

А. Н. ТЕТИОР
В. Ф. ЛОГИНОВ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И СТРОИТЕЛЬСТВО ПОДЗЕМНЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ



Библиотека

БС

строителя

БУДИВЭЛЬНИК

Библиотека **БС** строителя

А. Н. ТЕТИОР
В. Ф. ЛОГИНОВ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ И СТРОИТЕЛЬСТВО ПОДЗЕМНЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ



Сохранение земельного фонда планеты сегодня — одна из важнейших задач человечества. В СССР, где земля является всенародным достоянием, сохранность природной среды, рациональное использование земель и сельскохозяйственных угодий, охрана недр отнесены к важнейшим направлениям экономического и социального развития на 1986—1990 годы и на период до 2000 года, принят ряд специальных законов, регулирующих ее использование для сельского хозяйства и промышленности [1, 16, 19].

Использование недр для строительства зданий и сооружений различного назначения — один из эффективных способов сохранения поверхности земли. Пригодны для этой цели специально разработанные полости, горные выработки, образовавшиеся после добычи полезных ископаемых, и естественные подземные пещеры.

Подземное пространство издавна привлекало внимание строителей как место размещения разнообразных объектов с временным или длительным пребыванием людей. Вначале его использовали для добычи полезных ископаемых, устраивали укрытия для защиты людей и ценностей от внешних воздействий, сооружали помещения для хранения продуктов, используя постоянство температуры под землей.

Характерными примерами подземного строительства прошлого являются древние города: Каппадокия (Турция), расположенный на восьми подземных этажах, рассчитанных на 50 тысяч человек; Чуфут-Кале и Мангуп-Кале (Крым, СССР); подземные храмы в Индии и др. Обычно древние подземные города устраивали в прочных сухих грунтах, не требующих какого-либо укрепления после создания выработок.

Много лет подземное пространство использовали сравнительно редко; в подземных выработках после добычи полезных ископаемых обычно не размещали какие-либо объекты, кроме складов.

В современном строительстве на первый план выдвинулись сложные и противоречивые проблемы, которые сделали актуальным рациональное использование подземного пространства:

необходимость нового строительства в условиях исключительного дефицита незастроенных территорий;

сохранение окружающей природной среды, создание биопозитивных сооружений (сооружения делят на бионегативные — наносящие вред природе, бионейтральные и биопозитивные — помогающие в той или иной мере сохранению и развитию природы);

экономия энергии при эксплуатации зданий и сооружений;
необходимость реконструкции исторических центров с возведением новых зданий и устройством современных коммуникаций;
использование неудобных для наземной застройки территорий;
необходимость размещения прецизионных производств, требующих отсутствия вибраций, колебания температуры;
обеспечение защиты населения в особый период.

В СССР и во многих зарубежных странах специалисты предлагают размещать здания под землей при мелком или глубоком заложении. Для этого, с одной стороны, специально разрабатывают котлованы или делают выработки, с другой, используют имеющиеся горные выработки. Подземное строительство жилых, общественных и производственных зданий в последние годы получило большое распространение, а постоянное появление новых патентов и авторских свидетельств на конструкции и способы сооружения подземных зданий позволяет судить о перспективности этого направления.

В настоящее время возведены подземные и полуподземные здания и сооружения самого различного назначения — от производственных цехов до общественных центров, от спортивных залов до жилых зданий. Опыт строительства и эксплуатации подземных объектов подтвердил многочисленные положительные аспекты освоения подземного пространства, возможность успешной и экономичной эксплуатации зданий под землей. Интересные объекты возведены в США, Франции, Англии, ряде других стран.

Так, в Италии предложено размещение на глубине 150 м атомной и тепловой электростанций. Для решения подземного размещения комплексов зданий и сооружений в Милане создан комитет подземного города. Наряду с подземным предполагается осваивать и подводное пространство на небольших глубинах (в зоне шельфа). В штате Флорида, например, в бывшей подводной лаборатории на глубине 10 м построен отель. Свидетельство повышенного интереса к размещению зданий под землей — выпуск в США специального журнала, посвященного этой проблеме. Опубликован ряд монографий, освещающих архитектурно-планировочные вопросы, расчеты конструкций, технологии производства, гидроизоляции, вентиляции воздуха в подземных зданиях и др.

В нашей стране накоплен большой опыт исследований, проектирования, строительства и эксплуатации подземных зданий и сооружений, в первую очередь — транспортных (автомогистрали, автостоянки, гаражи, пешеходные и транспортные тоннели), гидротехнических сооружений (водоводы, тоннели, машинные залы ГЭС и ГАЭС, подземные комплексы ГЭС), а также хранилищ и складов. Начаты работы по проектированию и строительству отдельных общественных зданий (кинотеатров, общественных центров). Выполнены первые типовые проекты подземных кинотеатров, общественных центров. Однако простое сопоставление технико-экономических показателей проектов зданий при наземном и подземном расположении без учета стоимости земли и затрат при эксплуата-

ции не всегда свидетельствует об экономичности подземных зданий. Более точна оценка экономичности подземных зданий с учетом многочисленных дополнительных факторов — экономии земли, затрат на инженерное благоустройство и других расходов. Комплекс градостроительной оценки территории (КГОТ) позволяет обоснованно определить экономичность подземного размещения зданий, что наиболее актуально для районов с высокой стоимостью земли (территории крупных городов, районы высокоценного и высокопродуктивного сельского хозяйства, курортные районы).

Авторами сделана попытка создания такой книги, в которой были бы описаны конструкции и способы возведения жилых, общественных и производственных зданий.

Авторы благодарят рецензентов: профессора, доктора технических наук Е. А. Сорочана и кандидата технических наук Л. К. Гинзбурга за ценные замечания по рукописи книги.

Введение, главы 1...4 написаны А. Н. Тетиором, глава 5 — В. Ф. Логиновым. Общее редактирование выполнено А. Н. Тетиором.

1. ОБЩИЕ ВОПРОСЫ ПОДЗЕМНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

1.1. РЕГЛАМЕНТАЦИЯ ОСНОВНЫХ ПОЛОЖЕНИЙ ПО ИСПОЛЬЗОВАНИЮ НЕДР ДЛЯ РАЗМЕЩЕНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Госстроем СССР с участием Госплана СССР, Госгортехнадзора СССР, ряда министерств и ведомств на основе законодательства Союза ССР и союзных республик о недрах [16, 19] разработано положение об использовании недр для размещения объектов народного хозяйства, не связанных с добычей полезных ископаемых.

Согласно этому положению для проектируемых в недрах зданий и сооружений (объекты промышленного, транспортного, энергетического строительства и другие) следует использовать горные выработки, образовавшиеся при добыче полезных ископаемых и при ведении других горных работ, а также специально пройденные горные выработки и естественно получившиеся подземные полости (пещеры).

Подземные сооружения рекомендуется возводить в первую очередь на территориях с ограниченной площадью свободных земельных участков, пригодных для застройки, а также в районах с особо ценными сельхозугодьями или с тяжелыми условиями для наземного строительства (сложный рельеф местности и другие). В отработанных участках горных выработок законсервированных или действующих предприятий по добыче полезных ископаемых следует предусматривать производственные здания в составе подземных промышленных узлов.

Государственный надзор при производстве работ и эксплуатации объектов, размещаемых в недрах, осуществляют Госгортехнадзор СССР, Минздрав СССР, ГУПО МВД СССР (последнее — только в части пожарного надзора). Условия труда обеспечиваются в соответствии с правилами безопасности, утвержденными Госгортехнадзором, правилами и нормами санитарии, утвержденными Минздравом СССР. Ведомственный надзор проводят соответствующие службы министерств и ведомств. Горнотехническая служба осуществляет контроль за состоянием кровли пород, поддержанием ее, проведением профилактических и ремонтных работ, маркшейдерское и геологическое обеспечение строительства, межведомственная территориальная горнотехническая служба обслуживает подземные объекты, входящие в промышленный подземный узел.

Госгортехнадзор устанавливает порядок обслуживания подземных зданий военизированными горноспасательными частями (ВГСЧ) или создаваемыми на подземных объектах вспомогательными горноспасательными командами (ВГК).

Определен порядок учета горных выработок и участков недр, в которых можно разместить подземные объекты. Первичный учет должны вести министерства и ведомства, в ведении которых есть предприятия по добыче полезных ископаемых, и министерства геологии — в части естественных подземных полостей и бесхозных выработок. Всесоюзный учет проводит Госстрой СССР при участии Госгортехнадзора. Призванные подходящими для размещения подземных объектов выработки и полости министерства обязаны законсервировать до передачи заинтересованным организациям для строительства. Консервация заключается в проведении мероприятий, обеспечивающих длительную сохранность в состоянии, пригодном для последующего использования и безопасного доступа людей при проведении изысканий и горностроительных работ. Ее проводят в установленном Госстроем СССР по согласованию с Госгортехнадзором порядке предприятия и организации, в ведении которых находятся подземные выработки и полости.

Окончательное решение о возможности размещения объектов в недрах принимает Госстрой СССР, при этом предоставление подземного пространства в пользование оформляется горноотводным актом, который выдает Госгортехнадзор СССР. Остаточную стоимость основных фондов (стволы, выработки, специализированные здания на поверхности и другие сооружения) списывают. Также может быть списана и остаточная часть запасов полезных ископаемых.

Разработку проектов подземных объектов выполняют проектные организации (при обязательном участии специализированной проектной организации горного профиля) после проведения тщательных геодезических, инженерно-геологических и гидрогеологических изысканий. Ввиду особой ответственности подземных объектов все проекты (независимо от сметной стоимости) проходят экспертизу в Госстрое СССР.

1.2. КЛАССИФИКАЦИЯ ПОДЗЕМНЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Современные подземные здания можно классифицировать по назначению, глубине заложения, условиям размещения, конструктивным решениям, освещению.

По назначению различают:

жилые дома;

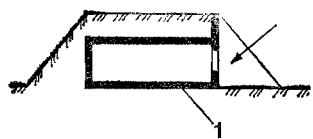
производственные объекты, особенно требующие защиты от вибрации, пыли, переменных температур;

складские помещения — холодильники, овоще- и книгохранилища, резервуары, архивы;

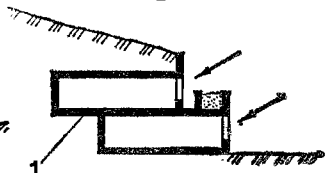
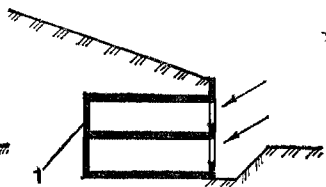
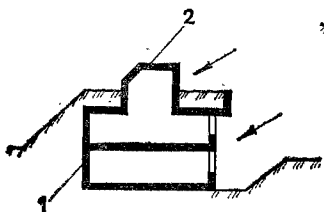
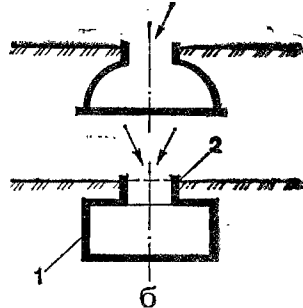
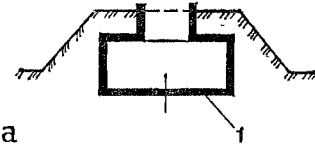
зрелищные, спортивные объекты — кинотеатры, выставочные залы, музеи, клубы, спортзалы, тир, плавательные бассейны, общественные центры;

административные здания и центры;

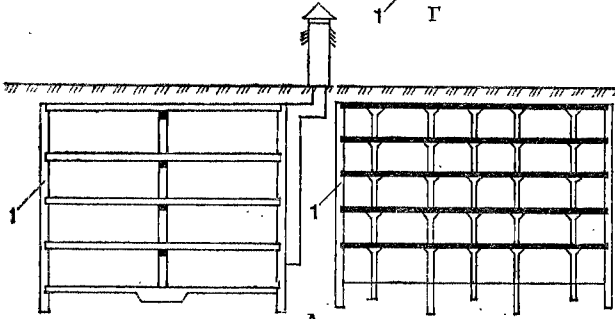
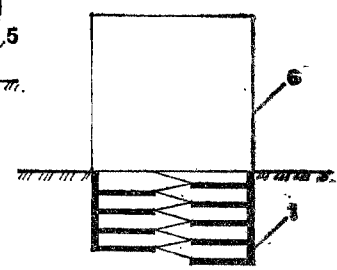
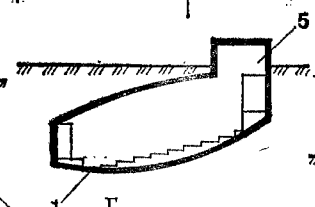
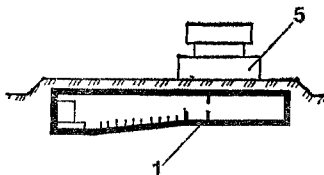
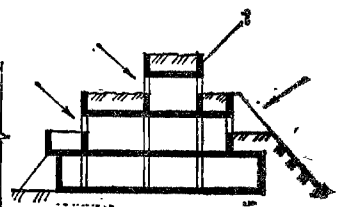
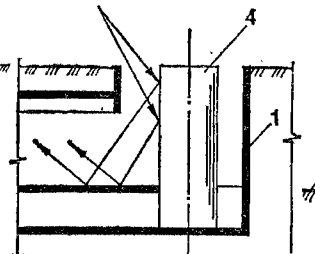
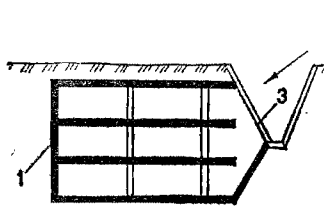
объекты коммунально-бытового обслуживания — мастерские, бани, прачечные, почты, сберкассы, ателье, комбинаты бытового обслуживания, торгово-бытовые центры;



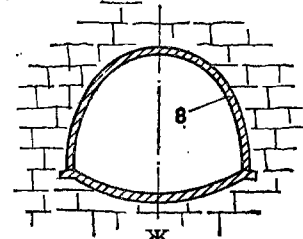
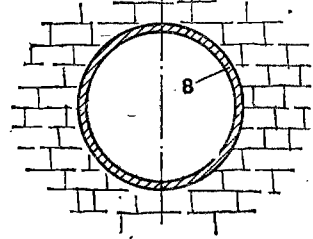
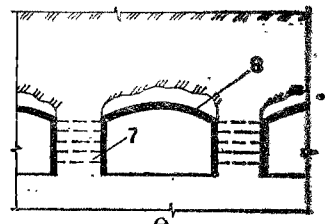
a



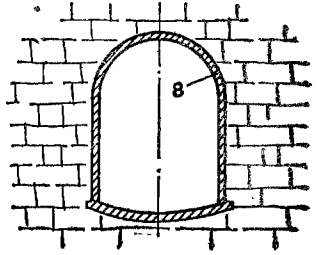
B



A



Ж



e

транспортные объекты — станции и тоннели подземного транспорта, вокзалы, гаражи, стоянки, транспортные центры;

объекты торговли и общественного питания — столовые, рестораны, магазины, рынки, торговые центры;

учебно-воспитательные сооружения — детские сады, школы, училища, вузы, учебные центры.

Здания проектируют с освещением: боковым, естественным, устраиваемым через окна с приямками, внутренние дворики и другие; с верхним зенитным через проемы или фонари в кровле; с комбинированным естественным, иногда в сочетании со световодами и рассеивателями; с полностью искусственным (рис. 1.1).

По глубине заложения подземные здания и сооружения делят на полузаглубленные (обвалованные), мелкого (обычно не ниже 10 м от дневной поверхности грунта) и глубокого заложения (как правило, глубже 10 м). В полузаглубленных зданиях крыша расположена не ниже дневной поверхности грунта; основные нагрузки — боковое давление грунта и вес засыпки на кровле. Чем больше глубина заложения, тем большую роль играет давление грунта, от которого зависят типы конструкций и размеры пролетов.

Основные типы подземных обвалованных, мелкого и глубокого заложения зданий размещают на территории с крутыми уклонами, со спокойным рельефом местности, на свободных или застроенных участках, отдельно стоящими или являющимися подземной частью всего объекта.

По условиям расположения подземные здания проектируют отдельно расположенными над незастроенными и под застроенными участками, а также входящими в состав наземных зданий; по конструктивным решениям — каркасными и бескаркасными, одно- и многоэтажными, одно- и многопролетными. В качестве материала конструкций чаще всего применяют железобетон и бетон, частично используют прочный грунт.

Жилые дома возводят только при условии естественного освещения, общественные и производственные здания могут освещаться искусственным светом с дополнением естественного.

Очень важно для подземных зданий создать у людей ощущение, что сооружение расположено выше уровня земли. Это достигается устройством:

бокового одностороннего и верхнего естественного освещения в полузаглубленных зданиях;

естественного освещения через световоды в сооружениях мелкого и глубокого заложения;

яркого искусственного освещения в сочетании со светлой окраской помещений;

Рис. 1.1. Схемы жилых, общественных и производственных зданий:

a...в — жилые соответственно полузаглубленные, мелкого заложения и на склонах;
г — общественные; *д* — производственные многоэтажные; *е, ж* — то же, соответственно в горной выработке и глубокого заложения;
1 — здание; *2* — шахта для ввода освещения; *3* — окно; *4* — отражающий цилиндр;
б — вход в кинотеатр; *б* — наземная часть здания; *7* — армирование целика породы;
8 — обделка.

криволинейных покрытий и перекрытий в форме оболочек со значительной подъемностью;

фальшивых оконных проемов с размещением за ними ярких фотопейзажей (с развитием техники голографии — голографических картин).

1.3. ВЛИЯНИЕ ВИДА И СОСТОЯНИЯ ГРУНТА НА КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ

При проектировании и строительстве подземных зданий и сооружений необходимы исходные данные: сведения о рельефе местности, существующих надземных и подземных сооружениях и коммуникациях, климатических условиях, результаты инженерно-геологических изысканий [13].

Инженерно-геодезические изыскания и геодезическо-маркшейдерские работы, обеспечивающие вынос проекта здания (сооружения) в натуру и постоянный контроль за его расположением в подземном пространстве и точностью размеров, выполняют на всех этапах проектирования и строительства [13, 23]. Особое внимание должно быть уделено определению прогнозирования взаимодействия подземного здания с окружающим грунтом, возможности изменения во времени состояния грунта, влияния на подземное сооружение дополнительных воздействий, а именно статических и динамических нагрузок вследствие проходки выработок, вскрытия котлованов, изменения уровня и степени агрессивности грунтовых вод, уплотнения или разуплотнения грунта, проникновения газов и т. д.

Исходные данные по объекту подготавливают на основе материалов геодезических изысканий.

Инженерные изыскания определяют:

условия залегания и физико-механические свойства грунтов; режим и физико-химические свойства грунтовых вод;

данные о возможности проявления физико-геологических и инженерно-геологических процессов (оползни, землетрясения, просадочность, тектонические нарушения, возможность изменения уровня и состава грунтовых вод и др.);

режим и свойства подземных газов.

По материалам инженерно-геодезических изысканий и геодезическо-маркшейдерских работ проводится:

топографическая съемка района строительства;

плановая и высотная геодезические основы;

вынос осей сооружения в натуру;

ориентирование сооружения относительно наземной основы;

подземная геодезическая основа и разбивка конструктивных элементов в плане и по высоте;

контроль в процессе строительства за положением опорных пунктов основы и разбивочных осей сооружения, за положением элементов сооружения в соответствии с проектом, за объемом земляных работ и расходом строительных материалов.

1.1. Рекомендуемые типы конструкций в зависимости от глубины заложения и способа производства работ

Здания	Способ разработки грунта	Типы конструкций			Фундамент
		Покрытия	Вертикальные ограждающие и несущие		
Полузаглубленные (обвалованные)	Открытый	Плиты, оболочки (купола, пологие оболочки положительной кривизны, гипары, арки)	Плоские панели; оболочки; армированный грунт	Ленточные, отдельно стоящие, плитные	
Мелкого заложения (до 10 м)	Открытый «Стена в грунте»	Плиты, оболочки Плиты	Плиты, оболочки Плиты, оболочки	Плита, лента Сваи, «стена в грунте»	
	Опускной	Плиты	Оболочки	Плита, оболочка	
	Струйная технология	Пространственные конструкции	Пространственные конструкции	Сваи	
Глубокого заложения (более 10 м)	Горный, щитовой, комбайновый	Обделка (сборная или монолитная)		—	
	Опускной колодец	Оболочка	Оболочка	Оболочка	
	«Стена в грунте»	Оболочка, плита	Оболочка	Оболочка	
То же	Использование существующих выработок в прочном грунте	Набрызг-бетон	Целики грунта с дополнительным усилением	Грунт	

Грунтовые условия во многом определяют выбор места расположения подземного здания, способ производства работ, конструктивную схему. Наилучшие — это структурно-устойчивые неводоносные грунты, залегающие слоем большой мощности, в пределах которого можно разместить здание. Однако при правильном выборе способа производства работ и конструктивных решений подземное здание может быть сооружено в любых грунтовых условиях (табл. 1.1).

При глубоком заложении зданий (следовательно, в более прочных грунтах и при высоком значении горного давления) используют пространственные конструкции покрытий, стен и фундаментов, применяют также цельную пространственную систему — сферическую, цилиндрическую, овоидальную оболочки.

При мелком заложении на базе соответствующего технико-экономического обоснования применяют и пространственные, и плоские конструкции. Для обвалованных зданий нагрузки от давления грунта таковы, что они вполне могут быть восприняты плоскими конструкциями. Однако из архитектурных соображений в покрытиях и стенах жилых полузаглубленных зданий применяют различные типы пространственных конструкций, в частности — арки, оболочки сложной формы.

1.4. ЗАЩИТА ОТ ВНЕШНИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ

1.4.1. Гидроизоляция. С целью исключения фильтрации грунтовых вод в подземное здание, защиты конструкций от действия агрессивных грунтовых вод устраивают гидроизоляцию. По конструкции ее подразделяют на окрасочную (в виде лаков и красок), обмазочную (в виде мастик, жидких герметиков, наносимых в холодном или горячем виде), оклеечную или заанкеренную (пленочную, листовую) и набрызговую (бентонитовую и др.). Наиболее эффективны многослойная обмазочная и листовая гидроизоляции.

К конструкции гидроизоляции предъявляются требования:

долговечности при контакте с грунтом и грунтовыми водами; устойчивости к неравномерным деформациям зданий, к деформациям и образованию трещин в окружающем здание грунте;

простоты выполнения (адгезия к материалу здания, пригодность при любых углах наклона изолируемой поверхности, возможность изгиба в углах, незначительное изменение свойств при колебаниях температур, невысокие требования к чистоте изолируемой поверхности).

