную трубу на рейку, с помощью элевационного винта приводят пузырек цилиндрического уровня в нуль-пункт и берут отсчет b_1 по рейке, установленной в точке *B*. Отсчет по рейке будет содержать неизвестную ошибку x , обусловленную углом между визирной осью и осью цилиндрического уровня, поэтому превышение $h = H_B - H_A$ между точками *A* и *B*, как следует из рис. 7.5, *a*, будет равно

$$h = i_1 - (b_1 - x).$$

После этого меняют местами нивелир и рейку и выполняют аналогичные действия в точке *B*, в результате чего получают значения i_2 и b_2 (см. рис. 7.5, *b*). Тогда можно записать следующее выражение для вычисления того же превышения

$$h = (b_2 - x) - i_2.$$

Таким образом, мы получили два линейных уравнения с двумя неизвестными: превышением h и величиной x . Если из первого уравнения вычесть второе, то получим

$$(i_1 + i_2) - (b_1 + b_2) + 2x = 0,$$

откуда находим

$$x = \frac{(b_1 + b_2) - (i_1 + i_2)}{2}.$$

Погрешность x , вызванная непараллельностью оси цилиндрического уровня и визирной оси, не должна превышать 4 мм. Если она больше указанного предельного значения, то вычисляют правильный отсчет b по рейке, установленной в точке *A*:

$$b = b_2 - x.$$

С помощью элевационного винта устанавливают отсчет по рейке, равный вычисленному значению b . Визирная ось при этом займет горизонтальное положение, но пузырек цилиндрического уровня сместится с нуль-пункта. Его возвращают в нуль-пункт с помощью исправительных винтов цилиндрического уровня, после чего поверку повторяют.

Существует способ выполнения данной поверки, несколько отличающийся от описанного. Первоначально нивелир устанавливает

вают на равном расстоянии от точек A и B , приводят его в рабочее положение и берут отсчеты a и b по рейкам, установленным на точках A и B соответственно. Превышение, вычисленное по формуле

$$h = a - b,$$

будет свободно от ошибки, вызванной непараллельностью визирной оси и оси цилиндрического уровня. Затем переходят на точку B и выполняют действия, описанные выше (см. рис. 7.5): приводят нивелир в рабочее положение, измеряют высоту прибора i и берут отсчет по рейке b_2 . Отсчет по рейке должен быть $h + i$, а отклонение фактического отсчета b_2 от этой величины и будет ошибкой, вызванной невыполнением главного условия нивелира, т.е.

$$x = b_2 - (h + i).$$

Если полученная ошибка x больше указанного выше допуска, то с помощью элевационного винта устанавливают отсчет по рейке, равный $h + i$, и с помощью исправительных винтов цилиндрического уровня приводят его пузырек в нуль-пункт, после чего повторяют.

7.6. НИВЕЛИРОВАНИЕ ВПЕРЕД И ИЗ СЕРЕДИНЫ

Различают два способа геометрического нивелирования: нивелирование из середины и нивелирование вперед. **Нивелирование из середины** заключается в том, что на равном расстоянии от точек A и B (не обязательно в створе данной линии) устанавливают нивелир (рис. 7.6, а), приводят его визирную ось в горизонтальное положение, на точках A и B устанавливают в вертикальном положении рейки и по ним берут отсчеты соответственно a и b . Нуевые деления реек располагаются внизу, и отсчеты возрастают снизу вверх. Тогда превышение h между точками A и B будет равно разности

$$h = a - b,$$

где a — отсчет по задней рейке; b — отсчет по передней рейке.

При **нивелировании вперед** нивелир устанавливают рядом с задней точкой A таким образом, чтобы окуляр находился над ней (см. рис. 7.6, б), визирную ось приводят в горизонтальное положение, с помощью рейки или рулетки измеряют высоту i прибора над точкой A (расстояние от верха колышка до середины окуляра), в точке B устанавливают вертикально рейку и берут по ней отсчет b . Превышение между этими точками будет равно

$$h = i - b.$$

Таким образом, высота прибора i в данном случае играет роль отсчета по задней рейке.

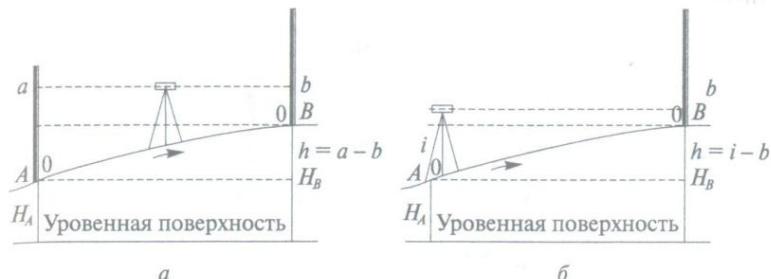


Рис. 7.6. Нивелирование из середины (а) и вперед (б)

Всегда, когда возможно, необходимо применять нивелирование из середины. Целесообразность его использования объясняется четырьмя причинами. Во-первых, нивелирование из середины характеризуется большей производительностью труда. Например, если удаление рейки от прибора по тем или иным причинам не может превышать 100 м, то при нивелировании вперед на каждый километр хода потребуется 10 станций, а при нивелировании из середины будет достаточно пяти станций. Поскольку на каждой станции требуется время на подготовку и работу, а при нивелировании из середины требуется меньшее число станций, поскольку нивелирование из середины требует меньше времени для работы на всех станциях. Иными словами, нивелирование из середины характеризуется меньшей трудоемкостью.

Во-вторых, при нивелировании из середины будет происходить компенсация ошибок, вызванных непараллельностью оси цилиндрического уровня и визирной оси зрительной трубы. Как бы тщательно ни выполнялась проверка главного геометрического условия нивелира, между визирной осью зрительной трубы и осью цилиндрического уровня, как правило, будет некоторый угол. Как следует из рис. 7.7, ошибки x_A и x_B , обусловленные непараллельностью указанных осей, будут равны:

$$x_A = d_A \operatorname{tg} v;$$

$$x_B = d_B \operatorname{tg} v,$$

где v — угол между осью цилиндрического уровня и визирной осью зрительной трубы; d_A и d_B — соответственно расстояния от прибора

до реек, установленных в точках A и B . Вследствие равенства расстояний d_A и d_B , называемого *равенством плеч*, будет выполняться равенство ошибок

$$x_A = x_B.$$

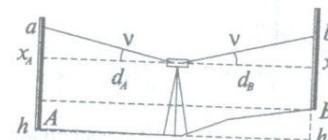


Рис. 7.7. Компенсация ошибок

Если отсчеты по рейкам в точках A и B равны соответственно a и b , то значение превышения составит величину

$$h = (a - x_A) - (b - x_B) = a - b,$$

т.е. ошибки x_A и x_B будут компенсированы, и вычисленное превышение при нивелировании из середины не будет искажено ошибкой, вызванной непараллельностью оси цилиндрического уровня и визирной оси.

В-третьих, еще одна причина использовать нивелирование из середины — кривизна земной поверхности и *вертикальная рефракция* (искривление визирного луча в вертикальной плоскости) и вызванные ими ошибки в отсчетах по рейкам. Эти ошибки будут рассмотрены далее, а сейчас достаточно сказать, что при равенстве плеч указанные ошибки будут равны и также будут компенсироваться.

При техническом нивелировании влияние кривизны Земли и рефракции на результаты измерения превышений почти не ощущается, но при высокоточном нивелировании такое влияние вследствие накопления ошибок по ходу может заметно искажить результаты измерений, поэтому за равенством плеч на станции и за накоплением неравенства плеч по ходу следят очень тщательно, не допуская превышения их предельных величин, установленных инструкциями по нивелированию.

В-четвертых, нивелирование из средины следует предпочитать потому, что точность измерения превышений снижается по мере увеличения расстояния от нивелира до рейки. При больших расстояниях точность отсчитывания по рейке снижается, так как изображения делений на рейке уменьшаются и, кроме того, усиливаются колебания изображений в зрительной трубе по причине вер-

тикальных движений воздуха в приземном слое (изображение в зрительной трубе дрожит или даже прыгает). В результате чего отсчеты по рейке при этом становятся брать труднее. Максимальное расстояние, на которое рейка может быть удалена при спокойных изображениях, составляет около 150 м. При максимально возможном расстоянии до реек нивелирование из середины позволяет уменьшить число станций по сравнению с нивелированием вперед.

7.7. ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОЕ НИВЕЛИРОВАНИЕ

При нивелировании горизонтальным лучом с одной установки прибора, называемой *станцией*, нельзя измерить сколь угодно большое превышение между двумя точками. Превышение, которое можно измерить с одной станции, ограничено некоторой величиной. Чтобы убедиться в этом, рассмотрим формулу геометрического нивелирования

$$h = a - b,$$

где a и b соответственно отсчеты по задней и передней рейкам. Наибольшее абсолютное значение превышения $|a - b|$ будет тогда, когда один из отсчетов равен максимально возможному отсчету по рейке, а другой равен 0. Максимально возможный отсчет по рейке равен ее длине l . Следовательно, максимальное абсолютное значение измеренного превышения h_{\max} не может быть больше длины рейки

$$|h_{\max}| \leq l.$$

Если превышение между двумя точками больше длины рейки и не может быть измерено непосредственно, то применяют *последовательное нивелирование*, сущность которого заключается в следующем. Пусть требуется определить превышение между точками A и B , которое нельзя измерить с одной установки прибора, или иначе — с одной станции (рис. 7.8).

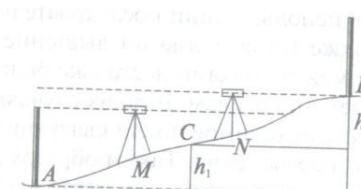


Рис. 7.8. Необходимость в дополнительной точке

Если при этом нивелир установить в точке M , то нельзя будет взять отсчет по рейке, установленной в точке B . Если установить его в точке N , то нельзя будет взять отсчет по рейке, расположенной в точке A . В промежутке между точками M и N отсчеты нельзя взять по обеим рейкам.

Задача определения превышения между точками A и B может быть решена, если использовать некоторую дополнительную точку C , которая выбирается таким образом, чтобы можно было измерить превышение между точками A и C , а также между точками C и B . Дополнительная точка C называется **связующей точкой**. Представляющее интерес превышение h между точками A и B в таком случае (см. рис. 7.8) будет равно

$$h = h_1 + h_2,$$

где h_1 и h_2 — превышения между точками A и C и между точками C и B соответственно.

Очевидно, что в общем случае может потребоваться использование не одной дополнительной (связующей) точки, а нескольких (рис. 7.9). Тогда между точками A и B выбирают необходимое число **связующих точек** P_1, P_2, \dots, P_n и последовательно измеряют превышения между соседними точками. Измеренное превышение между точками A и B при этом будет равно сумме измеренных превышений

$$h = H_B - H_A = \sum_{i=1}^n h_i. \quad h = \sum h_i$$



Рис. 7.9. Последовательное нивелирование

Необходимость в использовании последовательного нивелирования возникает также тогда, когда превышение меньше длины реек, но расстояние между точками настолько большое, что нельзя уверенно брать отсчеты по рейкам. В таких случаях также на местности закрепляется необходимое число связующих точек, между которыми измеряют превышения. Таким образом, последовательное нивелирование применяется всегда, когда превышение нельзя измерить непосредственно (по той или иной причине).

Предположим теперь, что на рис. 7.9 P_1, P_2, \dots, P_n — это некоторые закрепленные на местности точки, высоты которых необходимо определить, при этом высота точки A известна. В подобных случаях также применяется последовательное нивелирование. Измерив превышения между точками A и P_1 , между P_1 и P_2 и так далее, можно последовательно определить высоты всех точек:

$$H_1 = H_A + h_1;$$

$$H_2 = H_1 + h_2;$$

...

$$H_B = H_{n-1} + h_n.$$

Превышение h между точками A и B при последовательном нивелировании будет равно сумме превышений между связующими точками, а также величине

$$h = \sum_{i=1}^n h_i = \sum_{i=1}^n (a_i - b_i) = \sum_{i=1}^n a_i - \sum_{i=1}^n b_i.$$

При выполнении нивелировок часто интерес представляют характерные точки местности, ее перегибы, поэтому для съемки перегибов местности определяют высоты **промежуточных**, или **плюсовых**, точек (рис. 7.10).



Рис. 7.10. Промежуточные точки

Высоты промежуточных точек определяются через горизонт прибора. Горизонтом прибора (ГП) называют высоту горизонтальной визирной оси прибора над уровенной поверхностью, принятой за начало счета высот (см. рис. 7.10). Если H_i — высота точки P_i , a — отсчет по установленной на ней рейке, то $\text{ГП} = H_i + a$. Высота любой промежуточной точки P_j после этого может быть определена по формуле

$$H_j = \text{ГП} - b_j,$$

где b_j — отсчет по рейке, установленной в точке P_j .

При нивелировании трасс линейных объектов (дорог, ЛЭП, инженерных коммуникаций и т.д.) промежуточные точки обознача-

ются числом метров от ближайшего предшествующего пикета со знаком «плюс», почему их называют также *плюсовыми*. Например, 3 + 78. Данная запись означает, что плюсовая точка находится в 78 м после пикета 3.

Связующие точки отличаются от промежуточных тем, что на каждую связующую точку рейка устанавливается дважды. Первый раз она является передней, а затем, когда переходят на следующую станцию, она играет роль задней точки. На промежуточные точки рейка устанавливается только один раз, и отсчеты по ней берутся только с одной станции. Таким образом, связующие точки участвуют в передаче высот при последовательном нивелировании, а промежуточные — нет. В этом заключается принципиальная разница между связующими и промежуточными точками.

Нивелирный ход представляет собой последовательность станций, с которых определяются превышения между соседними связующими точками (точки P_i и P_{i+1} на рис. 7.10). Нивелирный ход, начальная и конечная точки которого различны, является *разомкнутым*; если они совпадают, то ход *замкнутый* (рис. 7.11).

Замкнутые ходы по возможности следует не допускать, так как некоторые грубые ошибки при этом не могут быть обнаружены. **Висячие ходы**, т.е. разомкнутые ходы, опирающиеся на один исходный пункт, не допускаются. Под **исходными пунктами** здесь понимаются пункты, высоты которых известны. Исходными пунктами должны служить пункты нивелирования более высоких по сравнению с техническим нивелированием классов. **Определяемые пункты** — закрепленные на местности точки, высоты которых необходимо определить из нивелирования.

Наряду с одиночными нивелирными ходами возможны построения в виде *систем нивелирных ходов* различной сложности, называемых также *нивелирными сетями*. Примеры таких систем приведены на рис. 7.12. На рис. 7.12, а представлена система из трех ходов с одной узловой точкой, на рис. 7.12, б — более сложная система из 12 ходов. Таким образом, разомкнутый нивелирный ход может быть проложен либо между двумя твердыми высотными пунктами (реперами), либо между твердым пунктом и узловой точкой, либо между двумя узловыми точками.



Рис. 7.11. Одиночные ходы нивелирования:

- — исходные пункты;
- — определяемые пункты

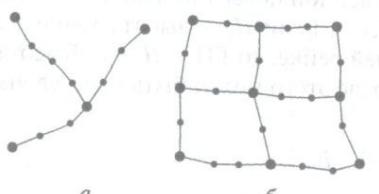


Рис. 7.12. Примеры систем нивелирных ходов

вой точкой, на рис. 7.12, б — более сложная система из 12 ходов. Таким образом, разомкнутый нивелирный ход может быть проложен либо между двумя твердыми высотными пунктами (реперами), либо между твердым пунктом и узловой точкой, либо между двумя узловыми точками.

7.8. СВЯЗУЮЩИЕ, ПРОМЕЖУТОЧНЫЕ И ИКСОВЫЕ ТОЧКИ

Если превышение между соседними точками A и B нельзя измерить непосредственно, то между точками A и B определяется необходимое количество дополнительных точек, называемых **иксовыми**. При нивелировании трасс линейных объектов углы поворота трассы, пикеты и иксовые точки являются *связующими точками*. Превышения h_i между связующими точками определяют *последовательным нивелированием*.

На рис. 7.9 связующими являются точки P_1, P_2, \dots, P_n . Без использования связующих точек последовательное нивелирование невозможно в принципе. Иксовые точки также необходимы при последовательном нивелировании, но, в отличие от точек съемочных геодезических сетей, от углов поворота трасс и пикетов, они не закреплены на местности, поэтому их положение в плане неизвестно, в связи с чем их и называют иксовыми.

Промежуточные точки не участвуют в передаче высот по нивелирному ходу, их назначение — зафиксировать перегибы рельефа местности между связующими точками.

7.9. ПОРЯДОК РАБОТЫ НА СТАНЦИИ ПРИ ТЕХНИЧЕСКОМ НИВЕЛИРОВАНИИ

Измерение превышений всегда, когда возможно, необходимо осуществлять нивелированием из середины. При техническом нивелировании в условиях хорошей видимости (спокойные изображения) расстояние от прибора до реек не должно превышать 150 м. При колеблющихся изображениях рекомендуются меньшие расстояния, позволяющие уверенно брать отсчеты по рейкам. **Неравенство плеч** (расстояний от прибора до реек) при техническом нивелировании допускается до 10 м.

Порядок работы на станции при техническом нивелировании следующий:

- 1) нивелир устанавливают на равных расстояниях до реек и приводят в рабочее положение;
- 2) берут отсчет по черной стороне задней рейки;
- 3) берут отсчет по черной стороне передней рейки;

- 4) берут отсчет по красной стороне передней рейки;
 5) берут отсчет по красной стороне задней рейки.

Перед каждым отсчетом по рейке пузырек цилиндрического уровня с помощью элевационного винта приводят в нуль-пункт и только после этого берут соответствующий отсчет. Отсчеты по рейкам записывают в журнал специальной формы (табл. 7.1);

Таблица 7.1

Журнал технического нивелирования

№ станции	№ пикета	Отсчеты по рейкам, мм			Превышения, мм			Горизонт прибора, м	Отметки, м
		задней	передней	промежуточные	по черной стороне	по красной стороне	средние		
ПК0	1230 (1)			-1760 (5)	-1762 (6)	-1761 (7)			140,225
	5917 (4)								
1	ПК1	2990 (2)							
		7679 (3)							
ПК1	2439 (1)			+1317 (5)	+1320 (6)	+1318 (7)			
	7126 (4)								
2	ПК2	1122 (2)							
		5806 (3)							
	+34		0583 (8)						
	+72		0925 (9)						

Примечание. Цифры в скобках указывают порядок действий на станции.

- 6) вычисляют значения превышений по черным и красным сторонам реек по формуле

$$h = a - b,$$

где a — отсчет по задней рейке; b — отсчет по передней рейке.

Расхождение превышений, измеренных на станции по черным и красным сторонам реек, не должно превышать 5 мм. Если это условие выполняется, то в качестве измеренного значения превышения берут среднее из двух превышений с округлением результата до 1 мм. Если разность превышений больше допустимой, то снижают нивелир со станции, снова устанавливают его (так, чтобы высота прибора изменилась) и все действия повторяют. Пока не выполнен контроль измерения превышений на станции, дальнейшие действия на станции и переход на следующую станцию не должны совершаться;

- 7) после этого берут отсчеты только по черной стороне задней рейки, последовательно устанавливаемой на промежуточных точках. Перед взятием отсчетов также проверяют положение пузырька цилиндрического уровня. Отсчеты по рейке при этом записывают в журнал технического нивелирования в графу «промежуточные точки».

7.10. ИСТОЧНИКИ ОШИБОК ПРИ ГЕОМЕТРИЧЕСКОМ НИВЕЛИРОВАНИИ

При геометрическом нивелировании любого класса ошибка измерения превышений на станции складывается в результате влияния следующих факторов [12]:

- 1) неточной установки пузырька цилиндрического уровня в нуль-пункт;
- 2) неточного взятия отсчета по рейке;
- 3) непараллельности визирной оси и оси цилиндрического уровня;
- 4) неточной установки сетки нитей;
- 5) изменения положения фокусирующей линзы;
- 6) неправильной установки реек на точки нивелирного хода;
- 7) коробления рейки;
- 8) неперпендикулярности пятки рейки к оси рейки;
- 9) неравенством высот нулей пары реек;
- 10) неточного нанесения делений на рейке;
- 11) неточного знания средней длины рабочего метра рейки;
- 12) оседания или выпучивания костылей;

- 13) вертикальных перемещений штатива;
- 14) влияния вертикальной рефракции;
- 15) теплового воздействия на нивелир и рейки;
- 16) влияния влажности на рейки.

При техническом нивелировании многие из перечисленных факторов практически не ощущаются, но при высокоточном нивелировании их необходимо учитывать и принимать определенные меры для ослабления их влияния.

7.11. ПОПРАВКА ЗА КРИВИЗНУ ЗЕМЛИ И РЕФРАКЦИЮ

При обсуждении измерения превышений методом геометрического нивелирования считалось, что Земля является плоскостью, хотя в действительности ее форма близка к сфере. В некоторых случаях (например, при тригонометрическом нивелировании на большие расстояния) необходимо учитывать данный факт путем введения в измеренное превышение поправки за кривизну Земли и рефракцию (рис. 7.13).

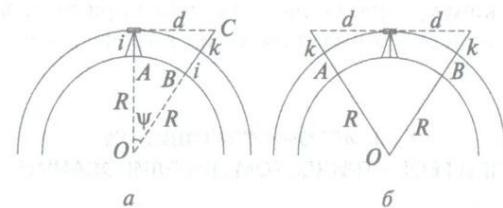


Рис. 7.13. Поправка за кривизну Земли

Рассмотрим влияние кривизны земной поверхности на результаты геометрического нивелирования. На рис. 7.13, *a* нивелир установлен в точке *A*, рейка — в точке *B*. Легко видеть, что ошибка, вызванная кривизной земной поверхности, будет равна *k*. Наша задача — найти значение *k*. Из чертежа следует, что величина *k* будет равна

$$k = OC - (R + i),$$

где

$$OC = \frac{R + i}{\cos \psi}.$$

Средний радиус Земли $R = 6371$ км, расстояние *d* от прибора до рейки при геометрическом нивелировании не превышает 150 м, следовательно, центральный угол ψ при указанных условиях очень

мал ($\operatorname{tg} \psi \leq 150 / 6371000$); высота *i* прибора над землей составляет около 1,5 м.

Подставив значение *OC* из последнего выражения в предпоследнее, получаем значение ошибки *k* превышения, вызванной кривизной Земли:

$$k = \frac{R + i}{\cos \psi} - (R + i) \approx \frac{R}{\cos \psi} - R.$$

В данной формуле по причине малости была отброшена разность

$$\frac{i}{\cos \psi} - i.$$

Ее наибольшее значение равно

$$\begin{aligned} \frac{i}{\cos \psi} - i &= i \left(\frac{1}{\cos \psi} - 1 \right) = i \left(\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \psi} - 1 \right) = \\ &= 1,5 \left(\sqrt{1 + \left(\frac{150}{6371000} \right)^2} - 1 \right) \text{ м} = 4,2 \cdot 10^{-7} \text{ мм}. \end{aligned}$$

Поэтому последнюю формулу для значения *k* можно считать практически точной:

$$k = R \left(\frac{1}{\cos \psi} - 1 \right).$$

В силу уже использованного равенства

$$\frac{1}{\cos \psi} = \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \psi}$$

выражение для вычисления ошибки за кривизну земной поверхности можно записать как

$$k = R \left(\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \psi} - 1 \right).$$

Квадратный корень можно представить в виде разложения бинома в ряд, ограничившись двумя первыми членами

$$\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \psi} = (1 + \operatorname{tg}^2 \psi)^{1/2} = 1 + \frac{1}{2} \operatorname{tg}^2 \psi + \dots,$$

поэтому ошибка *k* может быть представлена в виде

$$k = R \left(1 + \frac{1}{2} \operatorname{tg}^2 \psi - 1 \right) = R \frac{\operatorname{tg}^2 \psi}{2}.$$

Поскольку из чертежа виду малости i можно принять

$$\operatorname{tg} \psi = \frac{d}{R},$$

постольку в окончательном виде

$$k = \frac{1}{2} R \operatorname{tg}^2 \psi = \frac{R d^2}{2 R^2} = \frac{d^2}{2R}.$$

Ошибка, вызванная вертикальной рефракцией — искривлением луча в вертикальной плоскости, противоположна по знаку, а ее абсолютная величина, установленная опытным путем, составляет $r = 0,16k$, в связи с этим суммарная ошибка за кривизну Земли и рефракцию будет равна

$$f = k - r = k - 0,16k = 0,84k = 0,84 \frac{d^2}{2R} = 0,42 \frac{d^2}{R}.$$

Из рис. 7.13 и табл. 7.2 можно видеть, что при техническом нивелировании ошибкой превышения за кривизну Земли и рефракцию можно пренебречь, если использовать нивелирование из середины (ошибки будут компенсироваться). При высокоточном нивелировании следует использовать только (!) нивелирование из середины и при этом тщательно следить как за равенством плеч на каждой станции, так и за *накоплением неравенства плеч по ходу*.

Таблица 7.2

Значения поправки f на разные расстояния

Расстояние, м	50	100	200
Поправка, мм	0,2	0,7	2,6

Если при высокоточном нивелировании между точками A и B по какой-либо причине нельзя применить нивелирование из середины, то такое превышение может быть измерено дважды нивелированием вперед. Первый раз нивелир устанавливается над точкой A , получают значения высоты прибора i_1 и отсчет по рейке b_1 . Второй раз прибор устанавливают над точкой B и получают i_2 и b_2 . Значение превышения точки B над точкой A находят из выражения

$$h = \frac{i_1 - b_1 + b_2 - i_2}{2}.$$

7.12. ПРИНЦИП ТРИГОНОМЕТРИЧЕСКОГО НИВЕЛИРОВАНИЯ

Тригонометрическое нивелирование относится к непрямым способам измерения превышений, когда на земной поверхности измеряются другие геометрические величины, функцией которых является определяемое превышение.

Сущность данного способа измерения превышений поясняется на рис. 7.14. Если измерить вертикальный угол v , т.е. угол наклона линии AB , а также определить (прямо или косвенно) наклонное расстояние D или его горизонтальное проложение d , то превышение h между точками A и B может быть найдено по одной из формул:

$$h = D \sin v;$$

$$h = d \operatorname{tg} v.$$

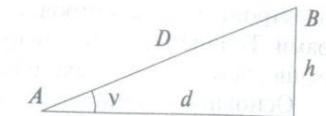


Рис. 7.14. Принцип тригонометрического нивелирования

Но эти простые формулы демонстрируют только суть тригонометрического нивелирования. В реальной действительности мы не можем измерить угол в точке A , если это точка земной поверхности, поэтому поступают следующим образом (рис. 7.15).

Теодолит устанавливают над точкой A на некоторой высоте i ; в точке B устанавливают вешку высотой v , после чего измеряют вертикальный угол v . Определяемое превышение h между точками A и B будет равно

$$h = h' + i - v,$$

где формула для вычисления превышения h' зависит от способа измерения наклонного расстояния D' . Если указанное расстояние было измерено электронным способом, то используется формула

$$h' = D' \sin v.$$

Если же оно было измерено с помощью нитяного дальномера, то для вычисления превышения h' необходимо использовать выражение

$$h' = D' \cos v \sin v$$

или

$$h' = \frac{1}{2} D' \sin 2v,$$

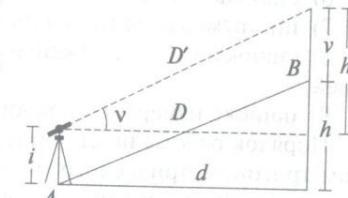


Рис. 7.15. К определению превышения

что следует из теории нитяного дальномера. Если же расстояние AB было измерено лентой или рулеткой, то можно считать $D' \approx D$ и применять формулу

$$h' = D \sin v.$$

Преимущества тригонометрического нивелирования наибольшим образом проявляются при измерении превышений на резко пересеченной местности, особенно при применении электронных тахеометров, снабженных лазерными светодальномерами. Точность измерения превышений при этом оказывается даже выше, чем точность технического нивелирования.

Основными ошибками измерения превышений тригонометрическим способом являются:

- 1) ошибка измерения высоты прибора i над точкой стояния;
- 2) ошибка измерения высоты визирования v ;
- 3) ошибка наведения на визирную цель;
- 4) ошибка отсчитывания по вертикальному кругу;
- 5) ошибка приведения пузырька цилиндрического уровня в нуль-пункт;
- 6) ошибка определения места нуля;
- 7) инструментальные ошибки;
- 8) ошибка, вызванная кривизной Земли и вертикальной рефракцией;
- 9) ошибка измерения наклонной дальности.

Порядок работы на станции при измерении превышений методом тригонометрического нивелирования состоит в следующем. Теодолит устанавливают на точке A , центрируют, приводят в рабочее положение, с помощью рейки или рулетки измеряют высоту прибора i над точкой A . В точке B на другом конце линии устанавливают вешку и измеряют ее высоту v над точкой B . Можно на вешке нанести метку и измерить высоту этой метки над точкой. На практике на вешке обычно отмечают высоту прибора i , в результате чего формула для вычисления превышения упрощается, поскольку высота прибора i и высота визирования v взаимно уничтожаются, после чего измеряют вертикальный угол, как это было изложено в гл. 5 об измерении углов.

Как правило, высотные ходы прокладываются по точкам теодолитного хода. Работы по измерению вертикальных углов при этом выполняются одновременно с измерением горизонтальных углов. Вертикальные углы используются как для вычисления горизонтальных проложений сторон теодолитного хода, так и для вычисления превышений.

Для контроля измерения превышений тригонометрическим методом выполняются прямо и обратно; их допустимое расхождение составляет 4 см на каждые 100 м расстояния между определяемыми точками.

Вопросы и задания

1. Что такое абсолютная высота?
2. Что такое превышение?
3. Что такое нивелирование?
4. С какой целью измеряются превышения?
5. Какие виды нивелирования существуют?
6. В чем заключается тригонометрическое нивелирование?
7. В чем заключается геометрическое нивелирование?
8. Напишите формулу геометрического нивелирования.
9. С помощью каких приборов выполняется геометрическое нивелирование?
10. Для чего предназначены нивелиры?
11. Назовите основные части нивелира.
12. Для чего служит элевационный винт?
13. Для чего служит наводящий винт?
14. Перечислите оси нивелира.
15. Что такое главная ось нивелира?
16. Что такое ось круглого уровня?
17. Что такое ось цилиндрического уровня?
18. Перечислите поверхки нивелира.
19. Как выполняется 1-я поверхка нивелира?
20. Как выполняется 2-я поверхка нивелира?
21. Как выполняется 3-я поверхка нивелира?
22. Как формулируется главное условие нивелира?
23. Каково допустимое значение, характеризующее непараллельность визирной оси и оси цилиндрического уровня?
24. Какие способы геометрического нивелирования существуют?
25. Как вычисляется превышение при нивелировании из середины?
26. Как вычисляется превышение при нивелировании вперед?
27. Что предпочтительнее: нивелирование вперед или из середины?
28. Почему предпочтительнее нивелирование из середины?
29. Когда применяется нивелирование вперед?
30. Какие ошибки компенсируются при нивелировании из середины?
31. Что означает требование равенства плеч?
32. В чем заключается последовательное нивелирование?
33. Что такое связующие точки?
34. Каков порядок работы на станции при нивелировании из середины?
35. Как контролируется измерение превышений на станции?
36. С какой целью измеряются превышения по разным сторонам реек?
37. Чему равно при техническом нивелировании допустимое расхождение превышений, измеренных по черным и красным сторонам реек?

38. Что необходимо делать при получении недопустимой разности превышений по разным сторонам реек?
39. Что такое промежуточные точки?
40. Как определяются высоты промежуточных точек?
41. Что такое горизонт прибора?
42. Как вычисляется горизонт прибора?
43. Как вычисляются отметки промежуточных точек?

Глава 8

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ СЕТИ

8.1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ И КЛАССИФИКАЦИЯ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ СЕТЕЙ

Основой всех топографических съемок и инженерно-геодезических работ являются геодезические сети. С логической точки зрения **геодезические сети** (ГС) представляют собой некоторые геометрические построения на земной поверхности. С физической точки зрения геодезическая сеть — система закрепленных на местности точек, положение которых определено в общей для них системе геодезических координат и (или) высот. Геодезические сети подразделяются на плановые и высотные.

Основным принципом создания и плановых, и высотных геодезических сетей является принцип «от общего к частному»: вначале создаются более точные, но более разреженные геодезические сети в целях наиболее быстрого распространения единой системы координат и (или) высот на определенную территорию, а затем в порядке их развития и по мере необходимости — менее точные и более плотные сети.

Плановые геодезические сети. В плановых ГС различают государственную геодезическую сеть, геодезическую сеть сгущения и съемочную геодезическую сеть. *Государственная геодезическая сеть* (ГГС) представляет собой геодезическую сеть, обеспечивающую распространение единой системы координат на территории государства и являющуюся основой для построения других геодезических сетей [2]. Государственная геодезическая сеть отличается сравнительно невысокой плотностью точек и наивысшей точностью измерений. *Геодезическая сеть сгущения* (ГСС) — геодезическая сеть, предназначенная для развития государственной геодезической сети. Геодезические сети сгущения создаются заблаговременно для увеличения плотности точек ГГС. *Съемочная геодезическая сеть* (СГС) является обоснованием для выполнения топографических съемок и инженерно-геодезических работ и создается по мере необходимости непосредственно перед выполнением указанных работ. Перечисленные геодезические сети в свою очередь в зависимости от точности выполняемых измерений подразделяются на классы и разряды (табл. 8.1).

Классификация геодезических сетей

Таблица 8.1

Геодезические сети		
Вид сети	Плановые	Высотные
Государственная геодезическая сеть	I–IV классы	I и II классы
Геодезическая сеть сгущения	1-й и 2-й разряды	III и IV классы
Съемочная геодезическая сеть	Теодолитные ходы Микротриангуляция	Техническое нивелирование

Геодезическая сеть может рассматриваться как реально существующий физический объект и как математический объект. Физически геодезическая сеть представляет собой множество закрепленных на земной поверхности точек — пунктов геодезической сети. Геодезическим пунктом называют пункт геодезической сети. С каждым геодезическим пунктом связаны геодезический знак и центр геодезического пункта. Геодезический знак есть устройство или сооружение, обозначающее положение геодезического пункта на местности. Геодезические пункты закрепляются на местности специальными центрами геодезических пунктов в целях их долговременного сохранения. Центр геодезического пункта — устройство, служащее носителем координат геодезического пункта. Центр геодезического пункта имеет марку. Марка центра геодезического пункта — деталь центра геодезического пункта, имеющая метку, к которой относят его координаты [2]. Обычно такой меткой является накернованное отверстие или крестообразная насечка на металлической пластине или другом предмете — детали геодезического центра.



Рис. 8.1. Пример центра

Пример центра геодезического пункта приводится на рис. 8.1. Такие центры представляют собой установленные один на другой бетонные блоки с металлическими марками вверху, имеющими крестообразные насечки или накернованные отверстия. Конструкция центров геодезических пунктов зависит от климатических условий, грунтов и глубины их промерзания. Для пре-

дотвращения случайного уничтожения центры имеют, как правило, две или три марки, расположенные одна над другой на одной отвесной линии. Если одна или две верхние марки будут уничтожены, положение центра можно восстановить по сохранившейся нижней марке.

Для обеспечения видимости с геодезического пункта на соседние и с соседних пунктов сети на данный пункт над ними устанавливаются геодезические знаки в виде пирамиды, сигнала или тура. Туры представляют собой каменные, кирпичные или бетонные столбы над маркой и устанавливаются на островершинных вершинах с открытым горизонтом. Пирамиды могут быть трех- или четырехгранными, деревянными или металлическими и устанавливаются в горной или холмистой и безлесной местности, когда есть видимость с земли на соседние пункты. Высота пирамид составляет 5–8 м. Сигналы могут быть простыми или сложными. Простой сигнал представляет собой конструкцию из двух изолированных друг от друга пирамид (рис. 8.2). Внутренняя пирамида служит подставкой для геодезического прибора (теодолита или светодальномера). Наружная пирамида предназначена для использования в качестве платформы для наблюдателя и визирной цели. Высота простых сигналов доходит до 10 м.

Сложные сигналы состоят из внутренней пирамиды, опирающейся на столбы внешней пирамиды, их высота может достигать 40 м. Для наблюдений с соседних пунктов на турах, пирамидах и сигналах устанавливаются визирные цилиндры, ось которых должна располагаться на одной отвесной линии с центром пункта. Схемы и внешний вид пирамид и сигналов представлены на рис. 8.2 и 8.3.

На застроенных территориях в связи с земляными работами находящиеся в земле пункты часто уничтожаются, по-

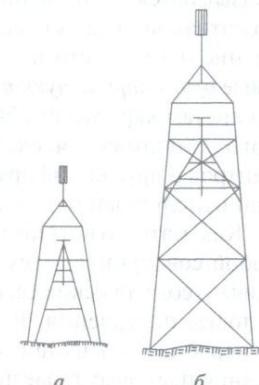


Рис. 8.2. Схема
простого (а) и сложного (б)
сигналов

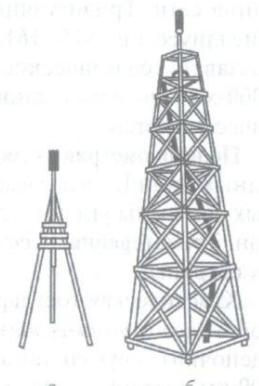


Рис. 8.3. Внешний вид
пирамиды (а) и сигнала (б)

этому в целях долговременной сохранности геодезических пунктов практикуется их закрепление в стенах капитальных зданий и сооружений, например, в виде настенных пунктов полигонометрии.

Закрепленные на местности геодезические пункты не представляют какой-либо ценности без их координат, в связи с чем физически существующая в виде совокупности пунктов геодезическая сеть представляется *каталогом координат геодезических пунктов* — систематизированным перечнем, в котором для каждого пункта указываются его название, класс, прямоугольные координаты и абсолютная высота центра, дирекционные углы направлений на соседние пункты сети или на видимые с земли специально создаваемые *ориентирные пункты*. Названные каталоги формируются либо по листам карт масштаба 1:200 000, либо по объектам работ. Каталоги дополняются схемами геодезической сети, описаниями центров и другой информацией, которая может оказаться полезной при использовании геодезической сети.

Как математический объект геодезическая сеть представляет собой совокупность тех или иных геометрических объектов. Плановые геодезические сети представляют собой некоторые линейно-угловые построения. В зависимости от геометрических величин, измеряемых в этих построениях, выделяют различные методы создания плановых геодезических сетей. *Методами построения плановых сетей* являются триангуляция, полигонометрия и трилатерация. **Триангуляция** представляет собой сплошную сеть треугольников, в которой измеряются все углы в каждом треугольнике и одна или несколько сторон треугольников в целях масштабирования сети. Триангуляция была предложена голландским ученым Снеллиусом в 1615–1617 гг., она позволила сравнительно быстро создавать геодезические сети на больших территориях и до конца 1900-х гг. являлась основным способом создания плановых геодезических сетей.

Полигонометрия — геодезическое построение в виде системы ломаных линий, называемых *полигонометрическими ходами*, в которых измерены углы между смежными сторонами и длины всех сторон. **Трилатерация** — сеть треугольников, в которой измерены все их стороны.

Классическая государственная геодезическая сеть представляет собой *астрономо-геодезическую сеть*. Ее основой служат звенья (цепочки) треугольников триангуляции 1-го класса длиной около 200 км, вытянутые вдоль параллелей и меридианов и образующие полигоны с периметром примерно 800 км (рис. 8.4). Стороны треугольников триангуляции 1-го класса составляют величину порядка

20–25 км. На территории СССР было создано около 6000 пунктов 1-го класса, образовавших 87 полигонов. В углах таких полигонов создавались *астрономические пункты*, или *пункты Лапласа*, на каждом из которых астрономическим способом измерялись его геодезическая широта B , долгота L и азимут A какой-либо стороны. Все указанные величины измерялись с погрешностью не более 0,5''. Кроме того, в углах таких полигонов измерялись стороны, называемые *базисами*.

Характеристики триангуляции 1-го класса

Длина сторон — 20–25 км. Ошибка измерения горизонтальных углов — не более 0,7''. Относительная ошибка измерения базисов — не более 1:400 000. Ошибка измерения широты — не более 0,3''. Ошибка измерения долготы — не более 0,3 $^{\circ}$. Ошибка измерения азимута — не более 0,5''.

Характеристики триангуляции 2-го класса

Длина сторон — 7–20 км. Ошибка измерения горизонтальных углов — не более 1''. Относительная ошибка измерения базисов — не более 1:300 000. Ошибка измерения широты — не более 0,3''. Ошибка измерения долготы — не более 0,3 $^{\circ}$. Ошибка измерения азимута — не более 0,5''.

Характеристики триангуляции 3-го класса

Длина сторон — 5–8 км. Ошибка измерения горизонтальных углов — не более 1,5''. Относительная ошибка измерения базисов — не более 1:200 000.

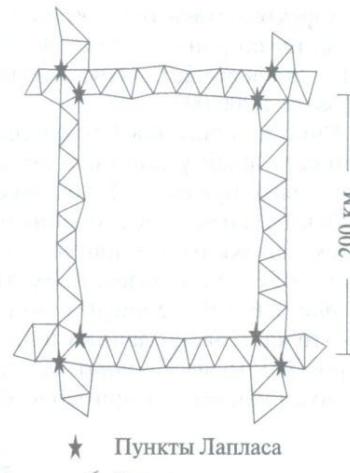


Рис. 8.4. Схема триангуляции 1-го класса

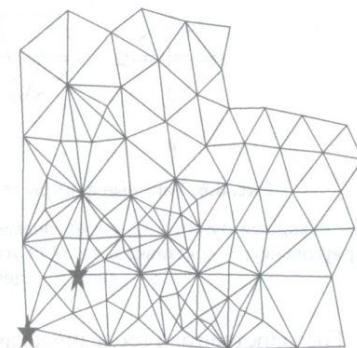


Рис. 8.5. Схема триангуляции 2-го класса

Характеристики триангуляции 4-го класса

Длина сторон — 2–5 км. Ошибка измерения горизонтальных углов — не более 2,0". Относительная ошибка измерения базисов — не более 1:200 000.

Внутри полигонов 1-го класса создается заполняющая (сплошная) сеть триангуляции или полигонометрии 2-го класса. Расстояния между пунктами 2-го класса составляют величину порядка 7–20 км. Дальнейшее сгущение геодезической сети осуществляется путем вставки одного или нескольких пунктов 3-го и 4-го классов (рис. 8.5) с использованием типовых фигур, представленных на рис. 8.6. Общее число пунктов плановых геодезических сетей 1–4-го классов, созданных на территории СССР, составляет примерно 350 тысяч. Точность их взаимного положения, по некоторым оценкам, составляет примерно 10 см.

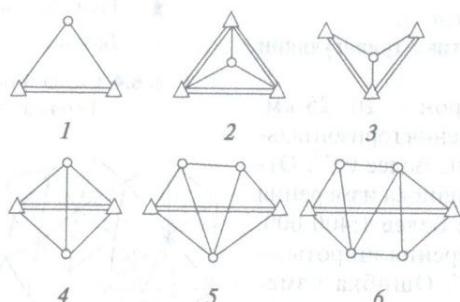


Рис. 8.6. Типовые фигуры геодезической сети сгущения:

△ — исходный пункт; о — определяемый пункт; 1 — треугольник; 2 — вставка в треугольник; 3 — вставка в жесткий угол; 4 — геодезический четырехугольник; 5 — веер; 6 — цепь треугольников

Государственная геодезическая сеть в виде плановых геодезических сетей 1–4-го классов представляет собой *классическую геодезическую сеть*, создававшуюся трудом многих тысяч профессиональных геодезистов в течение нескольких десятков лет. В настоящее время в связи с повышением требований к точности определения геометрических величин на земной поверхности и с новыми способами таких определений был осуществлен пересмотр структуры геодезической сети. В дополнение к классической ГГС создается новая, более точная спутниковая геодезическая сеть с использованием глобальной навигационной спутниковой системы (ГНСС), названная *государственной геодезической системой координат* (ГГСК).

Спутниковая геодезическая сеть по точности и плотности пунктов подразделяется на три уровня: *фундаментальную астрономо-геодезическую сеть* (ФАГС), *высокоточную спутниковую геодезическую сеть* (ВГС), *спутниковую геодезическую сеть 1-го класса* (СГС–1) и дополняется описанной выше ГГС.

ФАГС содержит 50 постоянно действующих пунктов, ведущих наблюдения за спутниками российской Глобальной навигационной спутниковой системы (ГЛОНАСС) и американской *Global Position System (GPS)*. В дальнейшем, по завершении создания Европейской спутниковой системы *Galileo*, предполагается использование и ее спутников. Среднее расстояние между пунктами ФАГС равно примерно 1500 км. Назначением ФАГС является определение изменений координат во времени, вызванных глобальными геодинамическими процессами — движением тектонических плит. На земной поверхности это движение проявляется в виде дрейфа материалов по отношению друг к другу. Указанные изменения координат на земном шаре в среднем составляют величину около 3 см в год. Для некоторых регионов эта величина существенно больше, так, например, для Австралии с 1999 по 2010 г. изменение координат достигло величины 56 см.

ВГС состоит из 300 пунктов, на которых в зависимости от геотектонической активности региона периодически (через 5–10 лет) выполняются повторные наблюдения. Расстояния между пунктами ВГС колеблются в пределах от 300 до 500 км.

СГС–1 содержит примерно 4500 пунктов, часть этих пунктов совмещена с пунктами ГГС 1–4-го классов. На пунктах СГС–1 наблюдения спутников выполняются однократно. Среднее расстояние между пунктами СГС–1 равно 30 км.

Традиционная ГГС является наименее точным и наиболее плотным компонентом ГГСК. Точность взаимного положения пунктов ФАГС, ВГС и СГС–1 составляет 1–2 см. Точность взаимного положения соседних пунктов ГГС после совместной обработки с результатами наблюдений в спутниковой геодезической сети составит около 3–5 см, что вполне достаточно для обеспечения точности топографических планов самого крупного масштаба (1:500).

Геодезические сети сгущения создаются методами триангуляции и полигонометрии 1-го и 2-го разрядов (табл. 8.2 и 8.3).

Съемочная геодезическая сеть создается с таким расчетом, чтобы ошибки положения пунктов в масштабе плана не превышали 0,2 мм на открытой местности и 0,3 мм — в закрытой местности. Съемочная геодезическая сеть чаще всего создается в виде отдельных теодолитных ходов или их систем, на открытой местности — в виде триангуляционных построений и различного рода засечек.

Таблица 8.2
Характеристики триангуляции 1-го и 2-го разрядов

Характеристика	Разряд	
	1-й	2-й
Максимальная длина стороны, км	5	3
СКО измерения угла, "	5	10
Относительная ошибка базиса	1:50 000	1:20 000

Примечание. СКО — среднеквадратическая ошибка.

Таблица 8.3
Характеристики полигонометрии 1-го и 2-го разрядов

Характеристика	Разряд	
	1-й	2-й
Длина стороны, км	0,12–0,80	0,08–0,35
СКО измерения угла, "	5	10
Допустимая относительная ошибка хода	1:10 000	1:5000

Высотные геодезические сети. Высотной основой всех топографических съемок и инженерно-геодезических работ служат высотные геодезические сети. Высотные геодезические сети подразделяются на Государственную нивелирную сеть, нивелирные сети местного значения и высотные съемочные сети. Государственная нивелирная сеть служит основой для создания всех других нивелирных сетей, создается методами высокоточного геометрического нивелирования на всей территории страны заблаговременно и подразделяется на нивелирные сети I и II классов (табл. 8.4). Нивелирные геодезические сети сгущения (или нивелирные сети местного значения) служат высотным обоснованием при создании высотных съемочных сетей и создаются геометрическим нивелированием III и IV классов. Высотные съемочные сети создаются по мере необходимости. Методами построения высотных съемочных сетей являются техническое геометрическое нивелирование, а в условиях пересеченной местности — тригонометрическое нивелирование.

Нивелирная сеть представляет собой совокупность закрепленных на земной поверхности точек, высоты которых определены в единой государственной системе высот, каковой в Российской Федерации является Балтийская система высот.

Пункты государственной нивелирной сети называют **реперами**, которые могут быть **стенными** или **грунтовыми** (рис. 8.7 и 8.8).

Таблица 8.4

Государственная нивелирная сеть

Класс	СКО на 1 км хода, мм	Увеличение зрительной трубы	Цена деления уровня на 2 мм, "	Длина полигонов, км
I	0,5	44*	12	3000–4000
II	2	40*	12	500–600
III	10	30*	15	150–200
IV	20	25*	25	
Техническое нивелирование	50	25*	25	

В стенах капитальных зданий и сооружений могут закладываться также **нивелирные марки** (см. рис. 8.7). Реперы и марки являются нивелирными знаками.

Точное и высокоточное нивелирование используется не только при создании государственных нивелирных сетей. Сравнительно часто оно применяется при наблюдениях за осадками и деформациями зданий, сооружений, технологического оборудования. С указанной целью в наблюдаемом объекте закладываются марки, а на некотором удалении от него — контрольные марки, относительно которых проверяется положение контролируемого объекта. Затем с той или иной периодичностью, например один раз в квартал, измеряются превышения между контрольными марками и марками, заложенными в объекте. О его деформациях (осадках и кренах) судят по изменению превышений. Точность такого нивелирования может достигать нескольких долей миллиметра на один километр хода.

Постановлением Правительства Российской Федерации от 24.11.2016 № 1240 с 1 января 2017 г. установлены государственные системы координат, государственная система высот и го-

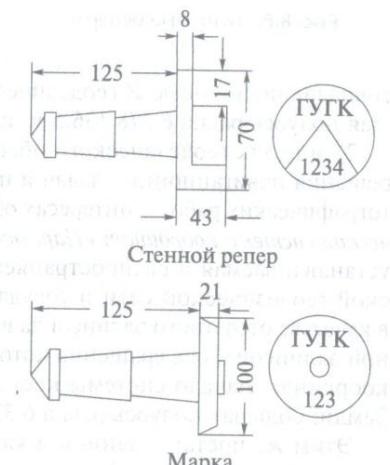


Рис. 8.7. Стенные знаки

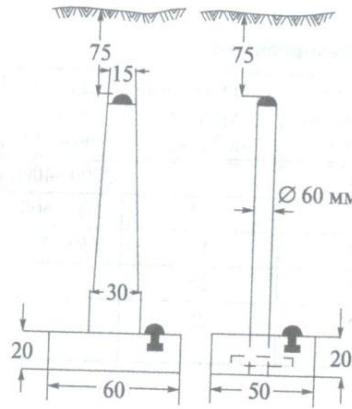


Рис. 8.8. Грунтовые реперы

совпадающей с осью Z геодезической системы координат; большая полуось равна 6 378 136,5 м, сжатие — 1/298,2564151;

2) в целях геодезического обеспечения орбитальных полетов, решения навигационных задач и проведения геодезических и картографических работ в интересах обороны — общеземная геоцентрическая система координат «Параметры Земли 1990 года» (ПЗ-90.11), устанавливаемая и распространяется с использованием космической геодезической сети и государственной геодезической сети; в качестве отсчетного эллипсоида в этой системе принят общий земной эллипсоид, ось вращения которого совпадает с осью Z системы координат; начало системы координат совпадает с центром масс Земли; большая полуось равна 6 378 136 м, сжатие — 1/298,25784.