При строительстве подземного здания открытым, опускным способом или способом подрачивания рекомендуется сплошная наружная гидроизоляция по контуру здания (рис. 1.2), а для конструкций, сооружаемых способом «стена в грунте», — внутренняя гидроизоляция стен и днища в сочетании с наружной изоляцией покрытия. Чаще всего в качестве оклеечной гидроизоляции используют гидроизол в два-три слоя на водостойкой битумной мастике. Для защиты от повреждений при обратной засыпке котлована на гидро-

изоляция наносят слой торкрет-бетона или выкладывают стенку из кирпича; на покрытии поверх изоляции наносят слой бетона толщиной 10...15 см, армированного сеткой 15 × 15 см диаметром 5 мм.

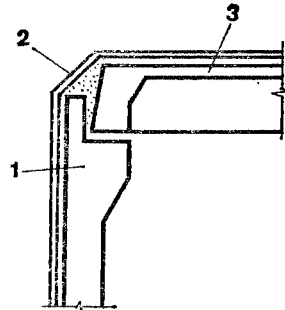
Стойки к агрессивным воздействиям, к действию низких и высоких температур синтетические листовые и пленочные материалы, например, из поливинилхлорида, наклеиваемые на конструкцию с помощью битумно-полимерной мастики, при этом листы сваривают горячим воздухом или склеивают растворителем. Получили распространение термопластичные ковровые изоляционные материалы, представляющие собой армирующую основу из стеклоткани или фольги, покрытую с двух сторон слоем полимербитума или битума толщиной 1,5...2 мм, имеющего высокую температуру плавления. Успешно применяют термопластичную изоляцию, состоящую из расплавленного битума, армированного стеклотканью, и наносимого на поверхность железобетона форсунками. Термопластичные материалы не только позволяют повысить водонепроницаемость, но и допускают некоторые неравномерные деформации конструкций без утраты изолирующих свойств.

В грунтах естественной влажности используют окрасочную гидроизоляцию в виде покрытий из лаков, красок, а также — обмазочную, состоящую из битумных, асфальтовых и эпоксидно-фурановых мастик толщиной 2...3 мм. При наличии грунтовых вод предусматривают внутреннюю и наружную гидроизоляцию из ребристого листового полиэтилена толщиной 1...3 мм с анкерующими ребрами для заделки в железобетон; в случае гидростатического давления (при технико-экономическом обосновании эффективности) металлоизоляцию из стальных листов толщиной 6...8 мм, заанкеренных в бетон при помощи коротышей из арматуры.

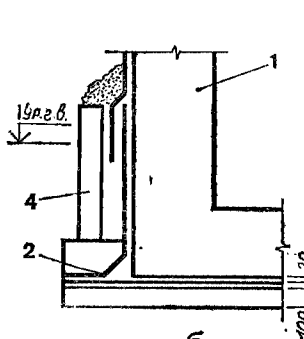
Для больших подземных зданий и сооружений необходима герметизация деформационных швов. С этой целью швы заполняют битумно-минеральной массой, а внутри помещения в шов укладывают канат, пропитанный битумом. Снаружи здания изоляцию заводят в шов в виде петли. Закрывают шов и компенсатором.

При сооружении зданий, возводимых в скальных грунтах закрытым способом, монолитную или сборную обделку защищают сплошной наружной гидроизоляцией, укладываемой обычно до устройства обделки; в слабых грунтах выполняют внутреннюю гидроизоляцию.

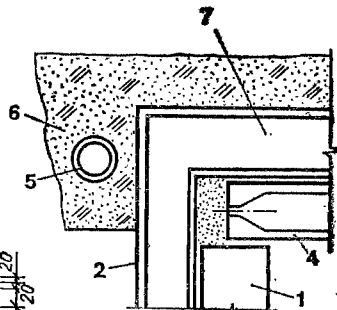
Для устройства наружной гидроизоляции поверхность выработки покрывают (выравнивают) торкрет-бетоном толщиной 50...70 мм, по нему наклеивают изоляцию, затем бетонируют обделку, а в пространство между изоляцией и обделкой нагнетают цементный раствор. При устройстве внутренней гидроизоляции необходимо учитывать, что ее конструкция зависит от напора подземных вод, а материал обделки не защищен от их агрессивного действия. При напоре менее 0,1 МПа выполняют водонепроницаемую штукатурку толщиной 30...40 мм с нанесением ее торкретом, при напоре 0,1 МПа и более оклеечную изоляцию из рулонных материалов поддерживает железобетонная обойма толщиной до 20 см. Обойма



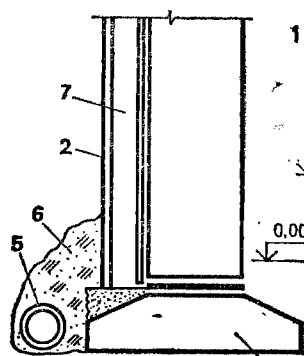
a



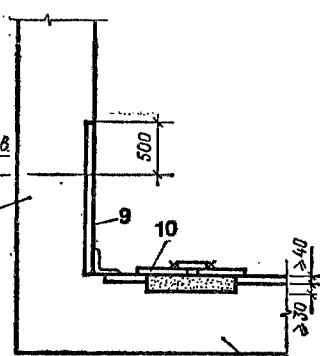
б



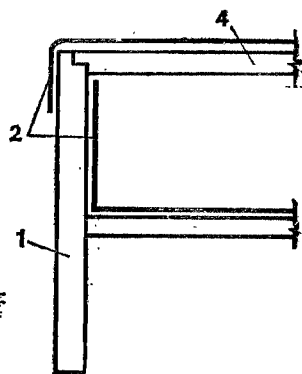
B



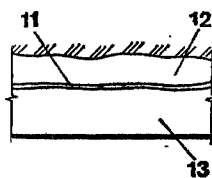
Г



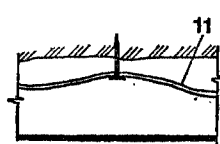
A



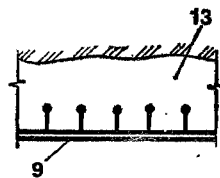
e



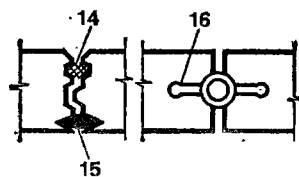
И



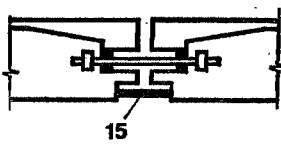
Ж



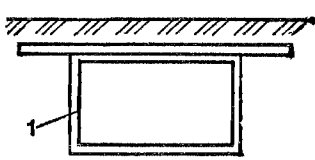
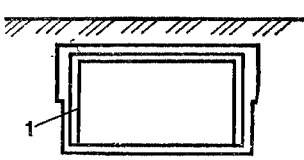
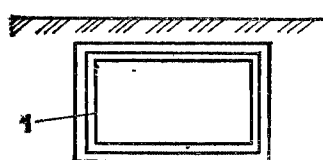
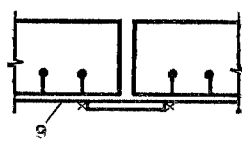
К



Л



3



должна выдерживать действие гидростатического давления грунтовых вод. При использовании заанкеренной в обделку металлоизоляции обойму не выполняют.

Необходимо герметизировать швы сборных конструкций (см. рис. 1.2). В обделке из чугунных тюбингов их уплотняют чеканкой свинцовой проволокой диаметром 9...12 мм или свинцовой трубкой наружным диаметром 11...13 мм, заполненной асбестовыми битуминизированными нитями. Болтовые соединения швов герметизируют шайбами с тугоплавким асбестобитумным наполнителем или полиэтиленовыми.

Швы сборных железобетонных обделок зачеканивают водонепроницаемым расширяющимся цементом ВРЦ, устраивают уплотняющие прокладки из неопрена, бутил-каучука, применяют аэрированный раствор, наносимый механизированным способом.

С целью удаления поверхностных и постоянных грунтовых вод, снижения их давления на здание устраивают дренаж. Для зданий полузаглубленных или мелкого заложения дренаж — обсыпка здания сверху и с боков дренирующим грунтом и устройство отводных труб в уровне низа здания (см. рис. 1.2), для сооружений глубокого заложения используют дренирование (отвод) вод внутрь здания и удаление их на поверхность насосами. Эффективный и менее трудоемкий способ дренажа — обкладка здания мешками из водопропускающего материала, заполненными дренирующим грунтом. В этом случае резко повышается производительность труда, отпадает необходимость в выполнении защитной стенки поверх гидроизоляции.

1.4.2. Теплоизоляция. Температура вмещающего грунта для зданий, строящихся в районах с отопительным периодом, обычно ниже требуемой для создания необходимых комфортных условий. Устройство теплоизоляции поверхности подземных зданий позволяет сократить расход энергии на отопление.

К устройству теплоизоляции предъявляются требования повышения температуры внутри помещения по сравнению с температурой окружающего грунта; при этом в верхней части полузаглубленных объектов или зданий неглубокого заложения, где температура ниже, предусматривают более толстую изоляцию.

Устройство теплоизоляции нежелательно в тех редких случаях, когда требуется теплопередача из здания в грунт с целью снижения расхода энергии на кондиционирование.

Проектируют следующие конструкции (см. рис. 1.2): сплошная теплоизоляция всего здания с увеличением ее толщины в верхней

Рис. 1.2. Узлы гидро- и теплоизоляции зданий:

а — примыкание гидроизоляции стены и покрытия; б — то же, стены и фундамента; в — примыкание гидроизоляции стены и покрытия с дренажом; г — гидро- и теплоизоляция нижней части стены; д — гидроизоляция стальным листом; е, ж — гидроизоляция при способе возведения соответственно «стена в грунте» и закрытом; з — схемы стыков; и...л — схемы расположения теплоизоляции соответственно сплошной, переменной толщины и экранной; 1 — стена; 2 — рулонная изоляция; 3 — сборная железобетонная плита; 4 — защитная стена; 5 — дренажная труба; 6 — дренирующий слой; 7 — теплоизоляция; 8 — фундамент; 9 — стальной лист; 10 — привариваемая стальная плита; 11 — сетка; 12 — торкрет-бетон; 13 — бетон; 14 — уплотняющие прокладки; 15 — зачеканка; 16 — компенсатор.

части здания, а также в виде теплозащитного экрана над зданием. В последнем случае облегчается поступление теплоты из здания в грунт и одновременно здание защищено от проникновения холода с поверхности грунта.

В качестве материалов для внутренней теплоизоляции применяют стекловату с деревянной обшивкой, а для наружной, располагаемой под слоем гидроизоляции, — прессованный пенополистирол, вспененный пенополистирол, пенополиуретан (табл. 1.2).

1.2. Характеристика теплоизоляционных материалов

Материал	Плотность, кг/м³	Теплопроводность, вТ/(м·К)	Рекомендации по применению теплоизоляции	
			внутренней	наружной
Пенополистирол:				
низкой плотности	160...200	0,028	Рекомендуется	Не рекомендуется
высокой плотности	250	0,033	Рекомендуется	Рекомендуется при надежной гидроизоляции
прессованный	280...350	0,036	Не рекомендуется из-за высокой стоимости	Рекомендуется
Стекловата	120...140	0,020	Рекомендуется	Не рекомендуется
Пенополиуретан (плиты или жидкая самоотвердевающая смесь)	300...350	0,032	Не рекомендуется	Рекомендуется при надежной гидроизоляции

Поскольку под воздействием влаги свойства теплоизоляции изменяются, необходимо укладывать ее на слой пароизоляции, а сверху защищать надежной гидроизоляцией. Так как при обратной засыпке возможно действие значительных сил трения грунта по поверхности изоляции и ее деформации, надо тщательно послойно уплотнять грунт.

1.4.3. Изоляция от проникновения газов, температурно-влажностный режим. Для людей, временно находящихся в подземных зданиях, важно, чтобы воздух в помещениях был чистым. В связи с этим при проектировании особое внимание необходимо уделять изоляции от радона — газа, образующегося при распаде радия, который в очень незначительных количествах имеется в природных строительных материалах и в грунте.

Учитывая, что радон движется снизу вверх, в атмосферу, конструкцию здания лучше выполнять обтекаемой снизу, выпуклой в сторону грунта, чтобы не создавать препятствий движению газа. Хороший наружный дренаж, помимо выполнения своих основных функций, может облегчить движение радона вверх. Меры борьбы с проникновением радона во многом схожи с общими мероприятиями по предотвращению загрязнения воздуха.

Эффективные способы поддержания чистоты воздуха в подземных зданиях:

устройство приточно-вытяжной вентиляции с оптимальной для жилых зданий кратностью обмена, равной 0,5 ч, т. е. полный обмен воздуха в течение 2 ч;

использование рациональных конструктивных и организационно-технологических решений: обтекаемая снизу конструкция здания; устройство дренажа и герметичной наружной изоляции; применение в конструкциях или в отделке материалов, не содержащих радона (древесина, пластмассы) и не выделяющих формальдегидов, а также устройств, ограничивающих поступление пара в воздух при пользовании санитарно-техническими устройствами, приготовлении пищи, утилизаторов теплоты в виде тепловых насосов, теплообменников, в том числе встроенных в панели стен; запрещение курения; запрещение или ограничение применения растворителей, лаков, аэрозолей, неэлектрических источников энергии, выделяющих продукты сгорания.

Особенностью организации проектирования является специфичность процесса формирования тепловлажностных условий подземного помещения после его возведения: через короткий промежуток времени температура воздуха становится близкой к естественной температуре вмещающего грунта. Так, при глубине 20...200 м, где обычно расположены подземные здания, температура вмещающего грунта составляет от 5...8 до 10...16 °С, а в южных районах — до 15...20. Для обеспечения необходимой температуры и относительной влажности воздуха применяют различные технические средства: вентиляцию, подогрев воздуха, рециркуляцию, охлаждение, осушение. Если в помещении требуется низкая относительная влажность воздуха (60...70 %), то при естественной температуре включают холодильные установки. При значительных влаговыведениях проектируют осушительные установки, работающие на силикагеле и активированном алюминии. В отдельных случаях для увлажнения воздуха целесообразны парогенераторы или тонкое распыление. Для обеспечения нужной температуры и состава воздуха используют подогрев и проветривание [13].

Системы вентиляции зависят от размеров подземного здания, его назначения, времени пребывания людей [13]. Как правило, в заглубленных и даже в полузаглубленных сооружениях устраивают принудительную вентиляцию, так как естественная не позволяет обеспечить нужную кратность воздухообмена, равную для жилых помещений 0,5. Обычно выполняют приточно-вытяжную вентиляцию с подачей свежего и удалением загрязненного воздуха. Проектируют системы: продольную (по длине сооружения воздух подается и удаляется вентиляционными установками без устройства специальных каналов), продольно-струйную (с созданием вторичного потока воздуха), поперечную (воздух подается и удаляется по специальным каналам за пределами габаритов подземного здания), полупоперечную (свежий воздух подается по каналам, а загрязненный удаляют непосредственно из помещения), смешанные. В многоэтажных (многоярусных) зданиях на каждом этаже устраивают приточную и вытяжную вентиляцию. Распределение воздушных

масс предусматривают таким образом, чтобы давление воздуха в служебных помещениях превышало давление в местах проездов. Для удаления пыли применяют электростатические пылеуловители, загрязнений из воздуха — фильтры, сорбенты.

С целью экономии энергии при воздухообмене используют теплоутилизаторы: из воздуха, удаляемого из помещений, отбирается теплота и передается встречному свежему.

Вентиляционные установки можно размещать в специальных подземных камерах (при большой мощности) или непосредственно в зданиях. Воздухозабор осуществляют для небольших зданий — через дефлектор на обвалованной кровле, а для больших зданий и сооружений, в том числе глубокого заложения — через вентиляционные воздухозаборные киоски. Чаще всего вентиляционные киоски размещают в скверах, парках, устраивая специальный горизонтальный тоннель, на расстоянии не меньше 50 м от автомагистралей, при этом приточные жалюзи должны быть расположены на высоте не менее 2 м от поверхности земли (см. рис. 1.2). Для нагнетания и вытяжки воздуха устанавливают центробежные или осевые вентиляторы низкого (до 1 кПа), среднего (до 3 кПа) и высокого (более 3 кПа) давления, одно- и двухступенчатые.

1.5. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ ПОДЗЕМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

К материалам и конструкциям для подземных сооружений предъявляются требования восприятия нагрузок, водонепроницаемости (в отдельных случаях, например, при производстве работ методом «стена в грунте»), неветриваемости, огне-, морозо-, химической и электрохимической стойкости, повышенной долговечности (так как ремонтпригодность невысока). В настоящее время этим требованиям отвечают бетон, железобетон, чугун. Для бетонных конструкций по прочности на сжатие предусматривают бетон класса *B20* и выше, а толщину элементов — не менее 200 мм. Для железобетонных ненапрягаемых конструкций по прочности на сжатие принимают бетон не ниже класса *B20* для монолитных и не менее *B30* для сборных элементов, а толщину — не менее 150 мм, для предварительно напряженных железобетонных конструкций — не ниже класса *B30*, по водонепроницаемости назначают не ниже марки *W6* для конструкций, находящихся в водонасыщенных грунтах, и не ниже марки *W4* для конструкций, заложённых в грунтах естественной влажности.

Марку бетона по морозостойкости при расположении подземных зданий в необводненных грунтах, а также для полузаглубленных зданий принимают в районах со среднемесячной температурой самого холодного месяца 273...253 К не менее *F150*, а при температуре 253 К — не менее *F200*. Если подземные здания расположены в водонасыщенных грунтах при среднемесячной температуре воздуха ниже 263 К, марка бетона по морозостойкости должна быть не менее *F300*.

Для зданий и сооружений глубокого заложения при проектировании устанавливают: по прочности на сжатие для монолитных

конструкций класс В15, для сборных, предварительно напряженных — класс В30; по прочности на растяжение, если образование трещин не допускается, для монолитных конструкций — $B_t = 1,2$, для сборных — $B_t = 1,6$; марку по водонепроницаемости назначают в зависимости от напорного градиента: для трещиностойких обделок — W6, для нетрещиностойких — W4; марка по морозостойкости, если сооружение располагается в многолетне-мерзлых грунтах, — F150.

Широко применяют набрызг-бетон, характеризующийся меньшим удельным весом, чем бетон, повышенной прочностью на растяжение, меньшей водонепроницаемостью. Под действием сжатого воздуха его наносят на поверхность слоями. Толщина отдельных слоев составляет 3...5, а полная толщина покрытия может достигать 200...400 мм. При толщине покрытия более 80...100 мм набрызг-бетон армируют сеткой. Прочность на растяжение этого материала примерно на 10 % выше, чем обычного бетона. Имеет хорошее сцепление с грунтом (1,5...2,5 МПа) и с арматурой (2,5...4,5 МПа), а также повышенную плотность и водонепроницаемость.

Набрызг-бетон содержит песок, заполнители крупностью 25 мм, цемент и ускоритель твердения. Перспективно упрочнение набрызг-бетона различными минеральными (асбест, стекловолокно), синтетическими (капрон) или стальными (фибры) волокнами, а также полимерными добавками. Введение 3 % фибр длиной 2...6 мм и сечением $0,3 \times 1$ мм повышает прочность на растяжение примерно в 2, а прочность на сжатие — 1,2 раза; если ввести 5 % фибр, то прочность на растяжение возрастает примерно в 3 раза.

Армируют его стальными иглами длиной 60...200 мм и диаметром 0,06...1 мм, которые вводят в состав сухой смеси в количестве 70...150 кг на 1 м³ смеси (массовая доля составляет 3...5 %). Фибры изготовляют из стальных листов толщиной 0,8 мм, а также отходов жести и отработанных канатов. Дисперсно-армированный набрызг-бетон (фибробрызг-бетон) имеет повышенную прочность.

Перспективен для подземных сооружений бетон на напрягающем цементе НЦ, который имеет свойство расширения в конце твердения. Бетон и раствор на напрягающем цементе можно широко использовать для заполнения стыков, зазоров между обделкой и грунтом, для облицовок; а кроме того, для изготовления самонапряженных конструкций, обладающих высокой трещиностойкостью, жесткостью, повышенной водонепроницаемостью.

При щитовой проходке применяют обделку из бетона, который прессуется щитовыми домкратами или автономными домкратными устройствами под давлением до 5 МПа. За счет отжатия части воды прочность бетона по истечении суток достигает 10 МПа. Иногда целесообразно использовать облегченные или легкие бетоны на пористых (керамзит, трепел, аглопорит и др.) или на природных заполнителях вулканического происхождения (пемза, шлак, туф), характеризующихся повышенной трещиностойкостью, долговечностью и морозостойкостью, модуль упругости у них примерно на 30 % ниже, чем у тяжелых бетонов, в результате улучшается

совместная работа конструкции с грунтом. Сборные элементы из облегченных и легких бетонов имеют небольшую массу и более низкую стоимость, чем элементы из тяжелых.

Можно использовать полимербетоны, в которых в качестве вяжущего применяют синтетические смолы, характеризующиеся высокой прочностью на сжатие (до 70...80 МПа) и на растяжение (6,4...7 МПа), водонепроницаемостью и стойкостью к агрессии, а также бетонополимеры — бетоны, пропитанные под давлением полимерами и обладающие повышенной плотностью и водонепроницаемостью.

Если грунтовые воды неагрессивны для бетонов, применяют портландцемент, пуццолановый и шлакопортландцемент, а при сульфатной агрессивности грунтовых вод — сульфатостойкий портландцемент. Рекомендуются добавки и суперпластификаторы для увеличения подвижности бетонной смеси, изменения сроков схватывания и некоторых свойств бетона. Требования к заполнителям принимают по ГОСТ 10268—80: допускается не более 3 % массы пылевидных фракций; песок крупностью зерен до 5 мм дозируют в виде фракций с модулем крупности 2...3,3; щебень и гравий — в виде фракций — 5...10, 10...20 и 20...40 мм; для бетона классов В30 и более следует применять только щебень.

Для цементации подбирают один из видов цемента в зависимости от агрессивности подземных вод, обводненности пород, технологии работ. При большом водопритоке в раствор вводят жидкое стекло, хлористый кальций, алюминат натрия (массовая доля добавки — 3 %). Количество песка не должно превышать более чем в 2...3 раза массу цемента. Растворы пластифицируют добавками. Для повышения водонепроницаемости, коррозионно- и морозостойкости применяют полимерные добавки, например поливинилацетатную эмульсию (массовая доля 3 %) и другие [13].

В подземных сооружениях предусматривают стержневую арматуру классов А-III, Ат-III, А-II; сталь класса А-IV применяют для предварительно напряженных анкеров, а класса А-I — в качестве распределительной и монтажной арматуры. В сварных сетках проволока должна быть класса В-I диаметром 3...5 мм; в арматурных напрягаемых канатах и прядях — класса Вр-II диаметром 3...8 мм.

В качестве рабочей арматуры обычно используют стержневую арматуру, а также (при изготовлении монтажных обделок) жесткую арматуру в виде проката.

Для сооружений глубокого заложения, возводимых в сложных инженерно-геологических условиях, ограждающей конструкцией служат обделки из чугунных тубингов, изготавливаемых отливкой в формах. Используется серый литейный чугун марок С421-40, С424-44, С428-48 с расчетным сопротивлением сжатию 180...210 МПа, растяжению — 60...80 МПа, модифицированный серый чугун марки МС432-52 и др., высокопрочный чугун с расчетным сопротивлением растяжению до 240 МПа.

Комбинированные обделки выполняют из листовой стали (см. табл. 50* СНиП II-23-81* «Стальные конструкции»). Для стальной арочной крепи проектируют конструкции прокатные из угле-

родистой стали (обычно двутавр, лучше широкополочный из низколегированной стали).

В качестве конструктивных материалов полузаглубленных (обвалованных) зданий рекомендуется применять армированную и неармированную кирпичную кладку (при этом желательно не использовать пустотелый кирпич во избежание попадания грунтовых вод в пустоты), а также кладку в сочетании с железобетонным каркасом.

Использование древесины в конструкциях полузаглубленных зданий рационально только при условии ее пропитки смолами (модифицирования) с целью защиты от разрушения при повышенной влажности и улучшения механических характеристик. Малая масса деревянных и фанерных конструкций позволяет успешно применять их в одноэтажных зданиях, особенно как ограждающие элементы, монтируемые на стальной или железобетонный каркас.

При возведении зданий мелкого заложения, полузаглубленных (обвалованных) для снижения активного давления грунта на конструкции рекомендуется использовать новый вид материала — грунт, армированный геотекстилем (геотексом), представляющим собой смесь грунта с дисперсно расположенными полиэфирными или другими синтетическими нитями, или слой уплотненного грунта с перемежающимися слоями синтетической ткани [32]. Процент «армирования» грунта составляет обычно 0,1...0,2 %. Преимущества этого материала: высокое сцепление частиц грунта с армирующими нитями и большой угол внутреннего трения; большая несущая способность; значительная деформируемость без разрушения; повышенные дренирующие свойства. При боковой обсыпке зданий и засыпке кровли можно обеспечить снижение давления за счет увеличения угла внутреннего трения и уменьшения материалоемкости зданий.

1.6. ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКАЯ ЭФФЕКТИВНОСТЬ ПОДЗЕМНЫХ ЗДАНИЙ

По эффективности подземные здания можно разделить на объекты, строительство и эксплуатация которых дешевле возведения и эксплуатации аналогичных зданий наземного размещения, и здания, сооружение которых дороже, чем при возведении их традиционным способом на поверхности земли, но эксплуатационные расходы ниже. К сожалению, чаще всего невозможно оценить эффект, достигаемый высвобождением поверхности земли. Причина этого — отсутствие данных о реальной стоимости земли.

С экономической точки зрения необходимо сопоставлять первоначальные затраты на строительство наземных и заглубленных зданий и расходы на энергию, содержание, ремонт (т. е. эксплуатационные расходы), а в ряде случаев учитывать и особенности эксплуатации: экономия электроэнергии, отсутствие вибраций и колебаний температур (табл. 1.3). Первоначальные затраты на строительство могут быть ниже, чем для наземных зданий, если исполь-

зуют готовые выработки, созданные в прочном грунте, или выше, если разрабатывают грунт и затем устраивают фундамент, стены, перекрытия, подобные конструкциям наземных зданий [8, 21, 29]. Так, первоначальная стоимость заглубленных жилых домов на 30 % выше, чем при наземном размещении [28]. Об эффективности полуподземного расположения зданий с точки зрения снижения энергозатрат свидетельствуют данные на рис. 1.3 [29].

Одним из наиболее экономичных решений является подземное размещение складов и холодильников [7, 13]. Так, при подземном расположении стоимость строительства складских зданий в 4 раза

1.3. Преимущества подземного расположения зданий

Здания	Поддержание режима эксплуатации			Экономия, %	
	Температура воздуха	Чистота воздуха	Отсутствие вибрации	энергии на отопление	территории застройки
Производственные, в том числе с прецизионной технологией	+	+	+	До 50	90...95
Гражданские	+	+	+	До 30	10...90
Жилые	+	—	—	40...60	10...90
Сельскохозяйственные	+	+	—	До 40	90
Складские	+	+	+	—	90

ниже, затраты при эксплуатации — в 10,6 раза меньше, чем при наземном размещении. Стоимость строительства холодильников при подземном размещении в 3,3, а эксплуатационные расходы — в 11,6 раза ниже, чем при наземном расположении. Эти данные получены при сопоставлении подобных крупных холодильников, построенных в Канзас-Сити и Сан-Паулу (США). При оценке затрат энергии оба холодильника были отключены, что вызвало повышение температуры в наземном холодильнике на 0,6 °C в час, а в подземном — на 0,6 °C в день. Гораздо лучшая теплоизоляция и теплоемкость среды позволяют не только экономить электроэнергию, но и подключать подземные холодильники к электросети, минуя пик потребления электроэнергии, и снижать мощность подземных холодильных установок.

Отдельные примеры строительства производственных зданий показывают, что подземное пространство выгодно для размещения технологий, чувствительных к вибрациям, шуму. Так, в США под землей были размещены основные производственные мощности прецизионного приборостроительного завода (Канзас-Сити). При этом исчезла необходимость изоляции чувствительных машин от вибрации и устройства тяжелых фундаментов для ряда машин (так как вокруг здания — бесконечно большая масса грунта, обеспечивающая состояние инерции покоя); возросла долговечность машин; снизились затраты на поддержание постоянных температуры и влажности; отпала необходимость в уходе за фасадными поверх-

ностями; сократились вероятность пожаров и затраты на пожарную охрану; исчезли отрицательные влияния погодных явлений; до 63 % снизились расходы на отопление и до 90 % — на охлаждение, причем кондиционеры стало возможным включать не в часы пик расходования электроэнергии. В итоге эксплуатационные расходы снизились с 50...70 тыс. долларов в год (при наземном размещении завода) до 3,2 тыс. в год (под землей), страхование на 1000 долларов основных средств снизилось почти в 30 раз [7].

Опыт строительства производственных зданий в Швеции, Норвегии, Франции подтверждает возможность экономичного разме-

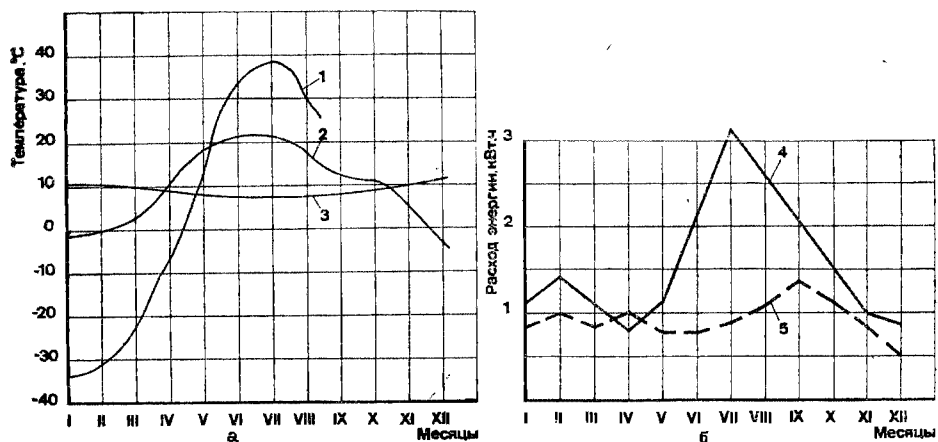


Рис. 1.3. Зависимость температуры окружающей среды от времени (а) и влияние глубины заложения здания на расход энергии (б):

1...3 — температура соответственно воздуха, грунта на глубине 0,3 и 8 м; 4, 5 — расход энергии на отопление здания соответственно наземного и обвалованного.

щения под землей в суровых климатических условиях (при повышенном энергопотреблении на отопление) или при необходимости кондиционирования воздуха. Так, в Норвегии при строительстве крупного телефонного узла сравнивали варианты его подземного и наземного расположения. Так как стоимость 1 м² подземного здания — 3100 крон, а наземного — 2400 крон, определяющими оказались экономия 55 % электроэнергии и отсутствие свободной площади для наземного здания в центре Гьовина. Объект был построен под землей, причем к нему пристроены подземный плавательный бассейн и сооружение гражданской обороны общей площадью 40 тыс. м² [7]. Во Франции под землей размещено несколько районных электростанций, узлов связи. Так, под парком Тюильри находится крупнейший узел дальней связи, для сооружения которого было разработано 150 тыс. м³ грунта и уложено 45 тыс. м³ железобетона. При этом, благодаря оригинальному методу подкрепления поверхностного слоя грунта были сохранены все зеленые насаждения парка [42].

Термическая стабильность грунта — определяющая характеристика при технико-экономической оценке заглубленных и наземных жилых зданий. Возведение таких зданий под землей сопря-

жено с дополнительными работами: разработка большого объема грунта; усиление элементов в связи с давлением грунта, создание изоляции и дренажа, озеленение поверхности с обратной засыпкой и планировкой. Поэтому очень важно снизить затраты на эксплуатацию, в основном — на отопление.

Общие затраты на строительство заглубленных жилых зданий выше, чем при их наземном размещении. Возможно, что совершенствование конструктивных решений и способов производства работ позволят в дальнейшем несколько снизить стоимость гидроизоляции, дренажа, конструкций стен и перекрытий подземных зданий.

1.4. Сравнение стоимости (в долларах) заглубленного и обычного домов [29]

Год	Экономия средств		Разница в чистой накопленной прибыли	
	по годам	суммарная	по годам	суммарная
1	—572	—572	652	652
2	—502	—1074	869	1521
3	—416	—1490	1120	2641
4	—314	—1804	1407	4048
5	—192	—1996	1737	5785
6	—44	—2040	2118	7903
7	133	—1907	2555	10 458
8	345	—1562	3060	13 518
9	600	—962	3643	17 161
10	905	—57	4440	21 601
11	1272	1215	5094	26 695
12	1714	2929	5997	32 692

Примечание. Положительное значение указывает на то, что стоимость заглубленного жилья ниже стоимости обычного; отрицательное — выше обычного. Общепринятые расходы на энергию составляют 600 долларов в год. На долю заглубленного жилья приходится 60 % экономии энергии.

Пока, если не учитывать стоимости земли, потенциальная экономия энергии в течение срока эксплуатации здания является определяющим фактором при выборе варианта его размещения. При сопоставлении стоимости строительства и эксплуатации жилого дома в течение 12 лет службы при заглубленном и наземном размещении выявлено, что начиная с седьмого года эксплуатации, вследствие экономии около 60 % энергии окупаются первоначальные повышенные расходы (табл. 1.4) [29].

Вместе с тем при строительстве зданий в районах с высокой стоимостью земли (курортные регионы, города и другие) выбор варианта расположения может в первую очередь зависеть от стоимости земли и ряда работ при наземном размещении (снос существующих зданий и др.).

Для экономического сравнения вариантов с учетом стоимости городских земель служит комплекс градостроительной оценки территорий (КГОТ) по инженерно-экономическим и социально-экономическим показателям. Сэкономленные в результате подземного размещения зданий $Z_{\text{ниж}}$ территории оценивают инженерно-эконо-

мическими показателями КГОТ [24]:

$$З_{инж} = П_{инж} + С_{ж} + С_{к} + З_{п} + Ц,$$

где $П_{инж}$ — затраты на полное инженерное благоустройство; $С_{ж}$, $С_{к}$ — компенсация стоимости сносимого фонда соответственно малоценного жилого и культурно-бытового; $З_{п}$ — затраты по переносу существующих коммуникаций; $Ц$ — размер компенсации потерь и затрат при использовании сельскохозяйственных земель под застройку.

Срок окупаемости дополнительных вложений при подземном строительстве

$$T_{ок} = \frac{\Sigma \Delta_k - З_{инж} - \Delta_{с.тр}}{\Sigma \Delta (И + Д + Ф + У + П + Г)},$$

где $\Sigma \Delta_k$ — суммарное удорожание строительства при подземном размещении здания; $\Delta_{с.тр}$ — экономия затрат на транспорт (увеличение скорости); $\Delta И$ — снижение расходов на эксплуатацию при подземном размещении объекта; $\Delta Д$ — прибыль предприятий торговли в результате удобного размещения в центре города (для подземных объектов торговли); $\Delta Ф$ — экономия времени трудящихся на транспорт (при размещении посещаемых подземных объектов в удобном месте города); $\Delta У$ — дополнительный эффект из-за снижения транспортной усталости трудящихся; $\Delta П$ — дополнительный эффект в результате ускоренной доставки грузов; $\Delta Г$ — экономия горючего.

Согласно руководству [24] эффективность подземного строительства можно оценить по формуле

$$\mathcal{E}_{п.с} = \sum_i^n \frac{\Delta A}{\Delta B},$$

где $\mathcal{E}_{п.с}$ — расчетный коэффициент сравнительной эффективности; ΔA — дополнительный социально-экономический эффект от подземного размещения объекта; ΔB — дополнительные капитальные вложения при подземном строительстве.

При этом срок окупаемости

$$T_{ок} = \sum_i^n \frac{\Delta B}{\Delta A}.$$

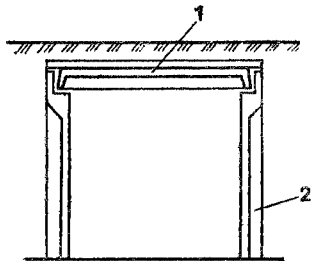
Для подземных объектов $\mathcal{E}_{п.с} = 0,1 \dots 0,12$, а $T_{ок} \leq 10$ лет.

Дополнительные капитальные вложения окупаются для подземных объектов за 7...8 лет.

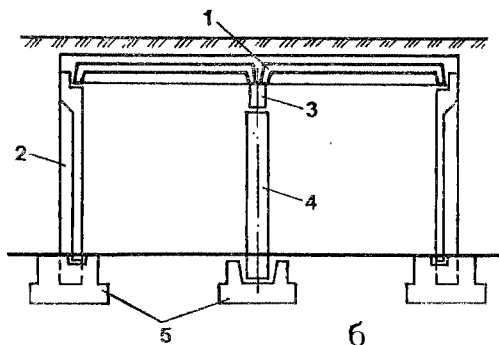
2. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

Конструктивные решения производственных зданий тесно связаны со способом производства работ.

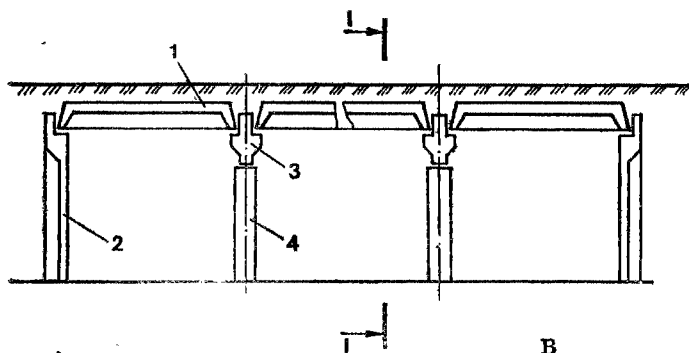
Подвалы под многоэтажными производственными зданиями выполняют по каркасной схеме с использованием унифицированных



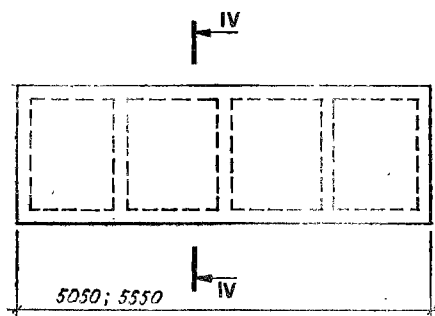
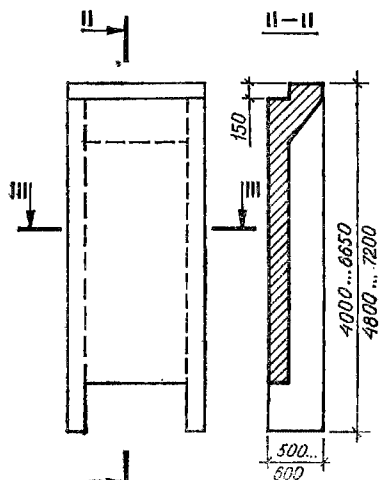
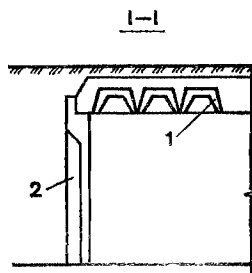
a



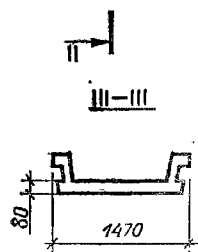
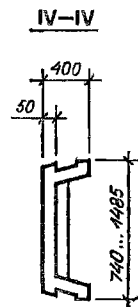
6



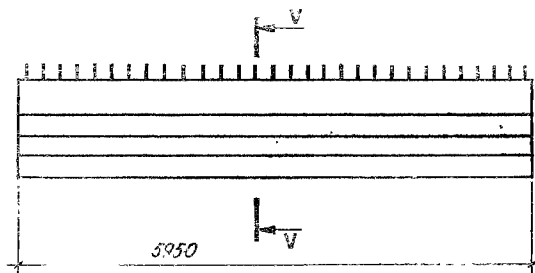
B



A



Г



e

конструкций колонн и перекрытий Здания мелкого заложения могут быть как каркасными, так и со смешанным (неполным) каркасом.

Многоэтажные здания глубокого заложения (с глубоким заложением фундамента), возводимые открытым способом, проектируют бескаркасными, или со смешанным каркасом. Для глубоко заложённых зданий, выполняемых закрытым способом, применяют различные типы обделок, имеющих криволинейную форму.

Эффективным типом конструкций для одноэтажных производственных зданий являются пространственные конструкции покрытий и стен.

Здания глубокого заложения можно сооружать в готовых выработках, используя неэксплуатируемые пространства.

Подземные здания, расположенные под наземными, должны иметь сетку колонн и шаг стен, увязанные с шагом стен и колонн вышележащего здания. Обычно назначают сетку колонн в подземных производственных зданиях 6×6 , 6×9 , 6×18 м, используя сборные железобетонные унифицированные конструкции фундаментов, перекрытий, колонн, ригелей (прогонов), стен.

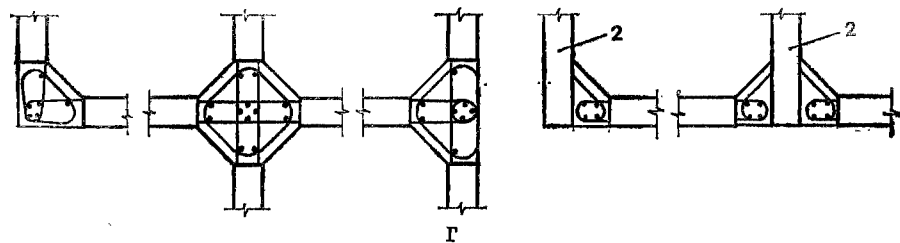
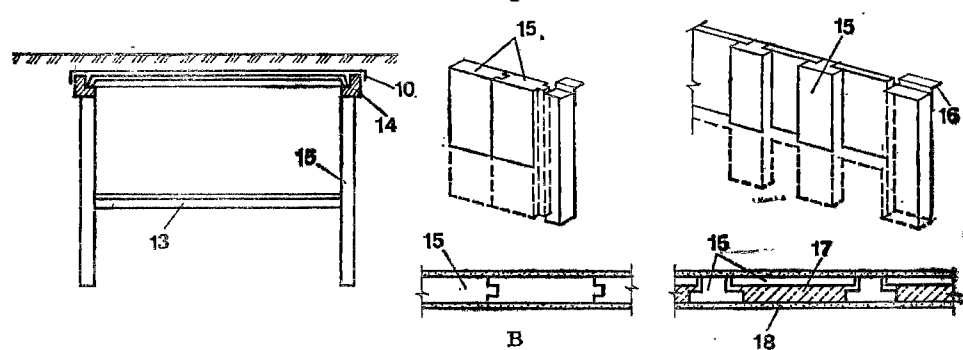
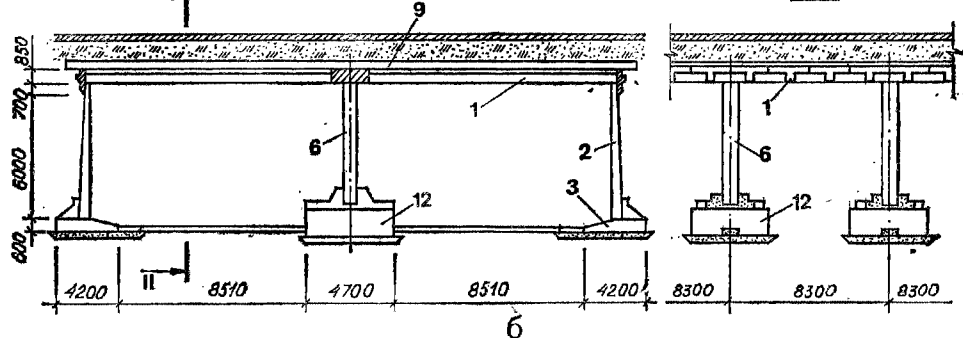
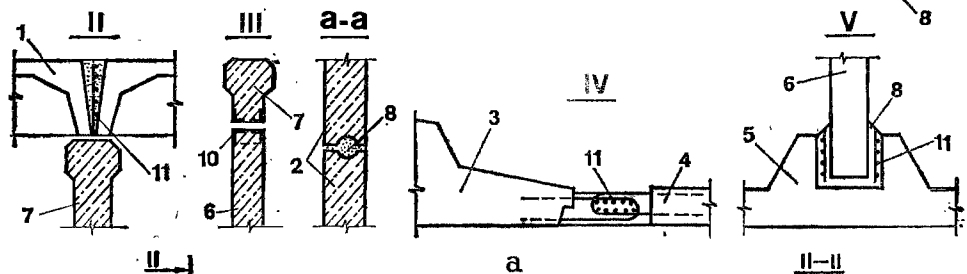
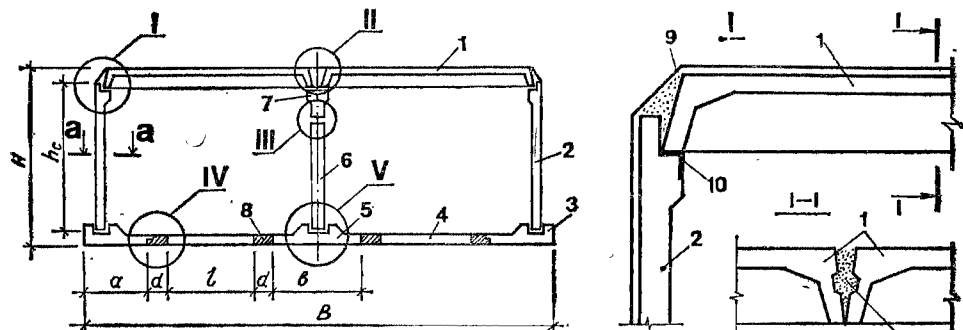
2.1. ОДНОЭТАЖНЫЕ ЗДАНИЯ

В одноэтажных производственных зданиях используют, как правило, неполный каркас, так как наружные ограждающие конструкции обычно выполняют функции несущих стен, на которые опирают панели покрытия (рис. 2.1). Унифицированные конструкции одноэтажных подвалов, разработанные ЦНИИпромзданий, состоят из следующих элементов: сборные панели перекрытий, стеновые панели, ригели, колонны, фундаменты. Стеновые ребристые панели заделывают ребрами в стаканы фундаментов и на уступ в верхней части опирают ребристые перекрытия, рассчитанные на длительные нагрузки в 80, 100, 150 кПа; при этом на панели стен действует давление грунта удельным весом 18 кН/м^3 с углом внутреннего трения 28° .