Этим же постановлением в качестве государственной системы высот устанавливается Балтийская система высот 1977 года, нормальные высоты в которой отчитываются от нуля Кронштадтского футштока — горизонтальной черты на медной пластине, укрепленной в устое моста через обводной канал в г. Кронштадте.

8.2. ПЛАНОВЫЕ СЪЕМОЧНЫЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ СЕТИ. ТЕОДОЛИТНЫЕ ХОДЫ

В большинстве случаев плановые съемочные геодезические сети, называемые также **съемочным обоснованием**, создаются в виде отдельных теодолитных ходов или сети теодолитных ходов; на открытой местности съемочное обоснование может создаваться

государственная гравиметрическая система. Этим постановлением официально введены следующие государственные системы координат:

1) для проведения геодезических и картографических работ — *геодезическая система координат 2011 года* (ГСК-2011), устанавливаемая и распространяется с использованием государственной геодезической сети; в качестве отсчетного эллипсоида в ней принят общеземной эллипсоид с началом системы координат в центре масс Земли и осью вращения,

в виде сети микротриангуляции или различного рода угловых защечек. Поскольку условия для создания микротриангуляции часто отсутствуют, поскольку основным видом плановых съемочных геодезических сетей служат теодолитные ходы. Этому также способствовало массовое распространение электронных тахеометров, позволивших резко повысить производительность труда и точность при измерении расстояний. **Теодолитный ход** представляет собой геодезическое построение на местности в виде ломаной линии, в которой измерены горизонтальные углы между смежными сторонами и длины всех сторон.

Теодолитные ходы могут быть разомкнутыми или замкнутыми. **Разомкнутый ход** — ход, проложенный между двумя различными пунктами геодезической сети более высокого класса (рис. 8.9). Говорят также, что разомкнутый теодолитный ход — это ход, проложенный между двумя твердыми пунктами. При этом под **твердым пунктом** понимают пункт геодезической сети более высокого класса, координаты которого известны. **Замкнутые ходы**, т.е. ходы, в которых начальный и конечный пункты совпадают (рис. 8.10), допускаются только в виде исключения, когда достаточно близко отсутствуют другие пункты геодезической сети. Причина указанного ограничения в том, что некоторые ошибки в замкнутом ходе не могут быть обнаружены в процессе его камеральной обработки.

Примером такой ошибки может служить грубая ошибка при выписке координат исходного пункта из каталога координат пунктов геодезической сети. В таком случае в результате обработки все точки теодолитного хода получат смещение на величину ошибки, и это смещение нельзя обнаружить аналитическим путем. **Висячие теодолитные ходы**, т.е. разомкнутые теодолитные ходы, опирающиеся только на один исходный (твердый) пункт, не допуска-

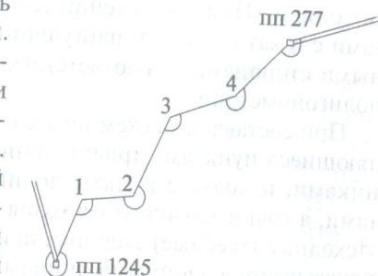


Рис. 8.9. Разомкнутый ход

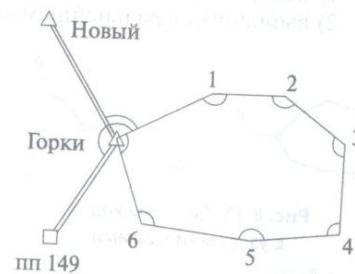


Рис. 8.10. Замкнутый ход

ются, поскольку в них отсутствует возможность контроля выполненных измерений и вычисления координат определяемых пунктов.

При этом **исходным геодезическим пунктом** называют геодезический пункт, относительно которого определяются соответствующие характеристики положения (координаты или высота) других геодезических пунктов. В качестве исходных пунктов, как правило, служат пункты геодезической сети более высокого класса. **Исходной стороной геодезической сети** называют сторону геодезической сети с известным направлением (дирекционным углом) и длиной, относительно которой определяются аналогичные характеристики других сторон. При проложении теодолитных ходов исходными пунктами служат пункты триангуляции или полигонометрии, а исходными сторонами — соответствующие стороны триангуляции или полигонометрии.

При составлении схем теодолитных ходов исходные пункты, являющиеся пунктами триангуляции, обычно показывают треугольниками, исходные пункты полигонометрии изображают квадратами, а точки теодолитных ходов — кружками (см. рис. 8.9 и 8.10). Исходные (твердые) стороны, примыкающие к теодолитному ходу, показываются двойными линиями.

Положение вершин теодолитного хода при его создании выбирают так, чтобы было удобно:

- 1) измерять его стороны и углы;
- 2) выполнять в дальнейшем топографическую съемку или другие инженерно-геодезические работы.

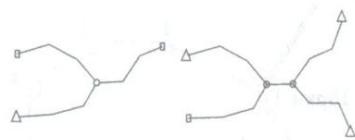


Рис. 8.11. Системы ходов с узловыми точками

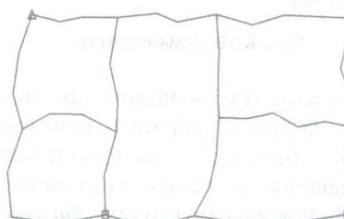


Рис. 8.12. Сложная система теодолитных ходов

Вершины теодолитного хода на земной поверхности закрепляются колышами, металлическими трубками или штырями со стержнями, деревянными столбами и т.п.

В отдельных случаях (когда пункты геодезической сети располагаются на значительном удалении от участка съемки) прокладываются специальные **привязочные ходы**. При съемке больших территорий приходится создавать более или менее сложные **системы теодолитных ходов** (рис. 8.11 и 8.12).

Длины сторон теодолитного хода должны находиться в диапазоне от 20 до 400 м. Рекомендуется избегать чрезмерно коротких сторон теодолитного хода, так как при этом погрешности измерения горизонтальных углов могут достигать значительных величин.

Измерение сторон теодолитных ходов выполняется дважды: в прямом и обратном направлениях. Относительные ошибки измерения сторон при благоприятных условиях (ровная поверхность без травы и т.п.) не должны превышать 1:3000; при средних условиях — 1:2000 и при неблагоприятных условиях (кочковатая поверхность, пашня и т.д.) — 1:1500. Длина хода при съемке в масштабе 1:5000 не должна превышать 4 км, в масштабе 1:2000 — 2 км и в масштабе 1:1000 — 1 км.

На начальной и конечной точках разомкнутого теодолитного хода измеряются прымычные углы. **Прымычный угол** — горизонтальный угол, измеряемый на начальной (конечной) точке хода между исходной стороной (стороной с известным дирекционным углом) и первой (последней) стороной теодолитного хода. На начальной точке замкнутого теодолитного хода в целях контроля должны измеряться два прымычных угла (рис. 8.13, б).

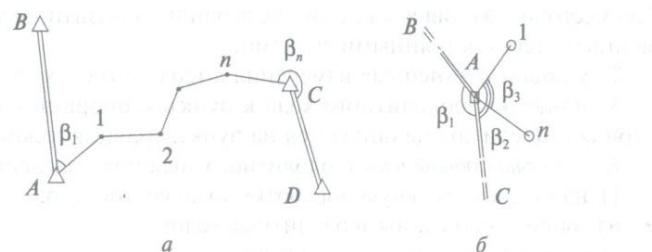


Рис. 8.13. Прымычные углы

Измерение горизонтальных углов осуществляется с ошибкой не более 1' одним полным приемом, т.е. при двух положениях вертикального круга. Расхождение значений горизонтального угла между полуприемами не должно превышать удвоенной точности прибора. Измерение вертикальных углов осуществляется с точностью до 1'. В дальнейшем вертикальные углы используются для вычисления горизонтальных проложений сторон теодолитного хода.

Измеряемые горизонтальные углы могут быть левыми или правыми (по ходу движения). Если измеряются левые углы, то на стан-

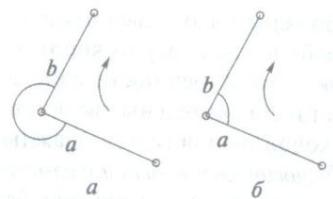


Рис. 8.14. Измеряемые углы:

a — левый угол; *b* — правый угол

тальному кругу соответственно на заднюю и переднюю точки теодолитного хода (рис. 8.14).

Можно сформулировать такое правило: при измерении правых углов из отсчета по горизонтальному кругу на заднюю точку хода вычитается отсчет на переднюю точку; при измерении левых углов из отсчета на переднюю точку вычитается отсчет на заднюю точку.

Создание теодолитных ходов разделяется на полевые и камеральные работы. При проложении теодолитных ходов *полевые работы* включают:

- 1) подготовительные работы — рекогносцировку участка, выбор местоположения и закрепление вершин теодолитного хода временными или постоянными знаками;
- 2) угловые и линейные измерения в теодолитном ходе;
- 3) привязка теодолитного хода к пунктам опорной геодезической сети (если ход не опирается на пункты геодезической сети).

Камеральная обработка теодолитного хода подразделяется:

- 1) на предварительную обработку хода, состоящую:
 - из составления схемы теодолитных ходов;
 - проверки всех полевых вычислений;
 - вычисления поправок за компарирование мерного прибора и температуру и вычисления горизонтальных проложений сторон по формуле

$$d = D \cos v,$$

где *D* — наклонное расстояние; *d* — горизонтальное проложение; *v* — угол наклона;

- 2) его уравнивание.

Уравнивание теодолитного хода заключается в вычислении невязок, их распределении, вычислении исправленных значений углов и приращений координат и вычислении координат точек теодолитного хода.

ции вычисление углов выполняется по формуле

$$\beta = b - a,$$

а если измеряются правые углы, то по формуле

$$\beta = a - b,$$

где *a* и *b* — отсчеты по горизонтальному кругу соответственно на заднюю и переднюю точки теодолитного хода (рис. 8.14).

Можно сформулировать такое правило: при измерении правых углов из отсчета по горизонтальному кругу на заднюю точку хода вычитается отсчет на переднюю точку; при измерении левых углов из отсчета на переднюю точку вычитается отсчет на заднюю точку.

Создание теодолитных ходов разделяется на полевые и камеральные работы. При проложении теодолитных ходов *полевые работы* включают:

- 1) подготовительные работы — рекогносцировку участка, выбор местоположения и закрепление вершин теодолитного хода временными или постоянными знаками;
- 2) угловые и линейные измерения в теодолитном ходе;
- 3) привязка теодолитного хода к пунктам опорной геодезической сети (если ход не опирается на пункты геодезической сети).

Камеральная обработка теодолитного хода подразделяется:

- 1) на предварительную обработку хода, состоящую:
 - из составления схемы теодолитных ходов;
 - проверки всех полевых вычислений;
 - вычисления поправок за компарирование мерного прибора и температуру и вычисления горизонтальных проложений сторон по формуле

$$d = D \cos v,$$

где *D* — наклонное расстояние; *d* — горизонтальное проложение; *v* — угол наклона;

- 2) его уравнивание.

Уравнивание теодолитного хода заключается в вычислении невязок, их распределении, вычислении исправленных значений углов и приращений координат и вычислении координат точек теодолитного хода.

8.3. ПРИВЯЗКА ТЕОДОЛИТНЫХ ХОДОВ К ГЕОДЕЗИЧЕСКОЙ СЕТИ

Привязкой теодолитного хода называют действия, обеспечивающие возможность получения координат его вершин в требуемой системе координат. Для обработки плановой съемочной сети в принятой системе координат необходимы:

- 1) координаты хотя бы одного ее пункта в этой системе координат;
- 2) значение дирекционного угла хотя бы одной ее стороны;
- 3) в триангуляционных построениях (микротриангуляции) — значение длины по меньшей мере одной ее стороны.

Значение координат некоторого пункта съемочной сети определяет ее плановое положение, значение дирекционного угла — ориентацию сети, а длина стороны в триангуляционном построении задает его масштаб (размеры на земной поверхности).

В наиболее благоприятном случае начальная точка теодолитного хода (или одна из вершин микротриангуляции) совпадает с существующим пунктом геодезической сети более высокого класса, поэтому для задания ориентации теодолитного хода достаточно определить дирекционный угол его начальной стороны. С этой целью на начальной и конечной точках разомкнутого теодолитного хода измеряются примычные углы.

Если пункты геодезической сети находятся на значительном удалении от снимаемого участка, то на этом участке прокладывают теодолитный ход (1—2—3—4—5—6—1 на рис. 8.15), а затем выполняют его привязку к геодезической сети. Для этого прокладывают еще один теодолитный ход (который можно назвать *привязочным*), опирающийся на пункты геодезической сети (на рис. 8.15 ход *A...1...B*) и включающий точку съемочного хода. Кроме того, измеряют один или два примычных угла между начальной стороной теодолитного хода и стороной (или двумя) привязочного хода. В результате обработки привязочного хода будут определены координаты всех его точек и дирекционные углы всех его сторон. Таким образом, съемочный теодолитный ход будет обеспечен необходимыми для его обработки исходными данными: координатами и дирекционным углом.

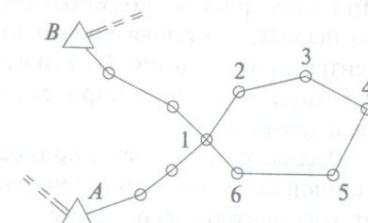


Рис. 8.15. Теодолитный и привязочный ходы

Как уже отмечалось, на застроенной территории в целях предотвращения уничтожения пунктов геодезической сети при производстве земляных работ пункты полигонометрии нередко закладываются в стенах капитальных зданий, в связи с чем такие пункты называют *стенными пунктами полигонометрии*. Однако при этом возникают некоторые осложнения, так как на стенах пункте нельзя установить теодолит, что порождает задачу привязки теодолитного хода к пунктам стенной полигонометрии.

Чтобы сделать возможным решение указанной задачи, вместо одного пункта в стену закладываются два или три центра и при создании полигонометрического хода определяются координаты каждого из этих центров. Например, на рис. 8.16 точки *A*, *B* и *C* являются центрами стенной полигонометрии.

Цель привязки теодолитного хода к пунктам стенной полигонометрии — определение координат начальной (или конечной) точки хода и начального (или конечного) дирекционного угла. При этом привязка может осуществляться различными способами. Во-первых, для привязки можно использовать либо три, либо два центра из имеющихся. Во-вторых, в процессе привязки можно измерять различные геометрические величины — элементы *треугольника привязки*.

Рассмотрим в качестве примера случай привязки к двум центрам стенной полигонометрии (см. рис. 8.16). На некотором расстоянии от этих центров закрепляется точка *M*, являющаяся началом (или концом) теодолитного хода, в результате чего образуется привязочный треугольник *AMB*. Сторона *AB* данного треугольника известна (может быть вычислена по координатам центров *A* и *B*). Следовательно, чтобы определить остальные элементы треугольника, достаточно измерить еще две величины, например:

- 1) длины сторон *AM* и *BM*;
- 2) длину стороны *BM* и угол *AMB*;
- 3) длину стороны *AM* и угол *AMB*.

Кроме того, на точке *M* необходимо измерить два примычных угла β_1 и β_2 между направлениями на центры *A* и *B* и направлением *MN* на соседнюю точку теодолитного хода.

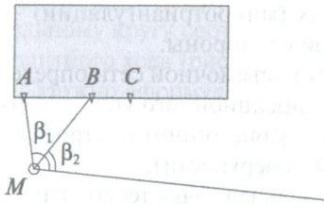


Рис. 8.16. Привязка к стенным пунктам

В последнем случае (когда измерены длина стороны *AM* и угол *AMB*) определение координат точки *M* и дирекционного угла стороны *MN* осуществляется следующим образом:

- 1) решив обратную геодезическую задачу, находят длину и дирекционный угол стороны *AB*;
- 2) по теореме синусов определяют угол при точке *B*

$$\sin B = \frac{AM \sin M}{AB};$$

- 3) определяют длину стороны

$$MB = \frac{AB \sin(M + B)}{\sin M};$$

- 4) вычисляют дирекционный угол стороны *BM*

$$\alpha_{BM} = \alpha_{BA} - B;$$

- 5) из решения прямой геодезической задачи с использованием стороны *BM* получают координаты точки *M*;

- 6) находят дирекционный угол стороны *MN* теодолитного хода

$$\alpha_{MN} = \alpha_{MB} + \beta_2.$$

В некоторых случаях возникает необходимость проложения теодолитных ходов с большим числом сторон, например при изысканиях линейных сооружений, когда длина предполагаемых трасс (нефте-, газопроводов и т.п.) может достигать десятков километров и более, а длина ходов — многих километров. В малообжитой местности плотность геодезических пунктов относительно низкая, поэтому для обеспечения требуемой точности приходится прокладывать дополнительные теодолитные ходы, что сопровождается увеличением сроков и удорожанием работ. Альтернативой теодолитным ходам может служить применение спутниковых систем автономного определения координат (ГЛОНАСС, GPS), что также характеризуется высокой стоимостью.

Особенностью теодолитных ходов с большим числом сторон являются накопление ошибок измерения горизонтальных углов и, как следствие, ошибки передачи дирекционных углов и разворот всего теодолитного хода, что, в свою очередь, влечет за собой увеличение абсолютной ошибки. Выходом из подобного положения может служить определение дирекционных углов некоторых сторон в середине теодолитного хода. Определение дирекционного угла может осуществляться различными способами: астрономическим

(по наблюдениям Солнца или Полярной звезды) либо с помощью гиротеодолитов. В обоих случаях будет определен истинный азимут, но переход от истинного азимута к дирекционному углу не является проблемой. Основной недостаток астрономического способа в том, что необходимо знать координаты Солнца или Полярной звезды, для чего требуется астрономический ежегодник. Недостаток способа с применением гиротеодолитов — их незначительное распространение и высокая стоимость.

Далее описывается простой способ определения дирекционного угла по Солнцу, который нельзя назвать астрономическим. Пусть на местности имеются пункты *A* и *B* плановой геодезической сети (рис. 8.17, *a*) и требуется определить дирекционный угол стороны *MN* теодолитного хода, никак не связанной со стороной *AB* геодезической сети (см. рис. 8.17, *b*). Удаление пункта *A* от точек теодолитного хода может доходить до 20–30 км. Определение дирекционного угла стороны *MN* основано на синхронных наблюдениях Солнца. Расстояние от Земли до Солнца равно примерно $150 \cdot 10^6$ км, поэтому направление на Солнце на точке теодолитного хода можно считать параллельным этому же направлению на пункте триангуляции *A*. Если в один и тот же момент времени измерены углы β и γ , то дирекционный угол α стороны *MN* будет равен

$$\alpha = \alpha_{AB} + \beta - \gamma.$$

Работа при этом может быть организована следующим образом. На пункте *A* и в точке *M* теодолитного хода устанавливают теодолиты и приводят их в рабочее положение. На пункте *A* наводят вертикальную нить зрительной трубы на пункт *B*, а на точке *M* — на точку *N* и берут отсчеты по горизонтальному кругу, пусть это будут отсчеты α_1 и α_2 соответственно. После этого наводят вертикальную нить зрительной трубы обоих теодолитов на правый (левый) край Солнца (рис. 8.18) и берут отсчеты. Пусть это будут отсчеты b_1 и b_2 .

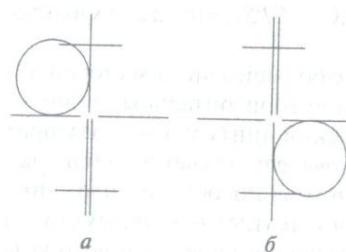


Рис. 8.18. Наведение на Солнце

Синхронность наведений на Солнце достигается путем передачи команд по радио или мобильному телефону. Тогда горизонтальные углы на пункте *A* и точке *M* и определяемый дирекционный угол могут быть вычислены по формулам

$$\beta_1 = b_1 - a_1;$$

$$\gamma_1 = b_2 - a_2;$$

$$\alpha_1 = \alpha_{AB} + \beta_1 - \gamma_1.$$

После этого в целях контроля выполненных измерений трубу каждого теодолита переводят через зенит и выполняют аналогичные действия при другом положении вертикального круга с той разницей, что вначале наводят на Солнце, а потом — на соседнюю точку на местности. Значения горизонтальных углов и дирекционного угла стороны *MN* вычисляют по формулам

$$\beta_2 = b'_1 - a'_1;$$

$$\gamma_2 = b'_2 - a'_2;$$

$$\alpha_2 = \alpha_{AB} + \beta_2 - \gamma_2.$$

Если расхождение между двумя значениями дирекционного угла не больше установленного допуска, например $1'$, то в качестве окончательного значения берут среднее из α_1 и α_2 .

Аналогичным способом могут определяться начальный и (или) конечный дирекционные углы теодолитного хода, если нет видимости на соседние пункты геодезической сети или когда они уничтожены, вследствие чего примыкающие углы не могут быть измерены.

При отсутствии радио или мобильной связи синхронные наблюдения можно осуществлять с помощью часов. Ошибка в синхронности наблюдений на 1 секунду влечет за собой ошибку в значении дирекционного угла, равную примерно $15''$. Следовательно, для одновременности наблюдений требуются выверенные часы и предварительное согласование моментов наблюдений на Солнце.

К недостаткам данного метода определения дирекционных углов можно отнести необходимость использования специальных светофильтров, без которых наблюдение Солнца чревато потерей зрения.

Очевидно, что вместо Солнца можно использовать Луну, а также Полярную или другую звезду, поэтому при удалении точки теодолитного хода от пункта геодезической сети на указанное расстояние (до 20–30 км) ошибка метода в худшем случае не превысит нескольких десятых долей минуты.

8.4. ТЕОДОЛИТНЫЕ ХОДЫ С КОРОТКИМИ СТОРОНАМИ. ТРЕХШТАТИВНАЯ СИСТЕМА

Практика геодезических работ показывает, что из множества частных ошибок измерения углов на точках теодолитного хода наибольший вклад в суммарную ошибку измерения углов вносят ошибка центрирования теодолита и ошибка редукции, вызванная несовпадением визирной цели с центром геодезического пункта или закрепленной на местности точкой. Влияние этих двух ошибок не может быть устранено многократным измерением угла и в наибольшей мере проявляется при коротких сторонах теодолитного хода. Необходимость использования коротких сторон часто возникает в процессе строительства при проложении теодолитных ходов внутри существующих зданий, на территории с плотной застройкой и в некоторых других случаях.

Рассмотрим влияние указанных ошибок на следующем примере (рис. 8.19). Теодолит был установлен в точке A , вешка была ошибочно установлена в точке B^* , расположенной на расстоянии d

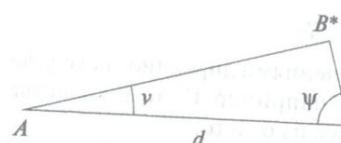


Рис. 8.19. Ошибка редукции

от точки B (так называемый линейный элемент редукции) под углом ψ к стороне AB (угловой элемент редукции); длина стороны AB равна d . Из чертежа следует, что погрешность v направления точки B будет связана с тремя другими величинами соотношением

$$\operatorname{tg} v = \frac{\delta}{d} \sin \psi,$$

Так как погрешность v измерения угла мала, можно принять $v \approx \operatorname{tg} v$, тогда приближенное значение v составит величину

$$v = k \frac{\delta}{d} \sin \psi,$$

где k — коэффициент перехода от радиан к градусной мере.

Чтобы выразить ошибку v в минутах, принимают $k = 3438'$ — число минут в одном радиане; чтобы выразить ее в секундах, принимают $k = 206\,265''$ — число секунд в радиане.

Предположим, что расстояние $d = 200$ м, смещение вехи от точки B $\delta = 0,01$ м, угол $\psi = 90^\circ$. При заданных условиях ошибка направления AB составит величину $v = (0,01 / 200,00) \cdot 3438 \approx 0,2'$. Если ошибка δ та же, а расстояние $d = 20,00$ м, то ошибка направ-

ления составит уже величину $1,7'$, что является большим значением.

Рассмотрим теперь влияние произвольной ошибки центрирования на измерение отдельного направления. Пусть на рис. 8.20 AB — сторона теодолитного хода длиной d . В результате ошибки центрирования теодолит был установлен не в точке A , а в точке A' , расположенной под углом Θ (угловой элемент центрировки) к стороне AB на расстоянии c (линейный элемент центрировки), следствием чего является искажение направления AB на ошибку u . Указанная ошибка может быть определена из треугольника ABA' по формуле синусов

$$\frac{\sin \Theta}{b} = \frac{\sin u}{c}.$$

Ввиду малости угла u можно принять $u = \sin u$, в силу примерного равенства расстояний можно допустить $b = d$. С учетом этих равенств из последнего соотношения следует приближенная формула для значения ошибки u в направлении, выраженной в радианной мере

$$u = \frac{c \sin \Theta}{d}$$

или в градусной мере

$$u = k \frac{c \sin \Theta}{d},$$

где k — тот же коэффициент перехода к градусной мере.

Сейчас можно оценить ошибку u направления, вызванную ошибкой центрирования. Пусть линейный элемент центрировки c равен 0,5 см (точность центрирования с помощью нитяного отвеса), длина d стороны теодолитного хода составляет 20 м, угловой элемент центрировки $\Theta = 90^\circ$ (наихудший случай). При указанных условиях ошибка в направлении составит

$$u = \frac{0,5}{2000} \cdot 206\,265 \approx 52'' \approx 0,9'.$$

Поскольку угол образован двумя направлениями, поскольку можно ожидать, что среднеквадратическая погрешность его измерения составит величину в $\sqrt{2}$ раз больше, т.е. около 73'', или 1,2'.

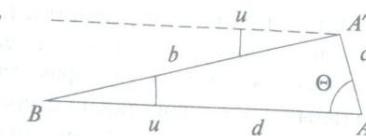


Рис. 8.20. Ошибка центрировки

Влияние ошибки редукции на точность измерения углов составляет примерно такую же величину. Таким образом, только под действием этих двух факторов ошибки измерения горизонтальных углов с короткими сторонами могут достигать $2\text{--}3'$, тогда как допустимое значение ошибки измерения угла не должно превышать $1'$. Решением проблемы повышения точности измерения углов с короткими сторонами путем ослабления или исключения влияния ошибок центрировки и редукции является применение **трехштативной системы**.

Для применения трехштативной системы при измерении горизонтальных углов требуются три штатива, теодолит и две визирные марки. Пусть имеется теодолитный ход с короткими сторонами (рис. 8.21).

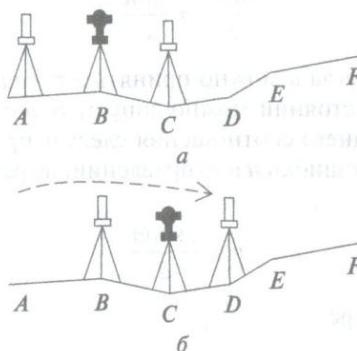


Рис. 8.21. Трехштативная система

В точках A , B и C устанавливают штативы и тщательно их центрируют (см. рис. 8.21, а). На штативе в точке B устанавливают теодолит, на штативах в точках A и C — визирные марки и измеряют угол B . Затем штативы в точках B и C остаются на своих местах, а штатив из точки A перемещается в точку D (см. рис. 8.21, б). Теодолит переносят на точку C , в точках B и D устанавливаются визирные марки и измеряется угол C , после чего производится перемещение последнего штатива вперед и т.д. Описанные действия выполняются по мере необходимости. Применение трехштативной системы позволяет практически полностью исключить влияние ошибок центрирования и ошибок редукции и, как следствие, значительно повысить точность измерения горизонтальных углов в теодолитных ходах с короткими сторонами.

8.5. ВЫСОТНЫЕ СЪЕМОЧНЫЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ СЕТИ

Высотные съемочные геодезические сети, т.е. высотное обоснование для выполнения вертикальной съемки и инженерно-геодезических работ, могут создаваться методами геометрического нивелирования в виде отдельных нивелирных ходов либо их систем, а также методами тригонометрического нивелирования по вершинам теодолитных и тахеометрических ходов.

При проложении нивелирных ходов в качестве высотной основы для топографических съемок измерение превышений выполняется с точностью технического нивелирования, а именно:

- 1) превышения на станциях измеряются по черным и красным сторонам реек с сантиметровыми делениями;
- 2) разность превышений, измеренных на станции по черным и красным сторонам реек, не должна превышать 5 мм;
- 3) предельная невязка превышений по ходу составляет величину $50\sqrt{L}$ мм, где L — длина хода в километрах.

Альтернативой ходам технического нивелирования в холмистой и горной местностях служат ходы тригонометрического нивелирования. При этом возможны два варианта. В первом случае прокладывается обычный теодолитный ход, в котором наряду с горизонтальными углами и длинами сторон измерены вертикальные углы. Во втором случае прокладывается *таксеометрический ход* — геометрическое построение в виде ломаной линии, в котором теодолитом измерены горизонтальные и вертикальные углы, а стороны измеряются нитяным дальномером. Таким образом, особенность тахеометрического хода состоит в более низкой точности измерения сторон (относительная ошибка составляет $1/300$).

При определении высот съемочного обоснования тригонометрическим методом превышения между двумя смежными точками высотного хода должны определяться дважды — прямо и обратно. Предельное расхождение между прямым и обратным определением превышения составляет 4 см на каждые 100 м расстояния между смежными точками.

Наиболее высокая производительность труда с сохранением высокой точности достигается при проложении тахеометрических ходов с применением электронных тахеометров. Подобные технологии позволяют одновременно выполнять измерение горизонтальных и вертикальных углов и расстояний и сохранять результаты измерений на машинных носителях в целях их последующей компьютерной обработки. Высотное обоснование при этом может создаваться в виде отдельных ходов тригонометрического нивелирования либо в виде их систем.

Вопросы и задания

1. Что такое геодезическая сеть?
2. Для чего служит государственная геодезическая сеть?
3. Для чего создаются геодезические сети стгущения?
4. Для чего создается съемочная геодезическая сеть?
5. Как подразделяется государственная геодезическая сеть?
6. Как подразделяются геодезические сети стгущения?
7. Что собой представляют съемочные геодезические сети?
8. Что такое геодезический пункт?
9. Из чего состоит геодезический пункт?
10. Что такое геодезический знак?
11. Что такое центр геодезического пункта?
12. Назовите виды геодезических знаков.
13. Как устроен центр геодезического пункта?
14. С какой целью создаются стенные центры геодезических пунктов?
15. Назовите методы построения плановых геодезических сетей.
16. Что собой представляет сеть триангуляции?
17. Что собой представляет сеть полигонометрии?
18. Что собой представляет сеть триilaterации?
19. Что собой представляет высотная геодезическая сеть?
20. Для чего служит Государственная нивелирная сеть?
21. Что такое репер?
22. Какими методами создаются высотные съемочные сети?
23. Что собой представляет теодолитный ход?
24. Назовите разновидности теодолитных ходов.
25. Что такое висячий теодолитный ход?
26. Почему не допускаются висячие теодолитные ходы?
27. Что называют исходной стороной геодезического построения?
28. С какой целью прокладываются привязочные теодолитные ходы?
29. С какой точностью измеряются стороны теодолитных ходов?
30. С какой точностью измеряются горизонтальные углы в теодолитных ходах?
31. С какой целью измеряются вертикальные углы в теодолитных ходах?
32. Для чего измеряются примычные дирекционные углы?
33. Что такое примычный угол?
34. В чем заключаются полевые работы при проложении теодолитных ходов?
35. В чем заключается обработка теодолитного хода?
36. В чем состоит предварительная обработка теодолитного хода?
37. Какие поправки вводятся в измеренные значения длин сторон теодолитного хода?
38. Как вычисляется поправка в длину стороны за угол наклона?
39. Как вычисляется поправка в длину стороны за компарирование?
40. Как вычисляется поправка в длину стороны за температуру?
41. Как определяется дирекционный угол по синхронным наблюдениям Солнца?
42. Какие проблемы возникают при проложении теодолитных ходов с короткими сторонами?
43. С какой целью применяется трехштативная система?
44. Что такое ошибка центрировки?
45. Что такое ошибка редукции?
46. Что собой представляет нивелирный ход?
47. Назовите виды нивелирных ходов.
48. Почему нежелательны замкнутые нивелирные ходы?
49. Почему не допускаются висячие нивелирные ходы?

Глава 9

ОБРАБОТКА ТЕОДОЛИТНЫХ ХОДОВ

9.1. ПРЕДВАРИТЕЛЬНАЯ ОБРАБОТКА ТЕОДОЛИТНОГО ХОДА

Целью обработки теодолитного хода является получение координат его вершин. Исходными данными для вычисления координат служат результаты полевых измерений (горизонтальные и вертикальные углы и длины сторон теодолитного хода), координаты начального и конечного пунктов теодолитного хода, начальный и (или) конечный дирекционный угол.

Предварительная обработка теодолитных ходов состоит:

- 1) из составления схемы теодолитных ходов;
- 2) проверки всех полевых вычислений;
- 3) подготовки ведомости вычисления координат точек теодолитного хода.

В процессе проверки полевых вычислений повторяются вычисления:

- 1) значений измеренных горизонтальных углов в полуприемах;
- 2) средних значений измеренных углов между полуприемами;
- 3) средних значений длин сторон между прямыми и обратными измерениями;
- 4) суммы поправок в среднее значение длины каждой стороны за угол наклона, компарирование мерного прибора и температуру;
- 5) исправленных значений длин сторон.

Вычисления значений угловых величин осуществляются с точностью $0,1'$, длин сторон — с точностью 0,01 м. Значения поправок в длины сторон вычисляются с точностью 0,001 м, их сумма округляется до 0,01 м.

Подготовка ведомости вычисления координат, которая представлена табл. 9.1 (см. с. 187), заключается в выполнении следующих действий:

- 1) из полевого журнала выписываются средние значения измеренных горизонтальных углов и исправленные значения длин сторон с указанной выше точностью;
- 2) из каталога координат выписываются координаты начальной и, если ход разомкнутый, конечной точек хода с точностью 0,01 м;
- 3) оттуда же выписываются начальный и при необходимости конечный дирекционный углы с точностью $0,1'$. Если дирекцион-

ные углы в каталоге отсутствуют, то они с такой же точностью вычисляются по координатам соответствующих геодезических пунктов путем решения обратной геодезической задачи.

9.2. ГЕОМЕТРИЯ ТЕОДОЛИТНОГО ХОДА

Непосредственная обработка теодолитного хода основывается на геометрических отношениях, существующих между элементами теодолитного хода: горизонтальными и дирекционными углами, длинами сторон, приращениями координат и координатами.

Зависимость между дирекционными и горизонтальными углами. При определении зависимости между горизонтальными и дирекционными углами сторон теодолитного хода следует различать два случая: измеренные правые и левые горизонтальные углы (рис. 9.1).

Если был измерен правый угол β_R , то дирекционный угол α_{BC} равен

$$\alpha_{BC} = \alpha_{BA} - \beta_R,$$

если был измерен левый угол β_L , то

$$\alpha_{BC} = \alpha_{BA} - \beta_L.$$

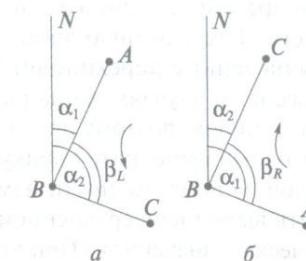


Рис. 9.1. Дирекционные углы:
а — левый угол; б — правый угол

Поскольку дирекционные углы вычисляются последовательно по ходу, постольку в результате предыдущих вычислений будет получен дирекционный угол α_{AB} , а не обратный дирекционный угол α_{BA} , присутствующий в двух последних выражениях. Поэтому зависимость между дирекционными углами двух смежных сторон теодолитного хода формулируется следующим образом: дирекционный угол последующей стороны равен обратному дирекционному углу предыдущей стороны минус правый измеренный угол или плюс левый измеренный угол.

С учетом связи между прямыми и обратными дирекционными углами последние формулы можно представить в виде выражений, использующихся при практической обработке теодолитного хода:

$$\alpha_{i+1} = \alpha_i + 180^\circ - \beta_R;$$

$$\alpha_{i+1} = \alpha_i - 180^\circ + \beta_L.$$

Данные формулы интерпретируются соответственно следующим образом:

- дирекционный угол последующей стороны равен дирекционному углу предыдущей стороны плюс 180° и минус правый горизонтальный угол;
- дирекционный угол последующей стороны равен дирекционному углу предыдущей стороны минус 180° плюс левый горизонтальный угол.

Зависимость между дирекционными углами. Вследствие ошибок измерений значения горизонтальных углов теодолитного хода всегда будут отличаться от истинных значений. Следовательно, вычисленные дирекционные углы будут отличаться от истинных даже в тех случаях, когда исходные дирекционные углы не содержат ошибок, поэтому при обработке теодолитных ходов всегда необходимо выполнять оценку точности измерения горизонтальных углов. Оценка точности измерения горизонтальных углов может быть выполнена сравнением суммы измеренных углов с ее теоретическим значением. При этом следует различать обработку замкнутых и разомкнутых ходов.

Замкнутый теодолитный ход представляет собой многоугольник. Если при проложении хода измерялись внешние углы, то внутренние углы многоугольника вычисляются как дополнение каждого внешнего угла до 360° , т.е.

$$\beta_i = 360^\circ - \gamma_i, \quad (i = 1, \dots, n),$$

где β — внутренний угол; γ — внешний угол.

Из геометрии известно, что сумма внутренних углов плоского многоугольника с n сторонами вычисляется по формуле

$$\sum_{i=1}^n \beta_i = 180^\circ(n-2).$$

Эту величину называют *теоретической суммой углов замкнутого теодолитного хода*.

Рассмотрим теперь, чему равна сумма углов разомкнутого теодолитного хода. Для определенности примем, что были измерены правые углы. Тогда мы можем последовательно написать формулы для вычисления каждого последующего дирекционного угла по сформулированному выше правилу: дирекционный угол следующей стороны равен дирекционному углу предыдущей плюс 180° и минус правый по ходу угол:

$$\begin{aligned}\alpha_1 &= \alpha_0 + 180^\circ - \beta_1; \\ \alpha_2 &= \alpha_1 + 180^\circ - \beta_2; \\ &\dots \\ \alpha_{n-1} &= \alpha_{n-2} + 180^\circ - \beta_{n-1}; \\ \alpha_n &= \alpha_{n-1} + 180^\circ - \beta_n.\end{aligned}$$

Результатом сложения данных равенств будет новое равенство

$$\alpha_1 + \alpha_2 + \dots + \alpha_{n-1} + \alpha_n = \alpha_0 + \alpha_1 + \alpha_2 + \dots + \alpha_{n-1} + 180^\circ n - \sum_{i=1}^n \beta_i.$$

Так как все дирекционные углы α_i , кроме α_0 и α_n , встречаются слева и справа от знака равенства, то после их исключения получаем соотношение

$$\alpha_n = \alpha_0 + 180^\circ n - \sum_{i=1}^n \beta_i.$$

Из данной формулы следует выражение для вычисления *теоретической суммы правых углов разомкнутого теодолитного хода*

$$\sum_{i=1}^n \beta_{iT} = \alpha_0 - \alpha_n + 180^\circ n.$$

Аналогичным образом можно получить формулу для *теоретической суммы левых углов разомкнутого теодолитного хода*

$$\sum_{i=1}^n \beta_{iT} = \alpha_n - \alpha_0 + 180^\circ n.$$

Сумма измеренных углов $\sum \beta_i$ ($i = 1, \dots, n$) должна быть равна ее теоретическому значению, т.е. должно выполняться условие

$$\sum_{i=1}^n \beta_i = \sum_{i=1}^n \beta_{iT}. \quad (9.1)$$

Данное условие возникает потому, что измерение одного угла является избыточным. Так, в замкнутом теодолитном ходе можно было бы не измерять какой-либо внутренний угол, а принять равными разности между теоретической суммой углов и суммой всех остальных (измеренных) углов многоугольника, но тогда оценка точности измерения углов была бы невозможна.

Вследствие ошибок измерений равенство (9.1), как правило, выполниться не будет, т.е. будет иметь место соотношение

$$\sum_{i=1}^n \beta_i \neq \sum_{i=1}^n \beta_{iT}. \quad (9.2)$$

Разность f_β между суммой $\sum \beta_i$ измеренных углов и ее теоретическим значением $\sum \beta_{iT}$

$$f_\beta = \sum \beta_i - \sum \beta_{iT} \quad (9.3)$$

называют **угловой невязкой** теодолитного хода. Качество измерения горизонтальных углов может быть оценено сравнением полученной угловой невязки f_β с ее предельным значением. **Предельная угловая невязка** $f_{\beta\text{пред}}$ теодолитного хода вычисляется по формуле

$$f_{\beta\text{пред}} = 2t\sqrt{n},$$

где t — погрешность измерения горизонтального угла одним приемом; n — число измеренных углов.

Если полученная угловая невязка по модулю не превышает допустимую невязку, т.е. имеет место соотношение

$$|f_\beta| \leq f_{\beta\text{пред}},$$

то обработка теодолитного хода может быть продолжена. Если полученная угловая невязка больше предельной, то вначале необходимо проверить вычисления. Если в результате проверки недопустимость полученной угловой невязки подтверждается, то необходимо более тщательно повторить измерения горизонтальных углов теодолитного хода.

С геометрической точки зрения полученное в результате действия ошибок измерений неравенство (9.2) является нелепостью. Если, например, были измерены все внутренние углы n -угольника на плоскости, то их сумма должна быть равна $180^\circ(n - 2)$ и никакому другому значению. Чтобы привести результаты измерений в соответствие с требованиями геометрии (и здравым смыслом), необходимо предпринять адекватные меры. Говорят, что допустимая угловая невязка должна быть *распределена*, что означает *введение поправок* в измеренные значения горизонтальных углов. Иначе говоря, равенство (9.1) приобретает вид

$$\sum_{i=1}^n (\beta_i + v_i) = \sum \beta_{iT}, \quad (9.4)$$

где v_i — поправки в измеренные значения углов. Таким образом, возникает одно уравнение с n неизвестными — поправками в измеренные значения углов, что допускает множество решений. Для однозначного решения данной задачи вводится дополнительное условие, а именно: распределение угловой невязки теодолитного хода осуществляется в соответствии с **принципом равенства поправок** во все измеренные углы:

$$v_1 = v_2 = \dots = v_n = v. \quad (9.5)$$

Принцип равенства поправок является интуитивно очевидным. Если измерения выполнялись одним и тем же прибором, по одной и той же методике, при одних и тех же погодных условиях и с одинаковой тщательностью, то нет никаких оснований одним результатам измерений доверять больше и вводить в них меньшие поправки, а другим результатам доверять меньше и вводить в них большие поправки. В теории ошибок доказывается, что полученные таким образом исправленные результаты измерений будут вероятнейшими. Кроме того, в этом случае поправки будут обладать свойством

$$\sum_{i=1}^n v_i^2 = \min,$$

т.е. сумма квадратов поправок будет минимальна.

Чтобы найти значение поправки v , перепишем равенство (9.4) с учетом (9.5) в виде

$$\sum_{i=1}^n \beta_i + nv = \sum_{i=1}^n \beta_{iT}$$

или

$$nv = \sum_{i=1}^n \beta_{iT} - \sum_{i=1}^n \beta_i.$$

Разность сумм справа от знака равенства есть значение угловой невязки, взятой с обратным знаком (см. (9.3)), т.е.

$$nv = -f_\beta.$$

Отсюда получаем формулу для вычисления поправок v в измеренные горизонтальные углы теодолитного хода

$$v = -\frac{f_\beta}{n},$$

где n — число измеренных углов.

Говорят, что поправка в каждый измеренный угол равна угловой невязке, взятой с противоположным знаком и поделенной на число измеренных углов.

После этого выполняется контроль вычисления поправок в углы: сумма поправок должна равняться угловой невязке, взятой с противоположным знаком:

$$\sum v = -f_\beta.$$

Зависимость между приращениями координат. По координатам начальной точки теодолитного хода, дирекционным углам и длинам всех его сторон в результате последовательного решения прямых геодезических задач могут быть определены координаты всех вершин теодолитного хода. При этом между приращениями координат существуют определенные зависимости, которые будут рассмотрены далее. Для получения теоретической суммы приращений координат разомкнутого теодолитного хода обратимся к рис. 9.2.

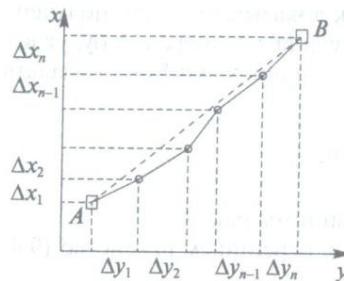


Рис. 9.2. Сумма приращений координат

проекция суммы сторон теодолитного хода на какую-либо ось равна сумме их проекций на эту ось. Сумма сторон, рассматриваемых как векторы, может рассматриваться как сумма векторов. Но также известно, что сумма векторов есть замыкающий вектор, то есть сумма сторон-векторов равна замыкающей AB (см. рис. 9.2).

Для каждой стороны теодолитного хода приращения координат Δx и Δy равны проекциям этой стороны на соответствующую ось координат:

$$\begin{aligned}\Delta x_i &= d_i \cos \alpha_i; \\ \Delta y_i &= d_i \sin \alpha_i.\end{aligned}$$

Из рис. 9.2 легко видеть, что сумма проекций сторон теодолитного хода на какую-либо ось координат будет равна проекции замыкающей AB на соответствующую ось, а проекция замыкающей равна разности координат исходных пунктов. Следовательно, можно написать равенства

$$\sum_{i=1}^n \Delta x_i = x_n - x_0; \quad (9.6)$$

$$\sum_{i=1}^n \Delta y_i = y_n - y_0. \quad (9.7)$$

Можно рассуждать иначе и записать следующие равенства:

$$\Delta x_1 = x_1 - x_0;$$

$$\Delta x_2 = x_2 - x_1;$$

...

$$\Delta x_{n-1} = x_{n-1} - x_{n-2};$$

$$\Delta x_n = x_n - x_{n-1}.$$

Аналогичные формулы можно написать и для приращений ординат. Сложив левые и правые части этих равенств, получим те же равенства (9.6) и (9.7).

В замкнутом теодолитном ходе

$$x_n = x_0;$$

$$y_n = y_0,$$

поэтому для замкнутого теодолитного хода теоретические суммы приращений координат будут равны

$$\sum_{i=1}^n \Delta x_i = 0;$$

$$\sum_{i=1}^n \Delta y_i = 0.$$

Вследствие неизбежных ошибок измерений горизонтальных углов и длин сторон теодолитного хода сумма вычисленных приращений координат обычно не равна теоретической сумме этих приращений. Разности между полученными суммами приращений координат $\sum \Delta x$ и $\sum \Delta y$ и их теоретическими значениями называют **невязками по осям координат**:

$$\begin{aligned}f_x &= \sum \Delta x - \sum \Delta x_T; \\ f_y &= \sum \Delta y - \sum \Delta y_T.\end{aligned}$$

Теодолитный ход является линейным построением, точность которого в геодезии принято оценивать относительной погрешностью. Как отмечалось ранее, относительная погрешность есть отношение абсолютной ошибки к значению самой величины. Для теодолитного хода в качестве такой величины принимается его длина. В таком случае остается выяснить, что собой представляет абсолютная ошибка теодолитного хода. Если к координатам начальной точки хода x_0 и y_0 прибавить соответствующие суммы вычисленных

приращений координат $\sum \Delta x$ и $\sum \Delta y$, то вычисленные значения координат конечной точки будут равны координатам некоторой точки B^* (рис. 9.3):

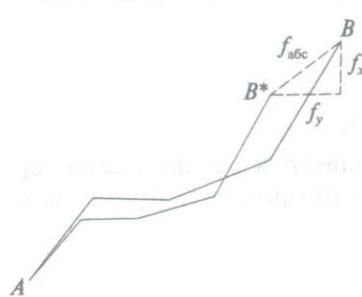


Рис. 9.3. Абсолютная невязка

Следовательно, расстояние между точкой B^* с вычисленными координатами и конечной точкой B теодолитного хода, координаты которой известны, будет равно величине, называемой *абсолютной* (или *линейной*) *невязкой*:

$$f_{\text{абс}} = \sqrt{f_x^2 + f_y^2}.$$

Тогда *относительная невязка* теодолитного хода будет равна

$$f_{\text{отн}} = \frac{f_{\text{абс}}}{L},$$

где L — длина теодолитного хода.

Если относительная невязка теодолитного хода превышает предельную, то необходимо проверить вычисления. Если результаты вычислений подтверждаются, то необходимо повторить полевые измерения, в первую очередь — длины сторон. Если относительная ошибка не больше предельной, то необходимо ввести поправки в вычисленные значения приращений координат так, чтобы сумма исправленных приращений координат была равна теоретической.

Естественно предполагать, что применение принципа равенства поправок разумно и в данном случае. Но названный принцип при этом характеризуется своеобразием: предполагается, что каждый метр теодолитного хода вносит в невязки приращений координат одну и ту же ошибку. Было бы неразумно действовать слишком прямолинейно и вводить во все стороны одинаковое значение поправки (например, в сторону длиной 200 м и сторону длиной 20 м). Следовательно, поправки в приращения координат для каждой стороны должны быть пропорциональны их длинам.

Поэтому для вычисления поправок необходимо найти *коэффициенты пропорциональности поправок* приращений координат

$$k_X = \frac{-f_X}{L};$$

$$k_Y = \frac{-f_Y}{L},$$

после чего поправки в приращения координат для каждой стороны вычисляют по формулам

$$v_X = k_X d;$$

$$v_Y = k_Y d.$$

Сумма вычисленных таким образом поправок должна быть равна соответствующей невязке приращений координат, взятой с обратным знаком:

$$\sum_{i=1}^n v_{X_i} = -f_X;$$

$$\sum_{i=1}^n v_{Y_i} = -f_Y.$$

Зная исправленные значения приращений координат, можно последовательно найти координаты всех определяемых точек теодолитного хода по правилу: координаты определяемой точки равны координатам предыдущей точки плюс приращения координат:

$$X_i = X_{i-1} + \Delta X_i;$$

$$Y_i = Y_{i-1} + \Delta Y_i.$$

9.3. УРАВНИВАНИЕ ТЕОДОЛИТНОГО ХОДА

Уравнивание теодолитного хода заключается в оценке точности выполненных измерений (вычисление полученных невязок и сравнение их с предельными), их распределении, вычислении исправленных значений геометрических величин и вычислении координат точек теодолитного хода. В геодезии при обработке геодезических сетей различают строгое уравнивание, когда выполняются все требования и предписания теории метода наименьших квадратов, и нестрогое, или упрощенное, когда допускаются те или иные отклонения от указанной теории в целях упрощения вычислений.