Здания могут иметь один, два или много пролетов. Внутренние опоры плит покрытия монтируют на ригели, устанавливаемые на колонны. В стыках между плитами устраивают монолитные железобетонные балки с армированием их сварными каркасами, а при длительной нагрузке 150 кПа по плитам выполняют монолитную железобетонную плиту толщиной 100 мм, причем совместная работа сборного и монолитного бетона обеспечивается за счет шпонок в сборных плитах. Стыки между сборными панелями стен заполняют мелкозернистым бетоном класса В20, при этом два продольных паза в ребрах образуют бетонную шпонку.

Конструкции, рассчитанные на меньшие длительные нагрузки на покрытие (10...50 кПа), разработаны Приднепровским

Рис. 2.1. Конструкции сборных железобетонных одноэтажных зданий (подвалов): а...в — соответственно одно-, двух- и многопролетные; г, д — панели соответственно стены и перекрытия; е — ригель; 1 — покрытие; 2 — стена; 3 — ригель; 4 — колонна; 5 — фундамент.



Промстройпроектом; их решения аналогичны описанным выше. Ригели соединяют с закладными деталями колонн на сварке, ребра плит также приваривают к закладным деталям в ригелях. В настоящее время используют унифицированные (типовые) конструкции по серии ИС-01-19 и рекомендованные Госстроем СССР для широкого применения — по серии 112-80, разработанной ЦНИИпромзданий для производств со значительными нагрузками на перекрытия (50...100 кПа) и для неагрессивной газовой среды. Высота помещений от пола до низа плит — 3,6; 4,8; 6,0 и 7,2 м. Стеновые панели — сборные железобетонные плоские, переменного сечения по высоте от 180 до 530 мм. Панели монтируют в щелевой стык ленточного фундамента. По средним осям многопролетных зданий устанавливают сборные колонны на столбчатых фундаментах. Сетка колонн может быть принята 6 × 6 и 6 × 9 м.

По колоннам устанавливают ригели высотой 1400 мм с нижним расположением полок для опирания ребристых плит покрытия шириной 740 и 1485 мм, пролетом 5550 и 7020 мм.

Конструкции по указанным сериям допускают крепление к перекрытию различных коммуникаций и подвешенного транспорта, для этого в швы между ребристыми плитами должны быть заложены Т-образные закладные изделия, которые передают нагрузку на два ребра плит.

Ответственные узлы этих зданий — крепления стен и колонн к фундаментам, так как стеновые панели и колонны, жестко защемленные в фундаментах, рассчитаны на восприятие горизонтального давления грунта.

Широко распространены сборные железобетонные унифицированные конструкции подземных тоннелей, которые можно применять при строительстве одноэтажных зданий (рис. 2.2). В них входят стеновые, фундаментные, опорные блоки, прогоны, колонны и блоки перекрытия. Блоки изготовляют из бетона классов В20 и В30 и армируют сварными каркасами из горячекатаной арматуры.

Стеновые блоки шириной 1...1,5, высотой 6,25...6,76, толщиной сверху 0,2...0,25 и в опорном сечении — 0,5...0,6 м, в верхней части снабжены консольным выступом для опирания блоков покрытия. Их заделывают в фундаментные блоки шириной 2,5...4 и длиной 2...3 м. В средней части двухпролетных тоннелей устанавливают опорные блоки-подколонники шириной 3,5...4, длиной 2,6 и высотой 1 м с гнездом для установки колонн.

Колонны сечением 400 × 400 или 500 × 500 мм и высотой до 5,5 м устанавливают в гнезда опорных блоков через 3...4 м по длине тоннеля. Продольные ригели прямоугольного (таврового)

Рис. 2.2. Конструкции сборных железобетонных одноэтажных зданий и сооружений:

а, б — поперечные разрезы зданий, возводимых открытым способом; в — поперечный разрез здания, возводимого способом «стена в грунте», и конструкции; г — виды стыков; 1, 2 — панели соответственно покрытия и стены; 3 — щелевой фундамент под стену; 4 — распорка; 5 — фундамент под колонну; 6 — колонна; 7 — ригель; 8 — монолитный стык; 9 — гидроизоляция; 10 — сварное соединение закладных изделий; 11 — сварная сетка; 12 — подколонник; 13 — плита пола; 14 — обвязочная балка; 15 — блоки «стена в грунте»; 16 — форшакта; 17 — бетон; 18 — штукатурка.

поперечного сечения выполняют в виде балок: двухконсольных однопролетных (длина до 8, высота до 1,2 м), однопролетных разрезных или многопролетных неразрезных с омоноличенными стыками в местах опирания на колонны или в пролете.

Блоки перекрытия П-образного сечения опираются на стены и прогон. Блоки длиной 12, 15, шириной 1,55 и высотой 0,85 м имеют большую несущую способность.

При пролете 10...14 м высоту блоков перекрытия следует принимать ($1/_{10}...1/_{12}$) L , толщину плиты — в зависимости от высоты и ширины блока, но не менее 80...100 мм. Стыки блоков в смежных пролетах располагают вразбежку, чтобы повысить жесткость конструкции и не создавать сплошных швов.

Фундаментные блоки колонн и стен соединяют между собой монолитным стыком. Блоки покрытия приваривают на опоре к стеновым, стыки заделывают мелкозернистым бетоном.

Представляет интерес еще одна конструкция подземного тоннеля, состоящего из унифицированных сборных железобетонных элементов: панелей покрытия таврового сечения пролетом 14 м, стеновых блоков трапецеидального поперечного сечения высотой 6,7 м, ригеля, колонн сечением 700 × 700 мм и фундаментных блоков, которые в отличие от предыдущей конструкции не объединяют в общую плиту, а соединяют отдельными распорками (см. рис. 2.2, б).

Одноэтажное производственное здание может быть выполнено способом «стена в грунте» (см. рис. 2.2, в). В траншее монтируют сборные железобетонные элементы — плоские или контрфорсные с плоскими плитами. Затем по ним бетонируют монолитные железобетонные пояса, на которые устанавливают блоки покрытий, далее разрабатывают грунт до проектной отметки. Допускается разрабатывать грунт до монтажа плит покрытия, но тогда сборные элементы стен необходимо закрепить от горизонтальных деформаций, устраивая грунтовые анкеры.

Стены одноэтажного здания, выполняемые в открытом котловане, предусматривают в виде плоских плит, соединяемых после монтажа монолитными стыками со сваркой выпусков арматуры (см. рис. 2.2 г). Для создания герметичных стыков используют мелкозернистый бетон на напрягающем цементе НЦ.

Отдельные конструктивные элементы одноэтажных производственных зданий могут быть усовершенствованы: так, несмотря на сравнительно небольшие давления грунта (как вертикального, так и бокового), рациональна замена плоскостных элементов зданий (стен, покрытий, фундаментов) на криволинейные.

Оптимальной конструкцией покрытия является система, обеспечивающая восприятие увеличенного давления по сравнению с давлением на покрытия наземных зданий, создающая впечатление легкости, а также позволяющая устраивать гидроизоляцию, водоотвод поверхностных грунтовых вод и проемы для естественного света. В большой степени этим требованиям удовлетворяют покрытия в виде оболочек (шатровых, гиперболических параболоидов и других), а также из сборных плит в форме двойного Т и коробчатого

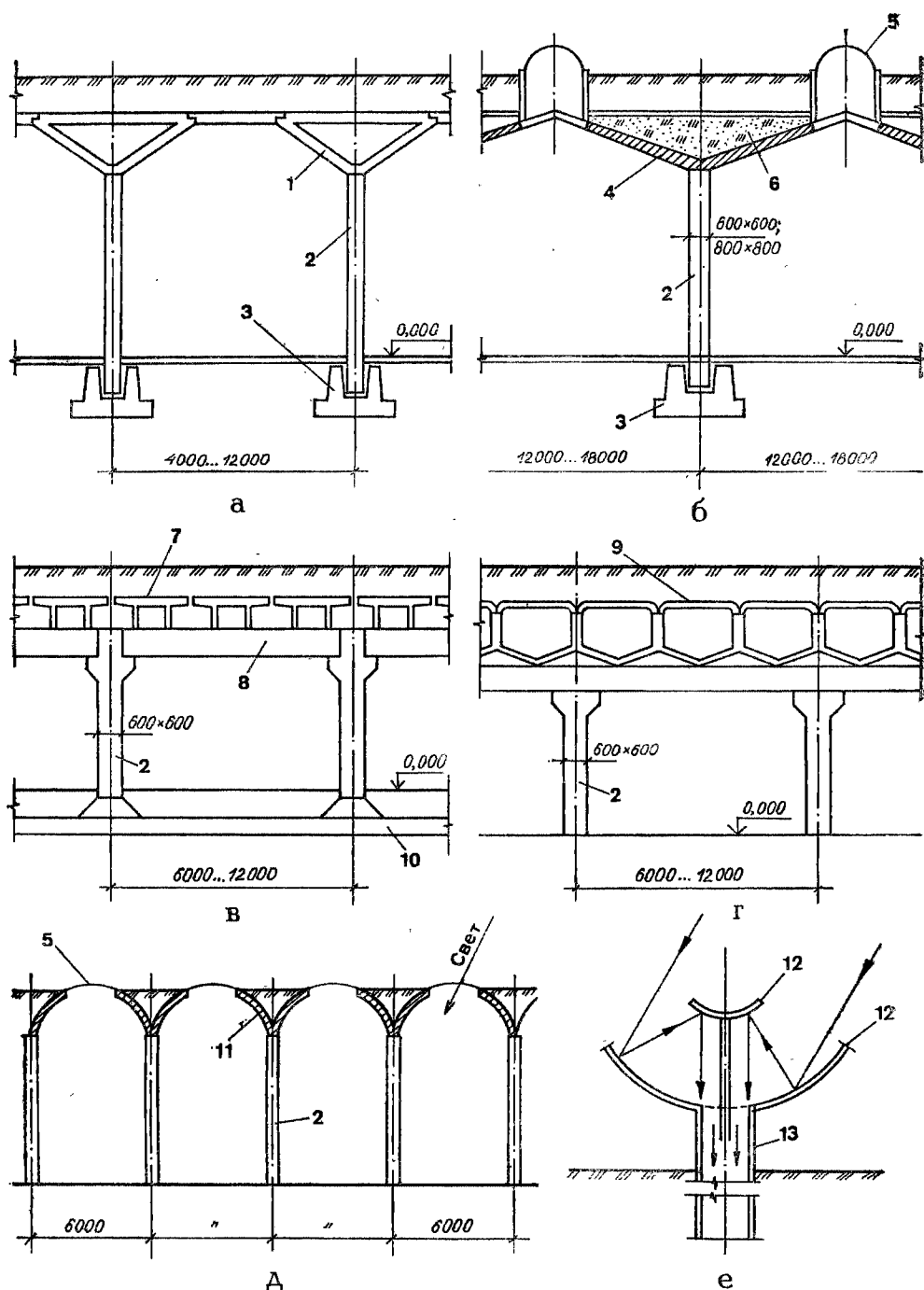


Рис. 2.3. Конструкции многопролетных одноэтажных зданий:

а, б — с покрытиями в виде шатровых оболочек и гиперболических параболоидов; в, г — с покрытиями в виде предварительно напряженных плит; д — с цилиндрическими оболочками; е — для ввода естественного освещения в здание; 1, 11 — оболочки соответственно шатровая и цилиндрическая; 2 — колонна; 3 — фундамент; 4 — гипар; 5 — фонарь; 6 — выравнивающая засыпка; 7 — плита «двойное Т»; 8 — ригель; 9 — пространственная (коробчатая) плита; 10 — плитный фундамент; 12 — отражающие поверхности; 13 — труба.

настила (рис. 2.3). Эти конструкции дают возможность увеличить пролеты и расстояния между внутренними колоннами.

Шатровые оболочки, монтируемые из сборных железобетонных элементов, имеют плоскую верхнюю поверхность, что позволяет упростить устройство гидро- и теплоизоляции и дренаж. При проектировании таких покрытий можно выполнить сетку колонн до 12×12 , 12×18 , 18×18 м. Одно из интересных решений для покрытий — сборный четырехлепестковый гипар, позволяющий перекрывать помещения с сеткой колонн до 18×24 м. Так как отдельно стоящие подземные производственные одноэтажные здания проектируют под слоем грунта небольшой толщины, то можно законструировать покрытие с регулярно расположенными световыми проемами, закрытыми светопрозрачными колпаками. Эти проемы предусматривают в наиболее возвышающихся участках оболочек или по полю покрытия с необходимым шагом. Недостатком оболочек, имеющих верхнюю криволинейную поверхность, являются трудности в устройстве изоляции поверхности и дренажа. Их выравнивают сухим слабосжимаемым грунтом (крупнозернистый песок, щебень), устраивают по нему стяжки, тепло-, гидроизоляцию и дренажный слой.

Для оптимального освещения здания выполняют световоды в виде полых труб с внутренней поверхностью, покрытой светоотражающим слоем. Экономичны световоды из пленки с алюминиевым покрытием, которые можно размещать внутри колонн, при этом колонны должны быть запроектированы с кольцевым поперечным сечением из центрифугированного железобетона с предусмотренным в нужном месте боковым проемом. Если внутрь световода ввести дневной свет, то из проема он будет поступать в помещение. Световоды можно подвесить к конструкциям покрытия. С целью концентрированной подачи освещения рекомендуется проектировать специальные зеркальные концентраторы, которые собирают световой поток с большой площади и направляют вниз (см. рис. 2.3).

В одноэтажных зданиях применяют стальные гнутые элементы: для покрытия — гофрированные звенья, для стен — шпунт, забиваемый по периметру (рис. 2.4). При небольших размерах внутреннего помещения используют стальной свод (лоток), опирающийся на фундаменты, при этом в верхней его части устраивают гофрированные звенья, воспринимающие наибольший изгибающий момент.

При неглубоком заложении одноэтажных зданий, когда давление на фундаменты от конструкций стен и покрытия невелико, рационально применение арочных конструкций стен и покрытий из сборного железобетона. Наиболее эффективны сборные полуарки лоткового (П-образного) или таврового профиля, объединяемые при монтаже сварным стыком в цельную арку и заделываемые в ленточный фундамент со щелевым стыком. Сборные элементы полуарок конструируют из бетона классов В30...В40 со стержневой арматурой классов А-III, Ат-III, толщину полок назначают минимальной, соблюдая размер защитного слоя бетона при расположении арматуры посередине сечения. Из сборных полуарок

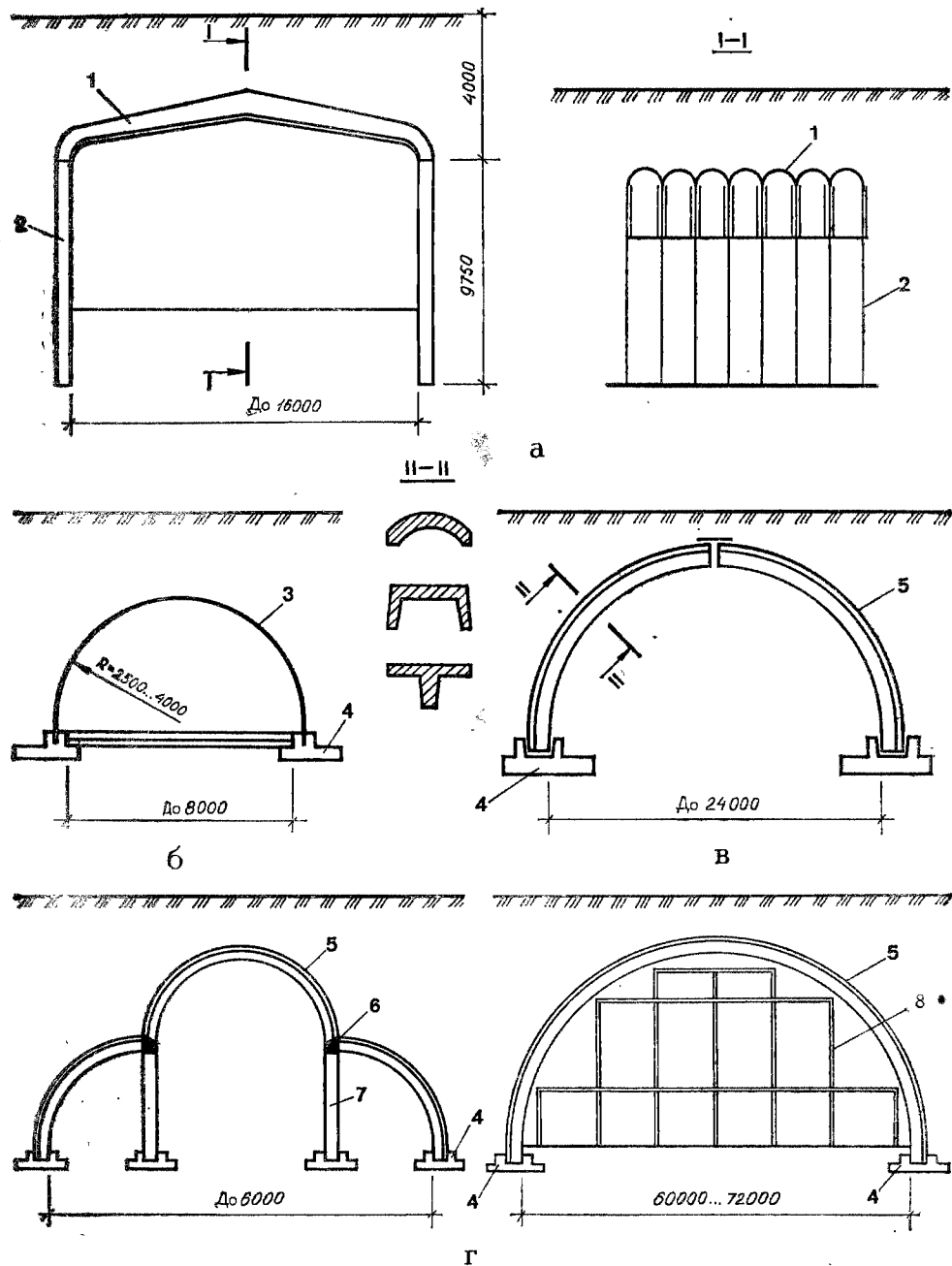
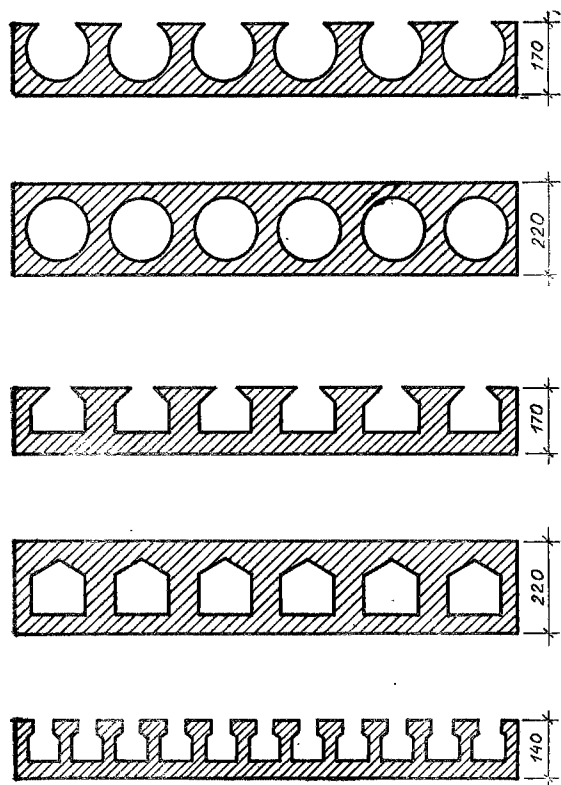
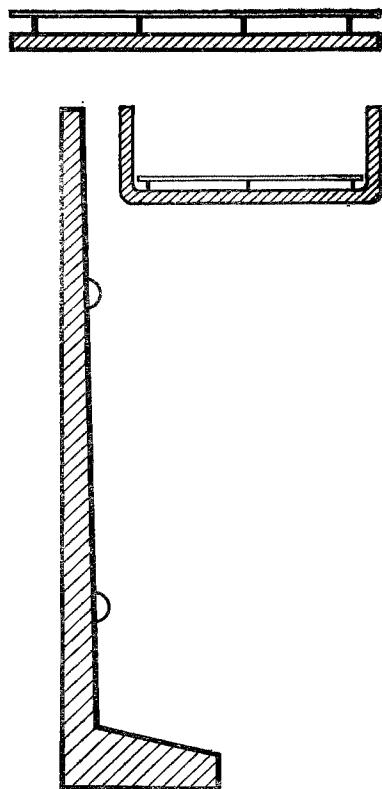


Рис. 2.4. Арочные покрытия одноэтажных зданий:

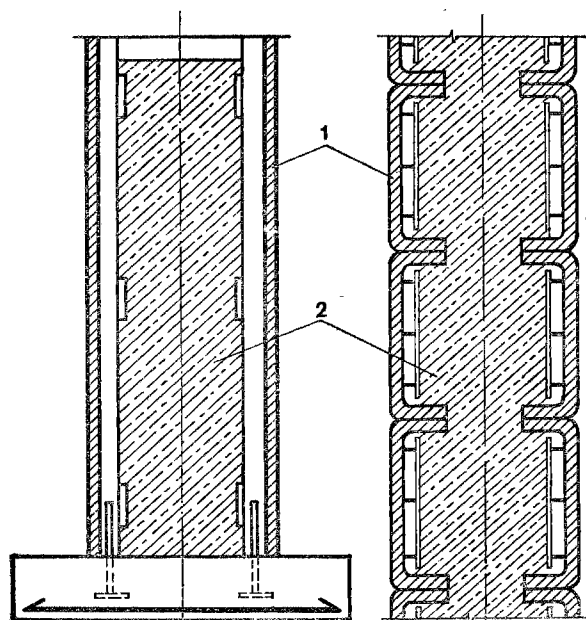
а, б — металлические свод и арка; в, г — железобетонные арки; 1 — свод из гофрированных звеньев; 2 — шпунт; 3 — свод; 4 — фундамент; 5 — полуарки; 6 — ригель; 7 — колонна; 8 — встроенные этажерки.



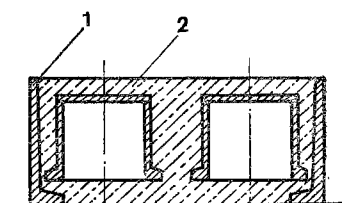
a



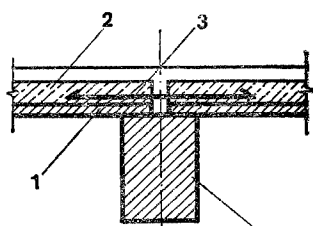
б



в



г



а

сооружают здания с большим количеством пролетов, опирая полуарки на внутренние стены или прогоны, монтируемые на колоннах.

Учитывая эффективность пространственных конструкций для восприятия распределенного давления грунта, одноэтажные подземные здания выполняют павильонного типа: арочная или другая пространственная система служит для защиты внутреннего объема, а облегченные многоэтажные конструкции (этажерки) — для размещения оборудования. В этом случае не только облегчаются конструкции этажерок, но и обеспечивается возможность быстрой смены технологического процесса без замены основных несущих конструкций здания.

Для конструкций мелкого заложения рационально применение сборно-монолитного железобетона с несъемной опалубкой из тонкостенных железобетонных (фибробетонных) элементов. В ЦНИИпромзданий разработаны конструкции несъемной опалубки для возведения сборно-монолитных конструкций подземных сооружений: многоребристые железобетонные панели; универсальные стеновые панели; универсальные стеновые панели уголкового профиля (УСП); тонкостенные элементы из армо-, стеклоцемента и фибробетона (рис. 2.5). Многоребристые панели изготовляют на линиях для выпуска многпустотных плит перекрытий. Они имеют развитую боковую поверхность, что обеспечивает надежное сцепление сборного и монолитного бетона. Панели армируют обычной или напряженной арматурой. Ширина панелей составляет 0,6...3,6, а длина — 6 м и более.

Размеры универсальных стеновых панелей (УСП): высота 2,1...6,3, ширина — 3 м. За счет формы эти панели монтируют без дополнительных крепежных устройств.

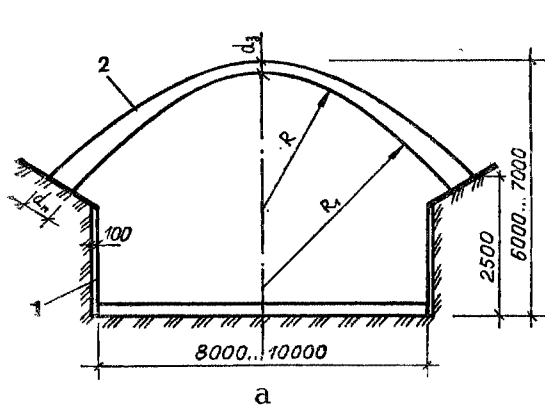
Наибольшее снижение материалоемкости обеспечивают тонкостенные элементы из фибробетона, для которых разработана номенклатура: размеры плоских элементов — $0,6 \times 0,6...1,8 \times 2,1$ м, толщина — 20...30 мм; размеры гнутых элементов — $0,6 \times 1,2...0,9 \times 6$ м.

Одноэтажные здания и сооружения при глубоком заложении возводят закрытым способом. Конструкции, сооружаемые горным (закрытым) способом, выполняют обычно в виде обделок сводчатого очертания из монолитного или набрызг-бетона. Целесообразно устраивать расположенные рядом и соединенные проемами выработки (три — пять выработок, образующих пространство для здания).

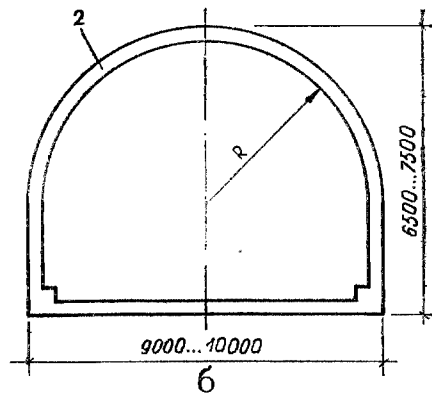
На выбор типа тоннельной обделки влияют прочность грунта, характер и степень его трещиноватости, условия залегания, обводненность. Для установления области применения обделок сводчатого очертания пользуются классификацией грунтов М. М. Протодьяконова на основе коэффициента крепости f . В грунтах с

Рис. 2.5. Конструкции несъемных опалубок:

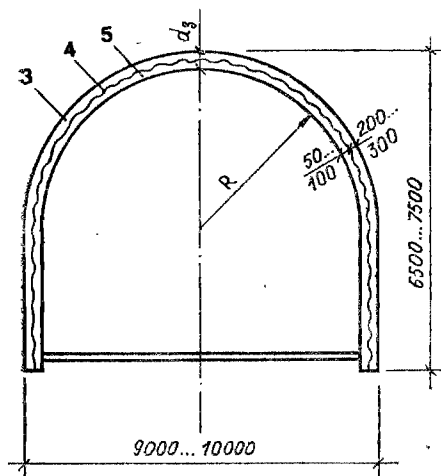
a — многоребристые панели; *b* — стеновые панели и тонкостенные фибробетонные элементы; *a...d* — конструкции, изготовляемые с применением несъемных опалубок соответственно фундаментов и стен, сооружений, перекрытий; 1 — панель; 2 — монолитный бетон или железобетон; 3 — арматура; 4 — ригель.



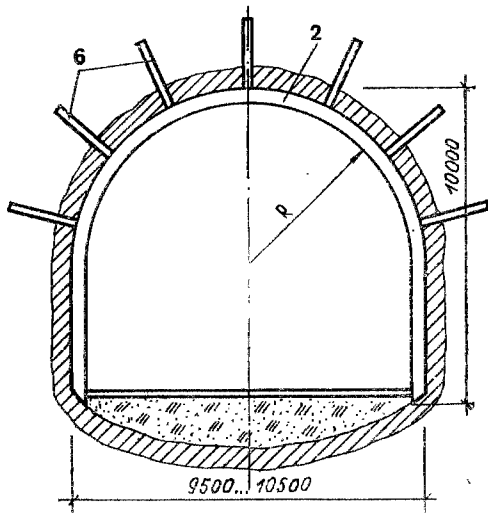
а



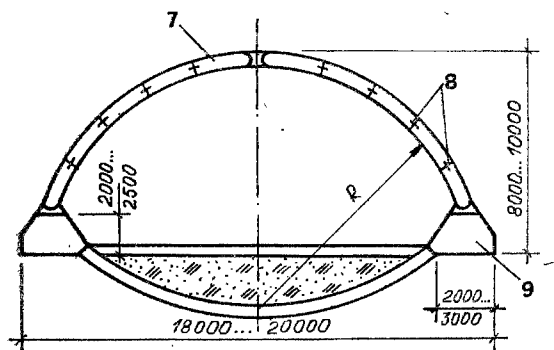
б



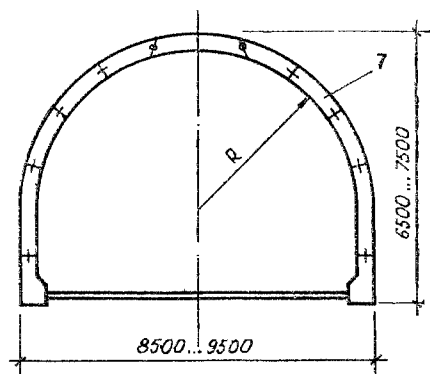
в



г



д



е

Рис. 2.6. Сводчатые конструкции, используемые при глубоком заложении:

а...е — монолитные; д, е — сборные; 1 — набрызг-бетон; 2 — свод, опертый на грунт или на стены; 3, 5 — слой бетона соответственно первый и второй; 4 — сетка; 6 — анкер; 7 — блок; 8 — стыковые соединения блоков; 9 — фундамент.

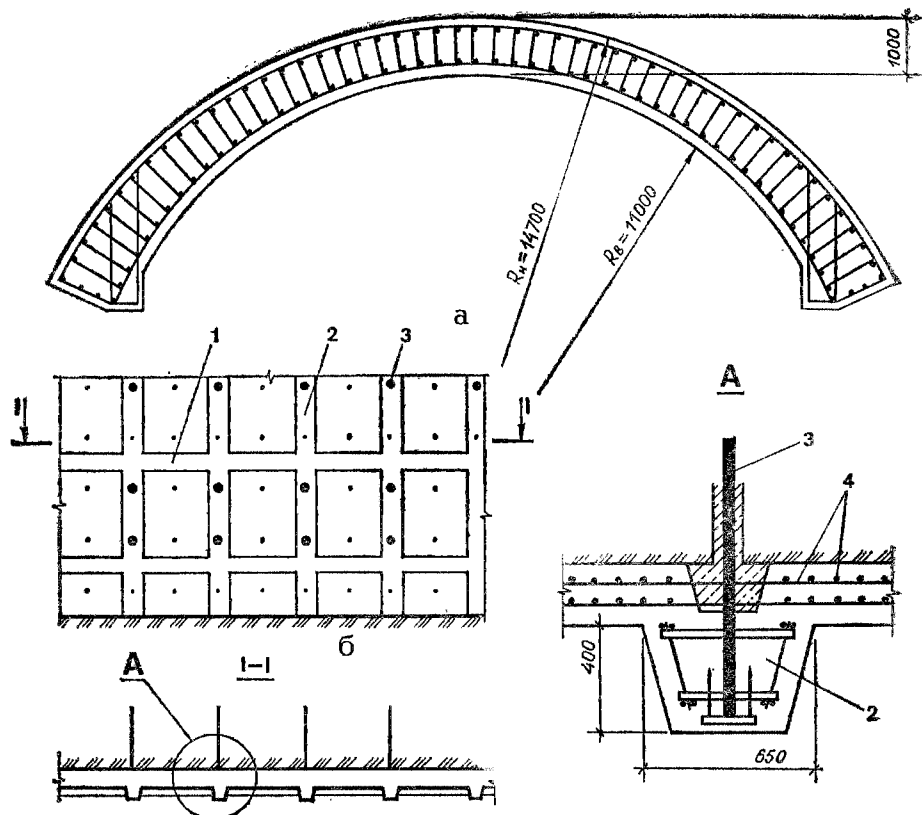


Рис. 2.7. Конструкции крепления крупных выработок:

a — свод; *б* — схема и узел крепления стены; 1, 2 — усиливающие элементы соответственно горизонтальные и вертикальные; 3 — анкер; 4 — сетка.

коэффициентом крепости $f = 8 \dots 10$ (вертикальное давление мало, а боковое — отсутствует) обделку выполняют в виде полого свода, опирающегося на грунт (рис. 2.6). Стены выработки покрывают слоем торкрета или набрызг-бетона толщиной 3...5 см. Свод может быть постоянной или переменной толщины из монолитного, набрызг-бетона или набрызг-бетона с анкерами. Пяты свода наклонены к горизонту под углом $15 \dots 20^\circ$ и опираются на выступы — бермы шириной 0,2...0,3 м. В менее крепких и трещиноватых грунтах с $f = 4 \dots 8$ устраивают обделку, состоящую из свода и стен, сопряжение свода со стенами — плавное. Так как боковое давление незначительно, стены устраивают вертикальными с утолщением в нижней части для опирания на подошву выработки. Обделки в виде подъемистого свода выполняют из набрызг-бетона, усиленного стальной сеткой и анкерами и образующего вместе с частью грунта несущий свод.

В трещиноватых некрепких скальных и полускальных грунтах применяют комбинированную обделку системы Бернольда, сочетающую функции крепи и опалубки: по грунту делают монолитную оболочку толщиной до 150 мм, затем устанавливают гофриро-

ванные листы, по ним — набрызг-бетон толщиной 50...80 мм. Эффективна конструкция обделок в нарушенных скальных и полускальных грунтах, состоящая из двух слоев набрызг-бетона: первый слой толщиной 100...200 мм усиливают стальными арками или грунтовыми анкерами, второй, толщиной 250...350 мм, выполняют по первому.

В грунтах с коэффициентом крепости $f < 2$ развивается значительное боковое и вертикальное давление, поэтому обделку устраивают в виде подъемистого свода, опирающегося на выпуклую в сторону грунта фундаментную плиту (см. рис. 2.6, д). Обратный

2.1. Размеры свода

Коэффициент крепости породы по Протодьяконову	B_0/d_0	d_{π}/d_0 при B_0 , м	
		≤ 15	> 15
Крепкие, $f_{кр} > 8$	20...30	1...1,5	1,5...2
Средней крепости, $f_{кр} = 4...8$	15...20	1...2	1,5...2,5
Мягкие, $f_{кр} < 4$	10...15	1,5...2,5	1,5...3

свод-фундамент равномерно распределяет давление под сооружением и обеспечивает благоприятное напряженно-деформированное состояние свода. Толщину обделки в замке d_3 принимают в грунтах с $f > 6...0,4$ м; для $f \geq 6$ $d_3 = 1...0.1f$; толщину стены обделки назначают $d_c = 1...1,1d_3$, фундамента $d_0 = 1,5d_3$; толщину в пяте свода в грунтах с $f < 6$ проектируют $d_{\pi} = 1,1...1,4d_3$, в стене $d_c = 1,3...1,6d_3$; в фундаменте $d_0 = 1,6...2d_3$.

Толщина обратного свода $d_{o.c} = 0,2...0,8d_3$, а толщина подошвы фундамента $d_{\phi} = d_0 + 150...200$ мм.

Обделки камерных выработок, широко применяемых в ряде отраслей, например в гидротехническом строительстве (для размещения трансформаторов, складов, машинных залов и др.), выполняют железобетонными с анкерами, железобетонными и набрызг-бетонными с предварительно напряженными анкерами. Наиболее характерной конструкцией обделки из железобетона является свод с уширенными пятнами, работающий как бесшарнирная арка (рис. 2.7). Предварительные размеры свода можно определить по табл. 2.1, где B_0 — пролет выработки; d_0, d_{π} — толщина свода соответственно в замке и пяте.

Для обделки стен камерных выработок применяют железобетон с обычными анкерами. Для большеразмерных выработок рекомендуются глубокие предварительно напряженные анкера в сочетании с покрытием из набрызг-бетона. На рис. 2.7, б показана стена крупной камерной выработки с анкерами и армированной обделкой из набрызг-бетона. Для увеличения жесткости стена усилена вертикальными и горизонтальными элементами — колоннами и распорными балками из набрызг-бетона. Покрытие из набрызг-бетона выполняют обычно в несколько слоев, вначале — по грунту толщиной 30...70 мм, затем на него навешивают сетку из прово-

локи диаметром 3...5 мм с ячейками 100 мм, прикрепляемую к грунту. По сетке наносят второй слой толщиной 50...80 мм, по которому крепят вторую сетку и покрывают ее следующим слоем набрызг-бетона.

Предварительно напряженные анкеры в скальном массиве проектируют из канатов, прядей или стержней. Анкеры с несущей способностью 1000 кН состоят из 5...10 семипроволочных канатов диаметром 15 мм, помещаемых в скважину диаметром 105 мм с последующей инъекцией раствора [13].

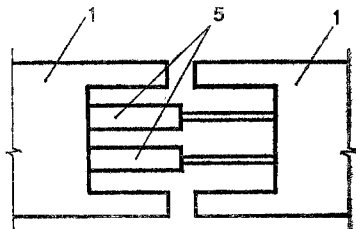
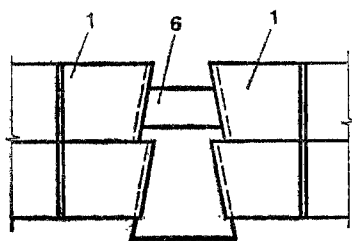
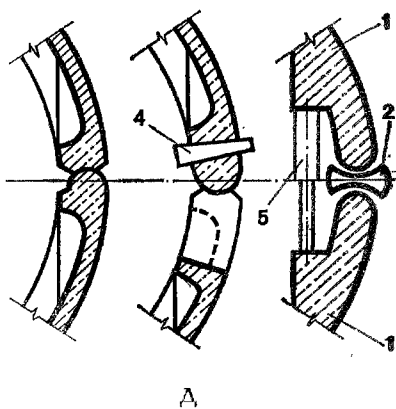
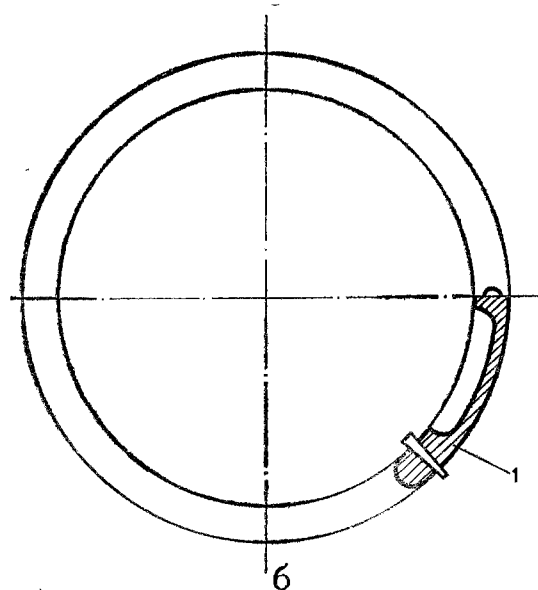
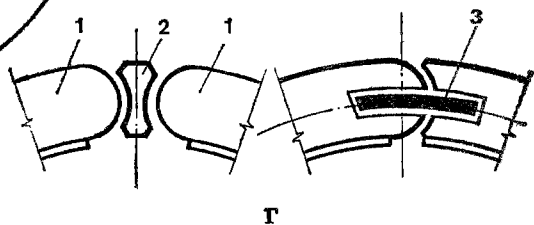
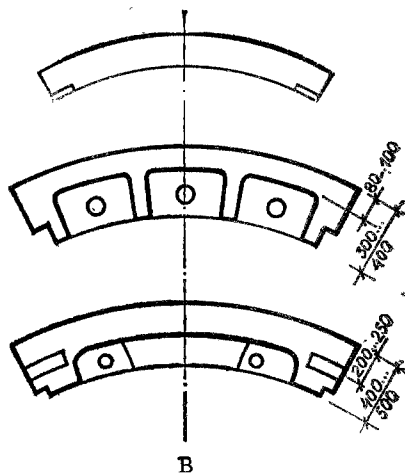
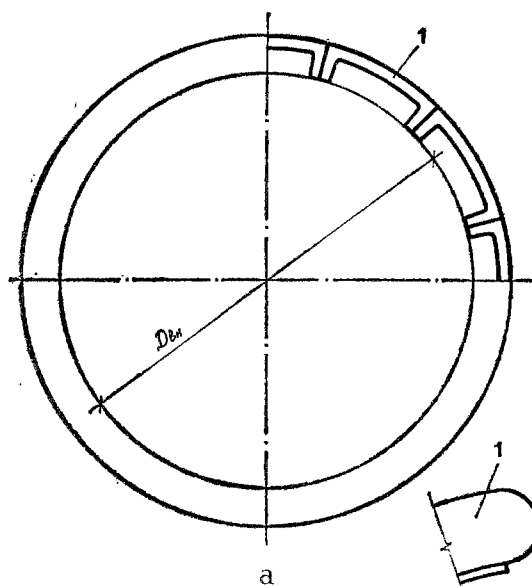
Обделки кругового очертания проектируют из криволинейных сплошного сечения или ребристых элементов, чугунных облегченных тюбингов или железобетонных блоков (рис. 2.8). Все шире применяют железобетонные обделки взамен чугунных и стальных.

В малоустойчивых грунтах с давлением воды менее 0,1 МПа рекомендуется использовать сборные железобетонные обделки с постоянными связями растяжения в стыках на сварке выпусков арматуры и обетонированием зазоров. В слабых сухих грунтах предусматривают сборные железобетонные обделки с временными связями растяжения, которые обеспечивают неизменяемость кольца при сходе его с оболочки щита и удаляются после нагнетания за обделку раствора. Обделки могут быть из блоков сплошного поперечного сечения с закладными деталями в виде пластин, имеющих отверстия для болтов, которые служат для крепления блоков перед нагнетанием цементного раствора за обделку.

В неводоносных грунтах применяют конструкции обделок из железобетонных тюбингов такой же формы, как и чугунные, но большей толщины, с промежуточными ребрами жесткости и двумя — четырьмя отверстиями в кольцевых и радиальных гранях, в которые запрессованы металлические трубки. Каждое кольцо состоит из нормальных, смежных и ключевого тюбингов.

На обделки из железобетонных тюбингов требуется повышенный расход арматуры; кроме того, они подвержены трещинообразованию, что снижает водонепроницаемость конструкции и создает опасность коррозии арматуры. Поэтому в условиях подземных вод применяют обделки из усиленных ребристых блоков (см. рис. 2.8, з), которые не имеют промежуточных ребер жесткости. Болтовые связи ставят по кольцевым граням.

В устойчивых неводоносных грунтах, обладающих упругими свойствами, применяют гибкие податливые конструкции, работающие совместно с грунтом. Перевязку швов между кольцами обделки не делают, в соединении блоков устраивают шарнир в виде упругих прокладок, цилиндрических вкладышей у стыков. Наибольшее распространение получили обделки из железобетонных блоков с цилиндрическими стыками. Один торец каждого блока унифицированной обделки выпуклой формы, а другой — вогнутой; разность радиусов закругления вогнутого и выпуклого торцов — не менее 20 мм. Блоки в стыках соединяют монтажными штырями длиной 150...170 и диаметром 22...27 мм, что способствует лучшему центрированию стыков и облегчает сборку. Применяют



ребристые железобетонные блоки с цилиндрическими стыками, не имеющие промежуточных ребер жесткости.

Сборные блоки, обжимаемые в грунт специальными домкратами, распорными устройствами либо раствором на цементе НЦ в стыках блоков, и монолитные прессованные обделки применяют в сухих плотных грунтах (связных и несвязных), обладающих упругими свойствами. Блоки обделки должны быть соединены шарнирно, причем в состав одного кольца должно входить не менее четырех. Блоки выполняют из облегченных чугунных тубингов с цилиндрическими стыками или из бетона (железобетона). Разжатие блоков и вдавливание их в грунт обычно осуществляют с помощью гидравлических (винтовых) домкратов. Существует способ обжатия клиновыми блоками, вдавливаемыми в кольцо обделки, и клиньями (см. рис. 2.8, а). Во всех случаях обжатие (вдавливание) обделки в грунт достигается увеличением ее диаметра при приложении кольцевого усилия.