Далее приводится описание нестрогого уравнивания теодолитного хода. С указанной целью необходимо выполнить следующие действия в табл. 9.1.

1. Вычисление суммы измеренных углов $\sum \beta$.

2. Вычисление теоретической суммы углов хода $\sum \beta_T$.

Для разомкнутого хода в случае измеренных правых (по ходу) углов теоретическая сумма углов $\sum \beta_T$ равна

$$\sum \beta_T = \alpha_0 - \alpha_n + 180^\circ n,$$

где n — число измеренных углов; если измерены левые углы, то

$$\sum \beta_T = \alpha_n - \alpha_0 + 180^\circ n.$$

Для замкнутого хода теоретическая сумма внутренних углов многоугольника вычисляется по формуле

$$\sum \beta_T = 180^\circ(n - 2),$$

где n — число углов в многоугольнике.

3. Вычисление полученной угловой невязки f_β как разности суммы измеренных углов и теоретической суммы углов

$$f_\beta = \sum \beta - \sum \beta_T.$$

4. Определение предельной угловой невязки по формуле

$$f_{\beta\text{пред}} = 2t\sqrt{n},$$

где t — среднеквадратическая ошибка измерения углов одним приемом; n — число измеренных углов.

5. Проверка выполнения соотношения

$$|f_\beta| \leq f_{\beta\text{пред}}.$$

Если соотношение выполняется, то обработка может быть продолжена. Если соотношение не выполняется, то необходимо проверить выписку всех исходных данных (значений измеренных величин из полевых журналов и данных из каталога координат) и все предшествующие вычисления. Если результаты вычислений подтверждаются и полученная угловая невязка больше предельной невязки, то необходимо выполнить повторные измерения горизонтальных углов теодолитного хода.

6. Вычисление поправок в углы

$$v = -\frac{f_\beta}{n}.$$

Таблица 9.1

Ведомость вычисления координат точек теодолитного хода (углы вправые)

№ точки	Горизонтальный угол		Директи- онный угол	Длина стороны, м	Приращения вычисленные, м		Приращения исправленные, м		Координаты, м	
	изме- ренный °	исправ- ленный °			ΔX	ΔY	ΔX	ΔY	X	Y
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
A									12	13
B	80	17,5	80	17,2			+2	+3		
1	170	44,2	170	43,9	117	01,0	168,47	-76,53	+150,09	-76,51
2	185	10,0	185	09,8	126	17,1	211,08	-124,92	+170,15	-124,89
3	179	03,5	179	03,2	121	07,3	170,56	-88,16	+146,01	-88,14
4	172	33,0	172	32,7	122	04,1	207,11	-109,96	+175,51	-109,93
5	183	14,2	183	14,0						

№ точки	Горизонтальный угол		Дирекци- онный угол	Длина стороны, м	Приращения вычисленные, м		Приращения исправленные, м		Координаты, м	
	изме- ренный	исправ- ленный			ΔX	ΔY	ΔX	ΔY	X	Y
1	2 03	4 05	6 07	8	9	10	11	12	13	14
C	247 15,8	247 15,5	59 01,9						+5692,80	+3466,78
D										
Σ	1218 18,2	1218 16,3		1102,16	-612,08	+913,28	-611,93	+913,50		
Σ_T	1218 16,3				-611,93	+913,50				
f_β	+1,9				-0,15	-0,22				
$f_{\text{бис}}$	2,7				0,27					
					$f_{\text{отн}}$	1/4080				

Полученные значения поправок округляются до $0,1'$ и выписываются красным цветом над каждым измеренным значением горизонтального угла как целые числа (см. гр. 3 табл. 9.1).

7. Контроль вычисления поправок в углы: сумма поправок должна равняться угловой невязке, взятой с обратным знаком:

$$\sum v = -f_\beta.$$

Если данное равенство не выполняется, некоторые поправки должны быть подправлены на $0,1'$ в нужную сторону так, чтобы указанное равенство безусловно выполнялось. Желательно, чтобы такие «подправленные» поправки располагались равномерно по ходу.

8. Вычисление значений исправленных углов по формуле

$$\beta_{\text{испр}} = \beta + v.$$

9. Контроль вычисления исправленных углов: сумма исправленных углов должна равняться теоретической сумме углов

$$\sum \beta_{\text{испр}} = \sum \beta_T.$$

Ради выполнения этого соотношения и выполняется введение поправок в измеренные углы.

10. Вычисление дирекционных углов в случае измеренных правых углов по формуле

$$\alpha_i = \alpha_{i-1} + 180^\circ - \beta_{i \text{ испр}},$$

а в случае левых углов — по формуле

$$\alpha_i = \alpha_{i-1} - 180^\circ + \beta_{i \text{ испр}}.$$

Таким образом, использование левых углов является более удобным.

11. Контроль вычисления дирекционных углов: значение последнего дирекционного угла должно совпадать с вычисленным значением в случае правых углов

$$\alpha_n = \alpha_{n-1} + 180^\circ - \beta_n,$$

а в случае левых углов

$$\alpha_n = \alpha_{n-1} + \beta_n - 180^\circ.$$

12. Нахождение приращений координат по формулам

$$\Delta x_i = d_i \cos \alpha_i;$$

$$\Delta y_i = d_i \sin \alpha_i.$$

Значения тригонометрических функций при этом должны вычисляться с удержанием пяти цифр после десятичной точки.

13. Вычисление полученных сумм приращений координат $\sum \Delta x$ и $\sum \Delta y$.

14. Вычисление теоретических сумм приращений координат:

- для разомкнутого хода

$$\sum \Delta x_T = x_n - x_0;$$

$$\sum \Delta y_T = y_n - y_0;$$

- для замкнутого хода (поскольку $x_n = x_0$ и $y_n = y_0$)

$$\sum \Delta x_T = 0; \quad \sum \Delta y_T = 0.$$

15. Вычисление значений невязок по осям координат

$$f_x = \sum \Delta x - \sum \Delta x_T;$$

$$f_y = \sum \Delta y - \sum \Delta y_T.$$

16. Вычисление абсолютной, или линейной, невязки хода

$$f_{\text{абс}} = \sqrt{f_x^2 + f_y^2}.$$

17. Вычисление относительной невязки хода

$$f_{\text{отн}} = \frac{f_{\text{абс}}}{L},$$

где L — длина хода.

Относительная невязка по сложившейся традиции представляется в виде аликвотной дроби, — дроби с чисителем, равным 1, для чего в выражении $\frac{f_{\text{абс}}}{L}$ числитель и знаменатель необходимо разделить на числитель.

18. Проверка выполнения соотношения

$$f_{\text{отн}} \leq \frac{1}{2000},$$

где $1/2000$ — предельная относительная ошибка теодолитного хода.

Если соотношение не выполняется, то необходимо выполнить проверку всех предыдущих вычислений. Если ошибок не будет обнаружено, то необходимо более тщательно повторить измерения всех величин (горизонтальных углов и длин сторон). Если соотношение выполняется, то обработка хода может быть продолжена.

19. Вычисление значений коэффициентов пропорциональности поправок:

$$k_x = -\frac{f_x}{L};$$

$$k_y = -\frac{f_y}{L}.$$

Смысл этих коэффициентов — вклад каждого метра хода в значение соответствующей невязки, что является проявлением общего принципа равенства поправок при равноточных измерениях.

20. Нахождение поправок приращений координат

$$v_{xi} = k_x d_i;$$

$$v_{yi} = k_y d_i.$$

Таким образом, поправки в приращения координат принимаются пропорциональными длинам сторон. Значения поправок округляются до 1 см и как целые числа записываются красным цветом над значениями соответствующих вычисленных приращений координат.

21. Контроль вычисления поправок v_x и v_y : сумма поправок в приращения координат должна равняться соответствующей невязке с противоположным знаком:

$$\sum v_x = -f_x;$$

$$\sum v_y = -f_y.$$

Вследствие ошибок округления при вычислении поправок данные равенства могут не выполняться. Тогда в некоторые значения поправок (равномерно распределенные по ходу) необходимо прибавить или вычесть по 0,01 м таким образом, чтобы выполнялись указанные соотношения.

22. Вычисление исправленных значений приращений координат

$$\Delta x_{\text{испр } i} = \Delta x_i + v_{xi};$$

$$\Delta y_{\text{испр } i} = \Delta y_i + v_{yi}.$$

23. Контроль вычисления исправленных приращений координат: сумма исправленных приращений координат должна равняться теоретической сумме приращений координат, т.е. должны выполняться соотношения

$$\sum \Delta x_{\text{испр}} = \sum \Delta x_T;$$

$$\sum \Delta y_{\text{испр}} = \sum \Delta y_T.$$

24. Последовательное вычисление координат точек теодолитного хода

$$x_i = x_{i-1} + \Delta x_{\text{испр}_i};$$

$$y_i = y_{i-1} + \Delta y_{\text{испр}_i}.$$

25. Контроль вычисления координат: координаты конечной точки хода должны равняться сумме

$$x_n = x_{n-1} + \Delta x_{\text{испр}_n};$$

$$y_n = y_{n-1} + \Delta y_{\text{испр}_n}.$$

При обработке теодолитного хода можно заметить, что вычисления *во всех графах* ведомости вычисления координат контролируются. Пренебрегать выполнением таких контролей не рекомендуется. Контроль вычислений является обязательным и переходит к вычислениям в следующей граfe можно *только после контроля вычислений* в текущей граfe.

Рассмотренный выше порядок обработки теодолитного хода неудобен при разработке соответствующих программ для ЭВМ. Ниже рассматривается алгоритм уравнивания одиночного теодолитного хода, в равной мере пригодный для уравнивания программным путем как замкнутых, так и разомкнутых ходов. Названный алгоритм сводится к выполнению перечисленных далее действий.

1. Вычисление дирекционных углов по формулам:

- в случае правых измеренных углов

$$\alpha_i = \alpha_{i-1} + 180^\circ - \beta_i;$$

- в случае левых измеренных углов

$$\alpha_i = \alpha_{i-1} - 180^\circ + \beta_i.$$

2. Вычисление полученной угловой невязки

$$f_{\beta} = \alpha_n - \alpha_n^0,$$

где α_n — вычисленный дирекционный угол конечной стороны хода; α_n^0 — заданное значение дирекционного угла конечной стороны (в случае замкнутого хода совпадает с начальным значением).

3. Нахождение предельной угловой невязки

$$f_{\beta \text{ пред}} = 2t\sqrt{n}$$

и сравнение с ней полученной угловой невязки. Если полученная угловая невязка не превышает предельную, то вычисления продолжаются.

4. Определение исправленных дирекционных углов α_i^0 , для чего используется выражение

$$\alpha_i^0 = \alpha_i + v_i,$$

в котором поправка v_i равна

$$v_i = -\frac{f_\beta}{n} i.$$

5. Контроль нахождения исправленных дирекционных углов заключается в проверке равенства исправленного значения дирекционного угла последней стороны с его заданным значением.

6. Определение сумм длин сторон от начала хода

$$L_i = L_{i-1} + d_i,$$

т.е. определение удаления от начала хода нарастающим итогом.

Пример использования описанного алгоритма обработки теодолитного хода приводится в табл. 9.2.

7. Последовательное вычисление координат вершин теодолитного хода по формулам для решения прямой геодезической задачи на плоскости:

$$X_i = X_{i-1} + d_i \cos \alpha_i;$$

$$Y_i = Y_{i-1} + d_i \sin \alpha_i.$$

8. Нахождение невязок по осям координат:

$$f_X = X_n^0 - X_n;$$

$$f_Y = Y_n^0 - Y_n.$$

9. Определение абсолютной, или линейной, невязки

$$f_{\text{абс}} = \sqrt{f_X^2 + f_Y^2}.$$

10. Получение значения относительной невязки

$$f_{\text{отн}} = \frac{f_{\text{абс}}}{L_n}.$$

11. Сравнение полученной относительной невязки с предельным значением относительной невязки. Дальнейшие действия выполняются, если полученная невязка не превышает предельного значения.

12. Вычисление коэффициентов пропорциональности

$$k_X = -\frac{f_X}{L_n};$$

$$k_Y = -\frac{f_Y}{L_n}.$$

Таблица 9.2

Ведомость вычисления координат точек теодолитного хода (углы правые)

№ точки	Измеренный угол	Дирекци- онный угол	Дирекци- онный угол исправ- ленный	Длина стороны, м	Сумма длин сторон, м	Координаты вычисленные, м		Координаты исправленные, м
						X	Y	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
A								10
B	80	17,5	17	18,2	17	18,2		+6304,73
								+2553,28
1	170	44,2	117	00,7	117	01,0	168,47	168,47
								6228,20
2	185	10,0	126	16,5	126	17,0	2111,08	379,55
								6103,29
3	179	03,5	121	06,5	121	07,3	170,56	550,11
								6015,14
4	172	33,0	122	03,0	122	04,1	207,11	757,22
								5905,18
5	183	14,2	129	30,0	129	31,4	187,72	944,94
								5785,72
								+3339,84
								+5785,83
								+3340,03

Окончание табл. 9.2

№ точки	Измеренный угол	Дирекци- онный угол	Дирекци- онный угол исправ- ленный	Длина стороны, м	Сумма длин сторон, м	Координаты вычисленные, м		Координаты исправленные, м
						X	Y	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
C	247	15,8	59	00,0	59	01,9		5692,67
D								+3466,56
f_β			-1,9		Σ		$f_x f_y$	-0,13
$f_{\text{биср}}$			2,7				$f_{\text{абс}}$	-0,22
							$f_{\text{спт}}$	0,26
								1/4240

Примечание. В данной таблице использованы те же исходные данные, что и в табл. 9.1.

13. Нахождение исправленных значений координат точек теодолитного хода

$$X_i = X_i + k_X L_i;$$

$$Y_i = Y_i + k_Y L_i.$$

Основное преимущество описанного алгоритма обработки теодолитного хода состоит в его применимости для реализации на компьютерах.

9.4. ОБРАБОТКА ТЕОДОЛИТНОГО ХОДА БЕЗ ПРИМЫЧНЫХ УГЛОВ

При создании теодолитных ходов возможны случаи, когда отсутствует возможность измерения одного или даже двух примычных углов на начальном и (или) конечном пунктах теодолитного хода. Например, такая ситуация возникает, если на пункте геодезической сети, расположенном в лесной местности и являющемся начальной точкой теодолитного хода, не сохранился сигнал

и отсутствует видимость с земли на какие-либо другие пункты геодезической сети. Другой пример: на городской территории в результате земляных работ уничтожена часть пунктов геодезической сети и для некоторого пункта нет ни одного смежного с ним пункта, в связи с чем отсутствует видимость хотя бы на один пункт сети. Тем не менее создание теодолитных ходов в таких условиях является возможным, но их обработка характеризуется некоторыми особенностями, которые будут рассмотрены далее.

Предположим, что вместо обычного теодолитного хода между пунктами B и C , в котором измерены все углы и длины сторон (рис. 9.4, а), был проложен теодолитный ход, изображенный на рис. 9.4, б. Иными словами, был проложен так называемый *висячий теодолитный ход*, что ка-

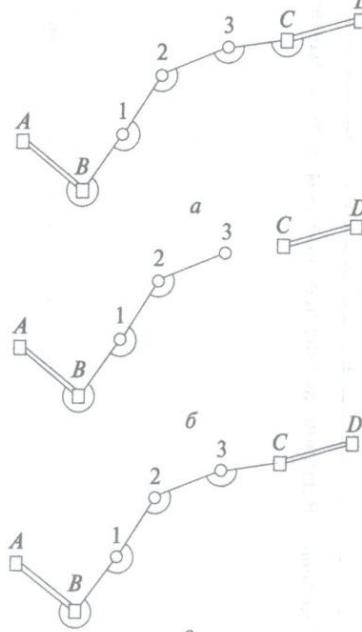


Рис. 9.4. Варианты хода

тогорически запрещается инструкциями. Обработать такой теодолитный ход и вычислить координаты его точек можно. В частности, зная дирекционный угол стороны $A-B$, примычный угол на пункте B и горизонтальные углы в точках 1 и 2, можно последовательно вычислить дирекционные углы сторон $B-1$, $1-2$, $2-3$. Длины перечисленных сторон известны из измерений, поэтому, зная координаты пункта B и трижды решив прямую геодезическую задачу, можно последовательно вычислить координаты всех точек нашего теодолитного хода. Таким образом, цель обработки теодолитного хода — получение координат всех его точек — будет достигнута.

Но такое решение нельзя считать удовлетворительным, поскольку отсутствует возможность какого-либо контроля выполненных измерений и вычислений. В частности, можно было ошибиться при выписке (из каталога) координат пункта B или при измерении примычного угла на пункте B перепутать пункт A с каким-либо другим пунктом и совершив ряд других ошибок, обнаружить которые при заданных условиях не представляется возможным. Причина невозможности контроля заключается в отсутствии избыточных измерений, поэтому рассмотрим, что собой представляют избыточные измерения в данном случае.

Для определения положения точки на плоскости (как и на любой поверхности) необходимы измерения двух величин. В нашем примере определяемыми являются три точки. Следовательно, для определения их положения требуется измерить шесть величин. И именно шесть измерений были выполнены в нашем примере: измерены три горизонтальных угла (на точках B , 1 и 2) и три стороны ($B-1$, $1-2$, $2-3$). Данные измерения являются *необходимыми*, поскольку при удалении хотя бы одного из них задача определения координат *всех* вершин теодолитного хода не может быть решена в принципе.

Теперь предположим, что в дополнение к перечисленным шести величинам были измерены горизонтальный угол на точке 3 и длина стороны $3-C$ (см. рис. 9.4, в). Эти два дополнительных измерения, называемые *избыточными*, дают возможность вычислить координаты пункта C и сравнить их с его координатами, известными из каталога координат пунктов геодезической сети. Расхождение вычисленных координат с известными (которые можно считать теоретическими, поскольку они принадлежат сети более высокого класса) позволяет судить о точности выполненных измерений. В нашем примере имеются два избыточных измерения. Каждое избыточное измерение влечет за собой возникновение некоторого геометрического условия, которое должно выполняться в геодезическом построении. В данном случае такие два условия заключаются в равен-

стве вычисленных и известных координат конечного пункта теодолитного хода. Эти условия можно сформулировать в виде двух общих выражений, называемых *условными уравнениями*:

$$\sum \Delta x = X_n - X_0;$$

$$\sum \Delta y = Y_n - Y_0,$$

где (X_0, Y_0) и (X_n, Y_n) — известные координаты соответственно начального и конечного пунктов теодолитного хода; $\sum \Delta x$ и $\sum \Delta y$ — суммы вычисленных приращений координат.

Если ко всем перечисленным измерениям добавить еще одно — примычный угол на пункте C , то получим ситуацию, изображенную на рис. 9.4, *a*; возникнет еще одно геометрическое условие: равенство вычисленного и известного значений дирекционного угла твердой стороны на конечном пункте теодолитного хода.

Теперь рассмотрим особый случай теодолитного хода, когда нет возможности измерить примычные углы в начальной и конечной точках теодолитного хода (рис. 9.5, *a*). В данном примере неизвестными являются шесть величин — координаты точек теодолитного хода и измерены семь величин (три горизонтальных угла и четыре стороны). Следовательно, имеется одно избыточное измерение, и координаты точек теодолитного хода не только могут быть вычислены, но и в определенной степени проконтролированы. Геометрическое условие, которое должно выполняться при этом, заключается в том, что длина замыкающей (отрезок прямой между начальной и конечной вершинами хода, в нашем примере это — BC) должна равняться расстоянию между этими точками, вычисленному по их известным координатам.

Обработка подобных теодолитных ходов выполняется следующим образом. Трудность здесь состоит в том, что дирекционный угол начальной стороны хода неизвестен. Но если ход развернуть

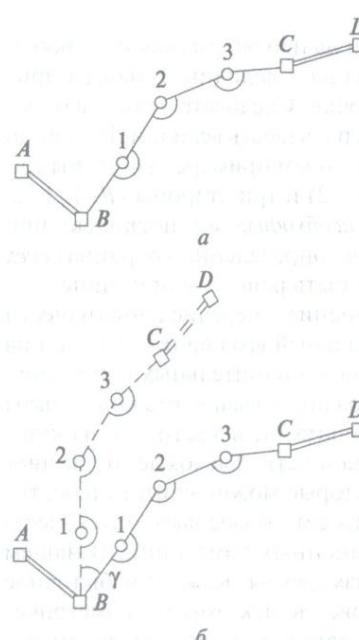


Рис. 9.5. Ход без примычных углов

произвольным образом, длина замыкающей при этом не изменится, поэтому мы можем принять дирекционный угол начальной стороны равным любому значению. В качестве такого начального значения часто принимают $0^{\circ}00'$, а в качестве значений координат начальной точки хода принимают $X_0 = 0$, $Y_0 = 0$, после чего находят дирекционные углы последующих сторон и, решая прямую геодезическую задачу необходимое число раз, последовательно вычисляют приращения координат и сумму приращений координат по каждой оси. Таким образом, вычисления выполняются в условной системе координат, следовательно, значения всех вычисляемых величин (дирекционных углов и координат) будем называть *условными*.

Очевидно, что суммы приращений условных координат, как правило, будут намного отличаться от разности известных координат конечной и начальной точек хода, что объясняется произвольным выбором значения α^0 начального дирекционного угла и, как следствие, разворотом всего теодолитного хода (как жесткой системы) (см. рис. 9.5, *b*) вокруг начальной точки хода на угол γ , равный разности фактического значения дирекционного угла α замыкающей и его условного значения α^0 .

Пример вычислений в условной системе координат приведен в табл. 9.3.

Следующим шагом должно быть определение угла разворота теодолитного хода. С этой целью необходимо найти значение дирекционного угла замыкающей по сумме приращений условных координат и его же значение по известным координатам начальной и конечной точек теодолитного хода. Для этого определяют румб r_0 замыкающей по приращениям условных координат

$$r^0 = \operatorname{arctg} \frac{Y_n^0 - Y_0^0}{X_n^0 - X_0^0} = \operatorname{arctg} \frac{\sum_{i=1}^n \Delta Y_i^0}{\sum_{i=1}^n \Delta X_i^0}$$

и румб r замыкающей по известным координатам начальной и конечной точек теодолитного хода

$$r = \operatorname{arctg} \frac{Y_n - Y_0}{X_n - X_0},$$

по известным формулам от румбов переходят к дирекционным углам α^0 и α и находят угол разворота γ теодолитного хода

$$\gamma = \alpha - \alpha^0.$$

Пример дальнейшей обработки теодолитного хода без примычных углов представлен в табл. 9.4.

Ведомость обработки теодолитного хода в условной системе (углы правые)

Таблица 9.3

№ точки	Горизонтальный угол			Дирекци- онный угол			Длина стороны, м	Приращения вычисленные, м			Приращения исправленные, м			Координаты, м
	изме- ренный	исправ- ленный	°	°	'	'		ΔX	ΔY	ΔX	ΔY	X	Y	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
B														+6304,73 +2553,28
1	170	44,2					0	00,0	168,47	+168,47	0,00			
2	185	10,0					9	15,8	211,08	+208,33	+33,98			
3	179	03,5					4	05,8	170,56	+170,12	+12,18			
4	172	33,0					5	02,3	207,11	+206,31	+18,19			
5	183	14,2					12	29,3	187,72	+183,28	+40,59			
C							9	15,1	157,22	+155,17	+25,28			+5692,80 +3466,78

Окончание табл. 9.3

№ точки	Горизонтальный угол			Дирекци- онный угол			Длина стороны, м	Приращения вычисленные, м			Приращения исправленные, м			Координаты, м
	изме- ренный	исправ- ленный	°	°	'	'		ΔX	ΔY	ΔX	ΔY	X	Y	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
Σ							1102,16	+1091,68	+130,22			-611,93	+913,50	
														$\text{tg } r^0 = 0,119284$
														$r^0 = \text{ЮВ}; 6,80233^\circ$
														$\alpha^0 = 6^\circ 48,1'$
														$\gamma = 117^\circ 00,9'$

Следующий отрезок теодолитного хода в нулевой системе координат

Ведомость обработки теодолитного хода в исходной системе (углы правые)

Таблица 9.4

№ точки	Изме- ренный угол	Исправ- ленный угол	Дирекци- онный угол	Длина стороны, м	Приращения вычисленные, м		Приращения исправленные, м		Координаты, м
					ΔX	ΔY	ΔX	ΔY	
1	2 3 4 5 6 7	° ' ° ' ° '	° ' ° '	8	9	10	11	12	13 14
B	80 17,5			117 00,9	168,47	-76,52	+150,09	-76,52	+150,10 +6304,73 +2553,28
1	170 44,2			126 16,7	211,08	-124,90	+170,16	-124,91	+170,18 +6228,21 +2703,38
2	185 10,0			121 06,7	170,56	-88,16	+146,03	-88,16	+146,04 +6103,30 +2873,56
3	179 03,5			122 03,2	207,11	-109,92	+175,54	-109,93	+175,56 +6015,14 +3019,60
4	172 33,0			129 30,2	187,72	-119,41	+144,84	-119,41	+144,85 +5905,21 +3195,16
5	183 14,2			126 16,0	157,22	-93,00	+126,76	-93,00	+126,77 +5785,80 +3340,01
C	247 15,8								+5692,80 +3466,78

Окончание табл. 9.4

№ точки	Изме- ренный угол	Исправ- ленный угол	Дирекци- онный угол	Длина стороны, м	Приращения вычисленные, м		Приращения исправленные, м		Координаты, м
					ΔX	ΔY	ΔX	ΔY	
1	2 3 4 5 6 7	° ' ° ' ° '	° ' ° '	1102,16	-611,91	+913,42	-611,93	+913,50	
Σ_T					-611,93	+913,50			
f_β					$f_x f_y$	+0,02	-0,08		
$f_{\text{пред}}$					f_{abs}	0,08			
					$f_{\text{отн}}$	1/13 800			

После чего вычисляют исправленное значение начального дирекционного угла хода

$$\alpha_0 = \alpha_0^0 + \gamma$$

и последовательно находят значения дирекционных углов всех сторон. Контроль их вычисления сводится к проверке равенства

$$\alpha_n = \alpha_n^0 + \gamma,$$

т.е. значение конечного дирекционного угла должно быть равно сумме его условного значения и угла γ разворота теодолитного хода. Дальнейшие вычисления приращений координат, значений абсолютной и относительной невязок, поправок приращений координат, исправленных значений приращений координат и координат, а также контроль этих вычислений выполняются «обычным» способом.

9.5. ОБРАБОТКА ТЕОДОЛИТНОГО ХОДА С ДИРЕКЦИОННЫМИ УГЛАМИ В СЕРЕДИНЕ

В практике выполнения геодезических работ возможны случаи проложения очень длинных теодолитных ходов, например, при изысканиях линейных объектов (автомобильных и железных дорог, трубопроводов, ЛЭП) в малонаселенной (иногда — горнотаежной) местности, где геодезические сети, как правило, являются весьма разреженными. Наиболее слабое место теодолитного хода с точки зрения ошибок в положении вершин — его середина. Очевидно, что с увеличением длины теодолитного хода ошибки определения координат точек в середине хода возрастают пропорционально его длине.

Повышение точности теодолитного хода может быть достигнуто проложением дополнительных теодолитных ходов, в результате чего возникают системы теодолитных ходов с узловыми точками, что сопровождается существенным увеличением затрат времени и других ресурсов.

Ошибки определения координат точек в ходах с большим числом сторон, вызванные накоплением ошибок измерения горизонтальных углов и, как следствие, разворотом теодолитного хода, преобладают над ошибками измерения длин сторон, особенно при использовании электронных тахеометров. Как средство уменьшения влияния ошибок измерения горизонтальных углов в длинных теодолитных ходах может быть использовано определение дирекционного угла какой-либо стороны (или двух—трех) в середине хода.

Подобное определение дирекционного угла стороны теодолитного хода может быть выполнено несколькими способами:

- 1) астрономическим — по наблюдениям Солнца или Полярной звезды;
- 2) гирокопическим — с помощью гиротеодолита;
- 3) синхронными наблюдениями Солнца с применением оптических теодолитов или электронных тахеометров.

При определении астрономическим способом необходимо знать геодезическую широту и долготу точки стояния, координаты наблюдаемого светила (приводятся в астрономических ежегодниках) и время наблюдений. Кроме того, при наблюдении на Солнце требуется специальный светофильтр. Данный способ позволяет определить истинный азимут направления со среднеквадратической ошибкой порядка $1'$.

Точность гирокопического метода определяется точностью используемого гиротеодолита и может составлять величину от $10''$ до $1'$. Однако следует отметить незначительное распространение гиротеодолитов и их высокую стоимость.

В обоих приведенных выше способах непосредственно определяется истинный азимут, и для перехода к дирекционному углу нужно знать сближение меридианов.

Наиболее practicalnyy способ определения дирекционного угла — способ синхронных наблюдений Солнца, сущность которого была рассмотрена ранее, при рассмотрении привязки теодолитных ходов к пунктам геодезической сети.

Обработка теодолитного хода с известным дирекционным углом какой-либо стороны в середине хода заключается в том, что вначале независимо уравниваются дирекционные углы каждой его части. Рассмотрим в качестве примера ход на рис. 9.6. Обычным образом вычисляются угловые невязки на участке хода от пункта A до точки P и от пункта B до точки Q . Полученный из измерений дирекционный угол стороны PQ при этом считается твердым. Если полученная угловая невязка не превышает допустимую, то распределение поправок на каждом участке осуществляется поровну во все углы от пункта A до точки P и от пункта B до точки Q , после чего вычисляются дирекционные углы сторон на каждом участке, в результате чего будут получены дирекционные углы всех сторон, а их длины известны из полевых измерений. Дальнейшая обработка сводится к обработке хода как единого целого и ничем не отличается от обработки обычного теодолитного хода.

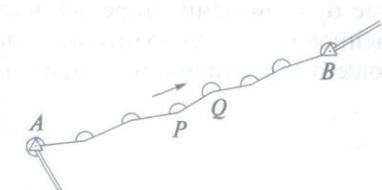


Рис. 9.6. Ход с дирекционным углом в середине

9.6. ОБРАБОТКА СИСТЕМ ТЕОДОЛИТНЫХ ХОДОВ

Сложные системы теодолитных ходов обрабатываются с применением специального программного обеспечения, что позволяет как существенно сократить затраты ручного труда, так и повысить качество обработки, поскольку подобное программное обеспечение разрабатывается, как правило, на основе строгой математической теории — метода наименьших квадратов. Поэтому всегда, когда есть возможность, следует применять программные методы уравнивания планового съемочного обоснования, даже при обработке одиночных теодолитных ходов.

Вручную может быть выполнено нестрогое, упрощенное уравнивание сравнительно несложных систем теодолитных ходов с одной, двумя или тремя узловыми точками. Покажем принципы такой обработки на примере обработки теодолитных ходов с одной узловой точкой (рис. 9.7).

Выбирается какая-либо сторона, примыкающая к узловой точке; такую сторону можно назвать узловой. Пусть на рис. 9.7 это будет сторона PQ . Последовательно вычисляются дирекционные углы сторон каждого теодолитного хода, примыкающего к стороне PQ , в результате получают значения дирекционного угла узловой стороны из трех теодолитных ходов, после чего вычисляют его средневесовое значение как

$$\alpha_0 = \frac{\sum_{i=1}^n p_i \alpha_i}{\sum_{i=1}^n p_i},$$

где α_i — значение дирекционного угла узловой стороны, полученное из i -го теодолитного хода; p_i — вес значения соответствующего дирекционного угла, вычисляемый по формуле

$$p_i = \frac{1}{n_i},$$

где n_i — число измеренных углов в i -м теодолитном ходе.

Затем вычисляются угловые невязки для каждого хода, и если они не превышают предельных значений, то осуществляются ввод

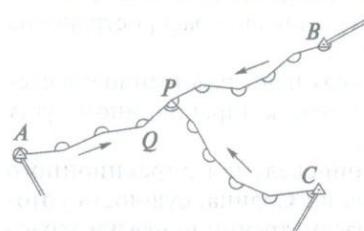


Рис. 9.7. Система ходов с узловой точкой

поправок в измеренные углы и вычисление исправленных значений дирекционных углов. После этого вычисляются значения координат узловой точки P и их средневесовые значения по формулам

$$X_0 = \frac{\sum_{i=1}^n p_i X_i}{\sum_{i=1}^n p_i};$$

$$Y_0 = \frac{\sum_{i=1}^n p_i Y_i}{\sum_{i=1}^n p_i},$$

где вес каждого хода обратно пропорционален его длине:

$$p_i = \frac{1}{L_i}.$$

Далее обработка каждого из трех ходов выполняется таким же образом, как и для обычного разомкнутого теодолитного хода: определяются невязки по осям координат, абсолютные и относительные невязки и сравнение последних с предельными невязками, осуществляется распределение невязок (вычисление поправок) и нахождение исправленных приращений координат, вычисление значений координат всех точек теодолитных ходов.

Следует признать, что с появлением глобальных навигационных спутниковых систем (ГЛОНАСС, GPS и т.д.) проблема обработки систем теодолитных ходов с узловыми точками несколько утратила свою актуальность. Поскольку ГНСС позволяют определять координаты с высокой точностью, поскольку можно с их помощью определить координаты узловых точек. Тогда задача обработки системы теодолитных ходов с узловыми точками сводится к задаче обработки совокупности отдельных разомкнутых ходов.

Вопросы и задания

- Что является целью обработки теодолитного хода?
- В чем заключается предварительная обработка теодолитного хода?
- С какой точностью вычисляются величины при обработке теодолитного хода?
- Какова зависимость между дирекционными и горизонтальными углами?
- Чему равна теоретическая сумма углов замкнутого теодолитного хода?

6. Чему равна теоретическая сумма углов разомкнутого теодолитного хода?
7. Что такое угловая невязка теодолитного хода?
8. Чему равна угловая невязка теодолитного хода?
9. Чему равна предельная угловая невязка теодолитного хода?
10. Что делать при недопустимой угловой невязке?
11. С какой целью распределяется угловая невязка теодолитного хода?
12. Как распределяется угловая невязка теодолитного хода?
13. Как контролируется вычисление поправок в углы теодолитного хода?
14. Как вычисляются исправленные значения углов теодолитного хода?
15. Как контролируются исправленные значения углов теодолитного хода?
16. Как вычисляются дирекционные углы сторон теодолитного хода?
17. Как контролируются значения дирекционных углов сторон теодолитного хода?
18. Как вычисляются приращения координат при обработке теодолитного хода?
19. Чему равна теоретическая сумма приращений координат в замкнутом теодолитном ходе?
20. Чему равна теоретическая сумма приращений координат в разомкнутом теодолитном ходе?
21. Как вычисляется абсолютная невязка теодолитного хода?
22. Как вычисляется относительная невязка теодолитного хода?
23. Какова допустимая относительная невязка теодолитного хода?
24. Как вычисляются поправки в приращения координат при обработке теодолитного хода?
25. Как контролируются поправки в приращения координат при обработке теодолитного хода?
26. Как вычисляются координаты точек теодолитного хода?
27. Как контролируется вычисление координат точек теодолитного хода?
28. Возможна ли обработка теодолитного хода без прымых углов?
29. В чем особенность обработки теодолитного хода без прымых углов?
30. В каких случаях создаются системы теодолитных ходов с узловыми точками?

Глава 10 ОБРАБОТКА ВЫСОТНЫХ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ СЕТЕЙ

10.1. ОБРАБОТКА ОДНОЧНОГО НИВЕЛИРНОГО ХОДА

Результаты измерения превышений методом геометрического нивелирования фиксируются в журнале технического нивелирования. Целью обработки журнала технического нивелирования является вычисление высот определяемых точек по значениям высот исходных точек и результатам измерения превышений.

10.1.1. Контроль полевых вычислений — постраничный контроль

Обработка результатов технического нивелирования начинается с проверки всех полевых вычислений в журнале путем постраничного контроля. *Постстраничный контроль* заключается в выполнении следующих действий:

- 1) вычисления суммы всех отсчетов на странице по задней рейке $\sum Z$;
- 2) вычисления суммы всех отсчетов на странице по передней рейке $\sum \Pi$;
- 3) вычисления алгебраической суммы всех средних превышений на странице $\sum h_{cp}$;
- 4) проверки выполнения равенства

$$\frac{\sum Z - \sum \Pi}{2} = \sum h_{cp}.$$

Допустимое отклонение от указанного равенства составляет 1–2 мм, которое может возникнуть вследствие накопления на странице ошибок округлений при вычислениях средних превышений на станциях.

Перечисленные операции должны выполняться на каждой странице журнала технического нивелирования, в связи с чем такой контроль и называется постраничным. При проведении постраничного контроля проверяются только результаты полевых вычислений (отсутствие в них арифметических ошибок), качество измерений при этом не может быть проверено.

10.1.2. Невязки в нивелирных ходах, их распределение

Рассмотрим разомкнутый ход нивелирования (рис. 10.1). Измеренное превышение между начальной и конечной точками хода равно сумме превышений, измеренных на каждой станции, т.е.

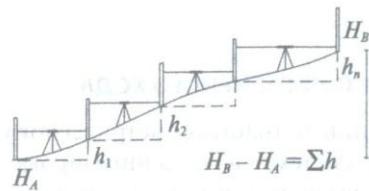


Рис. 10.1. Сумма превышений

практической, суммой превышений. С другой стороны, если высота H_0 начальной точки хода и высота H_n конечной точки хода известны, то в соответствии с определением превышения теоретическое превышение между ними может быть определено как разность их высот:

$$\sum h_T = H_n - H_0.$$

Данное значение превышения между точками A и B называют теоретической суммой превышений. Очевидно, что измеренная сумма превышений должна равняться теоретической

$$\sum h = \sum h_T.$$

Но также очевидно, что вследствие ошибок измерений такое равенство будет выполняться только тогда, когда ошибки измерений полностью компенсируются. За крайне редкими исключениями такой компенсации ошибок не будет, и сумма измеренных превышений будет отличаться от теоретической суммы превышений, т.е. будет иметь место соотношение

$$\sum h \neq \sum h_T.$$

Разность между измеренной суммой превышений и ее теоретическим значением называется невязкой превышений

$$f_h = \sum h - \sum h_T.$$

(В общем случае разность между результатом V измерений некоторой величины и ее теоретическим значением V_T называется невязкой:

$$V - V_T = f.$$

Пример: угловая невязка в треугольнике на плоскости есть разность между суммой его измеренных углов и 180° .)

В замкнутом нивелирном ходе отметка начальной точки равна отметке конечной точки, т.е. $H_0 = H_n$. Следовательно, теоретическая сумма превышений в замкнутом нивелирном ходе равна

$$\sum h_T = 0.$$

Тогда невязка в таком ходе будет равна сумме измеренных превышений, т.е.

$$f_h = \sum h.$$

Очевидно, что величина невязки в нивелирном ходе будет зависеть от использованных приборов, тщательности выполненных измерений, внешних условий и ряда других факторов. При техническом нивелировании для оценки качества выполненных измерений превышений служит величина предельной невязки, вычисляемая по формуле

$$f_{\text{пред}} = 50 \text{ мм } \sqrt{L},$$

где L — число километров в ходе; говорят также, что L — длина хода, выраженная в километрах.

Если на каждый километр нивелирного хода приходится большое число станций (более 25), то рекомендуется использовать другую формулу для нахождения предельного значения невязки превышений:

$$f_{\text{пред}} = 10 \text{ мм } \sqrt{n},$$

где n — общее число станций в ходе.

Если полученная невязка превышений по модулю больше предельной невязки, т.е. имеет место соотношение $|f_h| > f_{\text{пред}}$, то результаты измерений превышений не могут быть признаны удовлетворительными, полевые измерения должны быть выполнены повторно. Если выполняется условие $|f_h| \leq f_{\text{пред}}$, то результаты измерений считаются доброкачественными, выполненными надлежащим образом, обработка хода может быть продолжена.

Но если невязка превышений допустима и не равна нулю ($f_h \neq 0$), то мы имеем определенное противоречие: измеренная сумма превышений не равна теоретической сумме превышений, чего не может быть, поэтому полученные результаты измерения превышений нужно привести в соответствие с требованиями геометрии, «исправить» их определенным образом. В таких случаях говорят, что нужно распределить невязку, ввести в измеренные значения некоторые поправки. При этом поправки должны вводиться таким об-

разом, чтобы сумма исправленных превышений равнялась теоретической.

Существует бесконечное число вариантов распределения поправок. При выборе такого варианта можно рассуждать следующим образом. Полевые измерения выполнялись одним и тем же прибором, по одной и той же методике, при одной и той же погоде и прочих равных условиях, поэтому у нас нет оснований одним измерениям доверять меньше и вводить в них большие поправки, а другим измерениям доверять больше и вводить в них меньшие поправки. Представляется разумным и достаточно обоснованным считать результаты наших измерений *равноточными* и руководствоваться при этом *принципом равенства поправок*. Тогда во все измерения необходимо вводить одну и ту же поправку δ , которая может быть вычислена по формуле

$$\delta = -\frac{f_h}{n},$$

где n — число станций в ходе.

При этом говорят, что поправка в превышения равна невязке с противоположным знаком, деленной на число станций. Значения поправок округляются до 1 мм и записываются красным цветом над значениями измеренных превышений.

Образец журнала технического нивелирования и пример обработки короткого нивелирного хода представлены в табл. 10.1.

После вычисления поправок в превышения выполняется их контроль, который сводится к проверке выполнения соотношения

$$\sum \delta = -f_h,$$

т.е. сумма поправок в превышения должна равняться невязке, взятой с противоположным знаком.

Так как при обработке результатов технического нивелирования значения превышений и поправки в превышения округляются до 1 мм, может случиться так, что вследствие ошибок округления последнее соотношение не выполняется, тогда некоторые поправки увеличивают или уменьшают на 1 мм так, чтобы выполнялось равенство $\sum \delta = -f_h$. Желательно, чтобы превышения с такими поправками располагались примерно равномерно по всему ходу нивелирования.

Таким образом, можно считать, что в отдельном ходе поправки вводятся поровну во все измеренные превышения с округлением до 1 мм.

Таблица 10.1

Пример обработки журнала технического нивелирования

№ станицы	№ пикета	Отсчеты по рейкам				Превышения, мм				Горизонт прибора, м	Отметки, м
		задней	передней	промежу- точные	по черной стороне	средние	исправ- ленные				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
1	Pн. 1	1833			+1208	+1210	+1209	+1206		123,456	
1											
1											
1	X1										
2	X1	2350			+1596	+1595	+1596	+1593		124,662	
2											
2											
2											
3	ПК0	1680			-0534	-0537	-0536	-0539		126,255	
3											
3											
3											
4	ПК1	1000			-0089	-0088	-0088	-0091	126,716	125,716	
4											
4											
4											
ПК2					1089						

Окончание табл. 10.1

№ станции	№ пункта	Отсчеты по рейкам			Превышения, мм			Горизонт прибора, м	Отметки, м
		задней	передней	промежу- точные	по черной стороне	средние исправ- ленные			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
									11
	+25			5877					
	+41				1788				
5	ПК2	0642		0723					124,928
		5430			-1134	-1136	-1135	-3	125,993
	ПК3								125,625
6	ПК3	2834			+2294	+2296	+2295	+2292	124,487
		7623							
Пн. 2		0540							126,779
		5327							
	Σ	49 408	42 727						
	$\sum 3 - \sum \Pi$			+3340					

Исправленное значение промежуточных отметок
 $f_{h \text{ испр}} = 50\sqrt{0,36} = 30 \text{ мм}$

10.1.3. Вычисление высот: способ превышений и способ горизонта

После контроля вычисления поправок осуществляется вычисление исправленных превышений, для чего используется формула

$$h_{\text{испр}} = h_{\text{изм}} + \delta.$$

Следует заметить, что в данной формуле сложение осуществляется алгебраически, т.е. с учетом знаков. Затем выполняется контроль вычисления исправленных превышений: их сумма должна равняться теоретической сумме превышений:

$$\sum h_{\text{испр}} = \sum h_T.$$

Собственно говоря, ради получения этого соотношения и предпринимается распределение невязки нивелирного хода. Для разомкнутого и замкнутого нивелирных ходов эта общая формула может быть конкретизирована. Для разомкнутого хода она получает вид

$$\sum h_{\text{испр}} = H_n - H_0,$$

а для замкнутого —

$$\sum h_{\text{испр}} = 0.$$

После вычисления исправленных превышений приступают к вычислению высот. При этом различают вычисление высот связующих точек способом превышений и вычисление значений высот промежуточных точек, для чего используется способ горизонта прибора.

Вычисление отметок *способом превышений* (см. рис. 10.1) заключается в том, что к отметке H_0 начальной точки прибавляют исправленное превышение h_1 и получают высоту H_1 первой связующей точки, к которой затем прибавляют исправленное превышение h_2 и получают высоту H_2 следующей точки и т.д. Таким образом, вычисление отметок связующих точек осуществляется по формуле

$$H_i = H_{i-1} + h_i,$$

где h_i — исправленное превышение.

Контроль вычисления высот связующих точек заключается в том, что вычисленная таким образом отметка конечного репера должна равняться ее известному значению:

$$H_{\text{выч}} = H_n.$$

Как было сказано ранее, вычисление отметок промежуточных точек осуществляется через горизонт прибора. **Горизонтом прибора**

называют высоту горизонтального визирного луча нивелира над уровенной поверхностью, принятой за начало счета высот, и обозначают как ГП. На рис. 10.2 точка A является задней, ее высота H_A известна, отсчет по установленной на ней рейке равен a . Тогда горизонт прибора можно вычислить как

$$\text{ГП} = H_A + a.$$

На том же рис. 10.2 отсчеты по рейкам, установленным в промежуточных точках P_j ($j = 1, 2, \dots, k$), равны соответственно c_j . Тогда высота каждой промежуточной точки может быть вычислена способом горизонта прибора как

$$H_j = \text{ГП} - c_j.$$



Рис. 10.2. Горизонт прибора

Следует отметить, что горизонт прибора и высоты промежуточных точек, в отличие от связующих точек, вычисляются *без контроля*, поэтому их вычисление можно проверить обратным действием:

- 1) разность горизонта прибора и отсчета по задней рейке (на данной станции) должна равняться отметке задней точки;
- 2) сумма отметки промежуточной точки и отсчета по рейке на этой точке должна быть равна горизонту прибора на данной станции.

10.2. ОБРАБОТКА ХОДА ТРИГОНОМЕТРИЧЕСКОГО НИВЕЛИРОВАНИЯ

Исходными данными для обработки хода тригонометрического нивелирования служат длины сторон или их горизонтальные проекции, значения прямых и обратных превышений, высоты начальной и конечной точек хода (табл. 10.2). Целью обработки является получение высот точек хода.

Таблица 10.2

Ведомость вычисления высот хода тригонометрического нивелирования

№ станции	Расстояние, м	Превышение, м				Высота (H), м
		прямое	обратное	среднее	исправ- ленное	
<i>A</i>				-2	+3,81	110,55
	134,5	+3,82	-3,84	+3,83	+3,81	
1				-3		114,34
	181,0	+1,44	-1,50	+1,47	+1,44	
2				-2		115,75
	150,8	-0,30	+0,27	-0,28	-0,30	
3				-3		115,42
	173,2	+2,71	-2,65	+2,68	+2,65	
<i>B</i>						118,15
	$\Sigma L = 639,5$			$\Sigma H = +7,70$	$\Sigma H = +7,60$	
				$\Sigma H_T = +7,60$		
				$f_h = +0,10$		
				$f_{\text{пред}} = 13$		

Если прямое и обратное превышения отличаются не более чем по 4 см на каждые 100 м, то вычисляют их средние значения с округлением до 1 см. Если разность превышений больше указанного предела, то такие превышения должны быть измерены повторно.

1. Вычисляют сумму измеренных превышений по ходу $\sum H$.
2. Находят теоретическую сумму $\sum H_T$ превышений:

- для разомкнутого хода как разность высот конечной и начальной точек

$$\sum H_T = H_n - H_0;$$

- для замкнутого хода

$$\sum H_T = 0.$$

3. Определяют невязку превышений как разность суммы измеренных превышений и их теоретической суммы. Для этого формула невязки приводится в виде $f_h = \sum H - \sum H_T$.

называют высоту горизонтального визирного луча нивелира над уровенной поверхностью, принятой за начало счета высот, и обозначают как ГП. На рис. 10.2 точка A является задней, ее высота H_A известна, отсчет по установленной на ней рейке равен a . Тогда горизонт прибора можно вычислить как

$$\text{ГП} = H_A + a.$$

На том же рис. 10.2 отсчеты по рейкам, установленным в промежуточных точках P_j ($j = 1, 2, \dots, k$), равны соответственно c_j . Тогда высота каждой промежуточной точки может быть вычислена способом горизонта прибора как

$$H_j = \text{ГП} - c_j.$$



Рис. 10.2. Горизонт прибора

Следует отметить, что горизонт прибора и высоты промежуточных точек, в отличие от связующих точек, вычисляются *без контроля*, поэтому их вычисление можно проверить обратным действием:

- 1) разность горизонта прибора и отсчета по задней рейке (на данной станции) должна равняться отметке задней точки;
- 2) сумма отметки промежуточной точки и отсчета по рейке на этой точке должна быть равна горизонту прибора на данной станции.

10.2. ОБРАБОТКА ХОДА ТРИГОНОМЕТРИЧЕСКОГО НИВЕЛИРОВАНИЯ

Исходными данными для обработки хода тригонометрического нивелирования служат длины сторон или их горизонтальные проекции, значения прямых и обратных превышений, высоты начальной и конечной точек хода (табл. 10.2). Целью обработки является получение высот точек хода.

Таблица 10.2
Ведомость вычисления высот хода тригонометрического нивелирования

№ станции	Расстояние, м	Превышение, м				Высота (H), м
		прямое	обратное	среднее	исправ- ленное	
<i>A</i>				-2		110,55
	134,5	+3,82	-3,84	+3,83	+3,81	
1				-3		114,34
	181,0	+1,44	-1,50	+1,47	+1,44	
2				-2		115,75
	150,8	-0,30	+0,27	-0,28	-0,30	
3				-3		115,42
	173,2	+2,71	-2,65	+2,68	+2,65	
<i>B</i>						118,15
	$\Sigma L = 639,5$			$\Sigma H = +7,70$	$\Sigma H = +7,60$	
				$f_h = +0,10$	$f_{\text{пред}} = 13$	

Если прямое и обратное превышения отличаются не более чем по 4 см на каждые 100 м, то вычисляют их средние значения с округлением до 1 см. Если разность превышений больше указанного предела, то такие превышения должны быть измерены повторно.

1. Вычисляют сумму измеренных превышений по ходу $\sum H$.
2. Находят теоретическую сумму $\sum H_T$ превышений:

 - для разомкнутого хода как разность высот конечной и начальной точек

$$\sum H_T = H_n - H_0;$$

• для замкнутого хода $\sum H_T = 0$.

3. Определяют невязку превышений как разность суммы измеренных превышений и их теоретической суммы этого же хода $f_h = \sum H - \sum H_T$.

4. Находят предельную невязку превышений по формуле

$$f_{h\text{пред}} = \frac{0,04 \sum L_{100}}{\sqrt{n}} \text{ см},$$

где $\sum L_{100}$ — длина хода, выраженная в сотнях метров; n — число сторон хода.

5. Если полученная невязка не превышает предельную, то осуществляют распределение невязки, для чего вычисляют коэффициент пропорциональности

$$k = -\frac{f_h}{\sum L},$$

где $\sum L$ — длина хода в метрах.

6. Вычисляют значения поправок как произведение полученного коэффициента пропорциональности на длину L_i соответствующей стороны

$$v_i = kL_i.$$

Значения поправок записываются красным цветом как целые числа с округлением до 1 см над значениями средних превышений.

7. После этого выполняют контроль вычисления поправок превышений: сумма поправок должна быть равна невязке превышений, взятой с обратным знаком. Если данное равенство не выполняется, то некоторые поправки, расположенные равномерно по ходу, подправляют на 1 мм в нужную сторону.

8. Далее вычисляют исправленные превышения и их сумму, которая должна быть равна теоретической сумме превышений.

9. Если контроль исправленных превышений выполняется, то последовательно находят отметки точек хода.

10. Контроль вычисления высот точек хода осуществляется сравнением полученного значения высоты последней точки хода с ее известным значением.

10.3. ОБРАБОТКА СИСТЕМ ВЫСОТНЫХ ХОДОВ

Обработка более или менее сложных систем высотных ходов как геометрического, так и тригонометрического нивелирования в настоящее время выполняется с применением специальных программных средств, основанных на строгой математической теории — методе наименьших квадратов. Вручную могут обрабатываться одиночные высотные ходы (геометрического и тригонометрического нивелирования) и сравнительно простые системы таких ходов с од-

ной—двумя узловыми точками. Такое уравнивание является упрощенным, его основные принципы рассмотрим на примере уравнивания системы из трех ходов с одной узловой точкой (рис. 10.3).

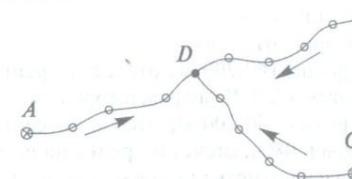


Рис. 10.3. Система ходов с узловой точкой

Уравнивание может осуществляться следующим образом. По каждому ходу вычисляется сумма измеренных превышений и соответствующая отметка узловой точки. Таким образом, если в узловой точке сходится n ходов, то мы будем иметь n значений ее отметки, поэтому вычисляется среднее весовое значение отметки узловой точки. При этом вес каждого хода принимается равным величине

$$P_i = \frac{1}{L_i},$$

где L_i — длина хода.

После этого выполняется уравнивание каждого хода как разомкнутого хода геометрического или тригонометрического нивелирования, проложенного между двумя реперами с известными отметками.

Вопросы и задания

1. Что является целью постраничного контроля?
2. В чем заключается постраничный контроль?
3. Чему равна теоретическая сумма превышений в разомкнутом нивелирном ходе?
4. Чему равна теоретическая сумма превышений в замкнутом нивелирном ходе?
5. Как распределяется невязка превышений в нивелирном ходе?
6. Как контролируется распределение невязки превышений в нивелирном ходе?
7. Чему должна равняться сумма поправок в превышения в нивелирном ходе?
8. Как вычисляются исправленные превышения в нивелирном ходе?
9. Как контролируется вычисление исправленных превышений?
10. Чему должна равняться сумма исправленных превышений?

11. В чем заключается вычисление отметок способом превышений?
12. В чем заключается вычисление высот способом горизонта прибора?
13. Как вычисляются отметки связующих точек в нивелирном ходе?
14. Как вычисляются отметки промежуточных точек в нивелирном ходе?
15. Что такое горизонт прибора?
16. Как вычисляется горизонт прибора?
17. Отметка репера равна 140,200 м; отсчет по рейке, установленной на этом репере, равен 1720. Чему равен горизонт прибора?
18. Отметка репера равна 140,200 м; отсчет по рейке, установленной на этом репере, равен 0800, отсчет по рейке на промежуточной точке равен 1200. Чему равна отметка промежуточной точки?
19. Горизонт прибора 123,400, отсчет по рейке на промежуточной точке равен 1735. Чему равна отметка этой точки?
20. Что такое тригонометрическое нивелирование?
21. Как обрабатывается система нивелирных ходов с одной узловой точкой?

Глава 11 ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ СЪЕМКИ

11.1. ОПРЕДЕЛЕНИЕ И КЛАССИФИКАЦИЯ ТОПОГРАФИЧЕСКИХ СЪЕМОК

Топографической съемкой называют комплекс работ, выполняемых в целях получения топографической карты или плана, а также получение топографической информации в другой форме [2], например, в виде цифровых моделей местности (ЦММ), ортофотопланов и т.п. Иногда в узком смысле слова топографической съемкой называют процесс сбора первичной информации и тогда топографические съемки подразделяют на *наземные, воздушные и космические*.

Перед съемкой создается плановое и высотное обоснование в виде множества точек, плановое и высотное положение которых определяется в результате обработки полевых измерений. В процессе съемки устанавливается положение точек местности относительно точек съемочного обоснования (съемочной сети). Если при топографической съемке определяется только плановое положение точек местности, т.е. снимается только ситуация, то такую съемку называют *горизонтальной*, если снимается только рельеф, то съемку называют *высотной*, или *вертикальной*.

В зависимости от используемых технических средств, приборов и технологий в наземной съемке различают теодолитную съемку, тахеометрическую съемку, фотосъемку и съемку с применением лазерных сканирующих систем (ЛСС). Последние могут использоваться также при воздушных съемках.

Топографические планы крупных масштабов (1:500 и 1:1000) создаются преимущественно методами наземной съемки. Топографические карты и планы более мелких масштабов (1:2000 и мельче) могут создаваться с применением аэрофото- или космической съемки.

11.2. ГОРИЗОНТАЛЬНАЯ СЪЕМКА

Как правило, горизонтальная съемка является теодолитной съемкой. **Теодолитная съемка** — топографическая съемка, выполняемая с помощью теодолита и мерных приборов или дальномеров [2]. Обычно цель теодолитной съемки — получение **контурного плана** местности — плана, на котором отображена только ситуация,

а изображение рельефа отсутствует. Измерение горизонтальных и вертикальных углов при этом осуществляется теодолитом, а измерение сторон — лентами или дальномерами. Теодолитная съемка применяется в равнинной местности, в населенных пунктах, на застроенных участках и проч. Для получения изображения рельефа выполняют нивелирование поверхности по квадратам или магистральным ходам.

Теодолитная съемка разделяется на следующие процессы:

- 1) создание планового съемочного обоснования;
- 2) его привязка к пунктам геодезической сети;
- 3) съемка ситуации.

При этом выделяют *полевые* и *камеральные работы* — обработку материалов полевых работ. План топографической съемки составляют по материалам теодолитной съемки в камеральных условиях.

Перед выполнением съемки наземными методами на снимаемом участке местности создается **съемочная геодезическая сеть**, или **съемочное обоснование** — геодезическая сеть, предназначенная для непосредственного выполнения топографических съемок. Съемочное обоснование, как правило, создается в виде теодолитных ходов (обычно на застроенной территории), реже — построением микротриангуляции (только на открытой местности). В процессе создания планового съемочного обоснования стороны теодолитного хода стремятся прокладывать по ровным, твердым и удобным для измерений местам. Длина сторон теодолитного хода зависит от масштаба предстоящей топографической съемки и колеблется в пределах от 20 до 400 м, углы наклона могут достигать 5°. Съемка подробностей (ситуации) проводится с опорных точек и линий теодолитного хода, который прокладывается между опорными пунктами триангуляции, полигонометрии или образуется в виде системы замкнутых полигонов (многоугольников). Качество проложенного теодолитного хода определяется путем сопоставления фактических ошибок (невязок) с допустимыми. Погрешность измерения углов в теодолитном ходе обычно составляет 0,5–1'. Точность измерения длин сторон характеризуется относительной погрешностью, составляющей не более 1:2000 их длины.

Имеющую координаты и высоту в соответствующей системе координат и высот и закрепленную на местности точку съемочного обоснования, с которой выполняется съемка данного участка местности, называют **съемочной точкой**, или **станцией**. Точку земной поверхности, положение которой определяется относительно станции в процессе съемки, называют **съемочным пикетом** (иногда — **пикетом**).

Теодолитная съемка заключается только в горизонтальной съемке, которая сводится к определению планового положения отдельных точек земной поверхности и геопространственных объектов в некоторой системе координат в целях дальнейшего нанесения их изображений на план.

При выполнении топографической съемки исполнитель должен решить два вопроса: что снимать и как снимать. Состав объектов, подлежащих отображению на планах и картах заданного масштаба, определяется соответствующим нормативным документом, в котором перечисляются вид отображаемых объектов и критерии (*цензы*) их отбора при съемке. Примером такого документа служат условные знаки [13], обязательные для всех организаций, выполняющих крупномасштабные топографические съемки.

В зависимости от состава объектов, находящихся на земной поверхности и подлежащих съемке, различают съемку застроенных территорий и незастроенных. При съемке застроенных территорий выделяют съемку проездов, внутридворовых съемок и съемку инженерных коммуникаций.

Непосредственно в процессе съемки определяется положение характерных точек объектов на земной поверхности (а также над и под ней). Для объектов с границами в виде ломаных линий такими точками являются точки поворота ломаной. На рис. 11.1 они отмечены. При вычерчивании плана (карты) эти точки должны быть нанесены на чертеж в соответствии с результатами измерений и соединены прямыми линиями, в результате чего будет получено их изображение (см. рис. 11.1).

При съемке криволинейных контуров в первую очередь определяется положение наиболее характерных точек — точек с максимальной кривизной (рис. 11.2), а затем точек с минимальным значением кривизны. Кроме того, инструкциями устанавливается максимально допустимое расстояние между соседними пикетами. Если расстояние между соседними характерными точками контура больше предельного, то на снимаемом контуре определяется положение дополнитель-

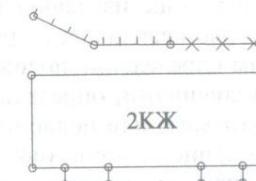


Рис. 11.1. Прямолинейные объекты

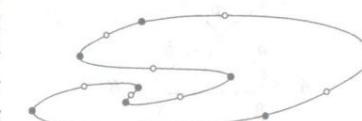


Рис. 11.2. Криволинейный объект:

- точки максимальной кривизны;
- точки минимальной кривизны

ных пикетов таким образом, чтобы максимально допустимые расстояния между любыми точками не были превышены. При вычерчивании такие точки наносят на чертеж и проводят через них гладкую кривую.

Одновременно с определением положения характерных точек снимаемых объектов составляется абрис. Абрис представляет собой схематический (глазомерный) чертеж участка местности, на котором отображаются точки съемочного обоснования, снимаемые объекты и их характеристики, съемочные пикеты с указанием их номеров, а иногда — измеренные в процессе съемки величины (углы и расстояния) и их значения. Абрис используется в качестве вспомогательного материала при вычерчивании топографического плана. Примеры фрагментов абрисов можно видеть на рис. 11.4–11.8. Иногда абрис называют также *крохи*. Качество составляемого плана существенным образом зависит от качества абриса. Качество абриса должно быть таким, чтобы план мог составить другой специалист, не принимавший участия в полевых работах по съемке данного участка местности.

11.3. ПРИНЦИП ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПЛАНОВОГО ПОЛОЖЕНИЯ ТОЧЕК

Положение точки в одномерном пространстве (на кривой) задается одной величиной, в двумерном пространстве (на плоскости, сфере и вообще на любой поверхности) — двумя величинами, в трехмерном евклидовом пространстве — тремя величинами. Рассмотрим определение положения точки на плоскости. Часто такими величинами, определяющими положение точки, являются прямоугольные или полярные координаты. Но координаты являются не единственно возможными величинами. Положение точки на поверхности, например, можно задать уравнениями некоторых двух пересекающихся линий. Точка пересечения этих линий и будет определяемой точкой. На этом свойстве и основаны способы горизонтальной съемки.

Пусть координаты точек A и B известны (например, A и B являются вершинами теодолитного хода), положение точки P (съемочного пикета) требуется определить (рис. 11.3). На плоскости (местности) непосредственно могут

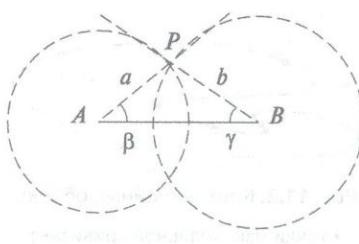


Рис. 11.3. Измеряемые элементы

быть измерены углы и расстояния. Если на некоторой точке с известными координатами измерен горизонтальный угол между известным направлением и направлением на определяемую точку, то такой угол задает прямую. Например, если в точке A измерить угол β между известным направлением на точку B и направлением на P , то такой угол определит прямую AP . Но одно измерение не является достаточным (точка P находится где-то на прямой AP). Чтобы уточнить ее положение, требуется второе измерение. Если измерить угол γ в точке B , то данное измерение определит вторую линию, а именно прямую BP . Пересечение прямых AP и BP дает положение точки P .

Однако можно поступить иначе, а именно: вместо угла γ измерить расстояние между точками A и P . Данное измерение определяет окружность радиусом a с центром в точке A . Тогда точка P будет определяться пересечением этой окружности с прямой AP . Положение точки P может быть также определено как пересечение двух окружностей с радиусами a и b . (Следует заметить, что формально решение в данном случае не является однозначным. Разрешение неоднозначности осуществляется с использованием абриса: точки их пересечения находятся по разные стороны прямой AB , что и отображается в абрисе.)

Каждое измерение расстояния между известной и определяемой точками позволяет составить уравнение окружности, т.е. уравнение второй степени:

$$(x - x_A)^2 + (y - y_A)^2 = a^2;$$

$$(x - x_B)^2 + (y - y_B)^2 = b^2.$$

Следовательно, задача вычисления координат определяемой точки в данном случае сводится к решению системы двух уравнений второй степени с двумя неизвестными — координатами x и y точки P .

При решении данной задачи можно избавиться от необходимости решения уравнений второй степени. В частности, на основании рис. 11.3 и теоремы косинусов можно записать

$$a^2 = c^2 + b^2 - 2bc \cos B;$$

$$b^2 = c^2 + a^2 - 2ac \cos A,$$

откуда следуют равенства

$$\cos B = \frac{c^2 - a^2 + b^2}{2bc};$$

$$\cos A = \frac{c^2 - b^2 + a^2}{2ac}.$$

Определив значения углов A и B , мы свели решение последней задачи к задаче нахождения координат определяемой точки по двум (косвенно) измеренным углам.

11.4. СПОСОБЫ ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ СЪЕМКИ

Таким образом, положение точки можно получить, измеряя на земной поверхности различные геометрические величины. Получающиеся при этом уравнения или системы уравнений при составлении плана решаются графически. В зависимости от измеряемых элементов, от их сочетания при горизонтальной съемке выделяют способ перпендикуляров, способ створов, способ линейной засечки и угловой засечки и полярный способ.

Способ створов применяется для определения положения линейных объектов, пересекающих стороны теодолитного хода. Пусть на рис. 11.4 AB — сторона теодолитного хода, пересекаемая тремя линейными объектами. Положение этих объектов (точек их пересечения со стороной теодолитного хода) определяется измерением расстояний от ближайшей вершины теодолитного хода. Измеренные расстояния указываются в абрисе. В данном примере расстояние от вершины A до точки 1 составляет 17,15 м, от A до точки 2 — 29,70 м и т.д.

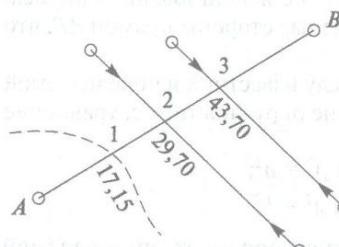


Рис. 11.4. Способ створов

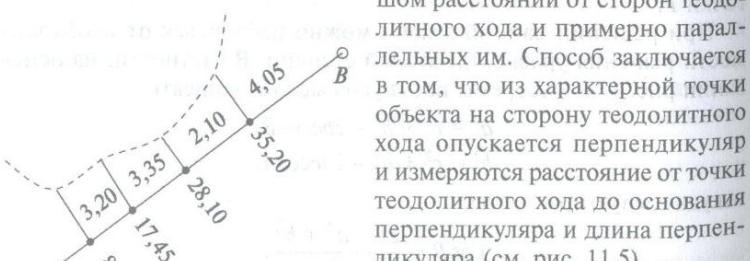


Рис. 11.5. Способ перпендикуляров

Способ перпендикуляров применяется преимущественно для определения положения объектов, расположенных на небольшом расстоянии от сторон теодолитного хода и примерно параллельных им. Способ заключается в том, что из характерной точки объекта на сторону теодолитного хода опускается перпендикуляр и измеряются расстояние от точки теодолитного хода до основания перпендикуляра и длина перпендикуляра (см. рис. 11.5).

Способ линейной засечки состоит в измерении расстояний от определяемой точки до двух

точек, положение которых известно. На рис. 11.6, *a* положение пикета (угла здания) определено промерами от него до вершин теодолитного хода. На рис. 11.6, *b* вначале на стороне теодолитного хода были закреплены две дополнительные точки, измерены расстояния от одной из вершин хода (в данном случае — от точки B) до дополнительных точек, а уже затем измерены расстояния от дополнительных точек до определяемого пикета (угла здания).

При съемке способом линейной засечки необходимо следить за тем, чтобы угол засечки γ (см. рис. 11.6) был не менее 30° и не более 150° . При нарушении данного условия положение определяемой точки устанавливается ненадежно, т.е. может характеризоваться большими ошибками.

Способ угловой засечки состоит в измерении с двух точек теодолитного хода горизонтальных углов между стороной теодолитного хода и направлениями на характерные точки объектов. На рис. 11.7 для определения положения пикета 1 на точках теодолитного хода A и B измерены соответственно углы α_1 и β_1 , а для определения точки 2 — соответственно углы α_2 и β_2 . При использовании способа угловой засечки угол засечки γ (см. рис. 11.7) также должен лежать в пределах $30^\circ \leq \gamma \leq 150^\circ$. Основным преимуществом способа угловой засечки является возможность снимать недоступные точки, например, на охраняемой территории.

Полярный способ теодолитной съемки, называемый также **способом полярной засечки** или **полярных координат** и являющийся основным, заключается в выполнении следующих действий (рис. 11.8). Осуществляется центрирование теодолита над точкой, с которой будет выполняться съемка. Теодолит приводится в рабочее положение (горизонтизование лимба, установка трубы по глазу и по предмету). Выполняется **ориентирование лимба**, для чего с помощью

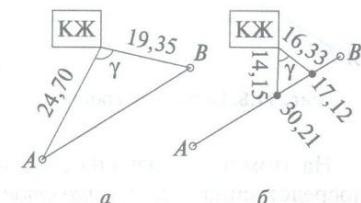


Рис. 11.6. Способ линейной засечки

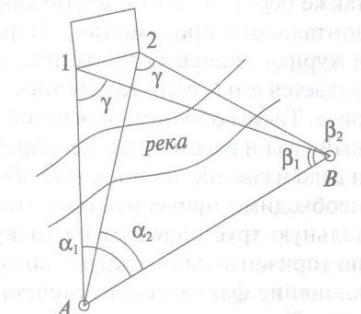


Рис. 11.7. Способ угловой засечки

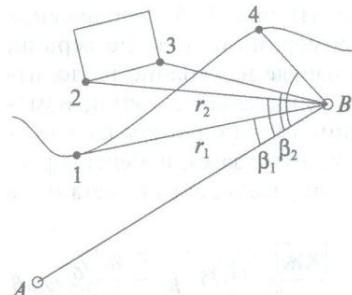


Рис. 11.8. Полярный способ

На этом подготовка на станции заканчивается и начинается непосредственная съемка *пикетов* — характерных точек местности. При съемке каждого пикета наводят зрительную трубу на этот пикет, берут отсчет на него по горизонтальному кругу и измеряют расстояние от станции до данного пикета (при больших углах наклона также берут отсчет по вертикальному кругу для нахождения горизонтального проложения). Перечисленные отсчеты записывают в журнал теодолитной съемки, где для каждого пикета также указывается его номер. Кроме того, номера пикетов проставляют в абрисе. Таким образом, до каждой точки будет измерен горизонтальный угол и расстояние, т.е. определены полярные координаты, что и дало название данному способу. По завершении работ на станции необходимо проверить ориентирование прибора. Для этого зрительную трубу наводят на точку ориентирования и берут отсчет по горизонтальному кругу, который должен быть равен $0^{\circ}00'$. Отклонение фактического отсчета от указанного не должно превышать $2'$.

Кроме того, при большом количестве пикетов на станции рекомендуется периодически проверять ориентирование прибора, так как можно случайно его нарушить. Если при проверке будет обнаружена ошибка ориентирования больше допустимой, то необходимо повторить съемку пикетов, содержащих недопустимые ошибки горизонтального угла. После окончания работ на станции проверку ориентирования следует выполнять в обязательном порядке.

В процессе создания съемочных сетей стараются сократить число их точек до минимально необходимого, поэтому иногда возникает такая ситуация, когда существующих точек планового обоснования недостаточно для съемки тех или иных небольших участков

наводящего винта алидады по горизонтальному кругу устанавливается отсчет, равный $0^{\circ}00'$; открепляется лимб и при закрепленной алидаде вертикальная нить зрительной трубы с помощью наводящего винта лимба наводится на соседнюю точку теодолитного хода. Таким образом, отсчет на соседнюю точку теодолитного хода, которая в этом случае называется *точкой ориентирования*, будет равен $0^{\circ}00'$.

местности. В таких случаях можно выполнять съемку со створных точек. Для получения планового положения такой дополнительной точки с помощью теодолита в створе соответствующей стороны теодолитного хода выставляют точку и измеряют расстояние от нее до одной из двух смежных вершин теодолитного хода. В целях контроля может быть измерено расстояние от створной точки до другой вершины теодолитного хода. При составлении топографического плана створную точку наносят на план по результатам промеров либо по их вычисленным координатам.

При необходимости координаты x , y створной точки можно определить по следующим формулам:

$$x = x_1 + \frac{d}{s}(x_2 - x_1);$$

$$y = y_1 + \frac{d}{s}(y_2 - y_1),$$

где d — расстояние от вершины 1 до створной точки; s — расстояние между вершинами теодолитного хода.

$$s = \sqrt{(x_2 - x_1)^2 + (y_2 - y_1)^2},$$

где x_1 , y_1 , x_2 , y_2 — координаты соответствующих вершин теодолитного хода.

11.5. ВЕРТИКАЛЬНАЯ СЪЕМКА

Вертикальная съемка имеет своей целью отображение на планах и картах естественного и искусственного рельефов — совокупности неровностей земной поверхности. Один из способов вертикальной съемки — геометрическое нивелирование. Кроме топографической съемки в практике строительных работ часто возникает необходимость нивелирования некоторых площадей, например при определении объемов земляных работ. Существует два способа геометрического нивелирования поверхности: по квадратам и по магистралям.

Нивелирование поверхности по квадратам применяется на незастроенных территориях. При использовании этого способа с помощью теодолита и мерной ленты или рулетки на местности разбивается сетка квадратов. Вершины сетки квадратов закрепляются кольями, отрезками труб, металлическими штырями и т.п. Размеры квадратов зависят от сложности рельефа и сложности сооружения и могут быть 10, 20, 40 или 50 м.

При малых размерах сетки, если позволяет рельеф участка местности, ее нивелирование осуществляется с одной постановки ин-

струмента (станции). При больших размерах сетки прокладывается нивелирный ход, в который включается некоторое число вершин сетки квадратов, высоты которых вычисляются в результате обработки хода и от которых затем можно будет определить высоты всех остальных ее вершин.

При проложении нивелирного хода может одновременно выполняться съемка сетки квадратов. Преимущество такой организации работ заключается в более высокой производительности труда. Недостаток же состоит в том, что при получении недопустимой навязки требуется не только повторное проложение хода, но и повторное выполнение съемки квадратов.

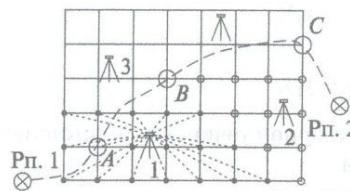


Рис. 11.9. Нивелирование по квадратам

Рассмотрим в качестве примера рис. 11.9. На нем изображен проложенный для определения высот сетки квадратов разомкнутый ход технического нивелирования от Рп. 1 до Рп. 2, в который были включены вершины квадратов, помеченные как А, В и С. После камеральной обработки нивелирного хода были получены высоты перечисленных точек А, В и С. После этого выполнялась вертикальная съемка участка. Нивелир был установлен на станции 1 и с него выполнена съемка вершин квадратов, помеченных малыми залитыми кружками. Для этого была установлена рейка на вершину А и взят отсчет а по ее черной стороне. Поскольку высота точки А известна (из обработки нивелирного хода), можно вычислить горизонт прибора $\Gamma\pi_1 = H_A + a$. Затем на каждой доступной с данной станции вершине сетки квадратов (помечены залитым кружком) устанавливается рейка и берется отсчет b по черной стороне. Высота вершины вычисляется как разность $H_i = \Gamma\pi_1 - b_i$. Затем был осуществлен переход на станцию 2 и выполнено определение высот вершин, помеченных незалитыми кружками, после этого — переход на станцию 3 и т.д.

Пример нивелирования сетки квадратов приводится в табл. 11.1, где следует обратить внимание на то, что задняя рейка устанавливается на точки, высоты которых известны. В данном примере предполагается, что высота узла Г3 сетки квадратов была определена ранее.

На застроенной территории нивелирование поверхности осуществляется по магистралям и поперечникам к ним. С этой целью

по магистральным линиям прокладываются совмещенные теодолитные и нивелирные ходы и осуществляется их привязка к опорной сети.

Таблица 11.1

Пример нивелирования поверхности

№ станции	№ пикета	Отсчеты по рейкам			Превышения, мм			Горизонт прибора, м	Отметки, м	
		задней	передней	промежуточные	по черной стороне	по красной стороне	средние			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Rп. 1	1899							101,899	100,000
	A1		0625							101,374
	A2		0810							101,089
	A3		0891							101,008
	A4		1055							100,844
	B4		1236							100,663
	B3		1370							100,529
2	Г3	1635							102,980	101,345
	Г2		1655							101,325
	Г1		1700							101,280
	B1		1780							101,200
	B2		1835							101,145
	B3		1962							101,018
	B4		2020							100,960

11.6. ПЛАНОВО-ВЫСОТНАЯ СЪЕМКА

Ранее были рассмотрены методы раздельного выполнения горизонтальной и вертикальной съемок как совокупности теодолитных и нивелирных работ. Такой подход характеризуется значительной трудоемкостью и стоимостью, поэтому всегда, когда есть возможность и необходимость, на практике используется тахео-

метрическая съемка — одновременная горизонтальная и вертикальная съемка с применением теодолитов-таксиметров.

Тахеометрическая съемка сводится к последовательной съемке участка местности с отдельных станций — точек съемочного обоснования. Последовательность работ на станции заключается в выполнении следующих операций:

- 1) центрирование теодолита с помощью нитяного, оптического или лазерного отвеса — совмещение оси вращения прибора с закрепленной на местности точкой стояния — вершиной теодолитного хода, вершиной микротриангуляции либо другой твердой точкой;

- 2) приведение теодолита в рабочее положение (горизонтирование, установка трубы по глазу и предмету, установка микроскопа по глазу);

- 3) ориентирование горизонтального круга. Для этой цели на соседней точке съемочного обоснования устанавливают вешку, с помощью винтов алидады устанавливают отсчет по горизонтальному кругу $0^{\circ}00'$ и при закрепленной алидаде с помощью винтов лимба горизонтального круга наводят вертикальную нить сетки нитей на установленную вешку;

- 4) измеряют высоту прибора над точкой съемочного обоснования (до оси вращения зрительной трубы) с помощью рейки или рулетки. На рейке отмечают высоту прибора с помощью какой-либо метки;

- 5) определяют место нуля вертикального круга (если оно неизвестно);

- 6) заполняют заголовок станции в журнале тахеометрической съемки (табл. 11.2), записывая номер станции (точки съемочного обоснования), номер точки ориентирования, отсчет по горизонтальному кругу на точку ориентирования, положение вертикального круга (КЛ или КП), место нуля и высоту прибора;

- 7) выполняют съемку необходимого числа пикетов, доступных с данной станции. При необходимости исполнитель предварительно инструктирует реечника, указывая ему, какие объекты следует снимать и где ставить рейку. Для записи каждого пикета в журнале тахеометрической съемки (см. табл. 11.2) отводится одна строка. В процессе съемки одновременно с измерениями на станции и записью их результатов в журнале вычерчивают абрас, на котором помимо ситуации указывают номера снимаемых пикетов.

Все перечисленные операции являются подготовкой к непосредственной съемке пикетов. При съемке каждого пикета выполняют следующие действия. Реечник устанавливает рейку на очередной характерной точке снимаемого объекта. Исполнитель вначале

Таблица 11.2

Журнал тахеометрической съемки									
Станция 7 Точка ориентирования б Отсчет на точку ориентирования $0^{\circ}00'$									
Круг КЛ МО -1,0 Высота инструмента 1,40 Высота станции 123,95									

№ пикета <i>N</i>	Горизонтальный угол <i>G</i>	Отсчет по вертикальному кругу '	Вертикальный угол '	Наклонное расстояние <i>D</i>	Горизонтальное проложение <i>d</i>	Высота визирования <i>v</i>	Превышение <i>h</i>	Высота пикета <i>H</i>	Примечание	
1	34	15	1	23	1	24	23,5	1,40	+0,57	124,52 Дерево
2	47	18	-0	44	-0	43	36,7	1,40	-0,47	123,48 Угол дома
3	42	45	-2	07	-2	06	47,2	47,1	-0,73	123,22 Стол
4	49	50	-3	16	-3	15	49,4	49,2	-1,80	122,15 Кювет

измеряет расстояние по нитяному дальномеру. Чтобы не терять времени на отсчитывание числа делений по рейке, обычно нижнюю (верхнюю) нить наводят на какое-либо «удобное» деление (например, 100,0 или 200,0 см) и берут отсчет по верхней (нижней) нити; разность данных отсчетов будет расстоянием. Допустим, одна дальномерная нить была наведена на отсчет 100,0 см, а отсчет по другой нити в этот момент был равен 164,5 см, тогда расстояние будет равно 64,5 м.

После этого наводят среднюю нить на отсчет по рейке, равный отмеченной высоте прибора, приводят пузырек цилиндрического уровня в нуль-пункт. Может случиться так, что отсчет по рейке, равный высоте прибора над точкой стояния, не виден, например закрывает листва. Тогда наводят на какое-либо другое деление на рейке: в целях сокращения вычислений предпочтительно на отсчет, равный $i \pm 1$ м. Отсчет по рейке представляет собой *высоту визирования* v . Она фиксируется в журнале для каждого пикета, после чего реечнику дают отмашку на переход к следующему пикету. Пока реечник переходит, берутся отсчеты по горизонтальному и вертикальному кругам.

Все отсчеты для каждого пикета записываются в соответствующие графы журнала тахеометрической съемки. В графе «примечания» отмечается характер данного пикета, т.е. указывается, какая точка была снята (угол здания, дерево, столб или забор и т.п.). Одновременно в абрисе делаются необходимые отметки и записи (обязательно указывается номер каждого съемочного пикета);

8) по окончании работ на станции обязательно проверяется ориентирование горизонтального круга, для чего наводят вертикальную нить на точку ориентирования и берут отсчет по горизонтальному кругу. Отклонение от начального отсчета ($0^{\circ} 00'$) не должно отличаться более чем на $2'$. Если данное условие выполняется, то переходят на следующую станцию. Если условие не выполняется, то необходимо выполнить проверку некоторого числа последних пикетов. Кроме того, при большом числе пикетов, снимаемых на какой-либо станции, в процессе работ на такой станции рекомендуется периодически проверять ориентирование горизонтального круга.

Каких-либо общих рекомендаций о порядке выполнения съемки, т.е. очередности обхода пикетов, не может быть; как правило, эта задача решается индивидуально для каждой станции, но в большинстве случаев вначале снимают все элементы ситуации, а затем — рельеф. Пикеты ситуации одновременно могут использо-

ваться и для отображения рельефа, поэтому указанный порядок съемки пикетов дает возможность избавиться от съемки излишних пикетов, свести число снимаемых пикетов к минимально необходимому.

Недостаток тахеометрической съемки состоит в том, что при ее выполнении возможно наличие «окон» — участков снимаемой территории, на которых отсутствуют пикеты, что особенно характерно для местности с малым количеством каких-либо объектов ситуации и слабовыраженным рельефом.

Предварительная обработка журнала тахеометрической съемки может выполняться непосредственно в поле, к ней относят следующие действия:

1) вычисление угла наклона по одной из формул в зависимости от положения круга при съемке:

$$v = KЛ - MО;$$

$$v = MО - KП;$$

2) вычисление горизонтального проложения

$$d = D\cos^2 v;$$

3) определение превышения h' по одной из формул:

$$h' = D\cos v \sin v;$$

$$h' = \frac{1}{2} D \sin 2v;$$

4) нахождение превышения h как

$$h = h' + i - v;$$

5) определение отметки съемочного пикета

$$H = H_0 + h,$$

где H_0 — отметка станции.

В результате выполненной обработки данные тахеометрической съемки готовы для составления топографического плана.

Тахеометрическая съемка находит все большее применение в связи с появлением электронных тахеометров (ЭТ), что объясняется следующими преимуществами ЭТ перед обычными оптическими теодолитами-таксиметрами:

1) высокий коэффициент автоматизации работ на станции. В обязанности исполнителя при съемке пикетов входит только наведение на отражатель, устанавливаемый в снимаемых точках зем-

ной поверхности, а измерение дальности до отражателя и взятие отсчетов по угломерным кругам и их запись выполняются автоматически. Кроме того, автоматически отслеживается положение пузырька цилиндрического уровня. Высокий коэффициент автоматизации работ на станции имеет своим следствием, во-первых, исключение так называемого человеческого фактора, грубых ошибок — просчетов, совершаемых человеком при измерении расстояний по рейке и отсчитывании по угломерным кругам теодолита; во-вторых, повышение производительности труда ввиду сокращения времени, необходимого для съемки каждого пикета;

2) высокая точность измерений расстояний и горизонтальных и вертикальных углов. Точность тригонометрического метода измерения превышений при использовании ЭТ не ниже точности технического геометрического нивелирования;

3) сокращение затрат времени достигается также вследствие автоматической предварительной обработки результатов измерений (вычисления горизонтальных проложений, превышений, высот и координат съемочных пикетов) встроенными микропроцессорами в режиме реального времени, автоматической записи результатов измерений и вычислений в долговременную память и, таким образом, избавления от затрат времени на их запись в журнал тахеометрической съемки;

4) сокращение времени на съемку пикетов при использовании ЭТ, оснащенных безотражательными дальномерами, по причине исключения необходимости установки отражателя на многие съемочные пикеты;

5) возможность дальнейшего повышения производительности труда за счет сокращения численности бригады при использовании роботизированных ЭТ, т.е. электронных тахеометров, оснащенных следящей системой и сервоприводом. Такие ЭТ могут работать в режиме самонаведения; сервопривод обеспечивает быстрое и точное наведение зрительной трубы на отражатель. В итоге появляется возможность выполнять топографическую наземную съемку одним человеком;

6) возможность избавления от недостатков «лоскутной автоматизации» и повышения коэффициента автоматизации за счет передачи результатов полевых измерений и предварительной обработки из долговременной памяти ЭТ в память компьютеров и дальнейшей автоматической обработки с применением специального программного обеспечения вплоть до получения цифровых моделей местности (ЦММ) и планов местности.

11.7. ОСОБЕННОСТИ СЪЕМКИ РЕЛЬЕФА

Точность изображения рельефа с помощью горизонталей зависит от четырех факторов: сложности рельефа, плотности снимаемых точек, точности измерения высот в выбранных точках и их презентабельности — распределения на земной поверхности.

В первую очередь съемке подлежат **характерные точки** и **орографические линии**, называемые в специальной литературе также **скелетными, характерными и структурными**. Орографические линии образуют «скелет», на который как бы «натягивается» земная поверхность. Два участка земной поверхности схожи в той мере, в какой схож рисунок их орографических линий. Характерные линии естественного рельефа на земной поверхности — тальвеги, водоразделы, линии изменения крутизны (угла наклона) склонов. Характерные линии искусственного рельефа — это верхние и нижние бровки откосов, котлованов, насыпей и т.п.

Характерными точками рельефа являются точки локальных экстремумов — точки максимумов (вершин) и минимумов (самые низкие точки котловин), седловые точки и точки бифуркации (слияния двух тальвегов или водоразделов). На рис. 11.10 структурные линии показаны штриховыми линиями. Выраженность структурных линий может быть различной: одни хорошо выражены, другие могут быть едва заметны, поэтому съемка рельефа в некоторой мере является искусством, определяется способностью видеть скелетные линии рельефа.

После съемки характерных точек и структурных линий выполняется съемка дополнительных точек рельефа таким образом, чтобы расстояние между соседними пикетами не превышало максимально допустимого расстояния, установленного инструкцией по топографической съемке для конкретного масштаба. Общее правило выбора пикетов на топографической поверхности состоит в том, что положение пикетов на поверхности выбирается таким образом, чтобы между ними была возможна интерполяция, близкая к линейной. В абрисе желательно указывать возможность прямолинейной интерполяции между точками. Обычно это делается с использованием стрелок от точки с большей отметкой к точке с мень-

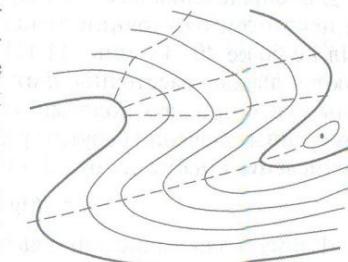


Рис. 11.10. Структурные линии

шей отметкой. При съемке рельефа полезно иметь в виду, что его формы более заметны при рассматривании их снизу, при рассматривании сверху они кажутся более плоскими, менее заметными.

Поскольку при съемке ситуации также определяются значения высот, поскольку эти пикеты также учитываются при изображении рельефа с помощью горизонталей.

11.8. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЫСОТЫ СООРУЖЕНИЯ

Суть данной задачи отражена в ее названии. Кроме того, иногда в практике строительства возникает необходимость определения высоты той или иной точки над земной поверхностью. Такая задача возникает, например, если проектируемая воздушная линия пересекает какую-либо существующую воздушную линию. При этом для правильного выбора проектного положения новой линии (т.е. высоты ее опор) требуется знать высоту существующей линии в точке пересечения. Эта задача также подпадает под название «определение высоты сооружения» и решается способом тригонометрического нивелирования.

Для определения высоты сооружения теодолит устанавливается на некотором расстоянии от него так, чтобы вертикальный угол был не более 40–45° (рис. 11.11). Пусть это будет точка P . Измеряются дважды расстояние d от P до сооружения и вертикальные углы v_1 и v_2 при двух положениях вертикального круга. В качестве измеренных значений берутся средние значения расстояний и углов. Вычисление высоты сооружения выполняется по формуле

$$h = d(\operatorname{tg} v_1 - \operatorname{tg} v_2).$$

Формула для вычисления высоты будет справедлива как в случае 1 (см. рис. 11.11, а), так и в случае 2 (см. рис. 11.11, б). Во втором случае угол v_2 будет отрицательным, поэтому приведенная формула также применима.

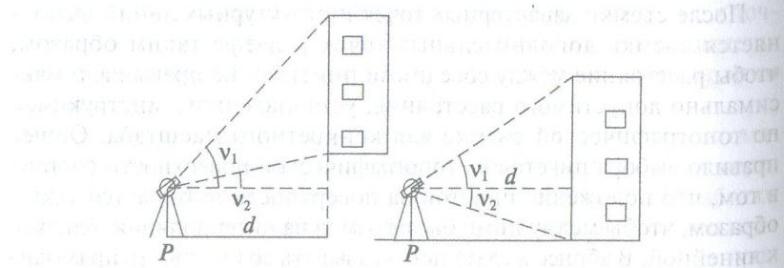


Рис. 11.11. Определение высоты сооружения

Для контроля выполненного определения высоты теодолит смешается на некоторое расстояние (2–3 м) от точки P и выполняется второе определение высоты сооружения. Относительная ошибка определения высоты сооружения, определяемая как

$$\delta = \frac{|h_1 - h_2|}{h_{\text{сред}}},$$

где h_1 и h_2 — значения высоты сооружения, полученные соответственно из первого и второго определений, не должны превышать 1/300 высоты сооружения.

Если расстояние от теодолита до сооружения не может быть измерено лентой или рулеткой непосредственно, то выполняется определение неприступного расстояния. Пусть, например, требуется измерить высоту недоступной точки A (рис. 11.12).

Тогда необходимо измерить расстояние d_1 и горизонтальные углы B и C . Расстояние d до определяемой точки будет равно

$$d = \frac{\sin C}{\sin(B + C)} d_1.$$

Вопросы и задания

- С какой целью выполняются топографические съемки?
- Какую продукцию получают в результате топографических съемок?
- Как классифицируются топографические съемки по методам сбора информации?
- В чем заключается горизонтальная съемка?
- В чем заключается вертикальная съемка?
- В каких масштабах выполняются топографические съемки?
- Что такое теодолитная съемка?
- С помощью каких приборов выполняется топографическая съемка?
- В чем заключаются полевые работы при теодолитной съемке?
- В чем заключаются камеральные работы при теодолитной съемке?
- Что такое съемочное обоснование?
- С какой целью создается съемочное обоснование?
- В каком виде может создаваться съемочное обоснование для теодолитной съемки?
- Что такое станция теодолитной съемки?



Рис. 11.12. Определение высоты недоступной точки

15. Что такое съемочный пикет?
16. Что такое абрис теодолитной съемки?
17. Какие геометрические величины измеряются в процессе теодолитной съемки?
18. Назовите способы теодолитной съемки.
19. В чем заключается съемка способом створов?
20. В чем заключается съемка способом перпендикуляров?
21. В чем заключается съемка способом линейной засечки?
22. В чем заключается съемка способом угловой засечки?
23. В чем заключается съемка полярным способом?
24. В чем преимущества угловой засечки перед другими способами съемки?
25. В чем заключается ориентирование лимба при съемке полярным способом?
26. Для чего выполняется ориентирование лимба при съемке полярным способом?
27. С какой целью выполняется вертикальная съемка?
28. Когда применяется съемка поверхности по квадратам?
29. В чем заключается съемка поверхности по квадратам?
30. Когда применяется съемка поверхности по магистральным ходам?
31. Что такое планово-высотная съемка?
32. В чем заключается тахеометрическая съемка?
33. Какие величины измеряются на станции при тахеометрической съемке?
34. В чем заключаются подготовительные работы на станции при тахеометрической съемке?
35. Каков порядок работы на станции при тахеометрической съемке?
36. Как измеряются расстояния при тахеометрической съемке?
37. Какова точность измерения расстояний при тахеометрической съемке?
38. С какой целью измеряются вертикальные углы при тахеометрической съемке?
39. Как определяются горизонтальные проложения при тахеометрической съемке?
40. Как вычисляются углы наклона при тахеометрической съемке?
41. Как вычисляются превышения при тахеометрической съемке?
42. Как вычисляются отметки пикетов при тахеометрической съемке?
43. Какие точки снимаются для определения планового положения объектов на местности?
44. В чем заключаются особенности съемки рельефа?
45. Каким образом можно определить высоту сооружения?
46. Какова допустимая ошибка определения высоты сооружений?

Глава 12

ОБРАБОТКА РЕЗУЛЬТАТОВ ТОПОГРАФИЧЕСКИХ СЪЕМОК

Составление топографического плана по результатам съемки заключается в последовательном выполнении следующих действий (этапов):

- 1) построения математической основы плана;
- 2) нанесения пикетов;
- 3) вычерчивания ситуации и рельефа;
- 4) оформления плана.

12.1. ПОДГОТОВКА МАТЕМАТИЧЕСКОЙ ОСНОВЫ ТОПОГРАФИЧЕСКОГО ПЛАНА

Топографические планы вычерчиваются в виде отдельных листов размером 40 × 40 или 50 × 50 см. Их математическая основа состоит из сетки прямоугольных координат и пунктов съемочного обоснования. Координатная сетка представляет собой сетку квадратов со сторонами 10 см и разбивается с помощью линейки Дробышева (рис. 12.1). Линейка имеет шесть окошек, расстояние между начальными скосами которых составляет 10 см. Расстояние от начального среза первого окна до конца линейки равно длине диагонали квадрата со стороной 50 см, т.е. 70,71 см.

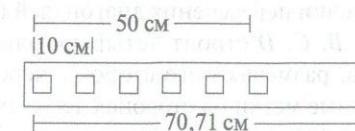


Рис. 12.1. Линейка Дробышева

Построение координатной сетки складывается из следующих действий:

- 1) с помощью линейки Дробышева строят точки *A* и *B* с расстоянием между ними 50 см (рис. 12.2);
- 2) от точек *A* и *B* с помощью линейки Дробышева определяют положение точек *C* и *D* (линейной засечкой);
- 3) проверяют расстояние между точками *C* и *D*; его значение не должно отличаться от 50 см более чем на 0,3 мм; после чего размечают все стороны через 10 см;

15. Что такое съемочный пикет?
16. Что такое абрис теодолитной съемки?
17. Какие геометрические величины измеряются в процессе теодолитной съемки?
18. Назовите способы теодолитной съемки.
19. В чем заключается съемка способом створов?
20. В чем заключается съемка способом перпендикуляров?
21. В чем заключается съемка способом линейной засечки?
22. В чем заключается съемка способом угловой засечки?
23. В чем заключается съемка полярным способом?
24. В чем преимущества угловой засечки перед другими способами съемки?
25. В чем заключается ориентирование лимба при съемке полярным способом?
26. Для чего выполняется ориентирование лимба при съемке полярным способом?
27. С какой целью выполняется вертикальная съемка?
28. Когда применяется съемка поверхности по квадратам?
29. В чем заключается съемка поверхности по квадратам?
30. Когда применяется съемка поверхности по магистральным ходам?
31. Что такое планово-высотная съемка?
32. В чем заключается тахеометрическая съемка?
33. Какие величины измеряются на станции при тахеометрической съемке?
34. В чем заключаются подготовительные работы на станции при тахеометрической съемке?
35. Каков порядок работы на станции при тахеометрической съемке?
36. Как измеряются расстояния при тахеометрической съемке?
37. Какова точность измерения расстояний при тахеометрической съемке?
38. С какой целью измеряются вертикальные углы при тахеометрической съемке?
39. Как определяются горизонтальные проложения при тахеометрической съемке?
40. Как вычисляются углы наклона при тахеометрической съемке?
41. Как вычисляются превышения при тахеометрической съемке?
42. Как вычисляются отметки пикетов при тахеометрической съемке?
43. Какие точки снимаются для определения планового положения объектов на местности?
44. В чем заключаются особенности съемки рельефа?
45. Каким образом можно определить высоту сооружения?
46. Какова допустимая ошибка определения высоты сооружений?

Глава 12

ОБРАБОТКА РЕЗУЛЬТАТОВ ТОПОГРАФИЧЕСКИХ СЪЕМОК

Составление топографического плана по результатам съемки заключается в последовательном выполнении следующих действий (этапов):

- 1) построения математической основы плана;
- 2) нанесения пикетов;
- 3) вычерчивания ситуации и рельефа;
- 4) оформления плана.

12.1. ПОДГОТОВКА МАТЕМАТИЧЕСКОЙ ОСНОВЫ ТОПОГРАФИЧЕСКОГО ПЛАНА

Топографические планы вычерчиваются в виде отдельных листов размером 40 × 40 или 50 × 50 см. Их математическая основа состоит из сетки прямоугольных координат и пунктов съемочного обоснования. Координатная сетка представляет собой сетку квадратов со сторонами 10 см и разбивается с помощью линейки Дробышева (рис. 12.1). Линейка имеет шесть окошек, расстояние между начальными скосами которых составляет 10 см. Расстояние от начального среза первого окна до конца линейки равно длине диагонали квадрата со стороной 50 см, т.е. 70,71 см.

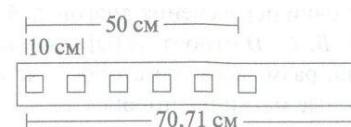


Рис. 12.1. Линейка Дробышева

Построение координатной сетки складывается из следующих действий:

- 1) с помощью линейки Дробышева строят точки *A* и *B* с расстоянием между ними 50 см (рис. 12.2);
- 2) от точек *A* и *B* с помощью линейки Дробышева определяют положение точек *C* и *D* (линейной засечкой);
- 3) проверяют расстояние между точками *C* и *D*; его значение не должно отличаться от 50 см более чем на 0,3 мм; после чего размечают все стороны через 10 см;

4) вычерчивают сетку квадратов и выполняют контроль координатной сетки. Размеры квадратов не должны отличаться от номинальных значений более чем на 0,3 мм.

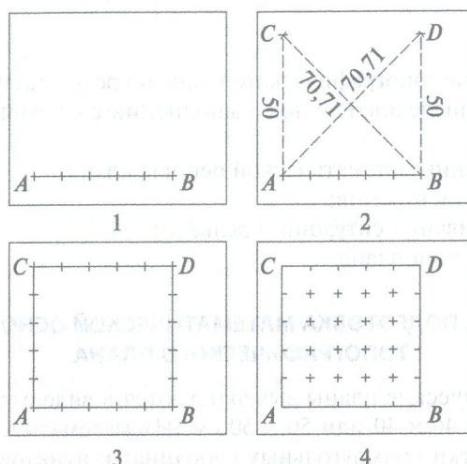


Рис. 12.2. Построение сетки 50×50 см

Если размеры листа плана отличаются от обычных размеров (50×50 см), то сетка координат строится иначе (рис. 12.3). Проводят диагонали листа и строят точки A, B, C, D , откладывая равные расстояния от точки пересечения диагоналей (см. рис. 12.3, а). Затем на точках A, B, C, D строят четырехугольник и, начиная от какого-либо угла, размечают его стороны через 10 см. Соединяют противоположные метки на сторонах четырехугольника и получают нужную сетку (см. рис. 12.3, б).