Для улучшения качества обжатия применяют два или три клиновых блока, располагаемых в различных сечениях кольца обделки, нескольких размеров по ширине, отличающихся на 5...10 мм.

Распорный узел целесообразно располагать в замковом сечении. По технологическим соображениям его часто конструируют в нижней части кольца.

При разжатии кольца обделки возникающие по наружной поверхности силы трения вызывают потери распорных усилий. Силы трения уменьшают, смазывая обделку. Начальные усилия разжатия должны быть в 1,5...2 раза больше массы кольца (с учетом потерь на преодоление сил трения). Усилия обжатия обделок в грунт зависят от диаметра выработки, горного давления, деформативных свойств грунта, материала обделки и составляют 200...1000 кН на 1 м длины.

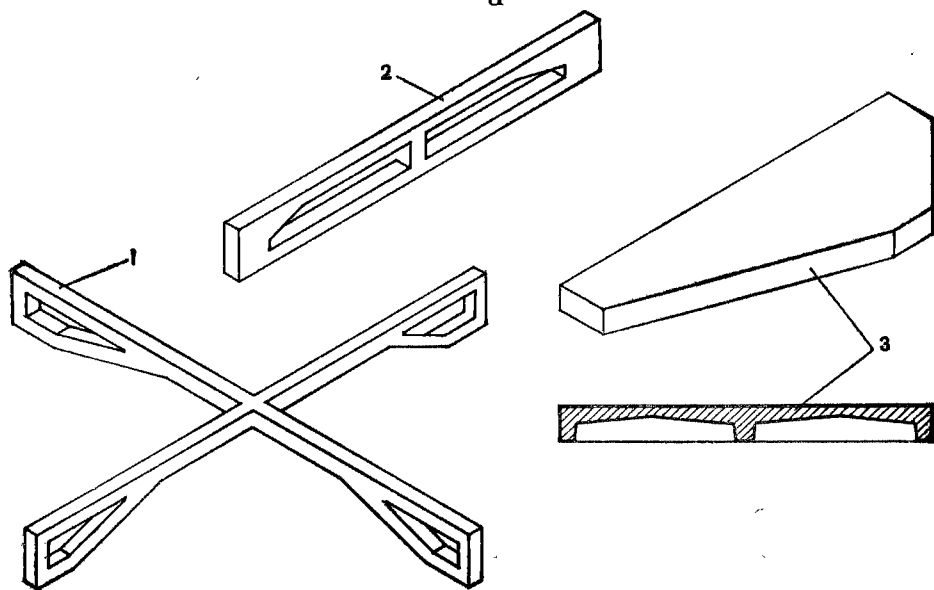
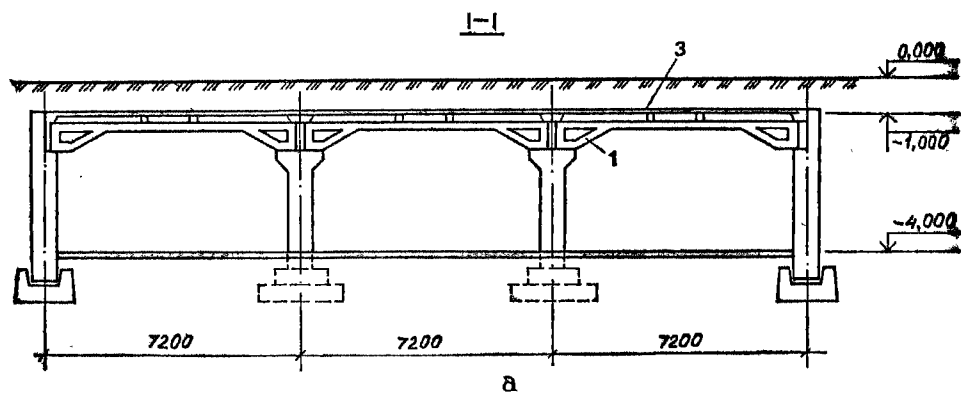
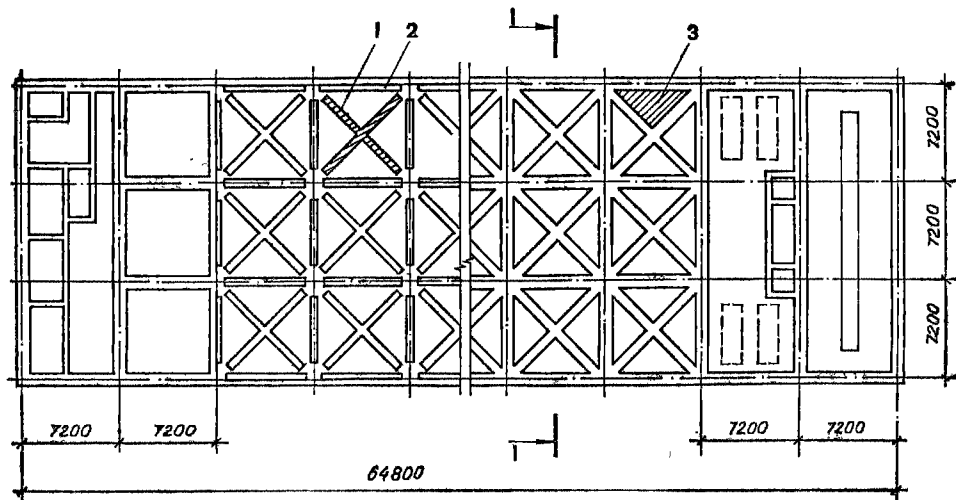
За счет совместной работы обжатой обделки с грунтом достигаются снижение нагрузок и уменьшение толщины обделки, расхода материалов, объема земляных работ. Не требуется нагнетание за обделку цементного раствора, исключаются осадки поверхности земли.

В полускальных глинистых и песчаных грунтах естественной влажности применяют обжатые обделки из прессованного бетона. Эффективное повышение водонепроницаемости обделок достигается применением цельносекционных конструкций из напрягаемого бетона, обладающих высокой прочностью, плотностью и водонепроницаемостью.

В настоящее время разработан ряд типовых проектов подземных гаражей, выполненных из железобетонных конструкций. Так, гараж-стоянка с вариантом общественного туалета (типовой

Рис. 2.8. Обделки:

а, б — схемы обделок кругового очертания; а — типы конструкций сплошного сечения, из ребристых тубингов; а — стыки цилиндрический с прокладкой и с вкладышем (фиксатором); б — конструкции обделок, обжатых в грунт; в — схемы обжатия соответственно с помощью клиновых блоков и домкратов; 1, б — блоки соответственно обделки и клиновой; 2 — вкладыш; 3 — фиксатор; 4 — клин; 5 — домкраты.



проект 503-2-1) разработан ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов. Фундаменты подземного здания — из блоков по серии ИИО4-1, вып. 7; стены — из блоков стен подвала; колонны — индивидуального изготовления в опалубке колонн по серии 1.420-12; плиты перекрытий — сборные предварительно напряженные пролетами 6 и 9 м по серии ИИ-24-8 и ИИ-24-9, а ригели пролетами 6 и 9 м по серии ИИ-23-1/70 и ИИ-23-2/70. Стоимость одного машино-места 2905,7 р., стоимость 1 м² — 94,5 р.

Интересно решение покрытия подземного гаража, разработанного в НИИЖБ Госстроя СССР (руководитель проекта — проф. Шугаев В. В.). В покрытии применены пространственные рамно-шатровые конструкции, созданные в лаборатории пространственных конструкций (рис. 2.9). Как показывает сопоставление этих покрытий с типовыми конструкциями по сериям У-01-01/80 и У-01-02/80, расход бетона и стали существенно снижается (табл. 2.2).

2.2. МНОГОЭТАЖНЫЕ ЗДАНИЯ

Многоэтажные производственные здания проектируют как подземную часть некоторых сооружений (например, горнообогатительных предприятий) или как самостоятельные объекты. Выполняют их в открытом котловане, способом «стена в грунте», опускным колодезем или кессоном. Конструктивное решение определяют на основе технико-экономического сравнения вариантов, учитывая возможности строительных организаций, способ устройства, размеры и расположение площадки строительства.

При проектировании многоэтажных зданий, особенно в стесненных условиях действующих предприятий, используют способ «стена в грунте», в последние годы для создания стен в грунте внедряют струйную технологию.

Стена в грунте может быть выполнена из монолитного, сборно-монолитного и сборного железобетона. Монолитные стены проектируют толщиной 400...1000 мм в зависимости от применяемого оборудования. Арматуру монолитных стен используют в виде пространственных каркасов из стержней периодического профиля; длина каркасов должна быть меньше глубины траншей на 200...300 мм, ширина — на 100...150 мм меньше длины захватки (3...6 м), толщина — на 100...150 мм меньше ширины траншей. Армокаркасы внутри должны иметь проемы для бетонолитных труб: один проем при длине захватки до 4, два — при длине захватки 4...6 м. На боковых сторонах каркасов проектируют ограничители для обеспечения проектного положения при бетонировании. В месте сопряжения стен с будущими перекрытиями, перегородками, ригелями устраивают деревянные короба, извлекаемые после бетонирования и выемки грунта. Для монолитных стен применяют бетон с осадкой конуса 160...200 мм и крупностью заполнителя до 50 мм.

Рис. 2.9. Подземное здание с рамно-шатровым покрытием:

а — план и разрез; *б* — сборные конструкции; 1, 2 — ригели рамы соответственно крестообразный и плоский; 3 — плиты покрытия.

2.2. Сравнение вариантов перекрытий средних чеек подземных зданий по расходу материалов на 1 м² перекрытия

№ 1 (ПИ-1, Ленинград), серия У-01-01/80, сетка колонн 6×6 м	№ (Киевский ПСП), серия У-01-02/80, сетка колонн 6×6 м	№ 3 (разработка НИИЖБ), рамно-шаровое перекрытие, сетка колонн 7,2×7,2 м				
Бетон, м³	Сталь, кг	Бетон, м³	Сталь, кг	Бетон, м³	Сталь, кг	
Сборные ЖБК:		Сборные ЖБК:				
плита П2-2	21,7	плита П4-2	0,021	плита П-1	0,152	20,1
ригель Б1-5	0,076	плита П1-4	0,090	рама Р-1	0,060	12,7
		капитель КТ2-2	0,028	контурная балка КБ-1	0,081	44,2
	0,200		33,6	капитель К-1	0,032	3,8
			0,139		0,325	80,8
Монолитный железобетон	0,380	36,6		Монолитный железобетон	0,092	1,8
Всего...	0,580	70,2		Всего...	0,417	82,6
В % к варианту 2	101	102		С учетом приведения к сетке колонн 6 × 6 м	0,350	60,2
				В % к варианту 2	61	87

Конструкции «стена в грунте» проектируют: монолитными из секующихся свай или из сплошных траншей, выполняемых отдельными захватками и соединяющихся швом, образованным опалубочной трубой (рис. 2.10, а, б); сборными обычно принципиально отличающихся типов: со стойками-контрфорсами и панелями.

Более индустриально применение сборных стен, обеспечивающих снижение материалоемкости, повышение качества, водонепроницаемости, хорошую внутреннюю отделку, простой контакт с внутренними конструкциями. Элементы проектируют в виде плоских, ребристых, пустотелых панелей (см. рис. 2.10, б...г). Вид конструкции определяют на основе технико-экономического сравнения вариантов.

Конструкции со стойками-контрфорсами используют, если на определенной глубине, ниже пола проектируемого сооружения, находится прочный грунт, в который заделывают стойки. Затем, по мере разработки грунта, в выступы стоек устанавливают плиты, при этом стойки работают как консоли. На проектной глубине стойки закрепляют грунтовыми анкерами.

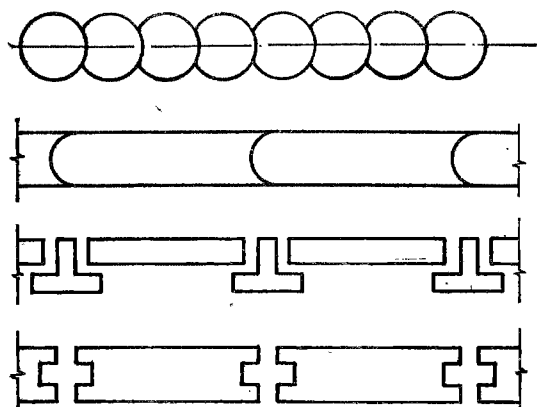
Плоские конструкции применяют, если панели монтируют временно на всю глубину траншеи. Обычная длина сборных панелей составляет 10...14 (определяется возможностью транспортирования), ширина 1,5...3,5 и толщина 0,15...0,6 м. При глубине траншей более 10...15 м предусматривают стык панелей по высоте или устраивают сборно-монолитную конструкцию (в нижней части — монолитный железобетон, в верхней — сборные панели).

В сборных элементах при проектировании необходимо предусмотреть: монтажные петли, закладные изделия для монтажа и подвески панелей на форшахту, детали стыковых соединений панелей или закладные изделия для сопряжения днища, перекрытий (ригелей, плит) и внутренних стен с ограждающими стенами. Закладные изделия для сопряжения с внутренними конструкциями выполняют заподлицо с внутренней поверхностью панели.

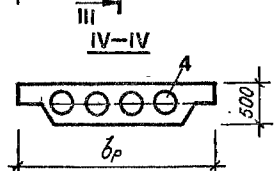
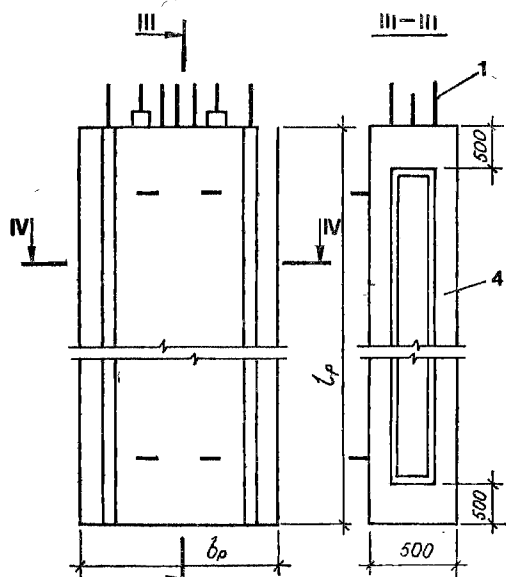
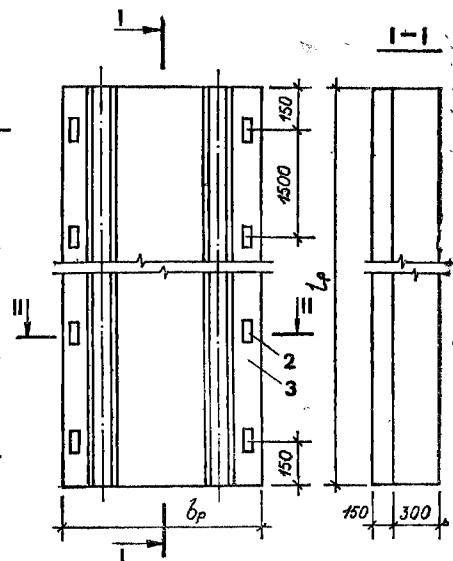
Вертикальные стыки между панелями могут быть рабочими (стык равнопрочен с сечением панели) или нерабочими. В рабочем стыке закладные изделия приваривают к наружной и внутренней сеткам рабочей арматуры, затем соединяют их сваркой после монтажа панелей, далее стык заделывают торкрет-бетоном (см. рис. 2.10, д). Нерабочие стыки соединяют сваркой закладных изделий, после чего заделывают цементным раствором и торкрет-бетоном.

Сборно-монолитные конструкции рекомендуется применять, если стены возможно заглубить до слоя водоупора. Нижняя монолитная часть, которую устраивают до слоя водоупора, играет роль противифльтрационной завесы. Верхнюю часть выполняют из сборных панелей.

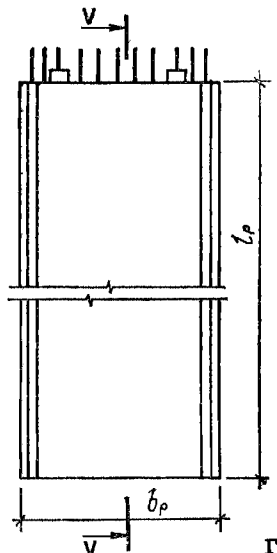
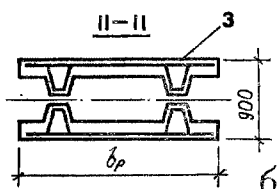
Эффективным типом конструкций многоэтажных подземных зданий и сооружений, проектируемых в стесненных условиях, являются опускные колодцы. Железобетонные опускные колодцы и кессоны используют как конструкции подземных гаражей,



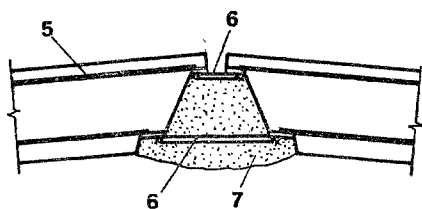
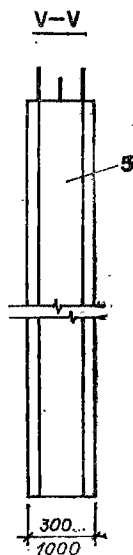
a



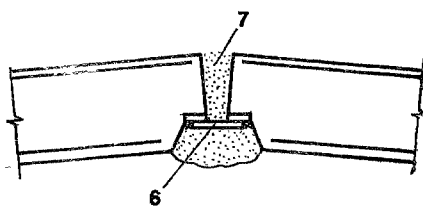
B



Г



A



автостоянок, многоэтажных комплексов различного назначения, особенно в подземной части горно-обогатительных предприятий. Они представляют собой вертикально расположенную железобетонную сборную, сборно-монолитную или монолитную оболочку различной формы в плане (рис. 2.11, а...в). Оптимальна кольцевая форма, обеспечивающая благоприятное напряженно-деформированное состояние при опускании и работе сооружения. Внутри колодцев перекрытия опирают на колонны, продольные или поперечные стены.

Диаметр колодцев в промышленном строительстве составляет 4...10 м (для гаражей — до 60), высота — 5...50 м, стенки могут быть постоянной толщины или утолщаться книзу, с вертикальными внутренними стенами; толщина стен может составлять до 1...1,5 м из условий обеспечения опускания под действием силы тяжести и преодоления трения по грунту. Опускание колодцев в тиксотропной рубашке для снижения сил трения позволяет применять оболочки толщиной до 0,6...0,8 м.

Заглубленная часть корпуса дробления Коршуновского горно-обогатительного комбината выполнена в виде кессона, сооруженного методом подращивания из сборных железобетонных тюбингов (см. рис. 2.11, г). Метод подращивания заключается в одновременных операциях разработки грунта и монтажа сверху вниз сборных элементов стен при помощи траверсы. Конструкция подземного гаража в Женеве на 530 автомобилей представляет собой цилиндрическую оболочку из монолитного железобетона толщиной 400 мм, диаметром 57,2 и высотой 28 м. В нижней части оболочки устроено полое ножевое кольцо конической формы высотой 3 м с выступом 100 мм для образования тиксотропной рубашки (см. рис. 2.11, д).

Размеры колодцев в плане должны быть больше необходимых для размещения оборудования, проходов и проездов на

$$\Delta_1 = 0,01H_0 \pm 0,2,$$

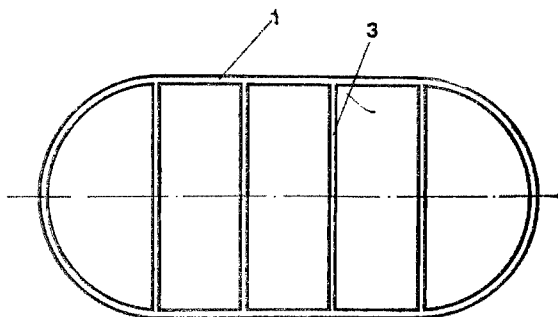
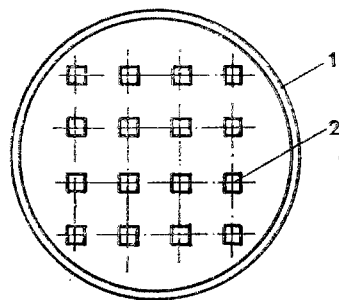
где H_0 — внутренняя глубина колодца (рис. 2.12).

Оболочка колодца состоит из ножевой части с банкеткой и собственно оболочки. Ножевую часть можно выполнять различной формы в зависимости от вида грунта и размера днища (см. рис. 2.12, а).

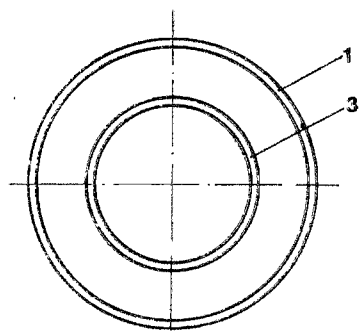
Сборные железобетонные конструкции оболочек характеризуются высокой степенью индустриальности и выполняются в виде унифицированных сборных и сборно-монолитных плоских железобетонных панелей и пустотелых криволинейных и прямоугольных блоков. Сборные оболочки колодцев диаметром 10...40 и глубиной 10...30 м изготовляют из плоских панелей шириной до 2,

Рис. 2.10. Конструкции «стена в грунте»:

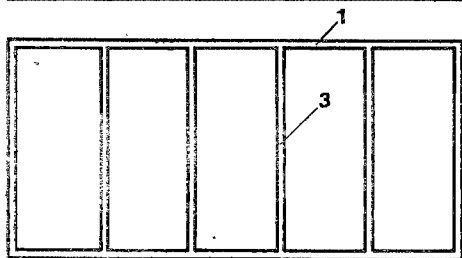
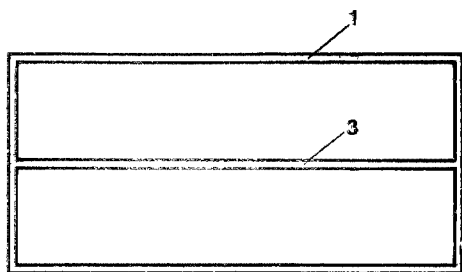
а — секционные сваи, сплошные траншеи, сборные контрфорсные и панельные элементы; б...г — сборные железобетонные элементы соответственно ребристые, пустотелые и плоские; д — жесткий и шарнирный стыки между элементами; 1 — петли или выпуски арматуры; 2 — закладные изделия; 3 — плита; 4 — отверстие; 5 — арматура; 6 — свариваемые закладные изделия; 7 — стык.