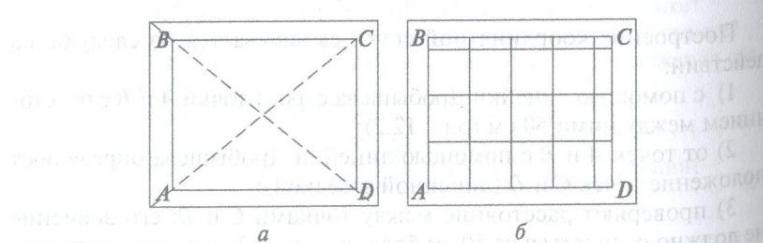


Рис. 12.3. Построение нестандартной сетки

После вычерчивания координатной сетки необходимо проверить положение ее вершин. Отклонение фактических размеров квадратов от их номинальных значений не должно превышать 0,3 мм. После этого сетка квадратов подписывается. Если план размещается на нескольких листах, то координаты границ каждого листа выбираются кратными $50M$ см, где M — знаменатель масштаба вычерчиваемого плана. Например, для масштаба 1:500 границы отдельных листов плана принимаются кратными 50×500 см = 250 м, для масштаба 1:1000 — 500 м и т.д. Если план участка местности может быть размещен на одном листе, то координаты границ листа выбирают так, чтобы участок располагался, по возможности, посередине листа.

Накладка точек теодолитного хода осуществляется по их координатам, выбираемым из ведомости вычисления координат. Контроль нанесения точек теодолитного хода на план выполняется путем измерения на плане расстояний между соседними точками теодолитного хода и сравнением этих расстояний с длинами сторон, указанными в ведомости вычисления координат. Расхождения расстояний на плане не должны превышать 0,3 мм.

12.2. СОСТАВЛЕНИЕ ПЛАНА ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ СЪЕМКИ

Нанесение съемочных пикетов на чертеж осуществляется от предварительно нанесенных на него точек съемочного обоснования. Среди способов съемки выделяют рассмотренные ранее способ створов, способ перпендикуляров, полярный способ, способ линейной засечки и способ угловой засечки. Каждый нанесенный пикет при необходимости подписывается его номером, который затем (после чистового вычерчивания ситуации) убирается.

Съемочные пикеты на план наносятся в зависимости от способа, использованного при их съемке. Если съемка была выполнена полярным способом, то в качестве полевых материалов служат журнал и абрис. Если съемка была выполнена другими способами, то обычно достаточно абриса, в котором указаны все измеренные величины. Следует отметить, что качество вычерчиваемого плана существенным образом зависит от тщательности, с которой был составлен абрис. Кроме того, как съемка пикетов, так и их нанесение на план осуществляются без контроля, поэтому о правильности и точности составляемого плана можно судить только по взаимному расположению пикетов на плане. Однако таким образом можно обнаружить только грубые ошибки; незначительные ошибки во взаимном положении пикетов при этом обнаружить нельзя.

12.3. СОСТАВЛЕНИЕ ПЛАНА ВЕРТИКАЛЬНОЙ СЪЕМКИ

Исходными данными для получения изображения рельефа на чертеже могут служить результаты съемки рельефа методом геометрического нивелирования по сетке квадратов или магистральным ходам либо данные тахеометрической съемки.

При обработке материалов съемки рельефа по сетке квадратов (или магистралям) построение топографического плана начинается с вычерчивания сетки квадратов (или магистралей). Отметки выписываются из журнала технического нивелирования с округлением до 1 см. В результате получают план с отметками, пример которого приведен на рис. 12.4.

102,37	102,05	101,75	101,53	101,37	101,23
101,87	101,57	101,37	101,15	100,97	101,90
101,26	101,09	100,86	100,76	100,65	100,60
100,70	100,59	100,44	100,33	100,29	100,23
100,19	100,07	99,98	99,91	99,85	99,80

Рис. 12.4. План сетки квадратов

После подписи отметок всех вершин сетки квадратов необходимо определить на данном участке положение всех горизонталей, что выполняется линейным интерполированием между соседними вершинами сетки квадратов. Линейное интерполирование выполняется графически с помощью миллиметровки. В целях определения положения горизонталей определяются точки их пересечения со сторонами сетки квадратов. Затем полученные таким образом точки каждой горизонтали соединяются между собой гладкой кривой. Оформление плана осуществляется согласно требованиям действующих условных знаков.

Пересечение горизонталей со сторонами сетки квадратов определяется линейной интерполяцией (рис. 12.5). Это означает, что земная поверхность между двумя соседними вершинами сетки квадратов может быть представлена отрезком прямой линии. Существуют два способа выполнения такой интерполяции: аналитический и графический.

Рассмотрим применение аналитического способа на следующем примере. Пусть требуется определить прохождение горизонталей между двумя узлами сетки квадратов, имеющими отметки $H_1 = 135,22$ и $H_2 = 137,42$ (см. рис. 12.5), при условии, что горизонтали проводятся через 1 м. Очевидно, что на данном отрезке пройдут две горизонтали (с отметками 136 и 137 м). Чтобы определить положение горизонтали с отметкой H на отрезке между двумя точками с отметками H_1 и H_2 , можно воспользоваться пропорцией, следующей из рис. 12.5:

$$\frac{a}{H - H_1} = \frac{d}{H_2 - H_1},$$

из чего получаем формулу

$$a = \frac{H - H_1}{H_2 - H_1} d,$$

где a — расстояние от точки с отметкой H_1 до горизонтали с высотой H ; d — длина стороны квадрата сетки между точками с отметками H_1 и H_2 .

Пусть в нашем примере сторона сетки квадратов $d = 20$ м. Тогда горизонталь с отметкой 136 м будет находиться от точки с отметкой H_1 на расстоянии

$$a_1 = \frac{136 - 135,22}{137,42 - 135,22} \cdot 20 = 7,09 \text{ м},$$

а горизонталь с отметкой 137 м — на расстоянии

$$a_2 = \frac{137 - 135,22}{137,42 - 135,22} \cdot 20 = 16,18 \text{ м}.$$

Полученные таким образом значения расстояний следует округлять с точностью масштаба создаваемого плана.

Аналитический способ является точным, но более трудоемким, графический способ более удобен и в то же время достаточно точный. Пусть требуется определить прохождение горизонталей через 0,5 м между двумя точками с отметками, например, 134,35 и 135,27 м графическим способом; принцип такой интерполяции демонстрируется на рис. 12.6.

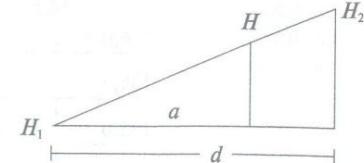


Рис. 12.5. Линейная интерполяция

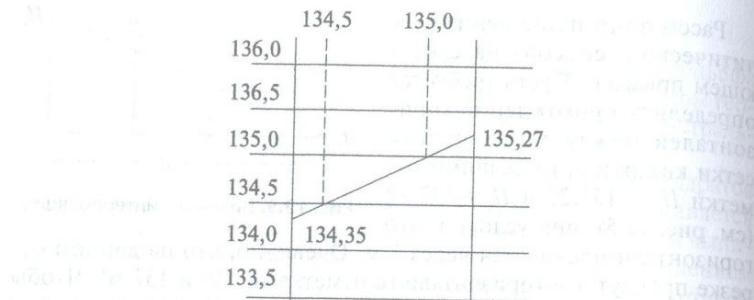


Рис. 12.6. Графическое интерполирование

Предварительно на миллиметровке в некотором вертикальном масштабе наносят значения высот, кратные высоте сечения рельефа горизонталами, проходящими через данный участок местности. Чтобы определить такие горизонтали, необходимо найти на чертеже минимальную и максимальную отметки. Затем прикладывают край листа миллиметровки к интерполируемой стороне квадрата и на вертикальных линиях откладывают значения высот H_1 и H_2 в выбранном масштабе.

Пусть таким образом на миллиметровке были получены точки A и B (рис. 12.7), которые соединяют прямой линией. Данная прямая пересекается горизонталами 136 и 137 м соответственно в точках 1 и 2. Эти точки проектируются на интерполируемую сторону сетки квадратов. В результате получают точки g_1 (136,0 м) и g_2 (137,0 м), которые будут точками пересечения соответствующих горизон-

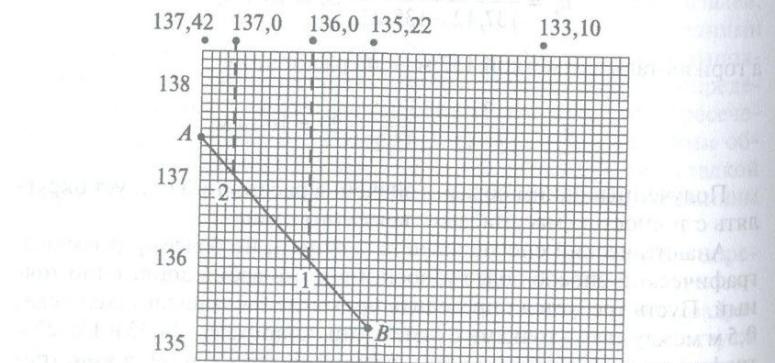
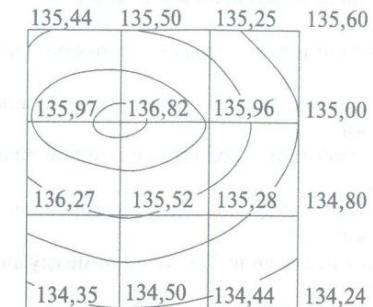


Рис. 12.7. Использование миллиметровки

талей со стороной квадрата. Точки каждой горизонтали последовательно соединяют гладкой кривой и получают план земной поверхности в горизонталях, подобный представленному на рис. 12.8.



Высота сечения рельефа 1 м

Рис. 12.8. План поверхности

12.4. СОСТАВЛЕНИЕ ПЛАНА ТАХЕОМЕТРИЧЕСКОЙ СЪЕМКИ

Составление плана тахеометрической съемки имеет общие черты с составлением плана горизонтальной съемки и плана вертикальной съемки. Первоначально на плане наносят положение пикетов как при плановой съемке, подписывают их номера и высоты и выполняют рисовку ситуации в соответствии с абрисом. Затем находят положение горизонталей между съемочными пикетами путем линейного интерполирования между ними и, соединяя точки интерполяции с равными высотами, получают изображение рельефа с помощью горизонталей.

Ошибки положения горизонталей на плане тахеометрической съемки при углах наклона до 2° не должны превышать $1/3$ высоты сечения рельефа горизонталами, при углах наклона до 6° — $1/2$ высоты сечения рельефа, при углах наклона более 6° положение горизонталей проверяется только счетом между двумя точками с известными высотами.

Вопросы и задания

1. Из каких действий складывается составление топографического плана?
2. Что называют математической основой топографического плана?
3. Для чего предназначена линейка Дробышева?
4. Как выполняется разбиение сетки координат с помощью линейки Дробышева?

5. Каковы стандартные размеры сетки квадратов?
6. С какой точностью разбивается координатная сетка?
7. Как контролируется разбиение координатной сетки?
8. Как нанести на план точку, положение которой определено способом створов?
9. Как нанести на план точку, положение которой определено способом перпендикуляров?
10. Как нанести на план точку, положение которой определено способом линейной засечки?
11. Как нанести на план точку, положение которой определено способом угловой засечки?
12. Как нанести на план точку, положение которой определено способом полярной засечки?
13. Как определяется положение горизонтали между двумя точками с известными отметками?
14. В чем заключается составление плана тахеометрической съемки?
15. С какой точностью определяется положение горизонталей при составлении топографического плана?
16. В чем заключается теодолитная съемка способом створов?
17. В чем состоит теодолитная съемка способом перпендикуляров?
18. В чем состоит полярный способ теодолитной съемки?
19. В чем состоит съемка ситуации способом линейной засечки?
20. Какие имеются ограничения на применение способа линейной засечки?
21. В чем состоит съемка ситуации способом угловой засечки?
22. В каких случаях способ угловой засечки является единственным возможным?
23. Что можно сказать о взаимных достоинствах и недостатках различных способов теодолитной съемки?
24. Что такое абрис?

Глава 13

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ИЗЫСКАНИЯХ И ПРОЕКТИРОВАНИИ

13.1. ВИДЫ ИЗЫСКАНИЙ

Проектирование зданий и сооружений осуществляется на основе результатов различных изысканий — всестороннего, многоаспектного изучения территории предполагаемого строительства. По виду изучаемых при этом особенностей территории изыскания подразделяются на экономические и инженерные. Целью экономических изысканий служит обобщенная оценка эффективности реализации конкретного проекта на определенной территории. Целью инженерных изысканий является сбор необходимых данных для проектирования и оценка технической возможности предполагаемого строительства и его основных показателей. *Инженерные изыскания для строительства* представляют собой комплексное изучение района строительства в целях получения исходных данных, необходимых для разработки технически правильных и экономически наиболее эффективных решений при проектировании, строительстве и эксплуатации инженерных сооружений. По содержанию различают следующие основные виды инженерных изысканий: инженерно-геологические, гидрометеорологические и инженерно-геодезические.

Инженерно-геологические изыскания заключаются в изучении:

- 1) грунтов как оснований для зданий и сооружений;
- 2) грунтов как строительных материалов;
- 3) грунтовых вод;
- 4) физико-геологических процессов и их проявлений.

Инженерно-гидрометеорологические изыскания состоят в изучении климатических условий и поверхностных вод. Примерами изучаемых при этом условий местности являются величина снежного покрова, самые низкие и высокие температуры, направление и скорость ветра, сейсмичность и т. п.

13.2. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ ИЗЫСКАНИЯ

Инженерно-геодезические изыскания заключаются в изучении рельефа и ситуации территории предполагаемого строительства и включают:

- 1) создание опорных геодезических сетей;

2) производство топографических съемок территории будущего строительства;

3) изыскания трасс линейных сооружений.

Опорные геодезические сети служат основой для крупномасштабных съемок, трассирования линейных сооружений, разбивочных работ в процессе строительства и состоят из закрепленных на местности плановых и высотных пунктов, имеющих координаты и высоты в единой системе.

Главной геодезической основой для выполнения топографических съемок являются: в плановом отношении — государственная геодезическая сеть, в высотном отношении — государственная нивелирная сеть. Геодезические сети сгущения создаются в виде полигонометрии, триангуляции и трилатерации 1–2-го разрядов. Съемочные геодезические сети создаются в виде отдельных теодолитных ходов, систем теодолитных ходов, различного вида засечек, на открытой местности — в виде микротриангуляции. В качестве высотного обоснования прокладываются отдельные ходы технического нивелирования или создаются их системы. Геодезические сети должны создаваться в единой системе координат и высот.

Плановое геодезическое обоснование для разбивочных работ обычно создается в виде *свободных сетей*, т.е. сетей, не имеющих привязки к государственной геодезической сети. Наиболее удобный вид геодезической плановой основы — *строительная сетка* в виде прямоугольников или квадратов с шагом 20, 50, 100 или 200 м, стороны которой располагаются параллельно основным осям сооружений, проездам и *красным линиям застройки*. Закрепление пунктов геодезической основы на местности производится деревянными столбами, металлическими трубами, железобетонными блоками с металлическими пластинами и т.п.

Если используется условная система координат, то ее начало выбирается по соображениям удобства; в частности, координаты начальных пунктов принимаются такими, чтобы на участке строительства и прилегающих территориях значения координат были небольшими, но не было отрицательных значений координат, а угол между осью абсцисс условной системы координат и осевым меридианом соответствующей зоны в проекции Гаусса — Крюгера был минимальен.

13.3. ИЗЫСКАНИЯ ПЛОЩАДОК. ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ СЪЕМКИ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Масштабы топографических съемок зависят от стадий и способов проектирования, плотности застройки, сложности сооружений

и необходимой точности изображения ситуации и рельефа. Основное назначение топографических планов различных масштабов представлено в табл. 13.1.

Таблица 13.1

Назначение топографических планов

Масштаб	Сечение рельефа	Назначение
1:5000	0,5; 1,0	Разработка проектов инженерной подготовки территории, первоочередной застройки и линейных сооружений
1:2000	0,5; 1,0	Проектирование объектов промышленного и гражданского строительства; составление генеральных планов, проектов детальной планировки; разработка планов красных линий
1:1000	0,5	Составление рабочих чертежей зданий и сооружений, генеральных планов застройки; разработка детальных проектов инженерных коммуникаций, проектов вертикальной планировки
1:500	0,25; 0,5	Разработка рабочих чертежей территорий с плотной застройкой и сетью инженерных коммуникаций

При топографической съемке различают *горизонтальную съемку*, или *съемку ситуации*, и *вертикальную (высотную) съемку*, или *съемку рельефа*. Как правило, традиционно горизонтальная и вертикальная съемки выполняются раздельно. Горизонтальная съемка осуществляется с помощью обычных (оптических) теодолитов и называется *теодолитной съемкой*. Вертикальная съемка осуществляется техническим нивелированием на открытой местности — по сетке квадратов и на застроенной территории — по поперечникам.

Тахеометрическая съемка с помощью оптических теодолитов-такеометров позволяет снимать одновременно ситуацию и рельеф, но является менее точной, чем теодолитная съемка и нивелирование. В процессе тахеометрической съемки измеряются горизонтальные и вертикальные углы и (с помощью нитяного дальномера) расстояния. Основной ее недостаток заключается в низкой точности измерения расстояний, относительная ошибка их определения составляет 1:300. При топографической съемке конкретного масштаба ошибка m планового положения точек не должна превышать некоторой допустимой ошибки m_{\max} , т.е. должно выполняться соотношение $m \leq m_{\max}$. Абсолютная ошибка m при определении

расстояния d нитяным дальномером составляет $m = \frac{1}{300}d$. Следовательно, расстояние от прибора до рейки не должно превышать величины 300 м. Если, например, максимальная ошибка измерения расстояния составляет 0,1 м, то наибольшее расстояние при использовании нитяного дальномера не должно превышать 30 м.

С появлением электронных тахеометров (ЭТ) раздельное выполнение горизонтальной и вертикальной съемки стало ненецелесообразным. Электронная тахеометрия полностью избавлена от указанного выше основного недостатка обычной тахеометрической съемки — сравнительно низкой точности измерения расстояний с применением нитяного дальномера. При использовании ЭТ ошибки измерения углов составляют не более 5–10", ошибки измерения расстояний до 1 км не превышают 5–10 мм. Отличительной чертой электронной тахеометрии является также высокая производительность, поскольку все измеряемые величины считаются автоматически и записываются на электронный носитель информации, что позволяет выполнять на компьютерах всю дальнейшую обработку вплоть до вычерчивания планов. Дополнительным преимуществом (если не основным) является возможность непосредственного получения информационной модели местности, используемой в качестве исходных данных при автоматизированном проектировании объектов капитального строительства.

Способ создания планового и высотного обоснования зависит от площади снимаемой территории, ее формы и плотности застройки, масштаба создаваемого плана и может осуществляться в одну, две или даже три стадии. Если число этапов более одного, то первоначально создают относительно редкую опорную сеть с наиболее высокой точностью, а на следующих этапах — более плотные сети с меньшей точностью. Таким образом, здесь используется тот же известный принцип, что и при создании государственной геодезической сети — от общего к частному. На небольших участках и при наличии вблизи них пунктов геодезической основы опорную сеть следует создавать в одну стадию. В процессе построения опорной сети могут использоваться любые геометрические построения: триангуляция, трилатерация, полигонометрия либо их комбинации, засечки и т.п. На открытых участках следует создавать триангуляционные построения, на застроенной территории — полигонометрию.

Выбор масштаба и технологии съемочных работ зависит от площади снимаемого участка местности, сложности ситуации (преимущественно застроенности) и рельефа, сложности проектируемого

объекта и стадии проектирования. Для проектирования сложных объектов, охватывающих большие площади, первоначальные съемки могут выполняться в более мелком масштабе, например 1:5000 или даже 1:10 000. Затем по мере перехода к более детальному проектированию в таких случаях могут выполняться топографические съемки в более крупных масштабах, вплоть до масштаба 1:500.

Обычные требования к топографическим планам для проектирования включают требования к содержанию, детальности и точности, определяются соответствующими инструкциями по топографическим съемкам и дополняются, уточняются техническими условиями, зависящими от вида проектируемых объектов.

Среднеквадратические ошибки в положении четких контуров местности на плане относительно пунктов опорной геодезической сети на плане не должны превышать 0,3–0,4 мм. Предельные среднеквадратические ошибки положения точек местности по высоте зависят от высоты сечения рельефа горизонталиами и не должны превышать:

- 1) при сечении рельефа 0,5 м — 8–10 см;
- 2) при сечении рельефа 1 м — 15–20 см.

На застроенных территориях особое внимание должно уделяться съемке инженерных коммуникаций, прежде всего — подземных, включающей полевое обследование их смотровых колодцев с составлением спецификаций последних. Определение планового и высотного положений подземных коммуникаций может осуществляться с применением *трассоискателей*. При большой плотности инженерных коммуникаций и наличии других помех положение коммуникаций может определяться также *методом шурфования*, но в силу трудоемкости применения этого способа оправдано только в редких случаях. Кроме того, при составлении планов инженерных коммуникаций необходимо использовать все доступные материалы ранее выполненных исполнительных съемок и материалы организаций, занимающихся эксплуатацией инженерных коммуникаций.

13.4. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ И НАКЛОННЫХ ПЛОЩАДОК

Составной частью генерального плана является *проект вертикальной планировки*. Исходными данными для его разработки служат топографический план или результаты нивелирования по квадратам. Графическим документом при разработке проекта верти-

кальной планировки является *картограмма земляных работ*. На ней указываются существующие, проектные и рабочие отметки, а также линия нулевых работ. Для разработки проекта вертикальной планировки и выноса проекта в натуре на местности разбивается сетка квадратов со сторонами 10, 20 или 50 м.

Проект вертикальной планировки должен разрабатываться, как правило, под условием нулевого баланса земляных работ. Это означает, что объем насыпи должен равняться объему срезки грунта. В таком случае не будет необходимости увозить излишний или привозить недостающий грунт.

Разработка картограммы земляных работ начинается с того, что в узлах сетки квадратов записываются фактические отметки с округлением их значений до 1 см. При проектировании горизонтальной площадки затем определяется ее *проектная отметка* по формуле

$$H_0 = \frac{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^4 H_{ij}}{4n},$$

где i — номер квадрата; j — номер вершины в квадрате; n — число квадратов.

Более удобной (менее трудоемкой) является формула

$$H_0 = \frac{\sum H_1 + 2\sum H_2 + 4\sum H_4}{4n},$$

где $\sum H_1$ — сумма отметок, попадающих только в один квадрат; $\sum H_2$ — сумма отметок, попадающих в два соседних квадрата; $\sum H_4$ — сумма отметок, попадающих в четыре квадрата; n — число всех квадратов.

Вычисление *проектных отметок наклонной плоскости* осуществляется по формуле

$$H_{\text{пр}} = H_0 + \Delta x u_x + \Delta y u_y,$$

где u_x и u_y — заданные уклоны по осям x и y соответственно.

Рабочая отметка в каждом узле сетки квадратов определяется как разность проектной и существующей отметок

$$h = H_{\text{пр}} - H_{\Phi}.$$

Контроль правильности вычисления рабочих отметок горизонтальной площадки выполняется по формуле

$$\sum \Delta h = \frac{\sum h_1 + 2\sum h_2 + 4\sum h_4}{4n} \approx 0.$$

Граница между областью срезки грунта и областью его насыпки является *линией нулевых работ* (рис. 13.1). Рабочие отметки во всех точках линии нулевых работ равны нулю, что и отражается в ее названии. Пересечение линии нулевых работ со сторонами квадратов определяется аналитически по формуле линейного интерполяции

$$x = \frac{|h_1|}{|h_1| + |h_2|} d,$$

где h_1 и h_2 — рабочие отметки соответственно в левом и правом узлах сетки квадратов; x — расстояние от левого узла сетки квадратов до точки нулевых работ.

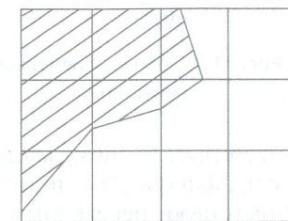


Рис. 13.1. Линия нулевых работ

13.5. ВЫЧИСЛЕНИЕ ОБЪЕМА ЗЕМЛЯНЫХ РАБОТ

При вычислении объемов земляных работ используют метод четырех- и трехгранных призм. При этом объем V призмы вычисляют по общей формуле

$$V = \frac{\sum h}{n} s,$$

где $\sum h$ — сумма рабочих отметок в углах призмы; s — площадь основания призмы; n — число углов в основании призмы. Для четырех- и трехгранных призм формула приобретает соответственно следующий вид:

$$V = \frac{\sum h}{4} s \text{ и } V = \frac{\sum h}{3} s.$$

Объем пятигранных призм вычисляется как разность между объемом четырехгранный призмы (всего квадрата) и объемом трехгранный призмы.

Вычисление объемов земляных работ выполняется по каждому квадрату, после чего вычисляется общий объем работ. При вычислении объемов в квадратах различают чистые и смешанные квадраты. Чистые, или однородные, квадраты — это квадраты, в которых все рабочие отметки имеют один и тот же знак. Смешанные, или переходные, квадраты — квадраты, в которых рабочие отметки в одних вершинах положительны, а в других вершинах отрицательны. Линия нулевых работ может проходить только через смешанные квадраты.

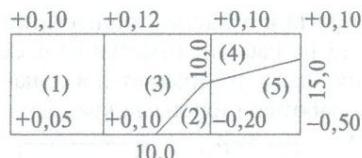


Рис. 13.2. Полные и неполные квадраты

соответствует полному квадрату, фигура (2) обозначает трехгранную призму, фигура (3) — пятигранную, фигуры ((2) + (3)) и ((4) + (5)) соответствуют переходным квадратам в целом и т.д.

В полном квадрате объем земляных работ определяется следующим образом. Вычисляется сумма рабочих отметок, например, в первом квадрате

$$\sum h = +0,10 + 0,12 + 0,05 + 0,10 = +0,37.$$

Тогда объем работ в полном квадрате будет равен

$$V = \frac{\sum h}{4} \cdot 400 = 100 \sum h = +37,0.$$

Данные результаты вычислений представлены в табл. 13.2 в строке 1.

В неполных квадратах вначале вычисляется объем работ для квадрата в целом, если стороны квадратов равны 20 м, по формуле

$$V = 100 \sum h.$$

Например

$$V_{(2)+(3)} = 100(+0,12 + 0,10 + 0,10 - 0,20) = +12,0.$$

После этого вычисляется объем более простого тела, а именно трехгранной призмы (2). Сумма рабочих отметок для фигуры (2) равна $-0,20 + 0 + 0 = -0,20$ (в любой точке линии нулевых работ рабочая отметка равна 0). Тогда средняя высота фигуры (2) равна $-0,20 / 3 = -0,07$. Фигура (2) представляет собой прямоугольный треугольник, оба катета равны 10,0 м, поэтому её площадь равна $50,0 \text{ м}^2$, а объем соответствующей призмы составляет $-0,07 \cdot 50 = -3,5 \text{ м}^3$.

Объем фигуры (3) определяется вычитанием объема фигуры (2) из объема фигуры ((2) + (3)):

$$V_{(3)} = V_{(2)+(3)} - V_{(2)} = +12,0 - (-3,5) = 15,5.$$

В качестве примера рассмотрим рис. 13.2, на котором представлены квадраты со стороной 20 м и левый квадрат является полным, а средний и правый квадраты неполные (переходные). Цифры в скобках обозначают номера геометрических фигур на картограмме. Так, фигура (1)

Результаты данных вычислений представлены в строках 2–4 табл. 13.2.

Таблица 13.2

Ведомость вычисления объема земляных работ

№ фигуры	Сумма отметок $\sum \Delta h$, м	Рабочая отметка $\frac{1}{k} \sum \Delta h$, м	Площадь s , м ²	Объем, м ³	Объем, м ³	
					насыпь +	выемка -
(1)	+0,87		400,0		37,0	
(2) + (3)	+0,12		400,0	+12,0		
(2)	-0,20	-0,07	50,0			3,5
(3)					15,5	
(4) + (5)	-0,50		400,0	-50,0		
(4)	+0,20	+0,05	150,0		7,5	
(5)						57,5
					$V_+ = 60,0$	$V_- = 61,0$

Вычисление объема фигуры ((4) + (5)) осуществляется так же, как объема фигуры ((2) + (3)). Фигура (4) представляет собой трапецию, средняя высота соответствующей призмы составляет величину $(+0,20 / 4 = +0,05)$. Площадь основания призмы равна

$$s_4 = \frac{10,0 + 5,0}{2} \cdot 20,0 = 150,0 \text{ м}^2.$$

Следовательно, ее объем равен

$$V_{(4)} = \frac{+0,20}{4} \cdot 150 = +7,5 \text{ м}^3.$$

Объем фигуры (5) вычисляется как разность объемов

$$V_{(5)} = V_{(4)+(5)} - V_{(4)} = -50,0 - (+7,5) = -57,5.$$

После определения объемов работ в каждом из квадратов общий объем работ получают суммированием объемов работ по отдельным квадратам. Допустимая разница между объемами насыпи и выемки не должна превышать $\pm 3\%$:

$$\Delta V = \frac{|V_+ - V_-|}{|V_+ + V_-|} \cdot 100\% \leq 3\%,$$

где V_+ и V_- — соответственно объем насыпи и срезки грунта.

13.6. ИЗЫСКАНИЯ ЛИНЕЙНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Линейными сооружениями являются автомобильные и железные дороги, различные трубопроводы, линии электропередачи и связи, каналы и т.п. сооружения. Закрепленную на местности или изображенную на плане (карте) ось проектируемого линейного сооружения называют **трассой**. Основными проектными документами трассы являются **план трассы** — проекция трассы на горизонтальную плоскость и **профиль трассы** — ее проекция на вертикальную плоскость. Процесс определения положения трассы называют **трассированием**, которое может быть полевым или камеральным. При **полевом** трассировании выполняется комплекс тех или иных геодезических работ на местности. При **камеральном** трассировании положение трассы определяется без выполнения полевых работ, только на основе имеющихся материалов выполненных ранее геодезических работ и съемок. Основой камерального трассирования служат карты и планы, а при автоматизированном проектировании — также **цифровые модели местности**.

С геометрической точки зрения трасса представляет собой пространственную ломаную линию, между отдельными участками которой при необходимости могут быть вставлены гладкие кривые, например при проектировании дорог. Трассирование осуществляется в соответствии с **техническими условиями**, зависящими от вида проектируемого линейного сооружения. Такими условиями могут быть минимальная длина прямолинейных участков, ограничения на уклоны (минимальные и максимальные значения), минимальные радиусы кривизны и другие подобные требования. Сложность проектирования заключается в том, что проектируемая трасса должна отвечать всем установленным требованиям, а ее стоимость должна быть минимальной при данных ограничениях. Иными словами, проектирование должно отвечать требованию критерия оптимальности, в качестве которого обычно выбирается стоимость линейного сооружения.

В процессе полевого трассирования при инженерно-геодезических изысканиях линейных сооружений выполняются такие работы как рекогносцировка трассы, закрепление углов поворота трассы, измерение углов поворота, измерение длин сторон и разбивка пикетажа по трассе, съемка ситуации и нивелирование трассы. **Пикетажем** называют систему обозначений и закрепления точек трассы [2]. **Разбивка пикетажа** означает разбиение трассы на равные интервалы. **Пикетом** называют точку оси линейного сооружения, предназначенную для обозначения и закрепления конца одного и начала другого заданного интервала.

Рекогносцировка выполняется в целях выбора наилучшего местоположения углов поворота трассы и их закрепления на местности (рис. 13.3). Закрепление углов поворота и пикетов осуществляется с помощью деревянных кольев, столбов, металлических трубок, бетонных пилонов и т.п., рядом с которыми устанавливается **сторожок**, на котором подписывается номер угла поворота или пикета (рис. 13.4).

Разбивка пикетажа начинается от начала трассы, которое обозначается как нулевой пикет (ПК0). Обычно пикеты закрепляются через каждые 100 м, поэтому следующий пикет обозначается как ПК1 и т.д. Одновременно с разбивкой пикетажа в местах перегиба рельефа местности закрепляются **промежуточные**, или **плюсовые**, точки и выполняется съемка ситуации. Съемка ситуации заключается в определении положения пересекаемых трассой линейных сооружений, что выполняется способом створов. Иногда выполняют топографическую съемку примыкающей к трассе узкой полосы, например, шириной 100 м (по 50 м в обе стороны от оси трассы). Результаты разбивки пикетажа, результаты съемки, а также все промежуточные точки фиксируются в **пикетажном журнале**, называемом также **пикетажной книжкой**. Измерение углов поворота трассы осуществляется теодолитом одним приемом. Расстояния между углами поворота изменяются прямо и обратно мерными приборами или дальномерами с точностью 1:2000.

Высотное положение трассы определяется геометрическим нивелированием. Результаты нивелирования трассы записываются в журнале технического нивелирования. В нивелирный ход в обязательном порядке включают все углы поворота и все пикеты. Если превышение между двумя соседними пикетами больше длины рейки, то его нельзя измерить непосредственно. Тогда между такими пикетами выбирают необходимое количество дополнительных точек, называемых **иксовыми**. Углы поворота, пикеты и иксовые точки являются **связующими точками**. Превышения h_i

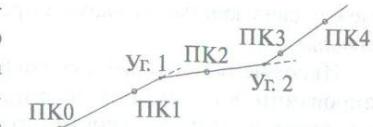


Рис. 13.3. Закрепление трассы

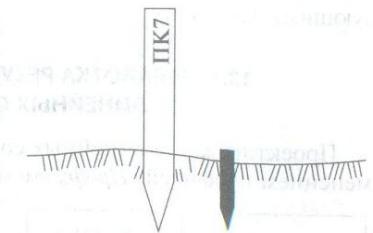


Рис. 13.4. Пикет и сторожок

между связующими точками определяют последовательным нивелированием.

Иксовые точки также необходимы при последовательном нивелировании, но, в отличие от пикетов и углов поворота трассы, они не закреплены на местности, поэтому их плановое положение неизвестно, в связи с чем их и называют иксовыми. Промежуточные точки не участвуют в передаче высот по нивелирному ходу, их назначение — зафиксировать перегибы рельефа местности между связующими точками.

13.7. ОБРАБОТКА РЕЗУЛЬТАТОВ ИЗЫСКАНИЙ ЛИНЕЙНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Проектирование линейных сооружений осуществляется с применением профилей. Профилем называют уменьшенное обобщенное изображение сечения земной поверхности вертикальной плоскостью. Профиль трассы линейного сооружения вычерчивается на миллиметровой бумаге. Исходными данными для его составления служат журнал технического нивелирования (см. табл. 7.1) и пикетажный журнал (рис. 13.5).

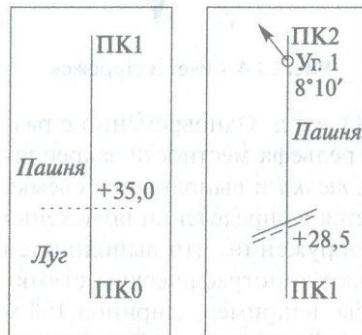
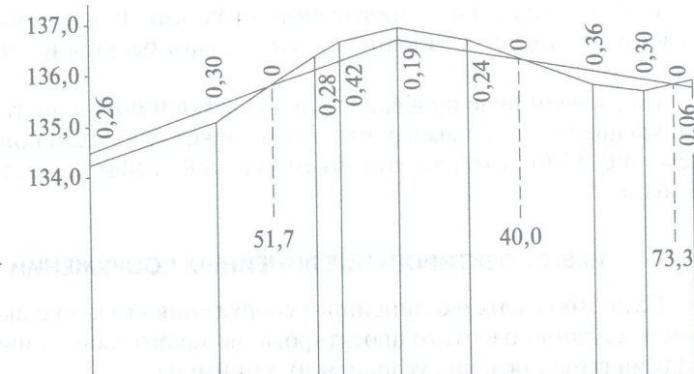


Рис. 13.5. Пикетажный журнал

На рис. 13.6 приведен пример профиля линейного сооружения. Чтобы неровности земной поверхности сделать на профиле более заметными, при его составлении вертикальный масштаб принимают, как правило, в 10 раз крупнее горизонтального масштаба. Так, если горизонтальный масштаб равен 1:500, то вертикальный масштаб следует принять 1:50.

Составление профиля осуществляется «снизу вверх», начинают с нижних полей и заканчивают верхними; соответствующим образом будем вести счет граф. В гр. 1 указывают пикеты, в гр. 2 — расстояния между пикетами и плюсовыми точками. Если между какими-либо двумя смежными пикетами отсутствуют промежуточные точки, то по умолчанию расстояние между ними предполагается равным 100 м и это значение на профиле не указывается.

В гр. 3 напротив соответствующих пикетов и промежуточных точек указываются отметки существующего рельефа, которые переписываются из журнала технического нивелирования с округлением до 1 см.



План трассы	Луг		Пашня		Кустарник	
	8°10'	14°36'				
Проектные отметки	134,50		135,40		136,06	135,74
Уклон			0,009		-0,004	
Длина			243		237	
Существующие отметки	134,24		135,10	136,40 136,72	136,70	135,80
Расстояния		80	20	43	57	40
Пикеты	ПК0	ПК1	ПК2	ПК3	ПК4	

Рис. 13.6. Пример продольного профиля

В гр. 4 записываются уклоны и длины участков проектируемой трассы. Уклоны выбираются таким образом, чтобы объем земляных работ был минимален, для чего требуется равенство области насыпи и области выемки грунта на профиле. Значение уклона для каждого участка подписывается над отрезком прямой, обозначающей соответствующий участок, длина этого участка указывается под отрезком прямой.

В гр. 5 указываются проектные отметки с точностью до 0,01 м. Их значения вычисляются по формуле

$$H_{i+1} = H_i + ud,$$

где H_{i+1} и H_i — проектные отметки соседних точек; d — расстояние между соседними точками; u — значение проектного уклона на данном участке линейного сооружения.

Графа 6 содержит изображение ситуации и точек поворота трассы. Данные для заполнения этой графы берутся из пикетажного журнала.

На рабочем поле профиль реальной земной поверхности (существующие отметки) вычерчивается от некоторой условной линии (см. рис. 13.6), которая отстоит от верхней графы на расстоянии 5–6 см.

13.8. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЛИНЕЙНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Если строительство линейного сооружения связано с выполнением земляных работ, то проектирование такого сооружения необходимо выполнять под условием их минимума.

Существует два способа задания проектного положения оси трассы:

- 1) по начальной отметке и уклону;
- 2) по значениям начальной и конечной отметок, при этом уклон и вычисляется по формуле

$$u = \frac{H_2 - H_1}{d},$$

где H_1 и H_2 — начальная и конечная проектные отметки участка трассы; d — длина участка трассы с заданным уклоном. Для вычисления проектных отметок в промежуточных точках используется формула

$$H_i = H_1 + ud_i,$$

где d_i — расстояние от начальной точки участка трассы с заданным значением проектного уклона до i -й промежуточной точки.

Рабочие отметки представляют собой разность проектной и существующей отметок

$$h = H_{\text{пр}} - H_{\Phi}$$

или

$$h = H_k - H_q$$

где $H_{\text{пр}}$ и H_k — проектные отметки; H_{Φ} и H_q — существующие отметки; h — рабочая отметка.

На профилях отметки существующего рельефа вычерчивают черным цветом, а проектные отметки — красным, поэтому иногда говорят, что рабочая отметка представляет собой разность между красной и черной отметками.

Рабочие отметки вычисляются для всех точек профиля: пикетов, точек поворота трассы, промежуточных точек. Положительные ра-

бочие отметки (что соответствует насыпи) подписываются над линией профиля, отрицательные (что соответствует выемке) — под ней. Особым образом отмечаются точки нулевых работ.

Точки нулевых работ — точки на проектируемой трассе, в которых рабочие отметки равны нулю, т.е. проектная отметка совпадает с существующей. Необходимость определения положения точек нулевых работ объясняется тем, что они разграничивают области насыпи и области выемки грунта. Для каждой точки нулевых работ вычисляется расстояние от предыдущей точки

$$x = \frac{|a|}{|a| + |b|} d,$$

где a и b — рабочие отметки; d — расстояние между точками. Для каждой точки нулевых работ на профиле указывается расстояние от предыдущего пикета.

Оформление профиля осуществляется в три цвета. С помощью черного цвета на профиле показываются вся существующая ситуация и рельеф: существующая поверхность, существующие отметки и т.д. Красный цвет используется для отображения проектных линий, уклонов, проектных и рабочих отметок. Синий цвет служит для изображения точек нулевых работ и относящейся к ним информации: значения рабочей отметки и расстояния до предыдущего пикета.

Вопросы и задания

1. Что такое изыскания для строительства?
2. Назовите виды изысканий для строительства.
3. Назовите виды инженерных изысканий для строительства.
4. Назовите состав работ при инженерно-геодезических изысканиях.
5. В виде какого документа представляется проект вертикальной планировки?
6. Что содержит картограмма земляных работ?
7. Как вычисляется отметка проектируемой горизонтальной площадки?
8. Что такое линия нулевых работ?
9. Что такое рабочая отметка?
10. Как вычисляются рабочие отметки?
11. Как определяется положение линии нулевых работ между двумя узлами сетки квадратов?
12. Что такое полный квадрат?
13. Что такое переходной квадрат?
14. Как вычисляется объем работ в полном квадрате?
15. Как вычисляется объем работ в переходном квадрате?
16. Как контролируется вычисление объемов земляных работ?

17. Назовите виды линейных сооружений.
18. Что такое трассирование?
19. Назовите виды трассирования.
20. Что такое пикетаж?
21. Что такое пикет?
22. Как определяется высотное положение трассы?
23. Что такое промежуточная точка?
24. Что такое иксовая точка?
25. Как проектируется высотное положение трассы?
26. Что такое уклон?
27. Как вычисляются проектные отметки?
28. Для чего используется профиль линейного сооружения?
29. Что такое рабочая отметка?
30. Что такое точка нулевых работ?
31. Как вычисляется положение точки нулевых работ?

Глава 14 ВЫНОС ПРОЕКТОВ В НАТУРУ

14.1. ГЕНЕРАЛЬНЫЙ ПЛАН, ЕГО ВИДЫ

Генеральный план, или **генплан** — технический документ размещения существующих и проектируемых зданий и сооружений. Основой для разработки генеральных планов служат топографические планы масштабов 1:500—1:5000.

Строительный генплан — план, на котором кроме постоянных зданий и сооружений наносятся все вспомогательные и временные сооружения, содержит ситуацию, рельеф и красные линии. **Красная линия** — граница квартала с улицей, за которую на уровне земли в сторону улицы не должны выступать никакие части зданий. Красные линии выносятся на местность от геодезических опорных пунктов и закрепляются знаками.

Проектирование объектов капитального строительства обычно выполняется в две стадии: первая стадия — **технический проект** (ТП), вторая стадия — **рабочие чертежи** (РЧ). При проектировании несложных объектов работы выполняются в одну стадию, называемую **технорабочим проектом** (ТРП).

В техническом проекте решаются такие вопросы, как:

- 1) размещение основных зданий и сооружений;
- 2) обоснование проекта;
- 3) оценка его экономической целесообразности.

Рабочие чертежи содержат конструктивные детали сооружений, разбивочные чертежи осей сооружений, проект привязки осей сооружений к опорной геодезической сети.

Исполнительный генеральный план является окончательным отчетным документом, на котором отображается положение всех возведенных зданий и сооружений и инженерных коммуникаций.

14.2. СУЩНОСТЬ И ВИДЫ РАЗБИВОЧНЫХ РАБОТ

Разбивка сооружений, или **перенесение проекта в натуре (на местность)**, заключается в нахождении и закреплении на местности точек и линий, определяющих плановое и высотное положения зданий и сооружений. Разбивочные работы включают перенесение на местность таких геометрических величин, как заданные горизонтальные углы, линии заданной длины, точки с заданной отметкой, линии и плоскости заданных уклонов.

Перенесение проекта в натуру осуществляется по *разбивочным чертежам*, на которых указываются исходные геодезические пункты (пункты триангуляции или полигонометрии, вершины тенодолитных ходов, реперы) и записываются данные (геометрические величины), необходимые для перенесения проекта в натуру.

14.3. РАЗБИВОЧНЫЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ СЕТИ

Вынос в натуру точек и линий возводимых зданий и сооружений осуществляется от точек геодезической разбивочной основы. Основные требования к созданию геодезической разбивочной основы для строительства изложены в СНиП [10].

Целями создания геодезической разбивочной основы на строительной площадке являются вынос в натуру основных или главных разбивочных осей зданий и сооружений, производство исполнительных съемок и при необходимости построение внешней разбивочной сети. Целями создания внешней разбивочной сети зданий и сооружений служат перенесение в натуру и закрепление проектных параметров зданий и сооружений, производство детальных разбивочных работ и исполнительных съемок.

Геодезическая разбивочная основа для строительства должна создаваться в виде сети геодезических пунктов:

- 1) закрепленных знаками и определяющих плановое и высотное положение зданий и сооружений на местности;

- 2) имеющих привязку к существующим в районе строительства пунктам геодезических сетей;

- 3) обеспечивающих эффективное выполнение дальнейших построений и измерений в процессе строительства с необходимой точностью.

Построение геодезической разбивочной основы для строительства необходимо выполнять по проекту (чертежу), составленному на основе генерального плана и строигенплана объекта строительства. Проект геодезической разбивочной основы должен содержать:

- 1) разбивочный чертеж;
 - 2) каталоги координат и отметок исходных пунктов;
 - 3) каталоги или ведомости проектных координат и отметок;
 - 4) чертежи геодезических знаков;
 - 5) пояснительную записку с обоснованием точности построения геодезической разбивочной основы.
- Чертеж геодезической разбивочной основы составляется в масштабе генерального плана объекта строительства и с учетом:
- 1) существующего и проектируемого размещения зданий, сооружений и инженерных сетей на строительной площадке;

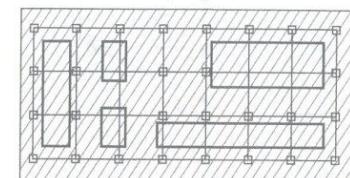
2) обеспечения сохранности и устойчивости пунктов разбивочной основы;

3) исключения возможных неблагоприятных воздействий (геологических, температурных и т.д.) на качество построения разбивочной основы;

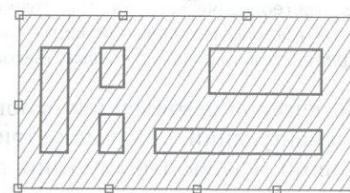
4) ее использования и при необходимости развития в процессе эксплуатации построенного объекта, его расширения и реконструкции.

Плановая разбивочная сеть на объекте строительства может создаваться в виде (рис. 14.1):

- красных или других линий регулирования застройки;
- строительной сетки с размерами сторон 20, 50, 100, 200 м;
- других видов геодезических сетей.



a



b

Рис. 14.1. Пример разбивочной сети:

a — строительная сетка; *b* — красные линии; □ — пункты разбивочной сетки строительной площадки; // — строительная площадка; [] — проектируемые здания

Внешняя разбивочная сеть должна создаваться как геодезическая сеть, закрепляющая на местности основные или главные разбивочные оси, а также углы зданий и сооружений, образованные пересечением основных разбивочных осей.

На рис. 14.2, *a* воспроизводится пример внешней разбивочной сети [10], на рис. 14.2, *b* — внутренней разбивочной сети.

Нивелирные сети в составе геодезической разбивочной основы должны создаваться в виде нивелирных ходов, опирающихся не менее чем на два репера геодезической сети. При этом пункты ниве-

лирной сети по возможности следует совмещать с пунктами плановой разбивочной сети.

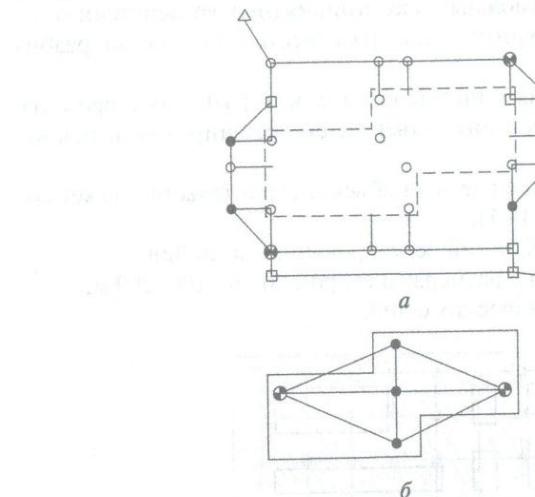


Рис. 14.2. Разбивочная сеть здания:

△ — пункты государственной геодезической сети; □ — пункты разбивочной сети строительной площадки; ● — постоянные осевые знаки; ○ — осевой знак на здании; Ⓢ — репер, совмещенный с осевым знаком

Построение геодезической разбивочной основы может осуществляться методами триангуляции, полигонометрии, трилатерации, засечек и их сочетаниями. Точность построения разбивочной сети строительной площадки и точность внешней разбивочной сети зданий и сооружений, в том числе вынос основных или главных разбивочных осей, определяется [10], представлена в табл. 14.1 и 14.2.

Таблица 14.1

Точность построения разбивочной сети строительной площадки

Характеристика объектов строительства	Величины средних квадратических погрешностей построения разбивочной сети строительной площадки		
	угловые измерения, "	линейные измерения	определение превышения на 1 км хода, мм
Предприятия и группы зданий (сооружений) на участках площадью более 1 км ² ; отдельно стоя-	3	1 25 000	4

Характеристика объектов строительства	Величины средних квадратических погрешностей построения разбивочной сети строительной площадки		
	угловые измерения, "	линейные измерения	определение превышения на 1 км хода, мм
ющие здания (сооружения) с площадью застройки более 100 тыс. м ²			
Предприятия и группы зданий (сооружений) на участках площадью менее 1 км ² ; отдельно стоящие здания (сооружения) с площадью застройки от 10 до 100 тыс. м ²	5	1 10 000	6
Отдельно стоящие здания (сооружения) с площадью застройки менее 10 тыс. м ² ; дороги, инженерные сети в пределах застраиваемых территорий	10	1 5000	10
Дороги, инженерные сети вне застраиваемых территорий; земляные сооружения, в том числе вертикальная планировка	30	1 2000	15

Геодезическая разбивочная сеть должна содержать:

- 1) знаки разбивочной сети строительной площадки;
- 2) плановые знаки внешней разбивочной сети зданий и сооружений (не менее четырех на каждую ось);
- 3) плановые знаки линейных сооружений, определяющие ось, начало, конец трассы, колодцы (камеры), закрепленные на прямых участках не менее чем через 0,5 км и на углах поворота трассы;
- 4) нивелирные реперы по границам и внутри застраиваемой территории у каждого здания (сооружения) не менее одного, вдоль осей инженерных сетей не реже чем через 0,5 км;
- 5) каталоги координат и высот и абрисы всех пунктов геодезической разбивочной основы.

Требования к точности передачи высот и передачи точек и осей по вертикали даны соответственно в табл. 14.3 и 14.4.

Таблица 14.2

Точность внешней разбивочной сети зданий и сооружений

Характеристика зданий, сооружений, строительных конструкций	Величины средних квадратических погрешностей построения внешней и внутренней разбивочных сетей здания (сооружения) и других разбивочных работ										
	линейные измерения	угловые измерения, " определение превышения на станции, мм	определение отметки на монтажном горизонте относительно исходного, мм	передача точек, осей по вертикали, мм	линейные измерения	угловые измерения, " определение превышения на станции, мм	линейные измерения	угловые измерения, " определение превышения на станции, мм	определение отметки на монтажном горизонте относительно исходного, мм	передача точек, осей по вертикали, мм	
1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
Металлические конструкции с фрезерованными контактными поверхностями; сборные железобетонные конструкции, монтируемые методом самофиксации в узлах; сооружения высотой выше 100 м до 120 м или с пролетами выше 30 м до 36 м	1 15 000	5	1	Числовые значения погрешностей следует назначать в зависимости от высоты монтажного горизонта (согласно табл. 14.3 и 14.4)	—	—	—	—	—	—	—
Здания выше 15 этажей, сооружения высотой выше 60 м до 100 м или с пролетами выше 18 м до 30 м	1 10 000	10	2	—	—	—	—	—	—	—	—
Здания выше 6 до 15 этажей, сооружения высотой выше 15 м до 60 м или с пролетами выше 6 м до 18 м	1 5 000	20	2,6	—	—	—	—	—	—	—	—
Здания до 5 этажей, сооружения высотой до 15 м или с пролетами до 6 м	1 3 000	30	3	—	—	—	—	—	—	—	—
Конструкции из дерева; инженерные сети, дороги, подъездные пути	1 2 000	30	5	—	—	—	—	—	—	—	—

Окончание табл. 14.2

Характеристика зданий, сооружений, строительных конструкций	Величины средних квадратических погрешностей построения внешней и внутренней разбивочных сетей здания (сооружения) и других разбивочных работ				
линейные измерения	угловые измерения, " определение превышения на станции, мм	определение отметки на монтажном горизонте относительно исходного, мм	передача точек, осей по вертикали, мм		
1	2	3	4	5	6
Земляные сооружения, в том числе вертикальная планировка	1 1000	45	10	—	—

Примечания.

1. Величины средних квадратических ошибок (СКО) (гр. 2–4) назначают в зависимости от характеристик, указанных в гр. 1; при наличии двух и более характеристик величины СКО назначаются по той характеристике, которой соответствует более высокая точность.

2. Точность геодезических построений для строительства уникальных и сложных объектов и монтажа технологического оборудования устанавливают на основе специальных технических условий и с учетом особых требований, предусматриваемых проектом.

Таблица 14.3

Условия обеспечения точности передачи отметок по высоте

Условия измерений, типы приборов	Средние квадратические погрешности определения отметок на монтажном горизонте относительно исходного, мм				
	3	4	5	6	15
Высота монтажного горизонта, м	До 15	Свыше 15 до 60	Свыше 60 до 100	Свыше 100 до 120	—
Неравенство плеч на станции, м, не более	5	—	—	—	15

Окончание табл. 14.3

Условия измерений, типы приборов	Средние квадратические погрешности определения отметок на монтажном горизонте относительно исходного, мм				
	3	4	5	6	15
Высота визирного луча над препятствием, м, не менее		0,2		0,3	0,1
Методика работы	Взятие отсчета на монтажном горизонте	Одновременное взятие отсчетов на верхнем и нижнем горизонтах		Взятие отсчета на монтажном горизонте	
Типы нивелиров, реек, теодолитов или им равноточные	H-3 и модификации; PH-3	H-05 и модификации; PH-05	H-10 и модификации; PH-10; T-5; T-30		
Типы рулеток	ОПК2-20 АНТ/1; ОПК2-30 АНТ/1; ОПК2-50 АНТ/1		ОПК3-20 АНТ/10		
Натяжение рулеток, Н (кгс)	100 (10)		50 (5)		

Таблица 14.4

Условия обеспечения точности передачи точек и осей по вертикали

Процессы, условия измерений, тип приборов	Средние квадратические погрешности передачи точек, осей по вертикали, мм			
	2	2,5	3	4
Высота проецирования, м	До 15	Свыше 15 до 60	Свыше 60 до 100	Свыше 100 до 120
Центрирование прибора	Оптическим центриром или нитяным отвесом	Оптическим центриром		
Фиксация точек	Карандашом на гладкой поверхности, палетке	Керном на исходном горизонте и карандашом по палетке		

Окончание табл. 14.4

Процессы, условия измерений, тип приборов	Средние квадратические погрешности передачи точек, осей по вертикали, мм			
	2	2,5	3	4
Минимальное расстояние от визирного луча до строительной конструкции, м		0,2		0,1
Количество приемов, не менее		1		2
Типы приборов или равноточные им	T-30	T-2; ПИЛ-1	ЦО-1; ПЗЛ	

СНиП [10] требует, чтобы закрепление пунктов геодезической разбивочной основы выполнялось в соответствии с требованиями нормативных документов по геодезическому обеспечению строительства, утвержденных в установленном порядке. Места закладки геодезических знаков должны указываться на стройгенплане проекта организации строительства, а также на чертежах, необходимых для производства работ по планировке и застройке территории строительства.

Количество разбивочных осей, закрепляемых осевыми знаками, должно определяться с учетом конфигурации и размеров здания (сооружения); на местности необходимо закреплять основные разбивочные оси, определяющие габариты здания (сооружения), и оси в местах температурных (деформационных) швов, главные оси гидротехнических и сложных инженерных сооружений.

В процессе строительства сохранность и устойчивость знаков геодезической разбивочной основы должна проверяться инструментально не менее двух раз в год (в весенний и осенне-зимний периоды).

14.4. ЭЛЕМЕНТЫ РАЗБИВОЧНЫХ РАБОТ

Перенесением проекта зданий и сооружений на местность (или в натуре) называют комплекс геодезических работ по подготовке данных и выносу на местность с помощью геодезических приборов угловых, линейных и других геометрических величин в целях закрепления на местности специальными знаками характерных точек, линий и плоскостей зданий и сооружений.

При подготовке данных путем измерений на генеральных планах или путем математических расчетов определяют координаты и отметки характерных точек сооружений, величины углов, линий и превышений, которые необходимо отложить и закрепить на местности от заданных в разбивочных чертежах исходных пунктов, твердых местных объектов, направлений и реперов.

Разбивочный чертеж — чертеж, содержащий все необходимые данные для перенесения отдельных элементов сооружения в натуре [2]. Рабочий чертеж должен содержать:

- 1) местоположение пунктов плановой и высотной геодезической сети;
- 2) твердых и долговременных объектов на земной поверхности, если от них осуществляется разбивка;
- 3) такие геометрические величины, которые можно отложить на земной поверхности: горизонтальные углы, расстояния, а также превышения.

Значения этих величин получают в процессе *подготовки данных для выноса проектов в натуре*, конечным результатом которой является разбивочный чертеж.

14.5. СПОСОБЫ ПОДГОТОВКИ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ ДАННЫХ ДЛЯ ПЕРЕНЕСЕНИЯ ПРОЕКТОВ НА МЕСТНОСТЬ

Существует три способа подготовки данных для выноса проектов в натуре: графический, аналитический и комбинированный, или графоаналитический.

Графический способ — наиболее простой и наименее точный — заключается в измерении на плане всех необходимых величин (дирекционных и горизонтальных углов, расстояний, координат, отметок). Считается, что графический способ подготовки данных характеризуется следующими ошибками:

- 1) ошибка определения длин линий $\Delta s = 0,2 \cdot M$ мм, где M — знаменатель масштаба используемого топографического плана;
- 2) ошибка измерения дирекционного угла транспортиром $\Delta\alpha = 6'$;
- 3) ошибка измерения горизонтальных углов $\Delta\beta = \sqrt{2}\Delta\alpha = 8'$.

При необходимости измерение линейных величин по планам может выполняться с учетом деформации бумаги. Определение координат в таком случае производится по формулам

$$\Delta x = \frac{Sx}{Sx_{изм}} \Delta x_{изм};$$

$$x_A = x + \Delta x;$$

$$\Delta y = \frac{Sy}{Sy_{изм}} \Delta y_{изм};$$

$$y_A = x + \Delta y,$$

где Sx и Sy — номинальные значения разности координат между линиями координатной сетки, а $Sx_{изм}$ и $Sy_{изм}$ — их измеренные значения.

В данных формулах деформация бумаги предполагается линейной, а отношения $Sx/Sx_{изм}$ и $Sy/Sy_{изм}$ выражают коэффициенты деформации по осям x и y соответственно.

Аналитический способ — наиболее точный и трудоемкий, его сущность заключается в том, что все точки представляются своими координатами, по значениям которых вычисляются все остальные геометрические величины, либо наоборот: по известным расстояниям и углам вычисляются значения координат.

На рис. 14.3 приведен пример данных, используемых для аналитического определения координат некоторых точек. Пусть точки M и N — вершины теодолитного хода с известными координатами. Требуется вычислить координаты углов здания с заданными размерами c и d . Длинная сторона здания параллельна стороне MN теодолитного хода. Один из углов здания (точка A) находится на расстоянии a от стороны MN теодолитного хода; b — расстояние от вершины M теодолитного хода до основания перпендикуляра, опущенного из точки A на сторону MN .

Решение поставленной задачи в целом выполняется следующим образом. Из решения обратной геодезической задачи по координатам вершин теодолитного хода находят дирекционный угол α_{MN} стороны MN . Далее по заданным значениям a и b находят значение тангенса горизонтального угла β между стороной MN и линией MA и длину l последней:

$$\operatorname{tg}\beta = \frac{a}{b};$$

$$l = \sqrt{a^2 + b^2}.$$

Тогда дирекционный угол α_{MA} может быть найден как

$$\alpha_{MA} = \alpha_{MN} + \beta.$$

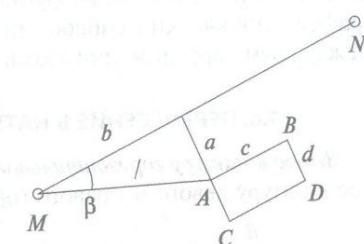


Рис. 14.3. Исходные данные

Координаты точки A получают, решив прямую геодезическую задачу:

$$x_A = x_M + l \cos \alpha_{MA};$$

$$y_A = y_M + l \sin \alpha_{MA}.$$

По условию задачи сторона AB здания параллельна стороне MN теодолитного хода, следовательно, $\alpha_{AB} = \alpha_{MN}$. Поскольку координаты точки A вычислены, дирекционный угол и длина стороны AB известны, постольку из решения прямой геодезической задачи можно получить координаты точки B . Аналогичным образом можно определить координаты точек C и D .

Графоаналитический способ представляет собой комбинацию графического и аналитического способов, когда некоторые величины определяются по плану, а остальные вычисляются по измеренным величинам как их функции. По трудоемкости и точности графоаналитический способ занимает промежуточное положение между двумя другими способами.

14.6. ПЕРЕНЕСЕНИЕ В НАТУРУ ПРОЕКТНЫХ ВЕЛИЧИН

Вынос в натуру горизонтального угла. Различают два случая: вынос в натуру левого и правого горизонтальных углов. Пусть требуется в точке M отложить вправо угол β_2 и угол β_1 влево от направления на точку N (рис. 14.4).

Для выноса в натуру *правого горизонтального угла* необходимо выполнить следующие действия. Теодолит тщательно центрируют в точке M и приводят в рабочее положение. Закрепляют лимб, открепляют алидаду и, глядя в микроскоп, отыскивают на лимбе деление 0° . Как только такое деление попало в поле зрения микроскопа, алидаду закрепляют и с помощью ее наводящего винта устанавливают отсчет по горизонтальному кругу $0^\circ 00,0'$. Открепляют закрепительный винт лимба и наводят зрительную трубу на точку N . Как только точка N попала в поле зрения трубы, лимб закрепляют и с помощью наводящего винта лимба вертикальную нить сетки нитей совмещают с изображением вешки, установленной в точке N . Чтобы минимизировать ошибку редукции, необ-

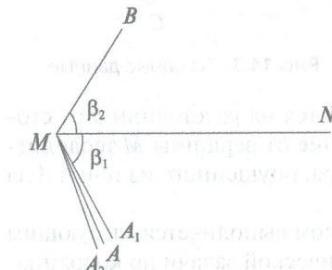


Рис. 14.4. Вынос проектных углов

ходимо вешку устанавливать вертикально и наводить вертикальную нить сетки нитей на ее самую нижнюю видимую точку либо в качестве вешки использовать шпильку из комплекта для измерения линий.

После выполнения указанных действий зрительная труба будет наведена на точку N и отсчет по горизонтальному кругу будет равен $0^\circ 00,0'$. Теперь необходимо открепить алидаду и, поворачивая ее по часовой стрелке, найти отсчет по горизонтальному кругу, близкий к значению правого угла β_1 . Как только такой отсчет найден, алидаду необходимо закрепить и с помощью наводящего винта алидады установить точное значение угла β_1 , после чего помощник наблюдателя должен выставить вешку на соответствующем расстоянии от теодолита таким образом, чтобы она совпала с вертикальной нитью сетки нитей.

Пусть вешка заняла положение A_1 (см. рис. 14.4). Теперь необходимо перевести трубу через зенит и повторить все описанные действия при другом положении вертикального круга. Допустим, что в результате была получена точка A_2 . В качестве окончательного положения точки A необходимо принять среднее положение между точками A_1 и A_2 .

Описанный способ вынесения правого горизонтального угла является основным и может быть несколько модифицирован. Измененный способ выполняется следующим образом. После центрирования прибора и приведения его в рабочее положение лимб закрепляют, алидаду открепляют и наводят зрительную трубу на точку N , берут отсчет a по горизонтальному кругу, вычисляют отсчет

$$b = a + \beta_1,$$

поворачивают алидаду по часовой стрелке и добиваются с помощью наводящего винта алидады такого положения, чтобы отсчет по горизонтальному кругу стал равным b , после чего выставляют вешку так, чтобы она совпала с вертикальной нитью сетки нитей (точка A_1). Затем зрительную трубу переводят через зенит и выполняют все описанные действия при другом положении вертикального круга, в результате чего получают точку A_2 .

Вынесение в натуру *левого горизонтального угла* β_2 может быть выполнено следующим образом. После центрирования теодолита и приведения его в рабочее положение открепляют алидаду и устанавливают отсчет по горизонтальному кругу, равный значению проектного угла β_2 . При закрепленной алидаде открепляют лимб и наводят вертикальную нить сетки нитей на точку N . Затем открепляют алидаду, устанавливают отсчет по горизонтальному кругу,

равный $0^{\circ}00,0'$, и выставляют вешку (в точке B_1). Переводят трубу через зенит и повторяют описанные действия при другом положении вертикального круга, в результате чего будет получена точка B_2 . В качестве окончательного положения точки B берут среднее между точками B_1 и B_2 .

Данный способ также может быть видоизменен. Для этого после приведения прибора в рабочее положение необходимо навести зрительную трубу на точку N и взять отсчет a по горизонтальному кругу. Затем, поворачивая алиаду, устанавливают отсчет по горизонтальному кругу, равный

$$b = a - \beta_2,$$

и выставляют вешку B_1 . Переводят трубу через зенит, повторяют описанные действия при другом положении вертикального круга, в результате чего получают точку B_2 .

Кроме того, вынос левого угла β_2 может быть сведен к выносу правого угла β_1 , являющегося дополнением угла β_2 до 360° , т.е.

$$\beta_1 = 360^\circ - \beta_2.$$

После завершения выноса угла в натуре должно быть выполнено контрольное измерение полученного угла одним приемом. Отклонение измеренного значения угла от проектного значения не должно превышать $2t$ — удвоенной среднеквадратической ошибки измерения угла одним приемом.

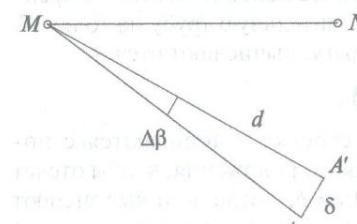


Рис. 14.5. Поправка в угол

Измеряется расстояние d от точки M до полученной точки A' . Значение поправки $\Delta\beta$ угла известно как разность проектного и измеренного углов

$$\Delta\beta = \beta - \beta',$$

где β — проектный угол; β' — измеренное значение угла; $\Delta\beta$ — поправка в измеренный угол. Поправка δ в положение точки может быть вычислена по формуле

$$\delta = \frac{\Delta\beta}{\rho} d,$$

где d — расстояние от точки M до точки A' ; значение ρ принимается равным числу секунд в радиане $\rho = 206\ 264,8''$, если значение $\Delta\beta$ выражено в секундах, либо равным числу минут в радиане $\rho = 3438'$, если $\Delta\beta$ представлено в минутах.

После этого поправка δ откладывается в нужную сторону с помощью линейки или рулетки с миллиметровыми делениями.

Особый случай вынесения проектного угла. В некоторых случаях требуется вынести прямой угол либо восстановить перпендикуляр к некоторой линии. Указанное построение можно выполнить с помощью рулетки или мерной ленты. (При малых расстояниях некоторые построения с помощью мерной ленты или рулетки характеризуются меньшей трудоемкостью.)

Пусть, например, требуется восстановить перпендикуляр к линии AB в ее точке C (рис. 14.6). От точки C в направлении точек A и B по линии AB необходимо отложить некоторое небольшое расстояние d_1 (несколько метров) и получить точки P и Q . Затем от точек P и Q следует прочертить дуги окружностей с одним и тем же значением радиуса d_2 . Полученная в результате пересечения дуг окружностей точка D будет лежать на перпендикуляре к линии AB , восстановленном из точки C . При данном построении необходимо стремиться к тому, чтобы угол при точке D был близок к 90° .

Аналогичным образом может быть осуществлено вынесение биссектрисы угла, закрепленного на местности (рис. 14.7).

Чтобы разделить пополам угол ABC , необходимо от точки B отложить на сторонах BA и BC два равных отрезка величиной a . Из полученных точек P и Q прочертить дуги окружностей радиусом b . Точка пересечения M этих дуг окружностей будет лежать на биссектрисе угла ABC . Таким образом, восстановление перпендикуляра можно рассматривать как частный случай деления угла пополам, а именно когда такой угол равен 180° .

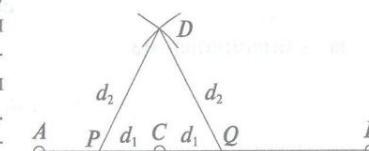


Рис. 14.6. Восстановление перпендикуляра

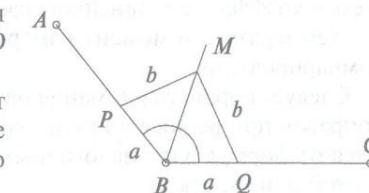


Рис. 14.7. Вынос биссектрисы

Вынос биссектрисы или восстановление перпендикуляра с помощью рулеток или мерных лент осуществляется с меньшей точностью, чем теодолитом. Объяснение данного факта в основном состоит в том, что вспомогательные точки P и Q не лежат в створе линии AB .

Для контроля положение каждой точки или направления на земной поверхности определяется дважды.

Вынос в натуру проектной линии. Вначале в нужном направлении от точки A дважды откладывают заданное расстояние d и находят точку B' как среднее из двух положений. В результате таких действий на местности будет получена наклонная линия AB' длиной d . Но по условию задачи требуется построить линию, горизонтальное проложение которой равно d , поэтому далее с помощью теодолита измеряют вертикальный угол v стороны AB' и вычисляют поправки в отложенное расстояние:

- за угол наклона

$$\Delta v = d \left(\frac{1}{\cos v} - 1 \right);$$

- за компарирование

$$\Delta k = d \left(\frac{l_0}{l} - 1 \right),$$

где l — фактическая длина ленты; l_0 — ее номинальная длина;

- за температуру

$$\Delta t = \alpha d(t_0 - t),$$

где α — коэффициент линейного расширения (для стали $\alpha = 0,0000125$); t — температура в момент измерений; t_0 — температура в момент компарирования.

Следует обратить внимание на то, что формулы для вычисления поправок при выносе в натуру заданных линий несколько отличаются от формул для аналогичных поправок при измерении линий лентой или рулеткой.

Вычисляют сумму поправок

$$\sum \Delta = \Delta v + \Delta k + \Delta t,$$

причем поправка за угол наклона всегда положительна, а две другие поправки могут быть как положительными, так и отрицательными. Если сумма поправок положительна, то эту величину откладывают в сторону увеличения длины линии, в противном случае — в обратную сторону.

После выноса линии заданной длины в натуру выполняется контрольное измерение. Расхождение между измеренным значением (с учетом поправок) и заданным значением не должно превышать 1:2000 заданного значения.

Вынос проектной отметки H_B . Этот процесс осуществляется от точки A (репера) с известной отметкой H_A . Нивелир устанавливается на некотором удалении от репера и приводится в рабочее положение. Рейка устанавливается на репере, берется отсчет a по черной стороне рейки и вычисляется горизонт прибора (ГП)

$$ГП = H_A + a.$$

Затем в землю забивается кол так, чтобы отсчет b по черной стороне установленной на нем рейки был равен

$$b = ГП - H_B.$$

После вынесения проектной отметки необходимо выполнить контрольное измерение превышения между точками A и B . Его отклонение от проектного значения не должно превышать 10 мм — удвоенной ошибки измерения превышений на станции при техническом нивелировании.

Вынос линии заданного уклона. Вначале описанным выше способом выносят отметку точки A (рис. 14.8), затем откладывают в нужном направлении заданное расстояние d и вычисляют отметку точки B по формуле

$$H_B = H_A + ud,$$

где u — заданный уклон; d — расстояние, на которое линия должна быть наклонной, и выносят отметку точки B .

В точке A устанавливают нивелир так, чтобы окуляр зрительной трубы располагался над этой точкой, а один из подъемных винтов находился по линии AB , и приводят прибор в рабочее положение. Измеряют высоту прибора i над точкой, наводят зрительную трубу на рейку, установленную в точке B , и с помощью элевационного винта наводят среднюю нить сетки нитей на отсчет по рейке, равный высоте прибора i . При большом значении проектного уклона хода элевационного винта может не хватить, поэтому установить вычисленный отсчет b по рейке можно с помощью подъемного винта, расположенного в направлении данной линии.

В результате указанных действий визирный луч примет уклон, равный проектному (см. рис. 14.8). Если теперь от визирного луча

Вынос биссектрисы или восстановление перпендикуляра с помощью рулеток или мерных лент осуществляется с меньшей точностью, чем теодолитом. Объяснение данного факта в основном состоит в том, что вспомогательные точки P и Q не лежат в створе линии AB .

Для контроля положение каждой точки или направления на земной поверхности определяется дважды.

Вынос в натуру проектной линии. Вначале в нужном направлении от точки A дважды откладывают заданное расстояние d и находят точку B' как среднее из двух положений. В результате таких действий на местности будет получена наклонная линия AB' длиной d . Но по условию задачи требуется построить линию, горизонтальное проложение которой равно d , поэтому далее с помощью теодолита измеряют вертикальный угол в стороны AB' и вычисляют поправки в отложенное расстояние:

- за угол наклона

$$\Delta v = d \left(\frac{1}{\cos v} - 1 \right);$$

- за компарирование

$$\Delta k = d \left(\frac{l_0}{l} - 1 \right),$$

где l — фактическая длина ленты; l_0 — ее номинальная длина;

- за температуру

$$\Delta t = \alpha d(t_0 - t),$$

где α — коэффициент линейного расширения (для стали $\alpha = 0,0000125$); t — температура в момент измерений; t_0 — температура в момент компарирования.

Следует обратить внимание на то, что формулы для вычисления поправок при выносе в натуру заданных линий несколько отличаются от формул для аналогичных поправок при измерении линий лентой или рулеткой.

Вычисляют сумму поправок

$$\sum \Delta = \Delta v + \Delta k + \Delta t,$$

причем поправка за угол наклона всегда положительна, а две другие поправки могут быть как положительными, так и отрицательными. Если сумма поправок положительна, то эту величину откладывают в сторону увеличения длины линии, в противном случае — в обратную сторону.

После выноса линии заданной длины в натуру выполняется ее контрольное измерение. Расхождение между измеренным значением (с учетом поправок) и заданным значением не должно превышать 1:2000 заданного значения.

Вынос проектной отметки H_B . Этот процесс осуществляется от точки A (репера) с известной отметкой H_A . Нивелир устанавливается на некотором удалении от репера и приводится в рабочее положение. Рейка устанавливается на репере, берется отсчет a по черной стороне рейки и вычисляется горизонт прибора (ГП)

$$ГП = H_A + a.$$

Затем в землю забивается кол так, чтобы отсчет b по черной стороне установленной на нем рейки был равен

$$b = ГП - H_B.$$

После вынесения проектной отметки необходимо выполнить контрольное измерение превышения между точками A и B . Его отклонение от проектного значения не должно превышать 10 мм — удвоенной ошибки измерения превышений на станции при техническом нивелировании.

Вынос линии заданного уклона. Вначале описанным выше способом выносят отметку точки A (рис. 14.8), затем откладывают в нужном направлении заданное расстояние d и вычисляют отметку точки B по формуле

$$H_B = H_A + ud,$$

где u — заданный уклон; d — расстояние, на которое выносят отметку точки B .

В точке A устанавливают нивелир так, чтобы окуляр зрительной трубы располагался над этой точкой, а один из подъемных винтов находился по линии AB , и приводят прибор в рабочее положение. Измеряют высоту прибора i над точкой, наводят зрительную трубу на рейку, установленную в точке B , и с помощью элевационного винта наводят среднюю нить сетки нитей на отсчет по рейке, равный высоте прибора i . При большом значении проектного уклона хода элевационного винта может не хватить, поэтому установить вычисленный отсчет b по рейке можно с помощью подъемного винта, расположенного в направлении данной линии.

В результате указанных действий визирный луч примет уклон, равный проектному (см. рис. 14.8). Если теперь от визирного луча

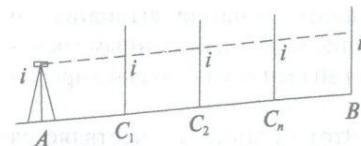


Рис. 14.8. Вынос линии заданного уклона

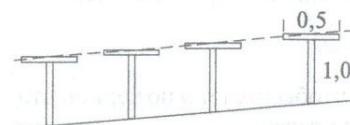


Рис. 14.9. Использование визирок

представляет собой две сбитые под прямым углом доски шириной 7–8 см. Обычно высота визирки принимается равной примерно 1 м, а ширина — около 0,5 м.

По завершении выноса линии заданного уклона выполняют контрольное измерение отметки точки *A* и превышений остальных точек относительно точки *A*. Отклонение всех указанных величин от проектных значений не должно превышать 10 мм.

Вынос плоскости заданного уклона. Сначала начинают с разбивки на местности с помощью теодолита и мерной ленты или рулетки сетки квадратов или прямоугольников (рис. 14.10).

Пусть в направлении линии *AB* уклон равен 0, а по направлению *CD* он равен некоторому заданному значению *i*. Пусть также известна отметка H_A в точке *A*.

Имея перечисленные данные, выносят заданную отметку H_A в точках *A*, *B* и *C*. Вычисляют отметку в точке *D* по формуле

$$H_D = H_A + ud,$$

где *d* — длина линии *CD*, и выносят полученную отметку в точке *D*.

В точке *C* устанавливают нивелир таким образом, чтобы один из подъемных винтов располагался

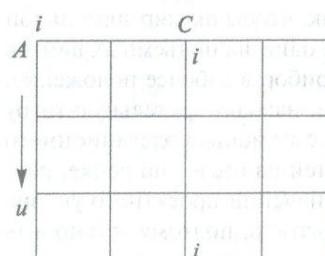


Рис. 14.10. Вынос плоскости заданного уклона

гался в направлении линии *CD* и окуляр зрительной трубы находился над точкой *C*. Приводят нивелир в рабочее положение и измеряют его высоту *i* над точкой *C*. Берут отсчеты по рейкам, установленным в точках *A* и *B*. Они должны быть равны высоте прибора *i*. (Если фактические отсчеты отличаются от указанного значения более чем на 10 мм, то вынос отметки H_A в точках *A*, *B* и *C* необходимо повторить.) В точке *D* устанавливают рейку и с помощью подъемного винта — отсчет по ней, равный высоте прибора *i*. После чего рейку поочередно устанавливают во всех остальных вершинах сетки квадратов и забивают колышки так, чтобы отсчет по установленной на них рейке равнялся высоте прибора *i*.

Несколько отличный способ заключается в следующем. Выносят в точке *C* отметку H_A и отметку H_D в точке *D*. Устанавливают в точке *C* нивелир описанным выше способом и приводят его в рабочее положение. Измеряют высоту прибора *i*, с помощью элевационного винта приводят пузырек цилиндрического уровня в нуль-пункт и в точках *A* и *B* забивают колышки так, чтобы отсчет по рейкам, установленным на этих точках, был равен *i*. Рейку устанавливают в точке *D*, с помощью элевационного или подъемного винта наводят среднюю нить на деление на рейке, равное *i*. Затем в остальных вершинах сетки квадратов забивают колышки так, чтобы отсчет по рейке, установленной на колышек в каждой вершине, был равен *i*.

После выполнения описанных действий осуществляется контрольное измерение отметок в вершинах сетки квадратов. Их отклонения от проектных значений не должны превышать 10 мм.

14.7. СПОСОБЫ РАЗБИВКИ ГЛАВНЫХ И ОСНОВНЫХ ОСЕЙ СООРУЖЕНИЙ

Геодезической основой разбивочных работ на строительной площадке являются главные и основные оси. Главными осями называют две взаимно перпендикулярные прямые, относительно которых указывают данные для выноса в натуру сооружений или их отдельных частей. Главные оси разбиваются в случае сложной конфигурации зданий или тогда, когда здания связаны технологическими процессами. Отличие разбивочных работ от традиционных геодезических работ в том, что по мере их выполнения требования к точности взаимного положения повышаются. Основными осями называют линии, определяющие внешний контур зданий и сооружений в плане. Основные оси разбиваются в случаях простой конфигурации зданий и сооружений.

Чтобы обеспечить более высокую точность взаимного положения осей, от пунктов опорной геодезической сети (точек теодолитного хода, пунктов полигонометрии или микротриангуляции) в натуре разбивается только одна ось. В качестве такой оси выбирается наиболее длинная продольная ось, и в натуре выносятся ее крайние точки. Дальнейшая разбивка осуществляется от этой оси.

Для задания на плоскости какой-либо прямой необходимо и достаточно указать две различные точки, принадлежащие этой прямой. Таким образом, задача выноса в натуре осей сводится к задаче

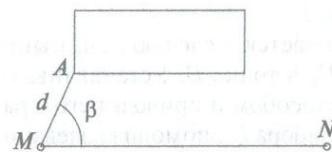


Рис. 14.11. Съемка или вынос

выноса в натуре некоторых точек. В свою очередь, задача выноса в натуре точек в определенном смысле является обратной по отношению к задаче топографической съемки каких-либо точек земной поверхности. Чтобы пояснить данное утверждение, рассмотрим рис. 14.11.

Пусть точки M и N являются вершинами теодолитного хода, а точка A — некоторая точка земной поверхности. При топографической съемке точка A существует на местности, например является углом существующего здания. Задача при этом заключается в измерении некоторых неизвестных геометрических величин, определяющих положение точки, например расстояния d от точки M до точки A и горизонтальный угол β в точке M между направлением на A и направлением на N .

При выносе в натуре точки A на местности отсутствует, например, представляет собой угол проектируемого здания. При этом известны геометрические величины, определяющие ее положение на земной поверхности относительно точки M : расстояние d и горизонтальный угол β . Задача заключается в нахождении на местности нужной точки и закреплении ее тем или иным способом.

Используемый способ выноса точки в натуре зависит от вида известных геометрических элементов, которые нужно построить на земной поверхности, поэтому классификация способов выноса в натуре точек повторяет классификацию способов съемки. А именно, вынос в натуре главных и основных осей осуществляется методами прямоугольных координат, полярных координат, угловой засечки, линейной засечки и створной засечки.

Способ прямоугольных координат применяется для разбивки зданий и сооружений, находящихся вблизи точек опорной сети либо вблизи красных линий (рис. 14.12). Способ заключается в том,

что вдоль прямой MN (например, стороны теодолитного хода) от точки M откладывают расстояние d_1 , из найденной точки с помощью теодолита восстанавливают перпендикуляр и откладывая на нем расстояние d_2 , находят точку A . Аналогичным образом выносят точку B . Сторона AB служит основой для разбивки других осей здания или сооружения. Для контроля измеряются расстояния, в частности диагонали AD и BC . Их относительные ошибки не должны превышать 1:2000 (см. рис. 14.12, а). Способ прямоугольных координат широко применяется при наличии строительной сетки (см. рис. 14.12, б). Строительной геодезической сеткой называют геодезическую сеть в виде системы квадратов или прямоугольников, ориентированных параллельно большинству разбивочных осей сооружений [2].

Параллельность выносимых осей и сторон теодолитного хода или сторон строительной сетки не является обязательным условием для применения способа прямоугольных координат. Пусть, например, требуется вынести в натуре здание размером $b \times l$ м (рис. 14.13). При этом известны координаты точки A и угол γ между стороной MN теодолитного хода и линией AB . Допустим, что между точками M и A находится некоторое препятствие, и мы не можем применить полярный способ (который описывается ниже).

В данном случае можно применить способ прямоугольных координат. Поскольку координаты точек M и A известны, поскольку можно найти расстояние $a_1 = MA$ и дирекционный угол α_{MA} стороны MA , решив обратную геодезическую задачу:

$$\Delta x = x_A - x_M; \\ \Delta y = y_A - y_M; \\ a_1 = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2}; \\ \operatorname{tg} r = \frac{\Delta y}{\Delta x}.$$

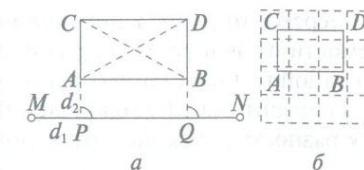


Рис. 14.12. Способ прямоугольных координат

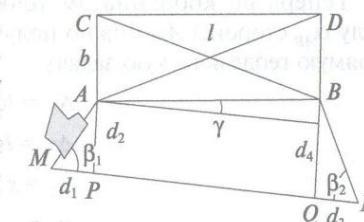


Рис. 14.13. Способ прямоугольных координат

Переход от румба к дирекционному углу осуществляется в зависимости от знаков Δx и Δy (т.е. в зависимости от четверти румба) по одной из приведенных ранее формул.

Горизонтальный угол β_1 между линиями MA и MN вычисляется как разность дирекционных углов

$$\beta_1 = \alpha_{MN} - \alpha_{MA}.$$

Точка P есть основание перпендикуляра, опущенного на сторону MN из точки A , поэтому

$$d_1 = MP = a_1 \cos \beta_1;$$

$$d_2 = PA = a_1 \sin \beta_1.$$

Таким образом, мы получили d_1 и d_2 — расстояния, необходимые для выноса в натуре точки A способом прямоугольных координат.

Если потребуется определить расстояния d_3 и d_4 , требуемые для выноса в натуре точки B способом прямоугольных координат, то можно выполнить следующие вычисления. Угол γ между линиями MN и AB известен, поэтому можно найти дирекционный угол стороны AB :

$$\alpha_{AB} = \alpha_{MN} - \gamma.$$

Теперь по координатам точки A , длине l и дирекционному углу α_{AB} стороны AB можно получить координаты точки B , решив прямую геодезическую задачу:

$$\Delta x = l \cos \alpha_{AB};$$

$$\Delta y = l \sin \alpha_{AB};$$

$$x_B = x_A + \Delta x;$$

$$y_B = y_A + \Delta y.$$

Дальнейшие действия при вычислении расстояний d_3 и d_4 аналогичны описанным выше действиям при определении расстояний d_1 и d_2 : из решения обратной геодезической задачи находят дирекционный угол α_{NB} и длину стороны NB , затем вычисляют угол β_2 , после чего из прямоугольного треугольника BNQ находят необходимые расстояния d_3 и d_4 .

Способ полярных координат во многих случаях оказывается наиболее удобным, поскольку данным способом с одной станции можно вынести множество точек. При его использовании из решения обратной геодезической задачи находят необходимые значения углов и расстояний на местности (рис. 14.14). В точке M устанавливают теодолит, приводят его в рабочее положение и откладывают

горизонтальный угол β . Затем по полученному направлению с помощью мерной ленты или рулетки откладывают заданное расстояние d_1 и получают точку A . Аналогичным образом можно вынести любую другую точку, доступную с данной станции.

Способ угловой засечки применяется в случаях, когда измерение расстояний затруднительно. На рис. 14.15, а демонстрируется вынесение одной точки способом угловой засечки. С этой целью на точке M теодолитного хода откладывается левый горизонтальный угол и закрепляются на местности две точки A_1 и A_2 , фиксирующие направление линии MA . Затем в точке N откладывают правый горизонтальный угол и направление линии NA закрепляют на земной поверхности точками A_3 и A_4 . Между парами точек A_1-A_2 и A_3-A_4 натягивают леску, монтажную проволоку или шпагат, их пересечение даст точку A .

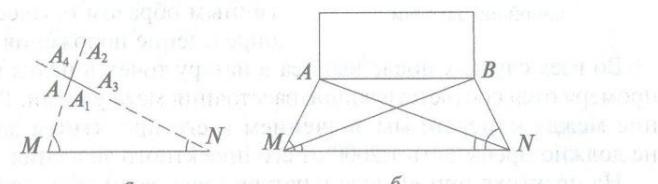


Рис. 14.14. Полярный способ

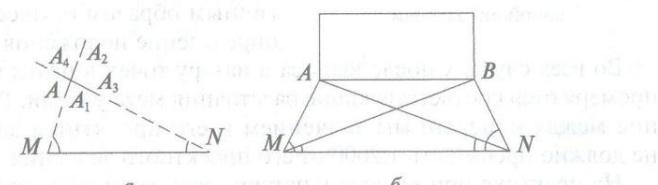


Рис. 14.15. Способ угловой засечки

Способ угловой засечки может быть изменен следующим образом (рис. 14.16). С одной из точек, например M , выносят точку A так, как описано выше, и получают точки A_1 и A_2 . Натягивают между ними леску (или шпагат, монтажную проволоку) и со второй точки N с помощью теодолита определяют окончательное положение точки A .

Еще один способ состоит в применении одновременно двух теодолитов, установленных в точках M и N . На этих точках каждый из двух наблюдателей устанавливает значение соответствующего проектного угла, после чего их помощник устанавливает вешку так,

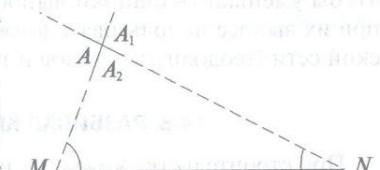


Рис. 14.16. Измененный способ угловой засечки

чтобы она попала на вертикальную нить каждого теодолита. Затем на каждой станции трубу теодолита переводят через зенит и повторяют описанные действия при другом положении вертикального круга. В качестве окончательного положения проектной точки берется среднее из двух полуприемов. После этого выполняется контрольное измерение углов. Разность измеренных значений углов и их проектных значений не должна превышать удвоенной погрешности измерения угла одним приемом.

Способ линейной засечки применяется на ровной открытой местности, когда расстояния между точками не более длины мерного прибора. Пусть требуется вынести указанным способом точки *A* и *B* (рис. 14.17). От точки *M* в створе линии *MN* откладывается расстояние d_1 и закрепляется полученная точка *P*. Затем от точки *M* прочерчивается дуга окружности радиусом d_2 , а от точки *P* — дуга окружности радиусом d_3 . Пересечение этих дуг даст положение определяемой точки *A*. Аналогичным образом осуществляется определение положения точки *B*.

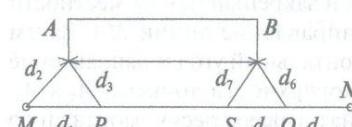


Рис. 14.17. Способ линейной засечки

Во всех случаях после выноса в натуру точек в целях контроля промеряются соответствующие расстояния между ними. Расхождение между измеренным значением и его проектным значением не должно превышать 1:2000 от его проектного значения.

На практике при выносе в натуру точек возможно любое сочетание способов; основным критерием при выборе того или иного способа является удобство измерений на местности. Кроме того, чтобы уменьшить ошибки выноса точек в натуру, рекомендуется при их выносе использовать ближайшие точки опорной геодезической сети (теодолитных ходов и т.п.).

14.8. РАЗБИВКА КРУГОВЫХ КРИВЫХ

При строительстве железных и автомобильных дорог в углах поворота трассы требуется делать вставки гладких кривых, чаще всего это дуги окружностей. На рис. 14.18 изображены углы поворота влево и вправо. В процессе полевых работ измеряются горизонтальные углы β . Если угол поворота γ влево, то его значение вычисляется как

$$\gamma = \beta - 180^\circ;$$

если угол поворота вправо, то

$$\gamma = 180^\circ - \beta.$$

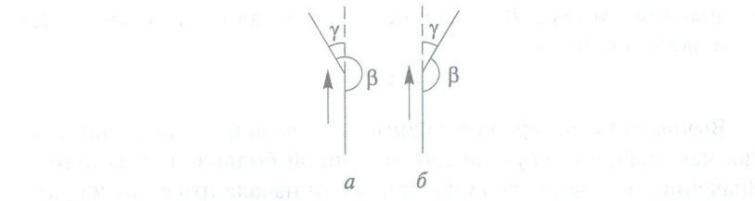


Рис. 14.18. Углы поворота:

a — угол поворота влево; *b* — угол поворота вправо

Пример вставки кривой приводится на рис. 14.19, где отображены угол поворота трассы γ и главные элементы кривой: точка *A* — начало кривой (НК); точка *F* — середина кривой (СК) и точка *C* — конец кривой (КК). Расстояние *AD* от начала кривой до вершины угла и расстояние *DC* от вершины угла до конца кривой называют **тангенсами кривой** и обычно обозначают буквой *T*. Угол между радиусами *OA* и *OC* кривой равен углу поворота γ как дополнение горизонтального угла β до 180° . Отрезок *DF* = *B* — **биссектриса кривой**.

Исходными данными для расчета элементов кривой служат угол поворота γ и радиус R окружности, значение которого определяется в зависимости от свойств проектируемого линейного сооружения и требованиями нормативных документов. Из рис. 14.19 следуют равенства:

- значение тангенса кривой

$$T = R \operatorname{tg} \frac{\gamma}{2},$$

- значение биссектрисы кривой

$$B = R \left(\frac{1}{\cos \frac{\gamma}{2}} - 1 \right);$$

- значение длины дуги окружности

$$K = R \gamma \frac{\pi}{180^\circ},$$

где угол поворота γ выражен в градусах;

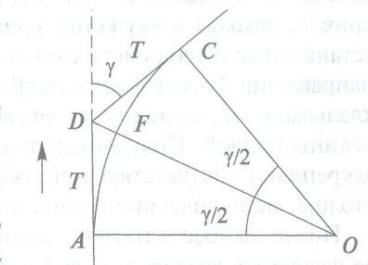


Рис. 14.19. Главные точки кривой

- значение **домера** D — разности между длиной ломаной ADC и длиной кривой

$$D = 2T - K.$$

Вычисление домера необходимо для ввода поправки в пикетаж, так как значение двух тангенсов кривой больше длины кривой. Значение расстояния до конца кривой от начала трассы будет равно

$$KK = HK + K.$$

При выносе в натуру кривой вначале выносят ее главные элементы. Для этого от вершины угла (точки D) в обратную по ходу стороны откладывают тангенс кривой T и получают точку A начала кривой. Откладывая от точки D прямо по ходу значение тангенса кривой, находят точку конца кривой C . В вершине угла поворота D устанавливают теодолит и с его помощью определяют на местности направление биссектрисы угла β . По найденному направлению откладывают значение биссектрисы кривой B и получают точку F середины кривой. Полученные главные точки кривой на местности закрепляют соответствующим образом (деревянные или бетонные столбы, металлические трубы и т.п.).

После выноса в натуру главных точек кривой осуществляется ее *детальная разбивка* — закрепление на местности точек кривой через некоторые интервалы. При радиусе кривой менее 100 м рекомендуется расстояние между точками кривой принимать равным 5 м, для радиуса от 100 до 500 м разбивку кривой рекомендуется вести через 10 м, при радиусах кривой более 500 м — через 20 м.

Существует несколько способов детальной разбивки кривых, наиболее простым по своей сути является способ координат. При его использовании в точке A (рис. 14.20) вводится локальная система координат, ось абсцисс которой направлена от точки A

к точке D , а ось ординат по радиусу в сторону центра окружности. Тогда из того же чертежа легко получить выражения для значений локальных координат

$$x = R \sin \phi;$$

$$y = R(1 - \cos \phi),$$

где ϕ — угол между соседними радиусами ($\phi = \gamma / n$, где n — некоторое целое число). Аналогичным

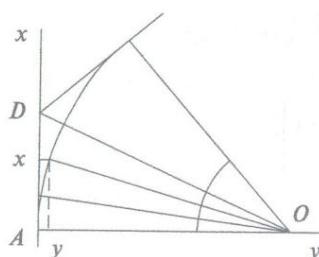


Рис. 14.20. Детальная разбивка кривой

образом выполняется детальная разбивка второй половины дуги окружности, для чего вводится локальная система координат с центром в точке C .

Вопросы и задания

- Что такое генеральный план?
- Что такое строительный генеральный план?
- Что такое красная линия?
- Назовите стадии проектирования.
- Что такое исполнительный генеральный план?
- В чем заключается перенесение проекта в натуру?
- Что показывается на разбивочных чертежах?
- Что такое разбивочный чертеж?
- Назовите способы подготовки данных для выноса проектов в натуру.
- Что такое графический способ подготовки данных для выноса проектов в натуру?
- Что такое аналитический способ подготовки данных для выноса проектов в натуру?
- Что такое графоаналитический способ подготовки данных для выноса проектов в натуру?
- Как учитывается деформация бумаги при определении координат по плану?
- Как осуществляется вынос в натуру правого проектного угла?
- Как осуществляется вынос в натуру левого проектного угла?
- Как свести задачу выноса левого проектного угла к задаче выноса правого угла?
- Как осуществляется восстановление перпендикуляра к стороне в заданной точке?
- Как вынести биссектрису угла с помощью рулетки?
- Как осуществляется вынос в натуру заданной линии?
- Какие поправки вносятся в длину линии при ее выносе в натуру?
- Как вводится поправка в длину линии за угол наклона?
- Как вводится при выносе в натуру поправка в длину линии за температуру?
- Как вводится при выносе в натуру поправка в длину линии за компарирование?
- Как вводится при выносе в натуру поправка в длину линии за угол наклона?
- Как выносится в натуру проектная отметка?
- Как выносится в натуру линия заданного уклона?
- Как выносится в натуру горизонтальная плоскость?
- Как выносится в натуру плоскость заданного уклона?
- Что такое главные оси?
- Что такое основные оси?
- К чему сводится вынос в натуру любой оси?
- Чем отличается вынос точек в натуру от съемки точек?

33. Что такое строительная геодезическая сетка?
34. Как вынести в натуру точку способом прямоугольных координат?
35. Как вынести в натуру точку способом полярных координат?
36. Как вынести в натуру точку способом угловой засечки?
37. Как вынести в натуру точку способом линейной засечки?
38. Как вычисляется угол поворота трассы?
39. Что такое тангенс кривой?
40. Что такое биссектриса кривой?
41. Назовите главные точки кривой.
42. Как найти положение начала кривой?
43. Как найти положение конца кривой?
44. Как найти положение средины кривой?
45. Как выносятся в натуру главные точки кривой?
46. Как выполняется детальная разбивка кривой?

Глава 15 ДЕТАЛЬНАЯ РАЗБИВКА ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

15.1. СУЩНОСТЬ ДЕТАЛЬНОЙ РАЗБИВКИ

После вынесения на местность главных и основных осей зданий и сооружений осуществляется **детальная разбивка**. Основными видами геодезических работ при детальной разбивке являются:

- 1) разбивка котлованов и траншей для проведения земляных работ;
- 2) разбивка осей для возведения фундаментов;
- 3) разбивка осей для монтажа строительных конструкций.

Геодезической основой для детальной разбивки зданий и сооружений служат главные и основные оси. Особенность детальной разбивки заключается в том, что к взаимному расположению ее осей предъявляются более высокие требования, чем к разбивке основных осей, определяющих положение на местности всего здания или сооружения.

Точность геодезических работ при детальной разбивке зависит от вида сооружения, его высоты, технологических особенностей производства и устанавливается СНиП [10] и ГОСТ [1].

15.2. ОБНОСКА, ВЫНЕСЕНИЕ ОСЕЙ НА ОБНОСКУ, ЗАКРЕПЛЕНИЕ ОСЕЙ

Для закрепления осей на земной поверхности создается **обноска**, которая может быть сплошной или створной. Сплошная обноска строится по всему периметру здания или сооружения (рис. 15.1) на расстоянии не менее трех метров от основных осей.

Основными факторами при выборе места расположения обноски являются необходимость ее длительного сохранения и отсутствие помех для передвижения машин и механизмов в процессе строительства. Створная обноска состоит из пар столбов, закрепляющих отдельные оси. Для сооружения обноски используются доски толщиной 40–50 мм и дере-

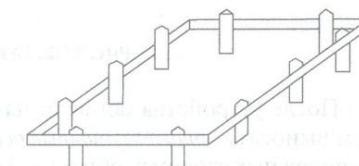


Рис. 15.1. Сплошная обноска

вянные столбы или колья. Верхний край обноски располагают на такой высоте, чтобы на ней было удобно производить линейные измерения.

Обноска должна отвечать следующим требованиям: стороны обноски должны быть параллельными основным осям, прямолинейными и горизонтальными.

Пусть на рис. 15.2 точки I, II, III и IV являются пересечениями основных осей. Сначала с данных точек при помощи теодолита и мерной ленты или рулетки при двух положениях вертикального круга выносят точки обноски m_1 , m_2 и т.д. На пересечении сторон обноски углы должны равняться 90° , что проверяется с помощью теодолита. Для проверки горизонтальности обноски используется нивелир. Контроль выноса осей на обноску осуществляется измерением расстояний по ней.