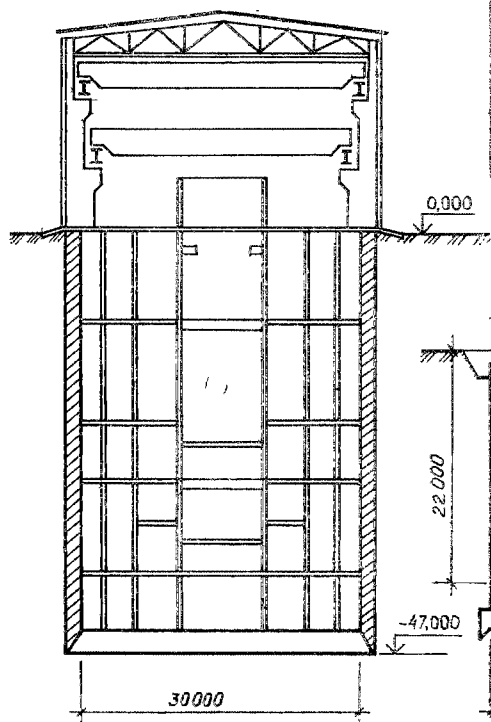
6



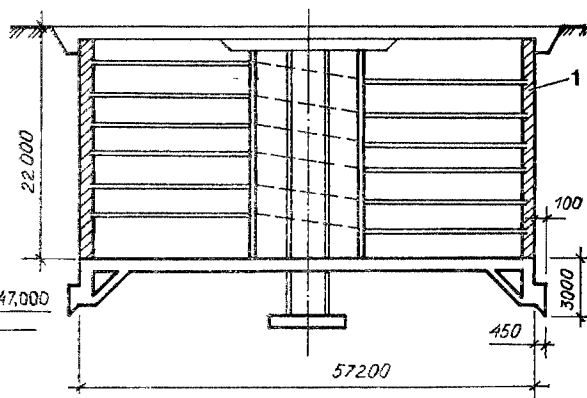
a



B



Г



A

высотой до 12 м и массой 10...40 т. Панели соединяют петлевыми выпусками арматуры или стальными накладками, привариваемыми к листам металлоизоляции или закладным элементам (см. рис. 2.12, б).

Оболочку можно собирать по высоте из одного или нескольких ярусов панелей. Длину панелей при глубине погружения колодца менее 15 м следует принимать равной глубине колодца. Отдельные ярусы соединяют при помощи сплошной монолитной обвязки, до бетонирования которой сваривают выпуски арматуры из верхних и нижних панелей. В верхней части колодца устраивают сплошной монолитный пояс (см. рис. 2.12, в).

Сборно-монолитные конструкции опускных колодцев диаметром до 50 м состоят из монолитного ножа толщиной до 1 м с ребрами жесткости, плоских стеновых панелей размерами $9,65 \times 2,3 \times 0,3$ м (заделываемых в паз монолитного ножа и соединяемых между собой омоноличиванием выпусков арматуры) и жесткого обвязочного пояса по верху панелей, соединенного с омоноличиваемыми частями (пилястрами) панелей (см. рис. 2.12, г).

При диаметрах более 30 и глубине более 20 м опускные колодцы можно выполнять из пустотелых железобетонных блоков (см. рис. 2.12, д, е). После монтажа блоки соединяют в вертикальных стыках сваркой арматурных выпусков и последующим обетонированием (см. рис. 2.12, ж, з). Двухпустотные блоки имеют размеры в плане $3,85 \times 2$, высоту 1,74 м и массу 3...6 т при толщине стен 0,2...0,48 м. По высоте блоки монтируют на цементном растворе, а по верху колодца устраивают монолитный железобетонный пояс-обвязку. Монолитные пояса устраивают так же через каждые пять-шесть рядов по высоте. Для увеличения массы колодца в процессе опускания пустоты в блоках заполняют песком, щебнем, бетоном или другими материалами. В ножевой части устраивают стальные уголки, предотвращающие вытекание глинистой суспензии из тиксотропной рубашки (см. рис. 2.12, и). Конструкция ножевой части должна обладать повышенной прочностью и распределять нагрузки от массы колодца на грунт. Ножевую часть предусматривают сплошного или ребристого сечения высотой 2...3 м.

Наружную поверхность ножевой части выполняют вертикальной или с небольшим наклоном ($10...15^\circ$), с выступом шириной 100 при $H < 15$ и 150 мм, при $H > 15$ м для образования тиксотропной рубашки, а внутреннюю — наклонной. Угол наклона изменяется от 30 до 45° в зависимости от плотности грунтов. Режущую кромку ножа (банкетку) защищают уголками, швеллерами или стальными листами.

В стенах колодца проектируют пазы или консольные выступы для опирания межъярусных перекрытий и днища, а также закладные изделия для крепления инъекторов и манжет.

Рис. 2.11. Планировочные схемы опускных колодцев:

а ... г — планы соответственно круглых, овального, прямоугольных; з, д — вертикальные разрезы сооружений; 1 — железобетонная наружная стена; 2, 3 — внутренние соответственно колонны и стены.

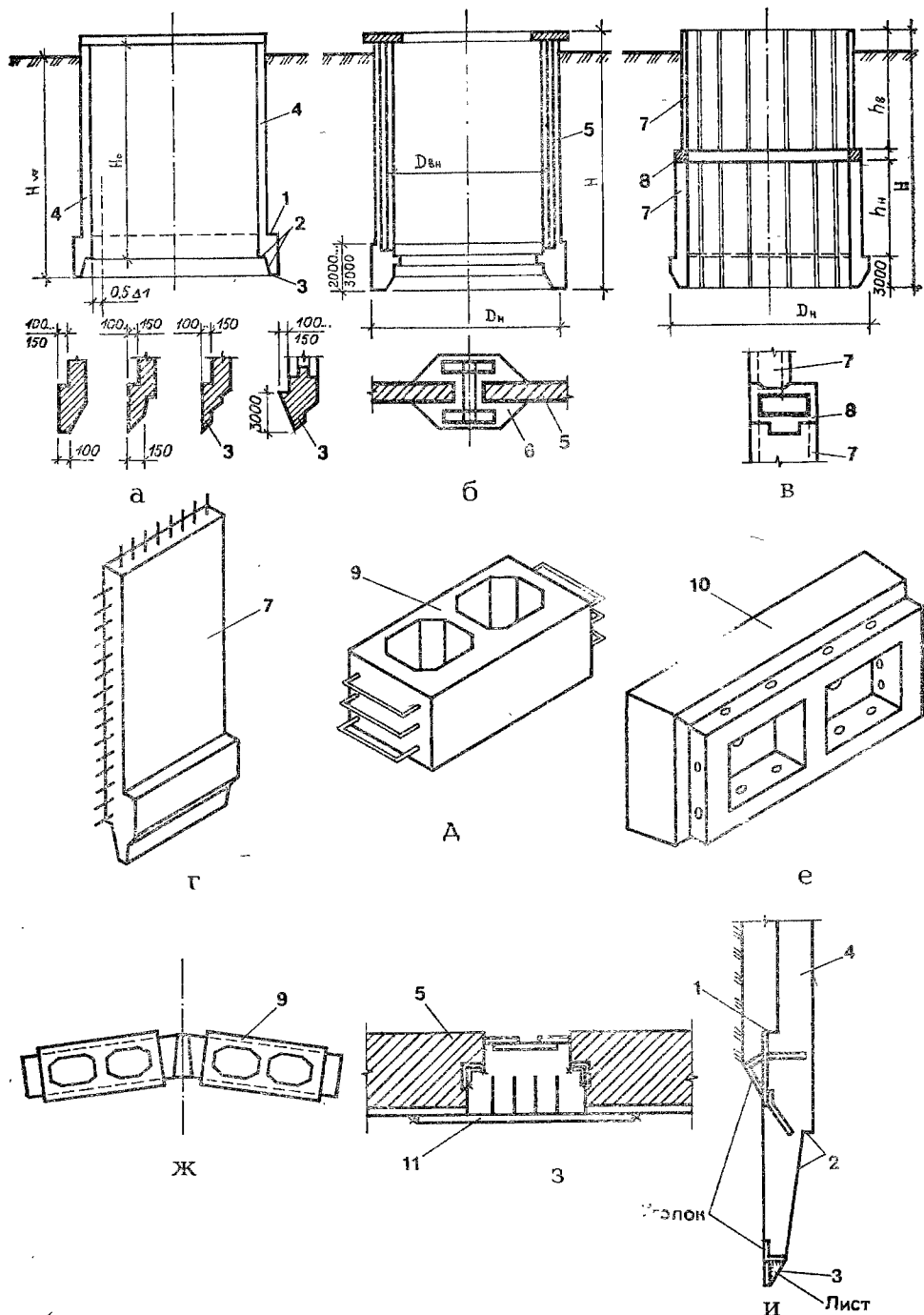


Рис. 2.12. Конструкция опускаемых колодцев:

а — разрез и типы ножевой части; *б, в* — сборные колодцы из панелей и стыки — вертикальный и горизонтальный; *г... е* — сборные элементы; *ж, з* — узлы соединения блоков; *и* — конструкция, предохраняющая от утечки тиксотропной жидкости; 1 — выступ; 2 — скос; 3 — банкетка; 4 — стена колодца; 5, 7 — панели соответственно плоские и сборные; 6 — монолитный бетон; 8 — монолитный пояс; 9, 10 — блоки сборные соответственно двухпустотные и ребристые; 11 — стальной лист для соединения закладных изделий.

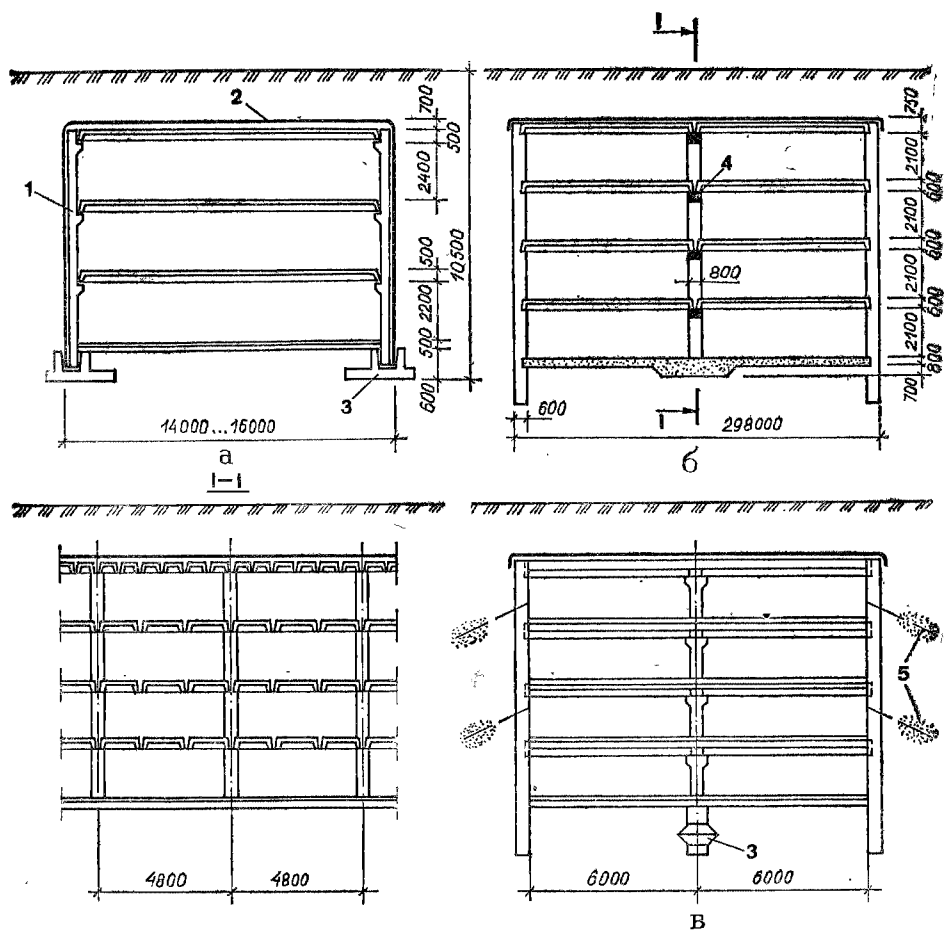


Рис. 2.13. Конструкции многоэтажных зданий:

а — панельные однопролетные; **б** — многопролетные, выполняемые способом «стена в грунте»; **в** — то же, с поперечным расположением ригелей; **1** — блок стены; **2** — пере-
3 — фундамент; **4** — сборный ригель; **5** — грунтовые анкеры.

Днище опускных колодцев выполняют в виде плоской плиты из монолитного железобетона с гнездами для установки сборных железобетонных колонн и закладными изделиями для крепления стен и перегородок.

В слабых водонасыщенных грунтах с крупными каменистыми включениями опускные колодцы снабжают в нижней части рабочими камерами, превращая их тем самым в кессоны.

Наиболее существенным отличием подземных многоэтажных зданий от наземных является совмещение несущих и ограждающих конструкций здания с неполным (смешанным) каркасом. Можно проектировать однопролетные здания без каркаса, с несущими стенами, или двух- и многопролетные, с внутренним каркасом. Разработаны конструкции подземных зданий с пролетами до 16 м (рис. 2.13).

Наиболее проста конструкция однопролетного многоэтажного здания, состоящая из блоков стен, перекрытий и фундаментов.

Блоки стен имеют консоли, на которые опираются сборные ребристые плиты. В нижней части блоки стен заделывают в щелевой стакан фундамента.

Двух- и многопролетные многоэтажные здания выполняют с внутренними колоннами (рис. 2.13, б, в). Сетку колонн принимают 6×6 ; 9×6 ; 18×6 м, используют унифицированные сборные элементы фундаментов, стен, перекрытий, колонн и прогонов. Размеры несущих элементов конструкций подземных сооружений назначают так же, как при проектировании конструкций наземных зданий и сооружений. В зависимости от свойств грунтов устраивают различные типы фундаментов из монолитного или сборного железобетона: ленточные, столбчатые, плитные, свайные.

Наружные стены подземных зданий проектируют в виде несущих и ограждающих конструкций, воспринимающих боковое давление грунта и нагрузку от верхнего и междуэтажных перекрытий, из монолитного или сборного железобетона толщиной 400...600 мм. Эффективны сборные железобетонные конструкции стен и панелей, монтируемых снизу вверх одновременно с каркасом здания. Соединяют их сваркой закладных изделий или выпусков арматуры с последующим омоноличиванием швов бетоном. Блоки стен должны иметь выступы или пазы для опирания на них панелей перекрытий и ригелей. Ригели проектируют с поперечным или продольным расположением. Боковое давление грунта на стены подземного сооружения возрастает по глубине, поэтому панели стен могут быть различной толщины. Стеновые блоки могут служить ограждающей конструкцией, передающей нагрузки от бокового давления грунта на каркас, выполненный в виде стоек, опирающихся на фундамент и связанных в продольном и поперечном направлениях ригелями. Навесные стеновые блоки в этом случае рационально выполнять в виде пологих оболочек, выпуклых в сторону грунта.

Железобетонные колонны могут быть прямоугольного круглого или квадратного поперечного сечения с постоянными или переменными по высоте размерами.

Для прохода световодов и пропуска естественного освещения на все этажи рационально устройство колонн кольцевого сечения из центрифугированного железобетона. На колоннах предусматривают консольные выступы для опирания ригелей или капители для опирания безбалочного перекрытия. Колонны по высоте проектируют на один-два этажа и соединяют сваркой стальных оголовников, прикрепленных к рабочей арматуре колонн. Стальные колонны сплошного или составного сечения выполняют из сваренных между собой листов или прокатных профилей. Колонны могут быть сквозными из отдельных буронабивных свай, выполняемых с поверхности земли при неразработанном котловане (это затрудняет последующую разработку грунта).

Перекрытия konstrуируют из монолитного или сборного железобетона: ребристые (П-образные, тавровые, типа двойного Т), реже—безбалочные. В комплексах кругового очертания в плане перекрытия выполняют трапецеидальной формы, опирая их на коль-

цевые ригели и колонны. При пролетах более 12...15 м используют предварительно напряженные железобетонные блоки, а при пролетах более 25...30 м целесообразно применять железобетонные или металлические фермы, оболочки.

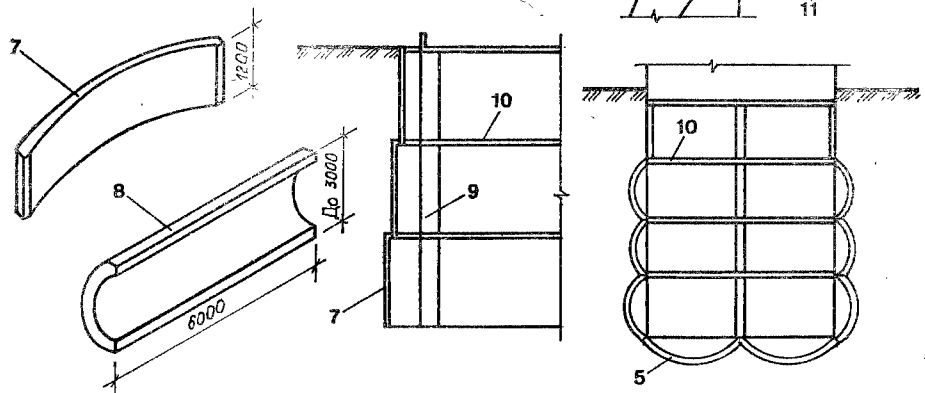
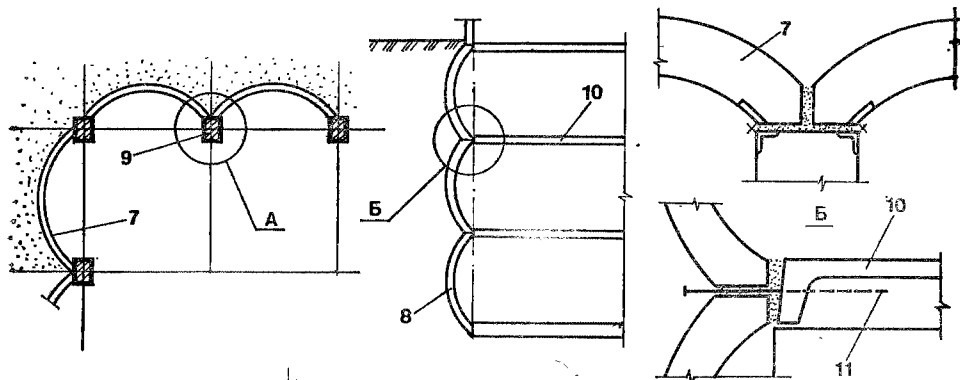
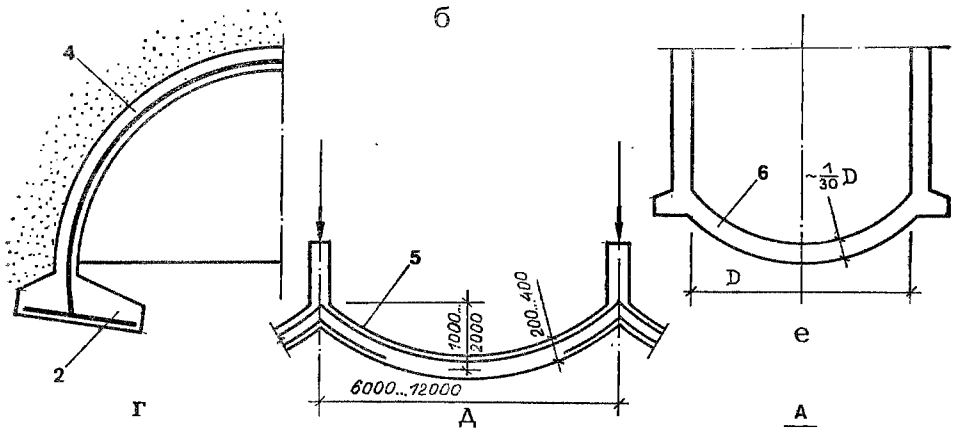
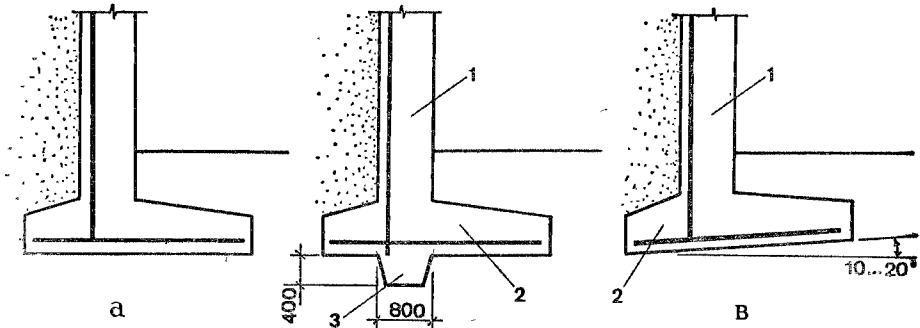
Сводчатые перекрытия (оболочки) устраивают из монолитного или сборного железобетона и опирают на вертикальные стены или на фундаменты.

2.3. ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУКЦИЙ

2.3.1. Конструкции фундаментов. В зависимости от типа опирающихся конструкций, вида грунтов и их физико-механических свойств устраивают ленточные, столбчатые, плитные, свайные фундаменты [17, 53]. Существенной особенностью работы этих фундаментов под ограждающими внешними стенами или колоннами подземного здания является действие значительных горизонтальных усилий от давления грунта, а для фундаментов, жестко соединенных со стенами (колоннами), — и действие изгибающих моментов одного знака. Это обстоятельство приводит к необходимости устройства несимметричных подошв ленточных и столбчатых фундаментов, или к наклону подошв, или к проектированию распорок между фундаментами. В этих условиях рациональны плитные фундаменты, работающие с распором, который увеличивает высоту сжатой зоны, снижает изгибающий момент в нормальных сечениях, повышает прочность по наклонным сечениям. Расчет фундаментов с распором позволяет на 15...40 % сократить расход арматуры [30].

При значительных вертикальных нагрузках на фундаменты или в случае залегания в уровне подошвы непрочных грунтов рекомендуется взамен плоской фундаментной плиты применять оболочки (цилиндрические, параболические), выпуклые в сторону грунта и опирающиеся на вертикальные конструкции стен или колонны. При опирании на параллельные стены можно применять цилиндрические оболочки с длиной волны, равной шагу внутренних стен (6...12 м), стрелой подъема $\frac{1}{5}... \frac{1}{6}$ длины волны, толщиной до 200...300 мм. Для сетки колонн или системы пересекающихся стен рационально применение оболочек двойной положительной гауссовой кривизны на квадратном или прямоугольном плане, с размерами в плане до 6×12 , 6×18 м, стрелой подъема до $\frac{1}{5}$ пролета (наибольшего размера в плане), толщиной до 300...500 мм (рис. 2.14). Для фундаментов опускных колодцев, круглых в плане, рекомендуется использовать оболочку вращения в форме купола со стрелой подъема $\frac{1}{5}... \frac{1}{10}$ пролета, причем для восприятия усилий распора можно изготовить опорное кольцо или усеченную коническую оболочку.