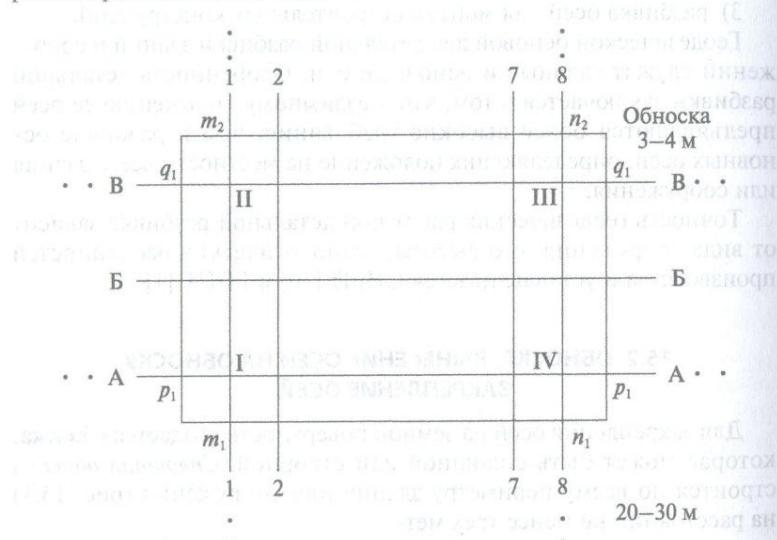


Рис. 15.2. Разбивочные оси

После устройства обноски на нее выносят *разбивочные оси*. Затем выносятся *промежуточные оси* промером расстояний на противоположных сторонах обноски. При этом расстояния промеряются от двух основных осей, принимаемых за исходные. При выполнении промеров необходимо учитывать поправки за компарирование и температуру. Контроль промеров осуществляется по последнему расстоянию до основной оси: сумма расстояний должна равняться

расстоянию между крайними осями. Распределение линейной нене-взки осуществляют пропорционально на все расстояния. Закрепление (фиксация) осей на обноске осуществляется гвоздями и краской, маркировка осей выполняется в виде рисок и надписей. Каждая ось должна быть подписана.

На случай уничтожения обноски либо отдельных осей на расстоянии 20–30 м от здания выполняется закрепление основных осей *створными грунтовыми знаками* — специальными бетонными столбами с заложенными в них металлическими стержнями или пластинами с крестообразными насечками или накернованными углублениями.

15.3. ГЕОДЕЗИЧЕСКОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ РАЗРАБОТКИ КОТЛОВАНОВ И ТРАНШЕЙ

Разбивка контура котлована проводится по разбивочному чертежу, на котором должны быть указаны размеры фундамента, глубина, а также *разбивочные оси*. На местность выносятся линия верхней бровки котлована и проекция контура фундамента от основных осей, закрепленных на обноске. Линия верхней бровки закрепляется кольями, между которыми натягивается шнур или проволока для обозначения границ котлована.

В процессе земляных работ выполняется постоянный контроль глубины котлована, чтобы не допустить излишних земляных работ. Перед зачисткой дна котлована его нивелируют по квадратам или прямоугольникам. Вершины квадратов закрепляют кольями, верхний срез которых должен соответствовать проектной отметке дна котлована. Для проведения нивелирных работ на дне больших котлованов устраивают временные реперы. После зачистки дна котлована выполняется исполнительная съемка.

15.4. ПЕРЕДАЧА ОСЕЙ И ОТМЕТКИ НА ДНО КОТЛОВАНА

Детальная разбивка осей фундамента осуществляется относительно осей, закрепленных на обноске, с помощью:

- монтажной проволоки и отвесов;
- наклонным проектированием теодолитом при двух положениях вертикального круга.

В связи с необходимостью выполнения нивелирных работ на дне котлована возникает задача *передачи отметки на дно котлована*, что означает, что на дне должна быть закреплена тем или иным способом точка (кол, отрезок металлической трубы и т.п.) и определена ее отметка. Передача отметки на дно котлована выполняется следу-

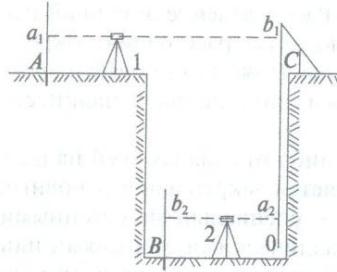


Рис. 15.3. Передача отметки на дно котлована

лира берут отсчет a_2 по рулетке и отсчет b_2 по рейке, установленной в точке B . Тогда высота H_B точки B вычисляется как

$$H_B = H_A + a_1 - b_1 + a_2 - b_2.$$

Если нулевое деление на рулетке располагается вверху, то высота H_B вычисляется по формуле

$$H_B = H_A + a_1 + b_1 - a_2 - b_2.$$

Для контроля передача отметки на дно котлована должна осуществляться дважды. Расхождение между двумя полученными при этом отметками не должно превышать 10 мм:

$$|H_1 - H_2| \leq 10 \text{ мм}. \quad (15.1)$$

Указанный контроль не является достаточным; помимо него целесообразно выполнять дополнительный контроль, который заключается в том, что осуществляется проверка выполнения следующих условий:

1) если ноль рулетки находится вверху, то

$$a_1 + b_1 = a'_1 + b'_1; \quad (15.2)$$

$$a_2 + b_2 = a'_2 + b'_2; \quad (15.3)$$

2) если ноль рулетки находится внизу, то

$$a_1 - b_1 = a'_1 - b'_1; \quad (15.4)$$

$$a_2 - b_2 = a'_2 - b'_2, \quad (15.5)$$

где a_1, b_1, a_2, b_2 — отсчеты по рейке и рулетке соответственно на верху и на дне при первой передаче отметки на дно котлована (или монтажный горизонт); a'_1, b'_1, a'_2, b'_2 — аналогичные отсчеты по рейке и рулетке при второй передаче отметки.

иющим образом. Пусть точка A — репер с известной отметкой H_A (рис. 15.3).

На дне котлована закрепляют точку B , высоту которой нужно определить, в точке C подвешивают рулетку, нулевое деление которой находится внизу. Нивелир устанавливают на станции 1 и берут отсчет a_1 по рейке, установленной на репере A , и отсчет b_1 по рулетке. Одновременно со станцией 2 с помощью второго нивелира берут отсчет a_2 по рулетке и отсчет b_2 по рейке, установленной в точке B . Тогда высота H_B точки B вычисляется как

Смысль первого и третьего из четырех последних выражений состоит в том, что если положение рулетки не изменяется, то превышение между репером и нулем рулетки есть величина постоянная, а второго и четвертого — в том, что превышение между нулем рулетки и закрепленной точкой на дне (монтажном горизонте) также постоянно.

Отступление выражений (15.2)–(15.5) от точного равенства не должно превышать 10 мм. Если соотношение (15.1) выполняется, но отклонение хотя бы одного из соотношений (15.2)–(15.5) от точного равенства превышает указанный допуск, то передача отметки на дно котлована не может быть признана удовлетворительной.

Аналогичным образом отметки могут передаваться на верхние (монтажные) горизонты зданий и сооружений (рис. 15.4).

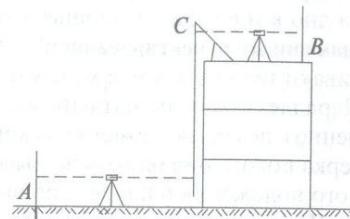


Рис. 15.4. Передача отметки на монтажный горизонт

15.5. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ СООРУЖЕНИИ ФУНДАМЕНТОВ

Сооружение фундаментов является ответственной операцией, так как от точности их установки в соответствии с проектным расположением, от точности установки соответствующих закладных частей зависит точность установки колонн каркаса здания, технологического оборудования и т.п.

По конструкции фундаменты подразделяются на сплошные, ленточные, столбчатые и свайные, а по способу изготовления — на монолитные и сборные.

Сплошной фундамент — это железобетонная плита, создаваемая под всей площадью здания. Сплошные фундаменты создаются при очень больших нагрузках.

Ленточные фундаменты устраивают под стены или под ряды отдельных колонн. Чаще используются ленточные сборные фундаменты из крупных железобетонных блоков. Ленточные монолитные фундаменты создаются при больших нагрузках. При возведении фундамента из монолитного железобетона строят опалубку — временное сооружение для придания бетону необходимой формы и размеров. В опалубку устанавливают арматуру и закладные части, а затем заполняют ее бетоном. Детальная разбивка осей фунда-

мента и опалубки осуществляется относительно одноименных осей, закрепленных на обноске. Передача осей на дно котлована осуществляется с помощью монтажной проволоки и отвесов, оси при этом закрепляются кольями. Отклонение осей опалубки от проектного положения не должно превышать 5–10 мм в плане. На стены опалубки наносят метки, указывающие верхний обрез фундамента. Передача отметок осуществляется нивелиром с точностью 3–5 мм.

При монтаже *сборных ленточных фундаментов* оси передаются на дно котлована с помощью отвесов или **наклонным визированием (наклонным проектированием)**. Затем по этим осям вначале устанавливают *угловые блоки*, а между ними через 15–20 м — *маячные блоки*. Параллельно осям натягивают монтажную проволоку. Одновременно с помощью геометрического нивелирования выполняется проверка положения блоков по высоте. Отклонение блоков от проектного положения в плане и по высоте не должно превышать 10 мм.

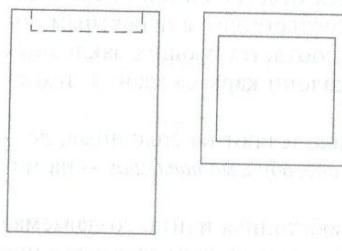
Параллельно выполняется разбивка вводов коммуникаций в здание, для чего осуществляется установка деревянных пробок в монолитных ленточных фундаментах или делаются отверстия в сборных фундаментах.

Столбчатые фундаменты создают под отдельные железобетонные или металлические колонны. Способы установки фундаментов под несущие колонны зависят от вида колонн. Под *железобетонные колонны* чаще используются фундаменты *стаканного типа* (рис. 15.5).

Опалубка для стаканов устанавливается по отвесам или наклонным проектированием. Отклонение осей фундамента от проектного положения не должно составлять более 5 мм. Отметка дна стаканов должна быть ниже проектной на 2–3 см. Позднее осуществляется их геометрическое нивелирование, по результатам которого выполняется заливка дна цементным раствором до нужной отметки.

Рис. 15.5. Фундамент стаканного типа:
а — вид сбоку; б — вид сверху

Под *металлические колонны* в фундаментах устанавливаются анкерные болты для крепления колонн. Анкерные болты закладываются в тело фундамента с помощью специальных деревянных шаблонов. До бетонирования выполняется проверка положения анкер-



ных устройств в плане и по высоте. Отклонения анкерных устройств по высоте и в плане не должны превышать 5 мм. После бетонирования проверка положения анкерных устройств повторяется.

Свайные фундаменты состоят из отдельных свай, по верху которых укладывается железобетонная плита, называемая *растверком*. Преимущество свайных фундаментов состоит в уменьшении объемов земляных работ. Вначале на дно котлована выносят основные и промежуточные оси. По направлению осей натягивается монтажная проволока. От монтажной проволоки (осей) методом створов или прямоугольных координат определяют положение центров свай. Их положение закрепляется деревянными кольями. При забивке свай следят за их вертикальностью. Допустимое отклонение свай от проектного положения в плане составляет 0,2–0,4 их диаметра. В дальнейшем по верху свай устраивается растверк в виде бетонной или железобетонной плиты.

Для продолжения разбивочных работ внутри здания на верхней плите фундамента устанавливаются знаки (скобы, арматура, штыри), закрепляющие основные оси. Их установка осуществляется с помощью теодолита створным методом с противоположных сторон обноски или с грунтовых знаков с внешней стороны зданий. Вместе со знаками, закрепляющими плановое положение основных осей внутри здания, устанавливают 2–3 знака высотной опоры. В качестве реперов может использоваться любой знак плановой опоры, отметка которого была определена геометрическим нивелированием.

15.6. ИСПОЛНИТЕЛЬНАЯ ДОКУМЕНТАЦИЯ И ИСПОЛНИТЕЛЬНЫЕ СХЕМЫ

В процессе строительства, реконструкции и капитального ремонта объектов капитального строительства должно осуществляться ведение исполнительной документации, состав и порядок ведения которой определен Федеральной службой по экологическому, технологическому и атомному надзору [8]. Под *исполнительной документацией* понимаются текстовые и графические материалы, отражающие соответствие фактического положения и параметров объектов капитального строительства проектной документации по мере завершения отдельных этапов работ, определенных в проектной документации. Исполнительная документация ведется лицом, осуществляющим строительство, и является доказательством соответствия построенного, реконструированного или

отремонтированного объекта капитального строительства требованиям технических регламентов и проектной документации.

Как правило, исполнительная документация создается в двух экземплярах, один из которых после подписания обеими сторонами хранится у застройщика, а другой — у заказчика. После проведения итоговой проверки исполнительная документация передается застройщиком или заказчиком в орган государственного строительного надзора. После выдачи органом государственного строительного надзора заключения о соответствии построенного, реконструированного или отремонтированного объекта капитального строительства требованиям технических регламентов и проектной документации исполнительная документация передается застройщику или заказчику на постоянное хранение.

После выдачи разрешения на ввод объекта в эксплуатацию исполнительная документация передается заказчику или собственнику объекта либо управляющей компании по поручению собственника для использования при эксплуатации объекта.

Разновидностями исполнительной документации являются журналы, акты, протоколы, ведомости, справки, заключения, паспорта технических устройств, исполнительные схемы и т.п.

Обязательным компонентом исполнительной документации является исполнительная геодезическая документация, разрабатываемая в соответствии с требованиями технических регламентов (норм и правил) и проектной документации в двух экземплярах: для застройщика (заказчика) и лица, осуществляющего строительство. Исполнительная геодезическая документация представляет собой исполнительные геодезические схемы по элементам, конструкциям, частям зданий и сооружений, исполнительные чертежи и продольные профили участков внутренних и внешних инженерных коммуникаций зданий и сооружений. Основой для исполнительных схем и исполнительных чертежей служат рабочие чертежи. При соответствии действительных геометрических параметров (размеров, отметок, сечений, диаметров и т.п.), привязок и других величин проектным (с установленными предельными отклонениями) на исполнительных чертежах делается запись: «Отклонений от проекта по геометрическим параметрам нет».

В исполнительной геодезической документации должно быть указано наименование объекта капитального строительства, его адрес, застройщик (заказчик), лицо, осуществляющее строительство, лицо, осуществлявшее разработку проектной документации, и лицо, осуществлявшее подготовку исполнительной геодезической документации.

Согласно СНиП [9] и СНиП [11] исполнительные геодезические схемы являются обязательными документами, входящими в состав документации при контроле качества и объемов выполненных строительно-монтажных работ. Содержание исполнительных схем должно отображать соответствие или несоответствие результатов выполненных работ проектным документам. При наличии отклонений от проекта исполнительная схема должна содержать сведения о всех внесенных в проектную документацию изменениях и их согласовании с соответствующей проектной организацией.

В соответствии с ГОСТ [3] должны создаваться следующие исполнительные схемы:

- 1) исполнительная схема геодезической разбивочной основы на строительной площадке;
- 2) исполнительная схема выноса в натуру (разбивки) основных осей здания (сооружения);
- 3) исполнительная схема котлована;
- 4) высотная исполнительная схема свай после их погружения (забивки);
- 5) исполнительная схема свайного поля (после срубки свай);
- 6) исполнительная схема ростверков;
- 7) исполнительная схема фундаментов;
- 8) исполнительная схема фундаментов под оборудование и их элементов (анкерных болтов, закладных деталей, технологических отверстий, колодцев и др.);
- 9) пятачные исполнительные схемы колонн каркасных зданий;
- 10) исполнительная схема крыши;
- 11) исполнительная схема подкрановых балок и путей;
- 12) высотная исполнительная схема площадок опирания панелей, перекрытий и покрытий здания;
- 13) высотная исполнительная схема полов промышленного здания;
- 14) исполнительная схема лифтовой шахты;
- 15) этажные исполнительные схемы многоэтажных зданий;
- 16) высотная исполнительная схема консолей колонн;
- 17) исполнительная схема территории после выполнения работ по благоустройству;
- 18) исполнительная схема земляного полотна транспортного сооружения (автомобильной или железной дороги, внутризаводской дороги, эстакады и других инженерных сооружений);
- 19) исполнительные схемы резервуаров, градирен, мачт, дымовых труб и других инженерных сооружений.

Далее приводится пример геодезического исполнительного документа в виде акта освидетельствования геодезической разбивочной основы объекта капитального строительства, приведенного в справочном пособии [4].

**АКТ
освидетельствования геодезической разбивочной основы
объекта капитального строительства**

№ _____ «___» 20___ г.

Представитель застройщика или заказчика _____

(должность, ФИО, реквизиты документа о представительстве)

Представитель лица, осуществляющего строительство, _____

(должность, ФИО, реквизиты документа о представительстве)

Представитель лица, осуществляющего строительство, по вопросам строительного контроля,

(должность, ФИО, реквизиты документа о представительстве)

Представитель лица, осуществляющего подготовку проектной документации,

(должность, ФИО, реквизиты документа о представительстве)

Представитель лица, осуществляющего строительство, выполнившего работы по созданию геодезической разбивочной основы,

(должность, ФИО, реквизиты документа о представительстве)

Рассмотрели предоставленную документацию на геодезическую разбивочную основу для строительства _____

(наименование объекта капитального строительства)

и произвели осмотр закрепленных на местности знаков этой основы.

Предъявленные к освидетельствованию знаки геодезической разбивочной основы для строительства, их координаты, отметки, места установки и способы закрепления соответствуют требованиям проектной документации, а также техническим регламентам (нормам и правилам), иным нормативным правовым актам

(номер, другие реквизиты чертежа, наименование проектной документации, под

сведения о лицах, осуществляющих подготовку раздела проектной документации,

наименование, статьи (пункты) технического регламента (норм и правил), иных нормативных правовых актов)

и выполнены с соблюдением заданной точности построений и измерений.

Дополнительные сведения _____

Акт составлен в _____ экземплярах.

Приложения: _____

(чертежи, схемы, ведомости и т.п.)

Представитель застройщика или заказчика _____

(должность, ФИО, подпись)

Представитель лица, осуществляющего строительство, _____

(должность, ФИО, подпись)

Представитель лица, осуществляющего строительство, по вопросам строительного контроля _____

(должность, ФИО, подпись)

Представитель лица, осуществляющего подготовку проектной документации,

(должность, ФИО, подпись)

Представитель лица, осуществляющего строительство, выполнившего работы по созданию геодезической разбивочной основы,

(должность, ФИО, подпись)

15.7. ИСХОДНЫЙ И МОНТАЖНЫЙ ГОРИЗОНТЫ

За **исходный горизонт** принимается плоскость, проходящая через блоки фундаментов, бетонную подготовку или перекрытие нулевого цикла. **Монтажный горизонт** — условная плоскость, проходящая через опорные площадки монтируемых элементов конструкций на каждом этаже.

Разбивочная основа на исходном горизонте создается в виде простых геометрических фигур (треугольников, квадратов или прямоугольников), стороны которых должны быть параллельны основным осям. Порядок построения плановой опорной сети заключается в следующем:

1) предварительно запроектированные точки сети переносят на исходный горизонт. При этом используются полярный способ, способ прямоугольных координат и створов от знаков, закрепляющих основные оси сооружения;

2) по этим точкам прокладывается полигонометрический ход. Полигонометрический ход имеет такой же вид, как и теодолитный, но измерения углов и сторон выполняются с более высокой точностью. Вычисление координат точек полигонометрического хода осуществляется в условной системе;

3) выполняется сравнение фактических и проектных координат и таким образом вычисляются **редукции** — поправки в значения координат;

4) осуществляется перемещение точек в проектное положение — смещение на соответствующие значения редукций;

5) прокладывается контрольный полигонометрический ход и выполняется его обработка, вплоть до вычисления редукций. При необходимости вновь осуществляется перемещение точек и т.д.

Высотная геодезическая основа создается методом геометрического нивелирования. По точкам плановой основы прокладывается нивелирный ход, опирающийся не менее чем на два репера. В некоторых случаях отметки плоскостей или отдельных точек проекта задаются от *условной поверхности*, например, от уровня чистого пола первого этажа, и обозначаются вверх со знаком «плюс», а вниз — со знаком «минус». Для каждой такой условной поверхности в проекте должна быть также указана соответствующая абсолютная отметка.

15.8. ПЕРЕНЕСЕНИЕ РАЗБИВОЧНОЙ СЕТИ НА МОНТАЖНЫЕ ГОРИЗОНТЫ

Перенесение точек опорной геодезической сети на монтажные горизонты осуществляется способом наклонного проектирования или способом вертикального проектирования.

Способ наклонного проектирования применяется при строительстве малоэтажных зданий, когда углы наклона зрительной трубы не превышают 45° (рис. 15.6). (Предварительно осуществляется вынесение основных осей в виде рисок на цоколе здания.) Теодолит устанавливают на створном знаке, закрепляющем разбивочную ось. Зрительную трубу наводят на риску, нанесенную на цоколе здания, и при закрепленном горизонтальном круге придают ей нужное наклонное положение.



Рис. 15.6. Наклонное проектирование

На монтажном горизонте устанавливаются штативы с визирной маркой. *Визирная марка* представляет собой пластину размером примерно 15×20 см, на которую нанесено изображение какой-либо симметричной геометрической фигуры. Перемещением штатива добиваются совмещения визирной марки с вертикальной нитью сетки нитей. Затем положение визирной марки проектируется на монтажный горизонт с помощью отвеса. Данная операция выполняется при двух положениях вертикального круга. Из двух положений проекции марки на монтажный горизонт выбирается среднее, которое тем или иным образом фиксируется на монтажном горизонте. Аналогичным образом определяется положение разбивочных осей с каждой стороны строящегося здания.

На точность способа наклонного проектирования влияют следующие основные факторы:

- 1) неперпендикулярность оси вращения зрительной трубы к вертикальной оси теодолита;
- 2) коллимационная ошибка;
- 3) неточное приведение оси вращения теодолита в вертикальное положение;
- 4) ошибка наведения вертикальной нити на риски;
- 5) ошибки положения рисок на цоколе;
- 6) ошибка центрирования теодолита;
- 7) ошибка проецирования визирной марки на монтажный горизонт.

Способ вертикального проектирования применяется при строительстве многоэтажных зданий, для чего используются специальные приборы вертикального проектирования (рис. 15.7). Отличие их от нивелира состоит в том, что в рабочем положении визирная ось занимает не горизонтальное, а вертикальное положение. При этом различают приборы вертикального проектирования для передачи опорных точек снизу вверх и приборы для их передачи сверху вниз. Примером приборов первого типа может служить оптический центрировочный прибор «Зенит», позволяющий передавать точки на высоту от 1,6 до 250 м (см. рис. 15.7, б). Конструк-



Рис. 15.7. Вертикальное проектирование

тивной особенностью прибора является самоустанавливающаяся линия визирования, среднеквадратическая погрешность установки которой в вертикальное положение составляет величину $0,3''$. Другим примером является зенит-прибор *PZL* фирмы «Карл Цейс». Он также относится к классу самоустанавливающихся геодезических приборов, так как имеет внутри *компенсатор* — прямоугольную призму, подвешенную на тонких металлических нитях, которая служит для компенсации отклонения оси вращения прибора от вертикальной линии. Компенсатор работает в пределах $\pm 10'$. Наибольшее отклонение визирной оси от отвесной линии составляет не более $0,5''$, среднее отклонение — величину порядка $0,15''$. Центрирование прибора осуществляется оптическим отвесом с ошибкой не более 0,5 мм. (При использовании нитяного отвеса ошибка центрирования может достигать 5 мм.)

На горизонтальном круге зенит-прибора устанавливают отсчет 0° . Фиксация положения проектной точки на монтажном горизонте осуществляется с помощью специальных *палеток* (см. рис. 15.7, *a*), представляющих собой сетку квадратов, нанесенную на оргстекло или прозрачный пластик. На горизонтальном круге устанавливают отсчет $0, 90, 180$ и 270° и отмечают каждый раз положение визирной оси на палете. Из четырех положений определяется среднее, которое отмечается на монтажном горизонте. Использование зенит-прибора позволяет определять положение точки на монтажном горизонте с ошибкой порядка 1 мм на каждые 100 м вертикального расстояния.

Вопросы и задания

1. Назовите основные виды геодезических работ при детальной разбивке.
2. Что является геодезической основой при детальной разбивке?
3. Назовите виды обноски.
4. Как устроена сплошная обноска?
5. Как устроена створная обноска?
6. Как закрепляется положение разбивочных осей?
7. Что выносится на местность при разбивке контура котлована?
8. Как осуществляется контроль глубины котлована?
9. Как передаются оси на дно котлована?
10. Как передается отметка на дно котлована?
11. Как различаются фундаменты по своей конструкции?
12. Как различаются фундаменты по способу изготовления?
13. Как задается положение фундаментов из монолитного железобетона?
14. Как задается положение ленточных фундаментов?
15. Как задается положение свайных фундаментов?
16. Как задается положение столбчатых фундаментов?

17. В чем заключается способ наклонного визирования?
18. Какие меры предпринимаются для продолжения разбивочных работ внутри здания?
19. Что принимается за исходный горизонт?
20. Что принимается за монтажный горизонт?
21. Какой вид имеет разбивочная основа на исходном горизонте?
22. В чем заключается построение плановой сети на исходном горизонте?
23. В чем заключается построение высотной сети на исходном горизонте?
24. Каким способом создается высотная геодезическая основа?
25. Какими способами передается разбивочная сеть на монтажные горизонты?
26. В чем заключается способ наклонного проектирования?
27. Что необходимо для применения способа вертикального проектирования?
28. Какие факторы влияют на точность способа наклонного проектирования?
29. В чем заключается способ вертикального проектирования?
30. Какова точность способа вертикального проектирования?

Глава 16

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ МОНТАЖЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

16.1. ОСНОВНЫЕ КОНСТРУКЦИИ В СБОРНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Важным этапом строительства зданий и сооружений является монтаж строительных конструкций. От точности их установки в проектное положение зависят прочность и долговечность сооружения в целом, поэтому геодезическому контролю правильности установки строительных конструкций в проектное положение следует уделять особое внимание. В процессе геодезического контроля необходимо руководствоваться допусками, установленными строительными нормами и правилами (СНиП) и техническими условиями проекта. Чтобы гарантировать соответствие установленным допускам, геодезические работы должны выполняться с более высокой точностью, чем точность установки конструкций в проектное положение. Практическим путем было установлено, что среднеквадратическая погрешность определения положения элементов конструкции должна быть в 5 раз меньше допуска δ , установленного СНиПом для данного вида конструкций, т.е. должно выполняться соотношение

$$m \leq 0,2\delta,$$

где m — среднеквадратическая погрешность геодезических измерений; δ — погрешность установки строительных конструкций [6].

Основными видами конструкций, которые проверяются при строительстве зданий и сооружений, служат железобетонные блоки, панели и колонны. При монтаже строительных конструкций выделяют следующие виды геодезических работ:

- 1) контроль геометрических параметров изделий и разметка элементов конструкций;
- 2) детальные разбивочные работы;
- 3) контроль положения конструкций в плане и по высоте при их монтаже.

16.2. КОНТРОЛЬ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ И РАЗМЕТКА СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Контроль геометрических параметров имеет своей целью определение соответствия номинальных и фактических параметров из-

делий, полученных в результате их изготовления. Железобетонные изделия могут сильно отличаться от своих проектных размеров по линейным размерам и форме. Такие отклонения могут затруднить монтаж и снижать точность установки конструкций в проектное положение, поэтому отклонения фактических размеров не должны превышать установленных допусков. Обмеры строительных конструкций производятся металлическими рулетками с делениями 1 мм. Основными контролируемыми элементами конструкций являются панели, блоки и колонны.

При контроле геометрических параметров *плоских железобетонных элементов и блоков* проверяют их длину l , ширину b , толщину p и длины диагоналей d . Проверка осуществляется в трех местах: на расстоянии от края контролируемого изделия 0,1, 0,5 и 0,9 его длины (рис. 16.1). Проверка перпендикулярности (отсутствия перекосов) сторон осуществляется сравнением диагоналей. Для оценки угла может использоваться формула косинусов

$$b^2 + l^2 - 2bl\cos\psi = d^2,$$

из которой найдем значение угла

$$\psi = \arccos \frac{b^2 + l^2 - d^2}{2bl}.$$

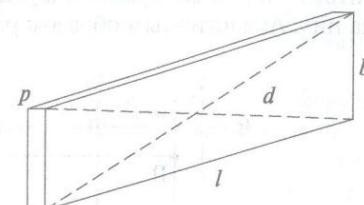


Рис. 16.1. Параметры панелей

При контроле геометрических параметров колонн определяют их длину l и размеры поперечного сечения p_1 и p_2 . Одновременно проводится разметка колонны: вверху и внизу наносятся установочные (осевые) риски на всех гранях колонны (обозначены цифрой 1 на рис. 16.2). В нижней части наносится горизонтальная черта (цифра 2 на рис. 16.2), от которой измеряются расстояние h_1 до консоли и расстояние h_2 до верха колонны. Результаты контроля фиксируются в специальном журнале.

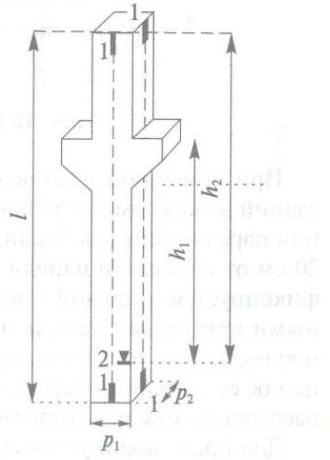


Рис. 16.2. Параметры колонн

16.3. ДЕТАЛЬНЫЕ РАЗБИВОЧНЫЕ РАБОТЫ ПРИ МОНТАЖЕ КОНСТРУКЦИЙ

Детальная разбивка осуществляется на каждом монтажном горизонте от пунктов плановой разбивочной сетки с помощью теодолита и металлической рулетки и заключается в нанесении на фундамент установочных рисок, фиксирующих проектное положение конструкций.

При строительстве каркасных зданий выполняется разметка установочных рисок для установки колонн. Разбивка выполняется на каждом монтажном горизонте от точек разбивочной сети с помощью теодолита и компарированных рулеток. Вначале выносятся точки m , n , p , q путем откладывания расстояний II- m , III- n и т.д. (рис. 16.3). От этих точек осуществляется провешивание осей теодолитом, а после сооружения фундаментов колонн — разметка рисок на них. Аналогичным образом разбиваются остальные оси колонн.

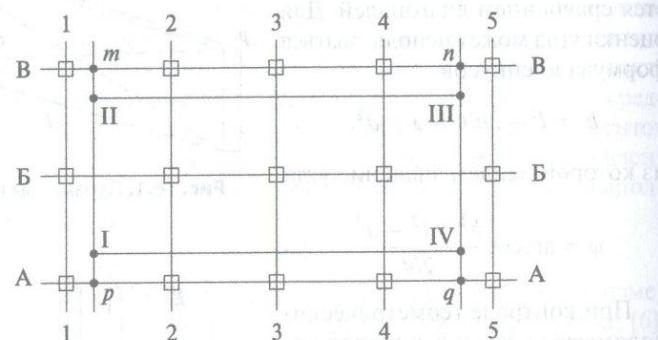


Рис. 16.3. Детальная разбивка

При детальной разбивке крупноблочных и крупнопанельных зданий на каждом монтажном горизонте разбиваются створные линии параллельно разбивочным осям на расстоянии приблизительно 20 см от плоскости панели. Створ провешивается теодолитом или фиксируется стальной проволокой. Относительно створа линейными промерами намечается положение установочных рисок для последующей установки панелей. Симметрично монтажной оси по обе ее стороны в перекрытии могут устанавливаться фиксаторы, расстояние между которыми на 3–5 мм больше толщины панелей.

Для правильной установки панелей и блоков по высоте используют маяки — деревянные или керамические плитки разной толщины, закрепляемые раствором в местах установки панелей или

блоков. Под каждый элемент закладывается не менее 2 маяков на расстоянии 20–30 см от каждого торца панели. После этого проектная плоскость выравнивается по маякам цементным раствором. В вертикальное положение панели устанавливаются с помощью отвесов. После установки панелей проверяют отметки их верхнего торца с помощью нивелира.

16.4. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЙ КОНТРОЛЬ УСТАНОВКИ КОНСТРУКЦИЙ В ПРОЕКТНОЕ ПОЛОЖЕНИЕ

При установке металлических колонн каждую колонну ставят так, чтобы анкерные болты вошли в соответствующие отверстия башмаков колонны, а установочные риски на основании колонны совпадали с рисками на продольных и поперечных осях, нанесенными на фундамент. Железобетонные колонны устанавливаются в стаканы так, чтобы риски на колоннах совпадали с рисками на стаканах.

Способ установки колонн в вертикальное положение зависит от высоты колонн. Проверка вертикальности колонн высотой до 5 м осуществляется с помощью специальных отвесов, которые подвешиваются к металлическим штырям, приваренным в верхней части колонны.

Вертикальность колонн высотой более 5 м обеспечивается способом:

- 1) наклонного проектирования;
- 2) бокового нивелирования.

Проверка вертикальности колонн способом наклонного проектирования сводится к выполнению следующих действий. Теодолит устанавливается по какой-либо оси и приводится в рабочее положение (рис. 16.4). Вертикальную нить сетки нитей направляют на верхнюю риску на колонне, затем, наклоняя зрительную трубу, проектируют на уровень нижней риски и отмечают положение проекции верхней риски. После этого трубу переводят через зенит и таким же образом получают вторую проекцию верхней риски.

Из двух точек проекции берут среднее положение и с помощью линейки с миллиметровыми делениями измеряют его отклонение от нижней риски. При этом отклонение в одну сторону (вправо)

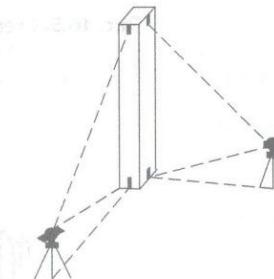


Рис. 16.4. Контроль методом наклонного проектирования

считается положительным, в противоположную сторону — отрицательным. Затем теодолит переносят на другую ось и описанным способом определяют наклон колонны в направлении, перпендикулярном первому. Данный способ может выполняться одновременно двумя теодолитами (см. рис. 16.4).

Следует обратить внимание на то, что при установке колонн проектирование осуществляется снизу вверх, а при контроле вертикальности колонн проектирование осуществляется в обратном направлении — сверху вниз.

16.5. СПОСОБ БОКОВОГО НИВЕЛИРОВАНИЯ

Для проверки установки колонн способом бокового нивелирования от первой и последней колонн откладывается одно и то же расстояние $a \approx 0,8\text{--}1,0$ м (точки A и B на рис. 16.5). Теодолит устанавливается над одной из этих точек, например A , и приводится в рабочее положение. Вертикальная нить наводится на соседнюю точку B , после чего при закрепленных лимбе и алидаде берутся отсчеты по располагаемой горизонтально рейке b_n внизу и b_v вверху каждой проверяемой колонны (рис. 16.6).

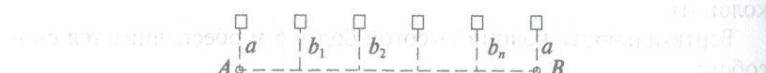


Рис. 16.5. Схема бокового нивелирования

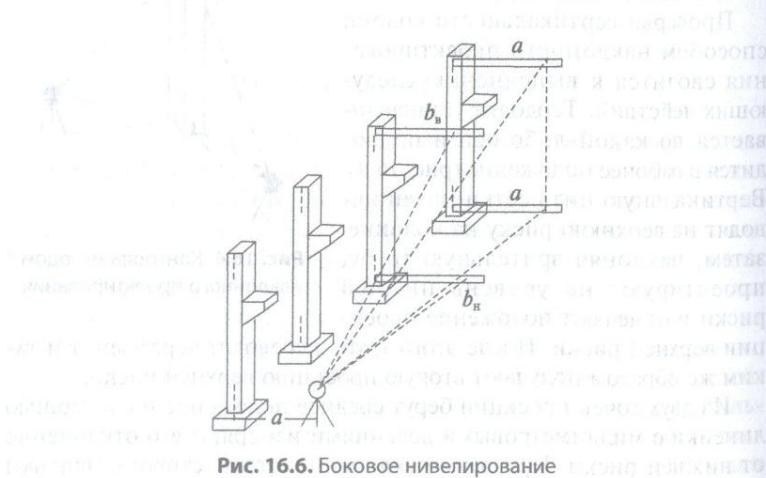


Рис. 16.6. Боковое нивелирование

Затем труба переводится через зенит, и данная операция повторяется при другом положении вертикального круга. Из каждой пары отсчетов вверху и пары отсчетов внизу выводятся средние значения b_v и b_n . Отклонения колонны в плане и по высоте находят по формулам:

- отклонение от прямой низа колонны в плане

$$\Delta a = a - b_n;$$

- смещение верха колонны относительно ее низа (наклон колонны)

$$\Delta b = b_v - b_n.$$

Преимуществом способа бокового нивелирования является возможность одновременного определения планового положения ряда колонн и их наклона в одном из направлений, недостаток — необходимость строгого соблюдения правил техники безопасности.

Вопросы и задания

1. Каково соотношение между строительными допусками и ошибками линейных измерений?
2. Назовите виды геодезических работ при монтаже строительных конструкций.
3. Как осуществляется контроль геометрических параметров строительных конструкций?
4. Какие геометрические параметры контролируются у плоских строительных элементов?
5. В чем заключается подготовка для установки колонн?
6. В чем заключается контроль установки колонн способом наклонного проектирования?
7. В чем заключается контроль установки колонн способом бокового нивелирования?

Глава 17

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ПОДЗЕМНЫХ КОММУНИКАЦИЙ. ИСПОЛНИТЕЛЬНЫЕ СЪЕМКИ

17.1. ОСНОВНЫЕ ВИДЫ ПОДЗЕМНЫХ КОММУНИКАЦИЙ

Подземные инженерные коммуникации по своей конструкции подразделяются на трубопроводы, кабельные прокладки и коллекторы. По виду транспортируемого материала трубопроводы подразделяются на водопровод, канализацию, газопровод, теплофикацию и другие трубопроводы промышленного назначения. По способу транспортировки материала *трубопроводы* делят:

- 1) на *самотечные*, к которым относят канализацию и водостоки;
- 2) *напорные*, к которым принадлежат водопровод, газопровод, теплоснабжение, канализация.

Кабельные прокладки обычно делят на *электрические сети* и *слаботочные* (телефон, телеграф, радио, сигнализация).

Коллекторы представляют собой инженерные сооружения для совместной прокладки различных сетей, например теплофикации и кабельных прокладок.

17.2. РАЗБИВКА КОММУНИКАЦИЙ. ОБНОСКА, ВЫНЕСЕНИЕ ОСЕЙ НА ОБНОСКУ

Исходными материалами при проектировании трасс подземных коммуникаций служат топографические планы, а также продольные и поперечные профили. *Топографические планы* составляются по результатам съемки и используются для выбора направления трассы. *Профили* получают по результатам технического нивелирования и используют для определения высотного положения инженерных коммуникаций.

Для разбивки коммуникаций на местности составляется *разбивочный чертеж*, на котором показываются:

- 1) оси трасс;
- 2) схема разбивки коммуникаций от опорной геодезической сети или существующей застройки;
- 3) длина трассы;

- 4) координаты углов поворота и центров колодцев;
- 5) расстояния между ними;
- 6) высоты точек;
- 7) некоторые другие величины по необходимости.

Геодезические работы начинаются с выноса на местность оси трассы от пунктов геодезических сетей или некоторых координированных местных предметов (зданий существующей застройки, смотровых колодцев инженерных коммуникаций, опор линий электропередачи и т.п.). Для этого выносятся углы поворота оси трассы с относительной ошибкой не более 1:2000. Вынос углов поворота осуществляется различными способами: створов, перпендикуляров, полярным, линейной или угловой засечки. Прямолинейные участки провешиваются теодолитом, и по оси трассы откладываются необходимые расстояния. Направление трассы закрепляется кольями через 5–10 м. Одновременно по обеим сторонам намечаются грани траншеи путем откладывания в обе стороны от оси трассы расстояния, равного половине ширины трассы. Для колодцев намечаются их центры и обозначаются бровки.

Для закрепления трассы сооружается *обноска* в виде двух столбов, зарываемых на глубину примерно 1 м на расстоянии около 1,5 м от края траншеи; к столбам на высоте около 1 м от земли горизонтально по уровню прибивается доска. На обноске теодолитом выносится ось трассы и закрепляется гвоздями. Между гвоздями может натягиваться монтажная проволока.

17.3. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЙ КОНТРОЛЬ ЗА РАЗРАБОТКОЙ ГРУНТА С ПОМОЩЬЮ ВИЗИРОК

При рытье траншей и укладке трубопроводов глубина траншей и отметки верха трубопроводов контролируются с помощью ходовых и постоянных визирок. Для этого на каждой обноске прибивается горизонтальный бруск, называемый *полочкой*. Отметка верха каждой полочки определяется нивелированием. *Ходовые визирки* бывают двух типов: для рытья траншей Т-образной формы и для укладки труб — с дополнительным башмаком в нижней части. Длина ходовой визирки должна быть такой, чтобы при ее установке на дно траншеи она возвышалась над поверхностью земли не менее чем на 1 м (т.е. длина составляет 3–4 м).

Постоянные визирки на полочках двух смежных обносок (рис. 17.1) устанавливают так, чтобы уклон между двумя соседними визирками был равен проектному уклону. Длина l_n постоянной визирки на каждой обноске вычисляется по формуле

Глава 17

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ПОДЗЕМНЫХ КОММУНИКАЦИЙ. ИСПОЛНИТЕЛЬНЫЕ СЪЕМКИ

17.1. ОСНОВНЫЕ ВИДЫ ПОДЗЕМНЫХ КОММУНИКАЦИЙ

Подземные инженерные коммуникации по своей конструкции подразделяются на трубопроводы, кабельные прокладки и коллекторы. По виду транспортируемого материала трубопроводы подразделяются на водопровод, канализацию, газопровод, теплофикацию и другие трубопроводы промышленного назначения. По способу транспортировки материала *трубопроводы* делят:

- 1) на *самотечные*, к которым относят канализацию и водостоки;
- 2) на *напорные*, к которым принадлежат водопровод, газопровод, теплоснабжение, канализация.

Кабельные прокладки обычно делят на *электрические сети* и *слаботочные* (телефон, телеграф, радио, сигнализация).

Коллекторы представляют собой инженерные сооружения для совместной прокладки различных сетей, например теплофикации и кабельных прокладок.

17.2. РАЗБИВКА КОММУНИКАЦИЙ.

ОБНОСКА, ВЫНЕСЕНИЕ ОСЕЙ НА ОБНОСКУ

Исходными материалами при проектировании трасс подземных коммуникаций служат топографические планы, а также продольные и поперечные профили. *Топографические планы* составляются по результатам съемки и используются для выбора направления трассы. *Профили* получают по результатам технического нивелирования и используют для определения высотного положения инженерных коммуникаций.

Для разбивки коммуникаций на местности составляется *разбивочный чертеж*, на котором показываются:

- 1) оси трасс;
- 2) схема разбивки коммуникаций от опорной геодезической сети или существующей застройки;
- 3) длина трассы;

- 4) координаты углов поворота и центров колодцев;
- 5) расстояния между ними;
- 6) высоты точек;
- 7) некоторые другие величины по необходимости.

Геодезические работы начинаются с выноса на местность оси трассы от пунктов геодезических сетей или некоторых координированных местных предметов (зданий существующей застройки, смотровых колодцев инженерных коммуникаций, опор линий электропередачи и т.п.). Для этого выносятся углы поворота оси трассы с относительной ошибкой не более 1:2000. Вынос углов поворота осуществляется различными способами: створов, перпендикуляров, полярным, линейной или угловой засечки. Прямолинейные участки провешиваются теодолитом, и по оси трассы откладываются необходимые расстояния. Направление трассы закрепляется кольями через 5–10 м. Одновременно по обеим сторонам намечаются грани траншеи путем откладывания в обе стороны от оси трассы расстояния, равного половине ширины трассы. Для колодцев намечаются их центры и обозначаются бровки.

Для закрепления трассы сооружается *обноска* в виде двух столбов, зарываемых на глубину примерно 1 м на расстоянии около 1,5 м от края траншеи; к столbam на высоте около 1 м от земли горизонтально по уровню прибивается доска. На обноске теодолитом выносится ось трассы и закрепляется гвоздями. Между гвоздями может натягиваться монтажная проволока.

17.3. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЙ КОНТРОЛЬ ЗА РАЗРАБОТКОЙ ГРУНТА С ПОМОЩЬЮ ВИЗИРОК

При рытье траншей и укладке трубопроводов глубина траншей и отметки верха трубопроводов контролируются с помощью ходовых и постоянных визирок. Для этого на каждой обноске прибивается горизонтальный бруск, называемый *полочкой*. Отметка верха каждой полочки определяется нивелированием. *Ходовые визирки* бывают двух типов: для рытья траншей Т-образной формы и для укладки труб — с дополнительным башмаком в нижней части. Длина ходовой визирки должна быть такой, чтобы при ее установке на дно траншее она возвышалась над поверхностью земли не менее чем на 1 м (т.е. длина составляет 3–4 м).

Постоянные визирки на полочках двух смежных обносок (рис. 17.1) устанавливают так, чтобы угол между двумя соседними визирками был равен проектному уклону. Длина l_n постоянной визирки на каждой обноске вычисляется по формуле



Рис. 17.1. Постоянная визирка

где $H_{\text{пр}}$ — проектная отметка дна траншеи; l_x — длина ходовой визирки; $H_{\text{пол}}$ — отметка полочки. Можно отметить, что в основе данного способа лежит тот же принцип, что используется при выносе в натуру линии заданного уклона: строится воображаемая линия (визирная ось) с проектным уклоном, а затем от нее по вертикали откладываются равные расстояния.

Ходовую визирку помещают на дно траншеи и, визируя невооруженным глазом, размещают ее так, чтобы верхний срез ходовой визирки находился на прямой между соседними постоянными визирками (рис. 17.2). При разработке траншей последние 10–15 см грунта выбираются вручную, чтобы не допустить его лишней выемки.

Укладка трубопроводов и кабелей в плане осуществляется с помощью отвесов, перемещаемых вдоль проволоки, натянутой между гвоздями на обноске.

Ошибки установки напорных трубопроводов по высоте не должны превышать 1–2 см, а для самотечных — не более 3–5 мм. Более высокие требования к высотному положению самотечных трубопроводов предъявляются в целях исключения противоуклонов. Контроль укладки трубопроводов по высоте осуществляется геометрическим нивелированием.

Для укладки труб с повышенной точностью используется способ маяков: в дно траншеи забиваются колья с отметкой немногим менее проектной отметки и в них ввинчиваются шурупы. Ввинчивая или вывинчивая шурупы, добиваются нужного отсчета по рейке. Полученные точки называют *маяками*. По установленным маякам бетонируют дно траншеи или выравнивают грунт, после чего осуществляется укладка труб.

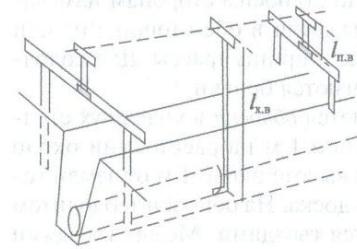


Рис. 17.2. Ходовая визирка

17.4. НАЗНАЧЕНИЕ И ВИДЫ ИСПОЛНИТЕЛЬНЫХ СЪЕМОК

Перед засыпкой траншей в обязательном порядке выполняется исполнительная съемка для определения соответствия фактического положения зданий и сооружений в целом или их отдельных конструктивных элементов проектному положению. По своему назначению исполнительные съемки подразделяются на текущие и окончательные.

Плановая геодезическая съемка осуществляется относительно опорной геодезической сети либо относительно разбивочных осей. Высотная исполнительная съемка выполняется геометрическим нивелированием от пунктов высотного геодезического обоснования.

Определение вертикальности конструкций высотой до 5 м выполняется с помощью специальных реек, а более высоких — наклонным проектированием или боковым нивелированием. Вертикальность особо высоких сооружений определяется с помощью приборов вертикального проектирования.

Все подземные коммуникации подлежат исполнительной съемке до засыпки их землей. При плановой исполнительной съемке подземных коммуникаций определяются координаты всех углов поворота трассы, а на прямолинейных участках — не реже чем через 50 м. Кроме того, определяются места изменения уклонов, точки пересечения трасс, центры колодцев и другие характерные точки подземных коммуникаций. На застроенных территориях положение может определяться относительно капитальных зданий и строений. По результатам исполнительной съемки составляется исполнительный план подземных коммуникаций в масштабе 1:1000 или 1:500.

Высотная исполнительная съемка выполняется геометрическим нивелированием. По ее результатам составляется исполнительный профиль с указанием всех характерных отметок трассы. Допускается выполнять высотную съемку с применением электронных тахеометров.

Все результаты исполнительной съемки наносятся на специальные схемы и чертежи, на которых показываются проектные и фактические данные или величины отклонений фактических данных от проектных.

Текущие исполнительные съемки выполняются в процессе строительства в целях контроля качества работ на каждом этапе. Текущей исполнительной съемке подлежат:

- 1) основные и разбивочные оси;
- 2) дно котлована;
- 3) свайные основания перед устройством ростверков;
- 4) опалубка и закладные устройства монолитных фундаментов;

- 5) стаканы для железобетонных колонн;
- 6) подземные коммуникации;
- 7) стены крупнопанельных зданий;
- 8) колонны;
- 9) подкрановые пути и т.п.

В зависимости от конструктивных особенностей зданий или сооружений могут быть получены следующие материалы:

- 1) схемы разбивки и закрепления основных осей;
- 2) схемы детальной разбивки и закрепления осей;
- 3) схема разбивки контура котлована.

В состав исполнительных схем по подземной части зданий и сооружений входят:

- 1) схема планово-высотной съемки котлована;
- 2) схема планово-высотного положения сборного фундамента;
- 3) схема планово-высотного положения стаканов фундамента;
- 4) схема планово-высотного положения анкерных болтов;
- 5) схема планово-высотного положения свай и монолитного ростверка.

Исполнительные схемы по надземной части зданий и сооружений включают:

- 1) схемы положения колонн в плане и по вертикали;
- 2) схемы планово-высотного положения оголовков и консолей колонн;
- 3) схемы планово-высотного положения балок и подкрановых путей;
- 4) схемы положения стенных панелей;
- 5) схемы фундаментов под оборудование.

По каждому виду инженерных подземных коммуникаций составляются исполнительные схемы и исполнительные продольные профили. Результаты текущих исполнительных съемок используются для выводов о возможности перехода к следующим этапам строительства.

17.5. ИСПОЛНИТЕЛЬНЫЙ ГЕНЕРАЛЬНЫЙ ПЛАН

Окончательные исполнительные съемки выполняются по завершении всех строительно-монтажных работ. По результатам съемки составляется исполнительный генеральный план, на котором показываются все здания и сооружения и подземные и надземные инженерные коммуникации. Исполнительный генплан используется при последующей эксплуатации и (или) реконструкции, расширении всего комплекса сооружений. При реконструкции и ремонте

объекта строительства в исполнительный генеральный план вносятся соответствующие изменения.

Отсутствие исполнительных генеральных планов подземных инженерных коммуникаций существенно осложняет их эксплуатацию, так как в проблему превращается определение их планового и высотного положения, что может сопровождаться непреднамеренным разрушением коммуникаций.

Состав отображаемых на исполнительном генплане объектов зависит от сложности и назначения зданий и сооружений, как расположенных на участке строительства, так и находящихся в непосредственной близости к нему; устанавливается соответствующими инструкциями. Такими основными объектами являются капитальные здания и сооружения, транспортные коммуникации и сооружения при них, подземные, наземные и надземные инженерные коммуникации. В результате съемки должно быть определено положение таких элементов, как углы капитальных зданий и сооружений, центры сооружений круглой формы, пересечения осей, углы поворота коммуникаций и точки изменения их уклонов и т.п. Иными словами, съемке подлежат все точки, однозначно определяющие плановое и высотное положение объектов.

Масштаб выполняемых съемок зависит от размеров объектов и их минимальных элементов, отображаемых на планах. Как правило, масштаб выбирают таким, чтобы выполнялось условие

$$d = 0,2M \text{ мм},$$

где d — минимальный размер отображаемых элементов; M — масштаб исполнительного плана.

Исполнительные съемки могут выполняться с применением оптических и электронных теодолитов, оптических дальномеров и стальных рулеток или мерных лент. Для определения планового положения объектов могут использоваться любые доступные способы: створов, прямоугольных координат, полярных, линейных и угловых засечек. При выборе конкретного способа съемки руководствуются прежде всего соображениями удобства выполнения геодезических измерений. Особенность исполнительных съемок заключается в том, что аналитическим способом по результатам измерений должны определяться координаты многих характерных точек, что называют **координированием**. В целях контроля определения планового положения объектов могут выполняться обмеры зданий и сооружений и многократные засечки.

Если плановая и высотная съемки выполняются раздельно, то плановая съемка должна предшествовать высотной. Высотная

съемка может выполняться методом геометрического нивелирования или методом тригонометрического нивелирования с помощью электронных тахеометров. Плановая съемка производится с пунктов геодезических сетей сгущения, точек теодолитных ходов и опорной геодезической сети, созданной для выноса проектов в натуре. Особенности съемок подземных инженерных сетей при отсутствии материалов исполнительных съемок заключаются в применении специальных приборов, называемых *трассоискателями*.

Исполнительный генеральный план наиболее значимых объектов капитального строительства представляет собой комплект документов, в который могут входить:

- 1) исполнительный генплан территории в масштабе 1:500;
- 2) исполнительный генплан отдельных сложных сооружений масштаба 1:200;
- 3) план инженерных коммуникаций в масштабе 1:1000 или 1:2000;
- 4) план железнодорожных путей в масштабе 1:2000;
- 5) план автомобильных дорог в масштабе 1:2000;
- 6) план наземных зданий и сооружений в масштабе 1:2000;
- 7) технический отчет, включающий пояснительную записку, схему опорных сетей, каталог координат и высот пунктов геодезических сетей; крошки геодезических пунктов с привязками к постоянным местным предметам;
- 8) полевые материалы и результаты камеральной обработки.

Некоторые из перечисленных документов могут объединяться в один документ.

Вопросы и задания

1. Назовите виды подземных инженерных коммуникаций.
2. Какие данные отображаются на разбивочном чертеже подземных коммуникаций?
3. Что собой представляет обноска для подземных коммуникаций?
4. Что такое постоянная визирка?
5. Что такое ходовая визирка?
6. Как определяется длина ходовой визирки?
7. Каковы допустимые ошибки установки трубопроводов по высоте?
8. С какой целью выполняются исполнительные съемки?
9. С какой целью выполняются текущие исполнительные съемки?
10. Как подразделяются исполнительные съемки?
11. Что называют координированием при исполнительных съемках?
12. Что является окончательным отчетным документом при исполнительных съемках?

Глава 18

СОВРЕМЕННЫЕ ТЕНДЕНЦИИ В ГЕОДЕЗИИ

18.1. ЭЛЕКТРОНИЗАЦИЯ И АВТОМАТИЗАЦИЯ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ ИЗМЕРЕНИЙ

В настоящее время в геодезии наблюдается интенсивный процесс электронизации и автоматизации. Говоря о «современных» тенденциях и «настоящем» времени, мы будем подразумевать период после 1950 г. Указанный год выбран в качестве отсчетного по той причине, что после него произошли два события, повлиявшие на ход истории самым кардинальным образом, — создание первых ЭВМ и первых космических кораблей, что оказало сильное влияние на многие стороны человеческой деятельности, в том числе на развитие геодезии.

Под **электронизацией** понимают применение средств электронной техники для выполнения тех или иных действий. Электронизация наблюдается во многих областях человеческой деятельности: медицине, геофизике, навигации, военном деле (возможно самое широкое применение) и др. В геодезии началом электронизации можно считать появление первых радиодальномеров в 1950-х гг. А впервые идея использования электромагнитного излучения для измерения расстояний была предложена советскими физиками Мандельштамом и Папалекси в 1930-х гг.

Первые **радиодальномеры** позволили увеличить производительность труда в десятки раз. При этом между точками не требовалось наличия прямой видимости, достаточно было так называемой «радиовидимости», что также говорит об их несомненном достоинстве. Точность измерения расстояний оставалась сравнительно невысокой (1–2 м). Вообще же точность измерения расстояний с применением электромагнитного излучения тем выше, чем меньше длина волны электромагнитных колебаний, поэтому для ее повышения требовалось повышение частоты излучения, в результате чего на смену радиодальномерам пришли светодальномеры. В СССР первым светодальномером был СВВ-1.

Светодальномер — геодезический прибор для измерения расстояний с помощью световых сигналов. Прибор состоит из двух основных частей: приемо-передатчика, устанавливаемого на одном конце измеряемой линии, и отражателя, устанавливаемого на другом

е в конце. Измерение расстояния является косвенным и основано на измерении времени прохождения светового сигнала от приемо-передатчика до отражателя и обратно. Вычисление расстояния S между точками производится по формуле

$$S = \frac{1}{2}ct + v,$$

где c — скорость распространения света в воздухе; t — время прохождения сигнала прямо и обратно; v — постоянная поправка прибора, вызванная прохождением сигналов по его электронным цепям.

Дальнейшее развитие методов выполнения полевых измерений происходило в направлении автоматизации измерения горизонтальных и вертикальных углов. В результате объединения обычных оптических теодолитов и электронных блоков для измерения расстояний и углов были созданы геодезические приборы нового типа — *электронные тахеометры* (ЭТ). В настоящее время лучшие модели ЭТ характеризуются следующей точностью:

- измерение расстояний с ошибкой $0,5 + 1 \text{ мм}/\text{км}$;
- измерение вертикальных и горизонтальных углов с ошибкой $0,5\text{--}1''$.

Кроме того, электронные тахеометры оснащаются встроенным микропроцессорами и внутренней электронной памятью. Наличие процессора и соответствующего программного обеспечения дает возможность автоматического решения непосредственно в поле относительно простых, но часто встречающихся задач. Наличие внутренней памяти позволяет избавиться от записи результатов измерения в полевых журналах, что также способствует уменьшению ошибок и увеличению производительности труда при производстве полевых измерений. В дальнейшем результаты измерений из внутренней памяти могут быть переданы в персональный компьютер и обработаны специальными программами. При тахеометрической съемке внутренняя память позволяет хранить измерения 10 000 съемочных пикетов — результат работы геодезиста в течение нескольких дней.

Последние модели ЭТ многих фирм характеризуются возможностью работы в *безотражательном*, или *прямом, режиме*. Если до появления этого режима на каждый пикет при съемке требовалось ставить отражатель, то при прямом режиме для съемки многих пикетов (столбы, деревья, углы зданий и т.п.) этого уже не требуется, что также способствует сокращению времени работы на станции. Однако наибольшее расстояние, которое можно измерить

в безотражательном режиме, обычно на порядок меньше расстояния, при измерении которого используется отражатель.

Преимущества применения ЭТ заключаются в высокой точности выполняемых измерений и высокой производительности труда. Последняя достигается за счет следующих факторов:

- 1) автоматическое измерение расстояний и углов осуществляется быстрее, чем взятие соответствующих отсчетов человеком;
- 2) наличие компенсатора наклона оси инструмента избавляет от необходимости тщательного слежения за пузырьком цилиндрического уровня и его приведения в нуль-пункт;
- 3) возможность прямого режима избавляет от затрат времени на перемещение отражателя на каждый съемочный пикет;
- 4) наличие внутренней памяти избавляет от необходимости иметь помощника наблюдателя либо избавляет от необходимости затрат времени на запись результатов в полевой журнал.

Дополнительные возможности повышения производительности труда связаны с применением специального программного обеспечения для обработки результатов тахеометрической съемки и вычерчивания топографических карт и планов.

Некоторые электронные тахеометры оснащаются приемниками GPS, что позволяет избавиться от предварительного создания съемочного обоснования и выполнять топографическую съемку или другие работы в любой точке земной поверхности.

Еще одно направление электронизации полевых геодезических работ — *геометрическое нивелирование*. По литературным источникам, электронные нивелиры позволяют достичь более высокой точности измерения превышений, в частности среднеквадратическая погрешность может составлять 0,3 мм на один километр нивелирного хода, тогда как при использовании обычных оптических нивелиров подобная ошибка составляет 0,5—1 мм.

18.2. ГЛОБАЛЬНЫЕ НАВИГАЦИОННЫЕ СПУТНИКОВЫЕ СИСТЕМЫ

Наиболее прогрессивным направлением в геодезии служат глобальные навигационные спутниковые системы, называемые также системами спутникового определения координат. Первой в мире такой системой являлась система глобального позиционирования (*Global Position System — GPS*), первоначально предназначавшаяся для американской армии. Позднее эта система стала доступной для гражданских организаций. В настоящее время функционирует

также российская ГЛОБальная НАвигационная Спутниковая Система (ГЛОНАСС), осуществляется подготовка либо функционирование европейской, японской, китайской и других аналогичных систем. Применение спутниковых систем определения координат основано на знании положения каждого спутника в любой момент времени, измерении расстояния от доступных спутников (находящихся в зоне радиовидимости) до определяемой точки и решении многократной пространственной линейной засечки.

Геодезическое применение спутниковых систем характеризуется высокой точностью, ошибка определения координат и высот любой точки на земном шаре в единой системе координат не превышает нескольких сантиметров или миллиметров. В перспективе ожидается достижение субмиллиметровой точности. Спутниковые методы определения координат настолько отличаются от традиционных методов выполнения геодезических работ, что стали говорить о наступлении новой эпохи в геодезии.

Кроме того, существует негеодезическое использование спутниковых систем определения координат, характеризующееся большим разнообразием. Наибольшее применение они находят при слежении за мобильными объектами, например за перемещением наземных, надводных и воздушных транспортных средств. При этом имеется возможность как оперативного контроля их положения, так и отложенного по времени. Известны precedенты установки *GPS*-приемников на домашних животных. Одной из фирм выпускались детские ботинки с вмонтированными в них *GPS*-приемниками, что позволяло родителям контролировать местонахождение детей. Браслеты с встроенными приемниками используются для контроля над лицами, находящимися под подпиской о неизъезде, преступниками и т.п.

Особенно ценным определение местоположения оказывается при перемещении по незнакомой местности, когда положение приемника отображается на электронной карте, выводимой на экран *GPS*-приемника. Специальное программное обеспечение может решать при этом некоторые задачи, например поиск оптимальных маршрутов. Для этого пользователю достаточно указать на электронной карте пункт прибытия, система определяет свое положение и по результатам анализа дорожной сети выбирает маршрут в нужную точку, который отображается на дисплее. В дальнейшем система отображает на дисплее как маршрут, так и положение транспортного средства, что обеспечивает передвижение по незнакомой местности с минимальными затратами времени и средств.

Последнее по времени применение ГНСС связано с разработкой автомобилей, не требующих присутствия водителей. Разработки и эксперименты в этом направлении ведутся уже несколькими фирмами.

Указанные выше применения электронной техники относятся к области геодезии и навигации, но с течением времени процесс автоматизации затронул и топографию — подготовку к изданию карт. Раньше топографические съемки крупных масштабов 1:500—1:2000 и при небольших объемах работ выполнялись преимущественно наземными способами (обычная или электронная тахеометрия), а при более мелких масштабах (начиная с масштаба 1:2000 и мельче) и значительных объемах работ применялась аэрофотосъемка. С развитием космической техники и методов дистанционного зондирования Земли стали все шире использоваться материалы космических съемок. С течением времени разрешение космических съемок увеличивалось и сегодня наибольшее разрешение космических снимков составляет порядка 0,3 м, что позволяет составлять топографические планы в масштабе 1:5000. Характеристики космических аппаратов (КА) с наилучшим разрешением приведены в табл. 18.1.

Таблица 18.1

Характеристики космических аппаратов

Наименование КА	Страна	Год запуска	Размер пикселя, мкм	Разрешение, м
QuickBird	США	2001	12	0,63
Eros-B	Израиль	2006	7	0,70
Ресурс ДК-1	Россия	2006	9	0,81
GeoEye-1	США	2008	8	0,41
Ресурс-П	Россия	2011	6	0,71
GeoEye-2	США	2013	8	0,25

Использование космических снимков позволяет создавать топографические и специальные планы и карты масштаба 1:10 000 и мельче. Запуск КА GeoEye-2 позволяет создавать топографические планы масштаба 1:5000. Топографические планы масштаба 1:2000 в настоящее время могут создаваться только по материалам аэросъемки.

В последнее время (с начала 2000-х гг.) наблюдается все более широкое применение малогабаритных беспилотных летательных аппаратов (БПЛА), что позволяет осуществлять фотографирование

земной поверхности с малых высот и получать при этом аэрофотоснимки крупного масштаба. Разрешающая способность снимков с БПЛА часто составляет 5 см, что соответствует точности масштаба 1:500. Следовательно, возникает реальная возможность на основе таких снимков создавать топографические планы самых крупных масштабов — 1:500 и 1:1000.

Кроме того, на первом этапе космических съемок применялись фотоаппараты, поэтому для получения космических снимков (КС) необходима была посадка космического корабля на Землю, что могло происходить по истечении нескольких месяцев. В целях оперативного получения результатов космической съемки стали использоваться *оптико-электронные (ОЭ) космические снимки*, что позволило передавать изображение на Землю практически в режиме реального времени. Например, подобным образом выполнялись съемки ледовой обстановки в северных районах, по их результатам составлялись карты ледовой обстановки, которые по радиоканалу передавались капитанам судов. Весь процесс от момента съемки до получения карт на судах занимал не более двух часов. Другой пример, когда требуется высокая скорость обработки результатов съемки: получение карт лесных пожаров или карт наводнений. В других случаях столь высокая скорость получения карт не требуется, но и ожидать создания карт месяцами пользователи, как правило, не могут.

Использование оптико-электронных снимков позволило избавиться от так называемых «мокрых процессов» — проявления и закрепления негативов и позитивов. Кроме того, если раньше для обработки обычных снимков требовались специальные прецизионные, а следовательно, дорогостоящие оптико-механические приборы, то оптико-электронные снимки обрабатываются на компьютерах со специальным программным обеспечением, называемым *цифровые фотограмметрические станции (ЦФС)*. Побочным результатом таких технологических изменений явилось повышение производственной культуры в аэрогеодезических предприятиях.

Повышение производительности труда при обработке на компьютерах материалов дистанционного зондирования связано также с возможностью *автоматического дешифрирования* — распознавания программным путем типов объектов по их фотоизображению. (В более широком плане подобные задачи объединяются под общим названием «распознавание образов».) Решение данной задачи осуществляется с применением специальных программ, работающих в двух режимах. В режиме обучения человек выделяет на фотоизображении участки различной растительности (лес, кустарник,

высокотравная растительность и т.п.), объекты гидрографии, дороги различного класса и одновременно указывает их типы. В рабочем режиме программа в соответствии с обучающими примерами отыскивает на снимках и определяет плановое положение распознанных объектов.

Одним из последних достижений в области автоматизации топографических съемок являются *лазерные сканирующие системы (ЛСС)*. ЛСС можно рассматривать как дальнейшее развитие электронной тахеометрии. При использовании ЭТ человек выбирает нужные точки местности и определяет их положение путем измерения углов и расстояний. При использовании лазерных сканирующих систем человек исключен из процесса полевой съемки, его функции сводятся к подготовке прибора к работе. При съемке прибор автоматически вращается вокруг вертикальной оси, одновременно в вертикальной (коллимационной) плоскости с высокой скоростью осуществляется сканирование окружающей местности — измерение расстояния до каждой видимой с данной станции точки, горизонтального и вертикального направления на нее. Результатом выполнения измерений с помощью ЛСС является *облако точек* — множество точек местности, характеризующихся своими координатами и цветом. Такое множество, в сущности, представляет собой координированную трехмерную модель участка местности, пригодную как для вывода на экран монитора, так и для измерения на ней тех или иных геометрических величин. При выводе на экран имеется возможность рассматривания такой модели с разных точек зрения. Таким образом, трехмерная геоинформационная модель представляет собой фрагмент *псевдореальности* — альтернативу твердотельным макетам земной поверхности, используемым при архитектурном проектировании.

18.3. НОВЫЕ ВИДЫ ГЕОДЕЗИЧЕСКОЙ И КАРТОГРАФИЧЕСКОЙ ПРОДУКЦИИ

Таким образом, электронизация в геодезии позволила совершенствовать *технологии выполнения геодезических работ*, добиваться более высокой производительности при одновременном повышении точности измерений. В принципе эти процессы и проблемы были внутренними для топографо-геодезического производства и не затрагивали пользователей непосредственно. С развитием электронных вычислительных машин и методов обработки данных стали появляться *новые формы представления информации о земной поверхности*, что представляло самый непосредственный интерес для ее получателей.

Первым отличным от традиционных топографических карт и планов продуктом стали цифровые модели местности. Первая такая модель земной поверхности (английская аббревиатура — *DTM*) была создана в 1957 г. в США в Массачусетском технологическом институте. Она представляла собой модель рельефа земной поверхности и предназначалась для проектирования автомобильных дорог. Хотя обработка данных на существовавших в то время «больших» ЭВМ отличалась очень высокой стоимостью, эти затраты перекрывались снижением стоимости возводимых объектов за счет оптимизации проектных решений.

С течением времени происходило развитие и совершенствование элементной базы средств вычислительной техники (переход от больших ЭВМ к мини-ЭВМ, а затем к микроЭВМ — персональным компьютерам), что позволило в десятки и сотни раз увеличить быстродействие и объем оперативной памяти при одновременном снижении стоимости машинного времени в тысячи раз. С другой стороны, происходило накопление знаний в области разработки общего и специального программного обеспечения, в том числе в области методов геоинформационного моделирования — методов создания компьютерных моделей земной поверхности. В 1980-х гг. была осознана возможность использования геоинформационных моделей для создания планов и карт, и возникло направление, получившее название **цифрового картографирования** и обозначавшее как создание нового продукта — геоинформационных моделей, так и получение обычных карт и планов автоматизированными методами.

Поскольку не все пользователи обладают умением читать топографические карты и планы, постольку появился новый вид продукции топографо-геодезического производства — ортофотопланы.

Ортофотопланы представляют собой цельное фотографическое изображение земной поверхности, смонтированное из множества космо- или аэроснимков, приведенных к единому масштабу и не содержащих искажений за рельеф местности и наклон снимков. В сущности, ортофотопланы представляют собой ортогональную проекцию земной поверхности на горизонтальную плоскость. Отличительной особенностью ортофотопланов является высокая точность. В некоторых случаях на ортофотопланы наносят горизонтали и некоторые надписи, характеризующие объекты земной поверхности (например, названия улиц, номера домов, названия объектов гидрографии и т.п.), и тогда они отличаются от топографических карт или планов только отсутствием условных знаков. Таким образом, ортофотопланы представляют собой определенную

альтернативу обычным картам и планам. Ортофотопланы могут выводиться как на жесткий носитель информации (бумагу или фотопленку), так и на экран монитора.

Если ортофотоплан выводится на экран монитора, то существует возможность его связи с цифровой моделью местности, хранимой в долговременной памяти компьютера, определения соответствия между элементами фотографического изображения и объектами геоинформационной модели, что дает возможность указывать на изображении те или иные объекты и получать их характеристики, хранимые в базе данных.

Следующий шаг к расширению видов продукции топографо-геодезического производства связан с переходом к созданию **3D-моделей**, собираемых из фотоизображений, или **3D-фотомоделей**. Следует сказать, что на первых порах геоинформационные модели содержали значения высот отдельных точек физической земной поверхности (рельефа), но не содержали высот различных **объектов**, находящихся на ней, в связи с чем их образно называли **2,5D-моделями** (D — сокращение от англ. *dimension* — размерность), т.е. моделями размерности 2,5. Этот вид продукции не получил еще общепризнанного названия. Адекватным представляется название **«трехмерные геоинформационные макеты»** или **«виртуальные макеты геопространства»**. Подобные продукты могут служить реальной альтернативой ортофотопланам, так как обладают преимуществами перед последними.

Трехмерные фотомодели служат расширению области применения ЭВМ, так как позволяют решать программным путем задачи, в которых необходимо учитывать высоту объектов на земной поверхности. Этими задачами являются, например, определение зон видимости или учет высоты дамб при расчете зон возможного затопления при наводнениях.

Если сравнивать такие трехмерные модели с ортофотопланами, то следует отметить, что ортофотоплан представляет собой плоское фотоизображение, **3D-фотомодель** — это фотоизображение, «натянутое» на пространственный каркас — трехмерную цифровую геометрическую модель местности. Такие информационные макеты позволяют рассматривать местность с различных точек зрения, в различных ракурсах, создавая при этом ощущение рассматривания реальной поверхности, что в компьютерных играх называют **«псевдореальностью»**.

Можно ожидать, что информационные трехмерные макеты местности найдут самое широкое применение в геоинформационном обеспечении градостроительной деятельности. В архитектуре

важную роль играют эстетические критерии, поэтому при проектировании более или менее крупных массивов застройки и городских районов часто изготавливают твердотельные макеты, представляющие на всеобщее обозрение в целях изучения общественного мнения, например, при организации различных градостроительных конкурсов. Процесс изготовления таких макетов требует значительных затрат времени, следовательно, цифровые макеты составят реальную альтернативу твердотельному макетированию, так как их изготовление осуществляется в десятки раз быстрее. Кроме того, подобные макеты могут публиковаться в сети Internet, что обеспечивает более свободный доступ публики к проектам и возможность их широкого обсуждения.

Однако поскольку потребность в изготовлении твердотельных макетов все-таки сохраняется, постольку в ответ на эту потребность на рынке появились так называемые *3D-принтеры*, способные по трехмерной информационной модели фрагмента географического пространства строить его трехмерный цветной макет. Вообще же подобные устройства относят к технологиям «объемной печати», впервые появившимся около 1980 г., но получившим распространение только после 2010 г. вследствие снижения цен. При выводе такой макет геопространства разбивается на квадратные (в плане) элементы, из которых затем осуществляется сборка всего макета. При изменениях на местности и соответствующих изменениях в ее информационной модели на 3D-принтер выводят только те элементы, где произошли изменения, и заменяют ими устаревшие элементы макета.

В России подобная техника твердотельного макетирования, возможно, впервые была применена при создании макета г. Томска. Макет был создан в масштабе 1:5000, его размеры в плане составляли 3 × 8 м, что соответствует участку земной поверхности 15 × 40 км.

18.4. СПЕЦИАЛЬНОЕ ПРОГРАММНОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ:

ГИС И САРП

Практически все перечисленные новые технологии и новые виды продукции в геодезии и топографии появились не только вследствие разработки оригинальных аппаратных средств, но и благодаря развитию и совершенствованию функциональных возможностей *программного обеспечения*. Без специальных программных комплексов реализация новых технологий и получение новых видов геоинформационных продуктов были бы невозможны в принципе, что подчеркивает информационный характер топографо-геодезического производства.

Среди разнообразных программных комплексов заняли первое место по своей значимости и получили наибольшее распространение геоинформационные системы (ГИС). Геоинформационная система представляет собой программный комплекс, назначением которого служит создание геоинформационных моделей и решение прикладных задач с их использованием. Геоинформационная модель — структурированное символьное представление выделенного фрагмента геопространства как целостной системы объектов, свойств и отношений, предназначенное для создания и использования с помощью средств вычислительной техники.

Преимущество геоинформационных моделей перед картами и планами любого вида и масштаба проявляется прежде всего в потенциальном *многообразии* хранимой информации об объектах геопространства. Возможности карт и планов в этом отношении очень ограничены. С помощью изобразительных средств, имеющихся в распоряжении картографа (сигнатуры — начертания условного знака, его размера, ориентации, цвета, яркости и некоторых др.), на одном чертеже можно передать лишь несколько характеристик отображаемого объекта. Для получения множества характеристик объектов требуются карты и планы различного содержания. В ГИС в одной базе данных можно хранить самую различную информацию о тех же объектах. Например, в единой базе данных можно хранить такие характеристики здания, как число этажей, материал стен, их цвет, год постройки, год последнего капитального ремонта, число жильцов в этом здании, число мужчин и женщин, число детей дошкольного и школьного возраста, число пенсионеров, число владельцев автомобилей, число состоящих на учете в органах внутренних дел и их фамилии, ежемесячное потребление электроэнергии, холодной и горячей воды и многое-многое др.

Другое важное преимущество ГИС перед планами и картами — возможность удаленного и быстрого одновременного доступа многих пользователей к базе геопространственных данных. Для получения информации с обычных карт и планов требуется либо их транспортировка, либо перемещение получателя информации к картохранилищам.

Геоинформационные системы позволяют решать самые разнообразные задачи на земной поверхности, как элементарные, так и достаточно сложные. При работе с ГИС наиболее частыми являются вопросы типа: «Что это? Где это? Каковы характеристики этого объекта?» Примерами элементарных задач служат определение координат и высот различных точек на земной поверхности, вычисление длин линий и длин маршрутов, вычисление превыше-

ний и уклонов, определение дирекционных углов или азимутов линий, определение площадей, поиск объектов заданного типа и т.п.

Достаточно сложной градостроительной задачей служит, например, оптимальное проектирование вертикальной планировки. Надо сказать, что сложность оптимизационных задач, как правило, на порядок выше сложности обычных расчетных задач. Примером сложной оптимизационной задачи является размещение на конкретной территории некоторых объектов (магазинов, остановок общественного транспорта, медицинских учреждений, мест отдыха и т.п.) таким образом, чтобы расстояние от любого здания до ближайшего объекта не превышало некоторого предела и число объектов при этом было бы минимальным.

В качестве специфических геоинформационных систем можно рассматривать **системы автоматизированного проектирования** (САПР) объектов капитального строительства или можно говорить об интеграции указанных систем.

В последнее время четко обозначились тенденция к максимально возможной автоматизации изыскательских, проектных и строительных работ, создание непрерывного информационного конвейера, например, при строительстве автомобильных и железных дорог, при разработке котлованов под фундаменты зданий и сооружений, выполнении земляных работ в процессе строительства инженерных коммуникаций.

Максимальный уровень автоматизации работ достигается следующим образом. В результате инженерно-геодезических изысканий получают геоинформационную модель участка предполагаемого строительства. Эта модель используется в качестве исходных данных в процессе автоматизированного проектирования (с использованием САПР), результатом которого является информационная модель проектируемого объекта. Как модель существующего участка местности, так и модель будущего объекта создаются в единой системе координат и высот, связанной с земной поверхностью.

Далее эти данные передаются на специализированные землеройные машины и механизмы, оборудованные системами автономного определения координат и высот (GPS, ГЛОНАСС), датчиками положения рабочих органов (ковш экскаватора, нож бульдозера и т.п.), компьютерами. В процессе земляных работ с помощью датчиков определяется получаемая поверхность и осуществляется ее постоянное сравнение с проектной поверхностью. Подобная технология работ характеризуется высокой стоимостью, наиболее высокой производительностью и благоприятными перспективами массового распространения в будущем.

Вопросы и задания

1. Какие процессы происходят в настоящее время в топографо-геодезическом производстве?
2. Что понимается под электронизацией геодезических измерений?
3. Назовите наиболее значимые изменения в геодезии за последние 50–60 лет.
4. Какова точность измерения расстояний с помощью светодальномеров?
5. Какие преимущества дает применение электронных методов измерения расстояний?
6. Что собой представляют электронные тахеометры?
7. В чем преимущества электронных тахеометров?
8. Какие факторы обеспечивают преимущества электронных тахеометров?
9. Что можно сказать о точности электронных нивелиров?
10. На чем основано применение глобальных навигационных спутниковых систем?
11. Какова точность определения координат и высот с помощью глобальных навигационных спутниковых систем?
12. В чем преимущества применения глобальных навигационных спутниковых систем?
13. Назовите наиболее известные глобальные навигационные спутниковые системы.
14. Что можно сказать о негеодезическом применении глобальных навигационных спутниковых систем?
15. Какова разрешающая способность лучших космических аппаратов?
16. В связи с чем произошел переход от космических фотоснимков к оптико-электронным снимкам?
17. Как работают лазерные сканирующие системы?
18. Что такое облако точек?
19. Какие перспективы появляются с применением беспилотных летательных аппаратов?
20. Назовите новые виды геодезической продукции.
21. Что такое ортофотопланы?
22. Что такое геоинформационная модель?
23. Назовите преимущества геоинформационных моделей перед обычными картами.
24. Какие возможности появляются с применением геоинформационных систем?
25. Каким образом может быть достигнут максимальный уровень автоматизации при возведении объектов капитального строительства?

Список использованной литературы

- ГОСТ 22268. Геодезия. Термины и определения [Текст]. — М.: Госстандарт СССР, 1976. — 32 с.
- ГОСТ Р 51872-2002. Документация исполнительная геодезическая. Правила выполнения [Текст]. — М.: Госстрой России, 2002. — 16 с.
- ГОСТ 21780-2006. Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Расчет точности [Текст]. — М.: Стандартинформ, 2007. — 12 с.
- Исполнительная документация в строительстве [Текст]: справочное пособие / А.Н. Летчфорд, В.А. Шинкевич. — СПб.: СПб.-отделение ООФ «ЦКС», 2011. — 271 с.
- Закатов П.С. Курс высшей геодезии [Текст] / П.С. Закатов. — М.: Недра, 1976. — 513 с.
- Кулемцов Д.А. Инженерная геодезия для строителей [Текст] / Д.А. Кулемцов, Г.Е. Стрельников. — М.: Недра, 1990. — 256 с.
- Математический энциклопедический словарь [Текст] / под ред. Ю. Прохорова. — М.: Советская энциклопедия, 1988. — 847 с.
- РД-11-02-2006. Требования к составу и порядку ведения исполнительной документации при строительстве, реконструкции, капитальном ремонте объектов капитального строительства и требования, предъявляемые к актам освидетельствования работ, конструкций, участков сетей инженерно-технического обеспечения [Электронный ресурс]. — URL: http://StandartGost.ru/g/RD_11-02-2006
- СНиП 12.01-2004. Организация строительства [Электронный ресурс]. — URL: <http://www.best-story.ru/gost/r2/6>
- СП 126.13330.2012. Геодезические работы в строительстве [Электронный ресурс]. — URL: <http://www.dwg.ru/dnl/11917>
- СП 70.13330.2012. Несущие и ограждающие конструкции [Электронный ресурс]. — URL: <http://www.dwg.ru/dnl/12294>
- Справочник геодезиста [Текст]: в 2 кн. — 2-е изд., перераб. и доп. — М.: Недра, 1975. — 1056 с.
- Условные знаки топографических планов масштабов 1:5000, 1:2000, 1:1000, 1:500 [Текст]. — М.: Недра, 1989. — 286 с.
- Интернет-ресурсы
- Вопросы инженерной геодезии в строительстве [Электронный ресурс] / П.К. Дуюнов, Р.Д. Жданов, Ю.В. Калугин [и др.]. — URL: <http://www.iprbookshop.ru/20512>
- Пандул И.С. Геодезическая астрономия применительно к решению инженерно-геодезических задач [Электронный ресурс] / И.С. Пандул. — URL: <http://www.iprbookshop.ru/59490>
- Орехов М.М. Геодезические работы на строительной площадке [Электронный ресурс] / М.М. Орехов, В.И. Зиновьев, В.М. Масленников. — URL: <http://www.iprbookshop.ru/19333>
- Нестеренок М.С. Геодезия [Электронный ресурс] / М.С. Нестеренок. — URL: <http://www.iprbookshop.ru/20208>
- Геодезия [Электронный ресурс] / А.Г. Юнусов, А.Б. Беликов, В.Н. Баранов [и др.]. — URL: <http://www.iprbookshop.ru/36299>
- Кочетова Э.Ф. Инженерная геодезия [Электронный ресурс] / Э.Ф. Кочетова. — URL: <http://www.iprbookshop.ru/15995>
- Подшивалов В.П. Инженерная геодезия [Электронный ресурс] / В.П. Подшивалов, М.С. Нестеренок. — URL: <http://www.iprbookshop.ru/35482>
- Михайлов А.Ю. Инженерная геодезия в вопросах и ответах [Электронный ресурс] / А.Ю. Михайлов. — URL: <http://www.iprbookshop.ru/51720>
- Инженерная геодезия и геоинформатика [Электронный ресурс] / М.Я. Брынь, Г.С. Бронштейн, В.Д. Власов [и др.]. — URL: <http://www.iprbookshop.ru/36328>
- Практикум по геодезии [Электронный ресурс] / Г.Г. Поклад, С.П. Гридинев, А.Н. Сячинов [и др.]. — URL: <http://www.iprbookshop.ru/36497>

Предметный указатель

Абрикос 224
Азимут 19
Алиада 86
Альтитуда 25
Бергштрих 63
Биссектриса 90
Биссектриса кривой 289
Вес измерения 35
Веса, приведенные к единице 36
Вынос в натуре
горизонтального угла 276
линий заданного уклона 281
плоскости заданного
уклона 282
проектной линии 280
проектной отметки 281
Высота
абсолютная 25
геодезическая 25
нормальная 25
ортометрическая 25
относительная 25
сечения рельефа 62
условная 25
Генплан строительный 265
Геодезия 5
элементарная 5
Геоид 13
Горизонт прибора 139, 215
Горизонталь 62
Горизонтальное проложение 51
Дальномер нитяной 120
Документация исполнительная 299
Долгота 17
Домер 290
Задача
геодезическая обратная 24
геодезическая прямая 23
теории ошибок обратная 44
Задачи геодезические главные 23
Заложение 62
ската 62

Знак
геодезический 152
условный 64
Знаменатель масштаба 51
Значение
вероятнейшее 34
средневесовое 36
Измерение 5, 28
непрямое 37
прямое 34
Измерения
неравноточные 28
равноточные 28
Изыскания
инженерно-геодезические 249
инженерные 249
Карта 49
Квадрат
переходный 255
чистый 255
Компарирование 110
Контроль постраничный 209
Круг угломерный
вертикальный 87
горизонтальный 87
Крутизна ската 62
Лимб 86
Линия
нулевых работ 255
орографическая 237
отвесная 12
скелетная 237
структурная 237
Марка
нивелирная 159
центра геодезического пунк-
та 152
Масштаб
карты 52
плана 51
Меридиан 17
начальный 17

нулевой 17
осевой 55
Место нуля 87
Метод наименьших квадратов 46
**Методы построения плановых се-
тей** 154
Модель геоинформационная 331
Невязка угловая 180
Невязки по осям координат 190
Нивелир 128
Нивелирование 127
вперед 134
геометрическое 128
из середины 134
последовательное 137
тригонометрическое 127
Нити дальномерные 90
Номенклатура (карт) 57
Нуль-пункт 89
Обноска 293
Обоснование съемочное 160, 222
**Определение неприступного рас-
стояния** 118
Ориентирование линий 18
Оси
главные 283
основные 283
Ось
визирная 87, 90
вращения зрительной трубы 87
вращения прибора 86
цилиндрического уровня 89
Отметка 25
рабочая 254, 262
Ошибка
абсолютная 31
вероятная 32
вероятнейшая 34
грубая 29
единицы веса 37
истинная 29
коллимационная 92
округления 41
относительная 32, 113
систематическая 29
случайная 30
срединная 32
среднеквадратическая 33
средняя 32
Параллакс сетки нитей 91, 94
Параллель 17
**Передача отметки на дно котло-
vana** 295
Перенесение проекта в натуре 265
Пикет 258
съемочный 222
Пикетаж 258
План 49
генеральный 265
генеральный исполнитель-
ный 318
контурный 221
трассы 258
Планиметр 79
Плоскость
вертикальная 16
визирная 87
горизонтальная 16
коллимационная 87
меридиана 17
Поверка 91
Поверхность уровенная 12
Полигонометрия 154
Поправка
за компарирование 114
за наклон 114
за приведение длины линии
на плоскость 119
за приведение длины линии
на поверхность относи-
мости 116
за температуру 114
мерного прибора 110
Превышение 25, 127
обратное 26
Привязка теодолитного хода 165
Принцип
равенства поправок 180
равногенного влияния 44

Проект
технический 265
технорабочий 265
Проектирование наклонное 298
Проекция Гаусса-Крюгера 20, 54
Проекция картографическая 49
Приложение горизонтальное 51
Промах 29
Профиль 51
линии 77
трассы 258
Пункт
геодезический 152
геодезический исходный 162
определеняемый 140
Разбивка
пикетажа 258
сооружения 265
Разграфка (карт) 57
Рельеф 61
Репер 158
Референц-эллипсоид 13
Румб 21
Сближение меридианов 20
Сеть
геодезическая 151
геодезическая высотная 158
геодезическая государственная 151
геодезическая плановая 151
геодезическая сгущения 151
геодезическая съемочная 151, 222
нивелирная 158
Система
координат геодезическая государственная 156
трехштативная 172
Склонение магнитной стрелки 19
Способ
бокового нивелирования 312
вертикального проектирования 305
линейной засечки 226, 288
наклонного визирования 298, 304

наклонного проектирования 298, 304
перпендикуляров 226
подготовки данных аналитический 275
подготовки данных графический 274
подготовки данных графоаналитический 276
полярный 227
полярных координат 227, 286
прямоугольных координат 284
створов 226
угловой засечки 227, 287
Средина общая арифметическая 36
Станция съемочная 222
Сторона геодезической сети исходная 162
Сумма превышений
измеренная 210
теоретическая 210
Съемка
вертикальная 221
горизонтальная 221
планово-высотная 231
таксиметрическая 231
теодолитная 221
топографическая 221
Съемки исполнительные
окончательные 318
текущие 317
Тальвег 63
Тангенс кривой 289
Теодолит 85
Точка (рельефа) характерная 237
Точка
иксовая 141
нулевых работ 263
ориентирования 228
связующая 138
съемочная 222
Точность
графическая 53
масштаба 54
Трасса 258

Трассирование 258
Триангуляция 154
Трилатерация 154
Угол
вертикальный 82
горизонтальный 82
дирекционный 20
примычный 163
Уклон 63
Ход
нивелирный 140
привязочный 165
теодолитный 161
Центр геодезического пункта 152
Чертеж разбивочный 274

Чертежи рабочие 265
Число приближенное 38
Широта 17
геодезическая 17
 geoцентрическая 17
приведенная 17
Экватор 17
Эксцентриситет
второй 14
первый 14
Электронизация 321
Эллипсоид
земной 13
Красовского 13

Оглавление

Введение	3
Глава 1. ПРЕДМЕТ ГЕОДЕЗИИ И ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ.....	5
1.1. Предмет геодезии.....	5
1.2. Исторические сведения.....	6
1.3. Роль геодезии в строительстве.....	11
1.4. Фигура Земли.....	12
1.5. Метод проекций.....	16
1.6. Системы координат	16
1.7. Ориентирование линий.....	18
1.8. Главные геодезические задачи	23
1.9. Абсолютные и относительные высоты.....	25
Вопросы и задания	26
Глава 2. ОСНОВЫ ОБРАБОТКИ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ ИЗМЕРЕНИЙ	28
2.1. Геодезические измерения.....	28
2.2. Ошибки измерений.....	29
2.3. Критерии оценки точности измерений	32
2.4. Оценка точности прямых измерений	34
2.5. Оценка точности непрямых измерений	37
2.6. Ошибки вычислений	38
2.7. Обратная задача теории ошибок	44
2.8. Метод наименьших квадратов	45
Вопросы и задания	47
Глава 3. ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ КАРТЫ И ПЛАНЫ.....	49
3.1. Карта, план, профиль	49
3.2. Масштаб	51
3.3. Точность масштаба	53
3.4. Масштабы планов, применяемых в строительстве	54
3.5. Проекция Гаусса — Крюгера	54
3.6. Разграфка и номенклатура планов и карт	56
3.7. Изображение рельефа местности	61
3.8. Условные знаки топографических планов и карт	64
Вопросы и задания	65
Глава 4. ЗАДАЧИ, РЕШАЕМЫЕ ПО КАРТАМ И ПЛАНАМ.....	67
4.1. Измерение расстояний	68
4.2. Определение прямоугольных координат	69
4.3. Определение геодезических координат	71
4.4. Измерение ориентирных углов	71
4.5. Определение отметок точек	73
4.6. Определение крутизны ската	74
4.7. Определение направления ската	75
4.8. Определение уклона заданной линии.....	75
4.9. Построение профиля и определение видимости между точками	77
4.10. Измерение площадей	78
Вопросы и задания	80
Глава 5. ИЗМЕРЕНИЕ УГЛОВ	82
5.1. Принцип измерения углов	82
5.2. Геодезические приборы для измерения углов, их устройство	85
5.3. Угломерные круги	87
5.4. Уровень	89
5.5. Зрительная труба	90
5.6. Поверки и юстировки теодолита	91
5.7. Установка теодолита в рабочее положение	94
5.8. Измерение горизонтальных углов способом приемов	95
5.9. Измерение горизонтальных углов способом повторений	99
5.10. Измерение горизонтальных углов способом круговых приемов	100
5.11. Ошибки измерения горизонтальных углов	102
5.12. Измерение вертикальных углов	104
5.13. Ошибки измерения вертикальных углов	106
Вопросы и задания	106
Глава 6. ИЗМЕРЕНИЕ РАССТОЯНИЙ	109
6.1. Приборы для измерения расстояний	109
6.2. Подготовка линий к измерению	110
6.3. Порядок измерения линий лентой	111
6.4. Точность непосредственных измерений линий	113
6.5. Обработка результатов измерений линий	114
6.6. Определение неприступных расстояний	118
6.7. Нитяной дальномер	120
6.8. Электронное измерение расстояний	123
Вопросы и задания	125
Глава 7. ИЗМЕРЕНИЕ ПРЕВЫШЕНИЙ	127
7.1. Понятие и виды нивелирования	127
7.2. Принцип геометрического нивелирования	128
7.3. Нивелиры и их устройство	128
7.4. Нивелирные рейки	130
7.5. Поверки и юстировки нивелиров	131
7.6. Нивелирование вперед и из середины	134
7.7. Последовательное нивелирование	137
7.8. Связующие, промежуточные и исковые точки	141
7.9. Порядок работы на станции при техническом нивелировании	141
7.10. Источники ошибок при геометрическом нивелировании	143
7.11. Поправка за кривизну Земли и рефракцию	144
7.12. Принцип тригонометрического нивелирования	147
Вопросы и задания	149
Глава 8. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ СЕТИ	151
8.1. Определение и классификация геодезических сетей	151
8.2. Плановые съемочные геодезические сети. Теодолитные ходы	160
8.3. Привязка теодолитных ходов к геодезической сети	165

8.4. Теодолитные ходы с короткими сторонами. Трехштативная система	170
8.5. Высотные съемочные геодезические сети.....	173
Вопросы и задания	174
Глава 9. ОБРАБОТКА ТЕОДОЛИТНЫХ ХОДОВ	176
9.1. Предварительная обработка теодолитного хода	176
9.2. Геометрия теодолитного хода.....	177
9.3. Уравнивание теодолитного хода	185
9.4. Обработка теодолитного хода без примычных углов	196
9.5. Обработка теодолитного хода с дирекционными углами в середине.....	204
9.6. Обработка систем теодолитных ходов.....	206
Вопросы и задания	207
Глава 10. ОБРАБОТКА ВЫСОТНЫХ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ СЕТЕЙ	209
10.1. Обработка одиночного нивелирного хода.....	209
10.1.1. Контроль полевых вычислений — постраничный контроль.....	209
10.1.2. Невязки в нивелирных ходах, их распределение.....	210
10.1.3. Вычисление высот: способ превышений и способ горизонта	215
10.2. Обработка хода тригонометрического нивелирования.....	216
10.3. Обработка систем высотных ходов.....	218
Вопросы и задания	219
Глава 11. ТОПОГРАФИЧЕСКИЕ СЪЕМКИ	221
11.1. Определение и классификация топографических съемок.....	221
11.2. Горизонтальная съемка	221
11.3. Принцип определения планового положения точек	224
11.4. Способы горизонтальной съемки	226
11.5. Вертикальная съемка	229
11.6. Планово-высотная съемка	231
11.7. Особенности съемки рельефа	237
11.8. Определение высоты сооружения	238
Вопросы и задания	239
Глава 12. ОБРАБОТКА РЕЗУЛЬТАТОВ ТОПОГРАФИЧЕСКИХ СЪЕМОК	241
12.1. Подготовка математической основы топографического плана	241
12.2. Составление плана горизонтальной съемки	243
12.3. Составление плана вертикальной съемки	244
12.4. Составление плана тахеометрической съемки	247
Вопросы и задания	247
Глава 13. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ ИЗЫСКАНИЯХ И ПРОЕКТИРОВАНИИ	249
13.1. Виды изысканий.....	249
13.2. Инженерно-геодезические изыскания.....	249
13.3. Изыскания площадок. Топографические съемки для проектирования.....	250
13.4. Проектирование горизонтальных и наклонных площадок	253
13.5. Вычисление объема земляных работ	255
13.6. Изыскания линейных сооружений	258
13.7. Обработка результатов изысканий линейных сооружений	260
13.8. Проектирование линейных сооружений	262
Вопросы и задания	263

Глава 14. ВЫНОС ПРОЕКТОВ В НАТУРУ	265
14.1. Генеральный план, его виды	265
14.2. Сущность и виды разбивочных работ	265
14.3. Разбивочные геодезические сети.....	266
14.4. Элементы разбивочных работ	273
14.5. Способы подготовки геодезических данных для перенесения проектов на местность.....	274
14.6. Перенесение в натуре проектных величин	276
14.7. Способы разбивки главных и основных осей сооружений	283
14.8. Разбивка круговых кривых	288
Вопросы и задания	291
Глава 15. ДЕТАЛЬНАЯ РАЗБИВКА ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ	293
15.1. Сущность детальной разбивки.....	293
15.2. Обноска, вынесение осей на обноску, закрепление осей	293
15.3. Геодезическое обеспечение разработки котлованов и траншей.....	295
15.4. Передача осей и отметки на дно котлована	295
15.5. Геодезические работы при сооружении фундаментов	297
15.6. Исполнительная документация и исполнительные схемы	299
15.7. Исходный и монтажный горизонты	303
15.8. Перенесение разбивочной сети на монтажные горизонты	304
Вопросы и задания	306
Глава 16. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ МОНТАЖЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ	308
16.1. Основные конструкции в сборном строительстве	308
16.2. Контроль геометрических параметров и разметка строительных конструкций	308
16.3. Детальные разбивочные работы при монтаже конструкций	310
16.4. Геодезический контроль установки конструкций в проектное положение	311
16.5. Способ бокового нивелирования	312
Вопросы и задания	313
Глава 17. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ РАБОТЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ПОДЗЕМНЫХ КОММУНИКАЦИЙ. ИСПОЛНИТЕЛЬНЫЕ СЪЕМКИ	314
17.1. Основные виды подземных коммуникаций	314
17.2. Разбивка коммуникаций. Обноска, вынесение осей на обноску	314
17.3. Геодезический контроль за разработкой грунта с помощью визирок	315
17.4. Назначение и виды исполнительных съемок	317
17.5. Исполнительный генеральный план	318
Вопросы и задания	320
Глава 18. СОВРЕМЕННЫЕ ТЕНДЕНЦИИ В ГЕОДЕЗИИ	321
18.1. Электронизация и автоматизация геодезических измерений	321
18.2. Глобальные навигационные спутниковые системы	323
18.3. Новые виды геодезической и картографической продукции	327
18.4. Специальное программное обеспечение: ГИС и САПР	330
Вопросы и задания	333
Список использованной литературы	334
Предметный указатель	336

По вопросам приобретения книг обращайтесь:

Отдел продаж «ИНФРА-М» (оптовая продажа):

127282, Москва, ул. Полярная, д. 31В, стр. 1

Тел. (495) 280-15-96; факс (495) 280-36-29

E-mail: books@infra-m.ru

Отдел «Книга—почтой»:

тел. (495) 280-15-96 (доб. 246)

ФЗ № 436-ФЗ	Издание не подлежит маркировке в соответствии с п. 1 ч. 4 ст. 11
----------------	---

Учебное издание

Кравченко Юрий Афанасьевич

ГЕОДЕЗИЯ

УЧЕБНИК

Оригинал-макет подготовлен в НИЦ ИНФРА-М

ООО «Научно-издательский центр ИНФРА-М»

127282, Москва, ул. Полярная, д. 31В, стр. 1

Тел.: (495) 280-15-96, 280-33-86. Факс: (495) 280-36-29

E-mail: books@infra-m.ru <http://www.infra-m.ru>

Подписано в печать 13.06.2018.

Формат 60×90/16. Бумага офсетная. Гарнитура Newton.

Печать цифровая. Усл. печ. л. 21,5.

ППТ50. Заказ № 05748

TK 682853-982612-170517

Отпечатано в типографии ООО «Научно-издательский центр ИНФРА-М»

127282, Москва, ул. Полярная, д. 31В, стр. 1

Тел.: (495) 280-15-96, 280-33-86. Факс: (495) 280-36-29