Конструкции, приведенные на рис. 2.14, под действием контактного давления грунта работают преимущественно на сжатие, поэтому обладают повышенной водонепроницаемостью, трещиностойкостью, требуют меньшего расхода материалов. Вследствие выпуклости оболочки в сторону грунта в нем создается более



равномерное напряженно-деформированное состояние, снижается крайняя концентрация напряжений, уменьшаются осадки фундамента.

Оболочки проектируют из сборного, сборно-монолитного или монолитного железобетона. Причем поверхность грунта разрабатывают, учитывая форму оболочки, проверяя ее деревянным плоским шаблоном. Подготовку устраивают из бетона класса В50 с более точным соблюдением криволинейной поверхности. Сборные элементы оболочек должны иметь выпуски арматуры для соединения их между собой и с выпусками арматуры из стеновых блоков или колонн с последующим омоноличиванием.

2.3.2. Ограждающие вертикальные конструкции. Ограждающие конструкции (стены) в производственных зданиях обычно проектируют в виде плоских или ребристых сборных железобетонных плит. Однако, принимая во внимание сравнительно небольшую высоту этажей и хорошую работу дисков железобетонных перекрытий на сжатие от горизонтального давления грунта, рационально конструировать стеновые блоки в виде сборных (монолитных) оболочек, направленных выпуклостью в сторону грунта [32].

Стеновые панели-оболочки могут быть выполнены с горизонтальным и вертикальным направлением волн. В первом случае их опирают на вертикальные диафрагмы (внутренние стены) или на колонны здания, поэтому длина сборных оболочек равна длине волны и шагу между колоннами или стенами (обычно до 6 м). Высоту отдельных оболочек принимают кратной укрупненному модулю и равной 1,2...1,8 м.

Принципиальная особенность контрфорсных стен — передача нагрузки от грунта засыпки через пространственные конструкции лицевых элементов на контрфорсы. Последние проектируют в виде поперечных стен или колонн каркаса, дисков перекрытий, работающих на горизонтальную нагрузку.

Сборные и сборно-монолитные конструкции стены обычно разрезаются на сборную лицевую оболочку и монолитный или сборный контрфорс. Весьма индустриально и технологично решение контрфорсов из буронабивных свай (будущих колонн здания) с опиранием сборных оболочек непосредственно на сваи. При большой высоте стен, для снижения изгибающего момента сваи необходимо заанкерить или выполнить две и более секущихся сваи. Дополнительные секущиеся сваи при этом размещают со стороны засыпки, чтобы пространство с лицевой стороны стен было свободно.

Для снижения расхода бетона на буронабивные сваи рекомендуется устраивать их с уширением, расположенным в части находящегося в грунте ствола свай. Как известно, при таком расположении уширения сваи воспринимают увеличенную горизонтальную нагрузку.

Рис. 2.14. Конструкции фундаментов:

а...г — под наружные стены; *д, е* — фундаменты-оболочки; *жс* — подпорные стены в виде многоволновых горизонтальных и вертикальных оболочек; *1* — стена; *2* — фундамент; *3* — зуб; *4* — оболочка покрытия; *5, 6* — оболочки соответственно цилиндрическая и сферическая; *7...8* — панель-оболочка соответственно горизонтальная и вертикальная; *9* — колонна; *10* — перекрытие; *11* — закладной элемент.

В связи с тем что эпюра активного давления грунта возрастает по направлению к низу стен, целесообразно увеличивать кривизну оболочек в соответствии с ростом абсцисс эпюры. Оболочка при этом имеет коноидальную форму, а расход бетона снижается примерно на 40 % по сравнению с цилиндрической оболочкой одинаковой стрелы подъема.

Коноидальная форма применима для оболочек в биологически активных конструкциях подпорных стен. При монтаже однотипных коноидальных оболочек образуются горизонтальные участки, заполненные грунтом, на которых удобно высаживать декоративные растения. Кривизна отдельных оболочек может уменьшаться по направлению снизу вверх по мере снижения активного давления грунта.

Отдельные конструктивные сборные элементы подпорных стен контрфорсного типа с оболочками должны иметь унифицированные размеры, при этом максимальная длина элементов составляет не более 6 м, а стрела подъема — $\frac{1}{4} \dots \frac{1}{3}$ пролета. Толщину сборных элементов принимают постоянной и не более 100...150 мм. Наиболее экономична толщина 100 мм, поскольку при расположении арматуры в виде одинарной сетки посередине сечения оболочки необходимо предусмотреть защитный слой бетона с двух сторон. Для назначения такой минимальной толщины при любой интенсивности нагрузки на поверхности грунта засыпки рекомендуется повышать класс бетона.

Если оболочка соединена с контрфорсами узлами, обладающими конечной жесткостью, то в последних могут возникать небольшие изгибающие моменты, для восприятия которых рекомендуется постановка двойной арматуры вблизи опор. Вторую сетку при этом необходимо довести до $\frac{1}{5}$ длины пролета. Если оболочку армируют второй сеткой вблизи опор, целесообразно предусмотреть ее переменную толщину и с увеличением вблизи опор (см. рис. 2.14). Торцы выполняют в виде двух взаимно перпендикулярных плоскостей, чтобы обеспечить опирание оболочек на поверхности контрфорсов и возможность сварки закладных изделий оболочек и контрфорсов. На торцевых поверхностях располагают два-три закладных изделия (вверху, внизу и при большой высоте посередине). Дополнительно на оболочке конструируют четыре петли для подъема и монтажа конструкции при изготовлении в горизонтальном положении или две при изготовлении в вертикальном. Закладные изделия в виде заанкеренной пластины 70×120 , толщиной 8 мм или уголка 70×70 , длиной 120 мм располагают с лицевой или обратной сторон оболочки в зависимости от типа стыка с контрфорсами.

Для оболочек применяют бетон классов B20...B30, арматуру ненапряженную в виде плоской сетки диаметром 6...10 мм класса А-II, изгибаемую при укладке в опалубку под собственным весом.

Недостаток сборных коноидальных оболочек — в сложности изготовления арматурной сетки, кривизна которой непостоянна.

В остальном все рекомендации по конструированию коноидов соответствуют приведенным для цилиндрических оболочек. В плане оболочки могут быть не только цилиндрическими, но и параболическими, что не сказывается на их прочности при равных стрелах подъема.

Оболочки, упирающиеся в диски плит перекрытий и имеющие волну в вертикальном направлении, конструируют аналогично описанным выше панелям-оболочкам. Причем стрелу подъема можно увеличивать по мере их заглубления в связи с ростом горизонтального давления грунта. Подъемистость нижних оболочек, опирающихся на фундамент, принимают такой, чтобы уравновесить усилия (нормальные и поперечные) в узле стыка стеновой и фундаментной конструкции.

2.3.3. Покрытия. В качестве покрытий используют сборные железобетонные плиты (ребристые П-образные, двойные Т-образные, коробчатые) или оболочки. Более предпочтительны сборные оболочки, позволяющие сократить расход материалов и повысить архитектурную выразительность интерьера верхнего этажа. Для зданий с внутренними несущими стенами рационально применять цилиндрические или пологие оболочки двойной положительной кривизны, для зданий с внутренними колоннами — пологие оболочки, гипары. Естественное освещение для помещений верхнего этажа предусматривают через светопрозрачные колпаки в высоких частях оболочек (например, в сквере, размещенном над зданием), а кроме того, — через гибкие световоды — пластмассовые трубы с зеркальной внутренней поверхностью, размещаемые в колоннах кольцевого сечения. Для усиления светового потока над поверхностью земли устанавливают концентраторы в виде криволинейных зеркал, фокусирующих и отражающих световой поток в световод (см. рис. 2.4).

Для отдельно стоящих зданий важно снижение активного давления и веса грунта засыпки. При открытом способе производства работ в котловане давление можно снизить армированием грунта, которое осуществляют вводя в грунт дисперсно расположенные синтетические нити, или укладывая при уплотнении гибкие полотнища ткани (геотекстиль). Этими способами достигается значительное увеличение (в 2 раза и более) угла внутреннего трения грунта, снижение нагрузок на подземные конструкции и облегчение их массы.

2.3.4. Конструкции в горных выработках. Конструкции зданий в горных выработках в целом аналогичны конструкциям подземных производственных зданий. В породах средней крепости (известняк, гипс, песчаник) допускается строительство подземных зданий с пролетами до 15 м, а в магматических крепких осадочных породах (например, песчаники с кремнистым цементом) — пролетами в десятки метров. Стоимость разработки 1 м³ в граните составляет 28,2 р., в известняке — 18, в глинистом сланце — 12 р. [21]. Большое значение для увеличения объема работ в выработках имеет переход на подземную разработку при добыче строи-

2.3. Параметры выработок после добычи карбонатно-сульфатного и галогенного сырья

Полезное ископаемое	Средняя глубина разработки, м	Размеры камер, м		Размеры целика, м
		Ширина	Высота	
Известняк кристаллический	30...50	8...12	3...10	6...10
Известняк пористый	20...50	3...12	2,7...8	5...10
Каменная соль	150...200	17...25	20...60	8...12
Гипс	100	10...15	4,5...16	8...12
Калийная соль	200...300	10...20	6...10	8...12

тельных материалов, что также сохраняет ландшафт, снижает загазованность, исключает работы по рекультивации.

Исходя из того что крепкие и средней крепости породы не требуют крепления для поддержания откосов, не нужны и специальные конструкции (рамы, связи) для восприятия горизонтальных нагрузок.

Особенности проектирования зданий в горных выработках состоят в том, что размеры выработок заданы (табл. 2.3).

При обычной разработке полезных ископаемых оставляемые целики не всегда размещаются регулярно (по четкой сетке координат) и имеют различные размеры. В настоящее время начато планирование разработки и эксплуатации шахт с учетом будущего вторичного использования для размещения зданий [21]. При этом требуются небольшие дополнительные расходы горно-добывающих предприятий, вызванные изменением формы целиков, усилением анкерной крепи, более тщательной обработкой стен.

Для зданий в горных выработках могут быть использованы следующие конструктивные решения (рис. 2.15): облицовка стен и кровли панелями, носящими декоративный характер, причем между соседними легкими ограждающими конструкциями, а также между этими конструкциями и контуром выработок устраивают вентиляционные проемы; монтаж сборных колонн, ригелей и плит перекрытий с передачей всех горизонтальных усилий через диски перекрытий на массив пород за пределами выработки; устройство многоэтажных зданий способом подъема плоских перекрытий с последующим их креплением в горизонтальном направлении к массиву горных пород монолитными участками. При открытых выработках здание может возвышаться над поверхностью земли с устройством световых проемов по контуру наземной части.

Одно из затруднений в освоении выработок — большой размер целиков в плане — 6...12 м, что устраняется применением армирования целика контурной арматурой по периметру; армированием напряженными горизонтальными стержнями в отверстиях, просверленных в целике; устройством железобетонной обоймы по периметру целика.

В ЦНИИпромзданий разработаны двухконсольные этажерки, не контактирующие с грунтом в зоне перекрытий, с сеткой колонн

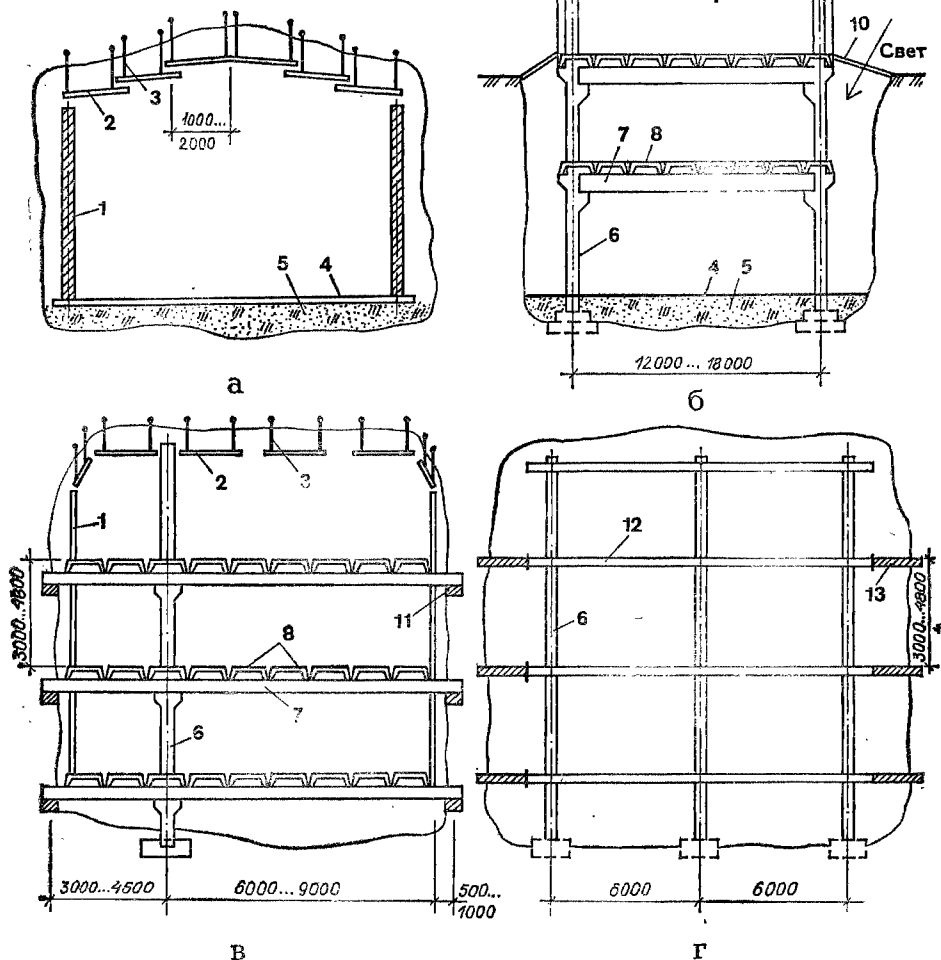


Рис. 2.15. Конструкции зданий в выработках:

а — одно- и б... г — многоэтажных; 1 — стенка (ограждение); 2 — панель потолка; 3 — анкер; 4 — пол; 5 — выравнивающий слой; 6 — колонна; 7 — ригель; 8 — плиты перекрытия; 9 — балка; 10 — световой проем; 11 — железобетонная подушка; 12 — плита; 13 — монолитный участок.

6 × 6 и 6 × 9 м при высоте этажа 6 и 7,2 и длине консолей 4,5... 6 м. В конструкциях использованы колонны сечением 400 × 400 мм, предварительно напряженные ригели и ребристые плиты.

3. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ ЖИЛЫХ И ОБЩЕСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

Жилые здания выполняют неглубокого заложения или обвалованные и только с естественным освещением. Аналогично проектируют те общественные здания, в которых недопустимо отсутствие

дневного света (например, детские учреждения и другие), остальные не выполняют без естественного освещения с различной степенью заглубления: например, кинотеатры — при минимальном заглублении, обеспечивающем создание озеленяемого пространства над покрытием; лечебные учреждения в соляных шахтах — при глубокоом заложении.

3.1. КОНСТРУКЦИИ ЖИЛЫХ ЗДАНИЙ

Как показывает опыт строительства, в конструкциях жилых зданий успешно используют железобетон (сборный и монолитный), кирпич, дерево, сталь; применяют плоскостные и пространственные конструкции. Чаще стремятся создать пространственную форму, легче вписывающуюся в рельеф склона, обеспечивающую впечатление легкости покрытия. Интересное решение — бетонирование куполов в надувной опалубке или методом торкретирования по пластмассовой опалубке на ребрах жесткости из проката [22, 28].

Особенность конструктивных решений заглубленных зданий — учет повышенной теплозащиты из-за обваловки грунтом. Поэтому на большей части их наружной поверхности не требуется такая же толщина стен, как и для наземных зданий из условия теплотехнического расчета, или такая же толщина слоя теплоизоляции на покрытии. Достаточно уменьшенная толщина железобетонных или кирпичных стен с устройством дополнительной наружной эффективной теплоизоляции (обычно в верхней части заглубленного здания). Однако возможно и традиционное решение стен заглубленного жилого дома, когда они имеют постоянную толщину, определенную из расчета верхней части, контактирующей с наружным воздухом. Тогда отпадает надобность в вертикальной теплоизоляции по обвалованным наружным стенам, устраивают только гидроизоляцию и слой дренажа. Однако это решение менее экономично, чем стены уменьшенной толщины с эффективной теплоизоляцией. Поэтому в описанных ниже узлах даны решения вертикальных наружных поверхностей с теплоизоляцией.

Жилые здания на ровном рельефе или на склонах проектируют в один-два этажа, как правило, в виде индивидуальных отдельно стоящих зданий. На склоне также может быть выполнено и многоэтажное террасное полузаглубленное здание.

По конфигурации жилые дома разделяют на возвышающиеся, сквозного типа и атриумные (рис. 3.1) [29], а также здания на склонах.

В возвышающихся зданиях одна стена свободна от засыпки. Располагают их чаще всего на наклонном рельефе (лучше с ориентацией открытой стены окнами на юг), причем покрытие может быть обваловано или не покрыто грунтом, уклон его зависит от уклона обваловки. Возвышающиеся здания характеризуются односторонней пригрузкой от обваловки на конструкции. Их строят и на ровном участке в случае возможности трехсторонней обва-

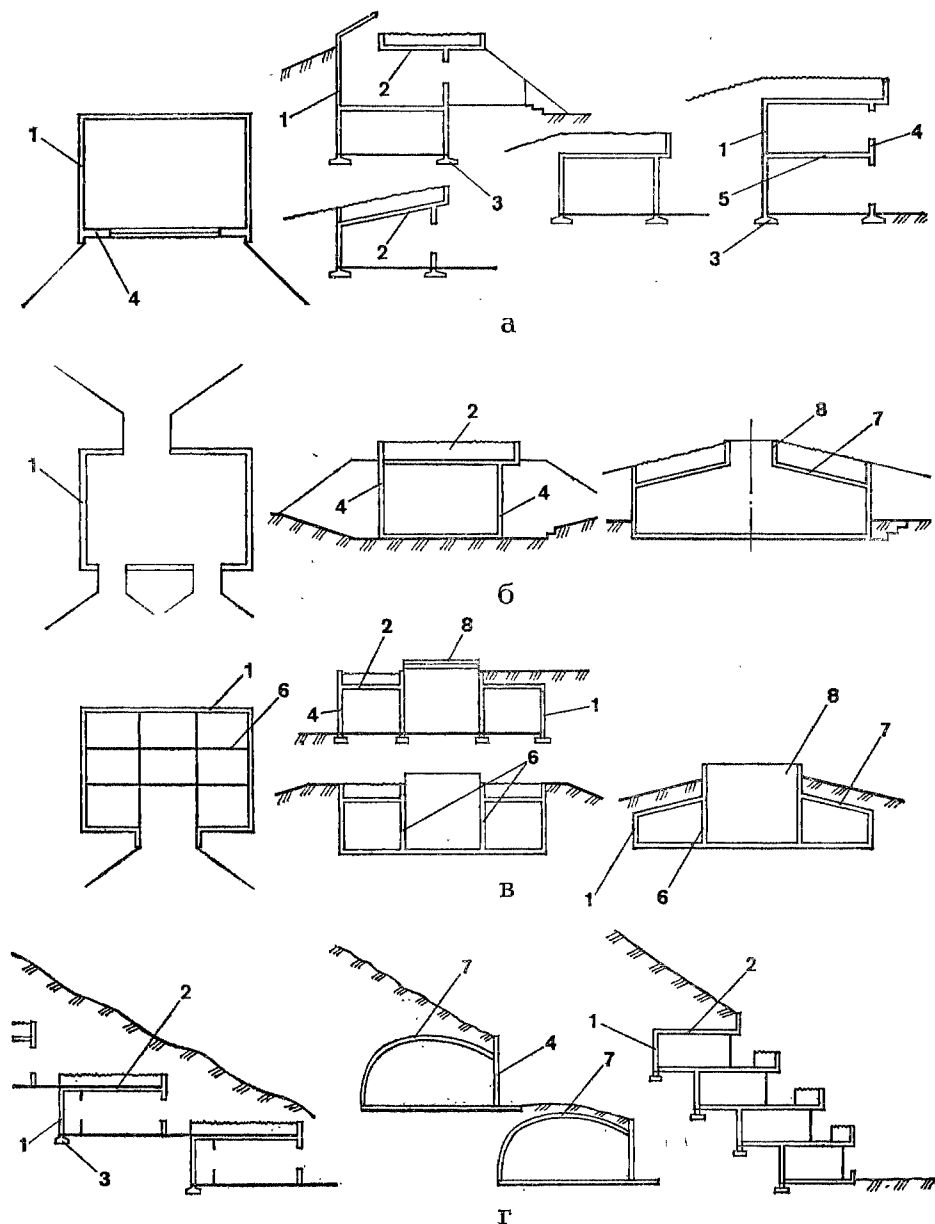
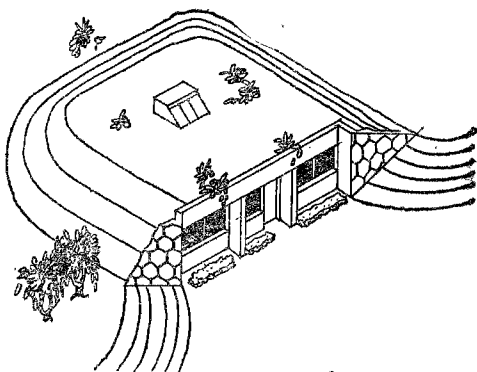
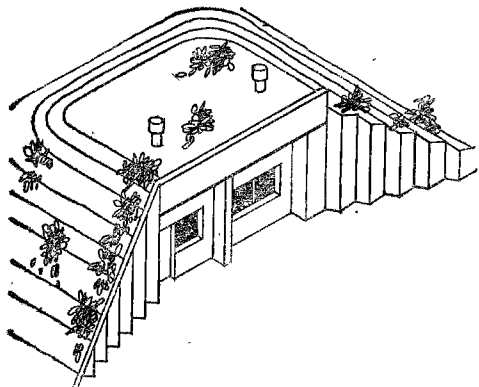


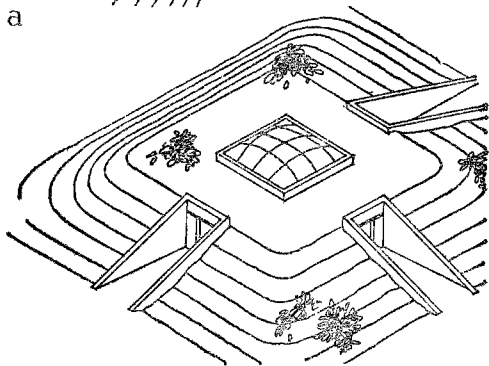
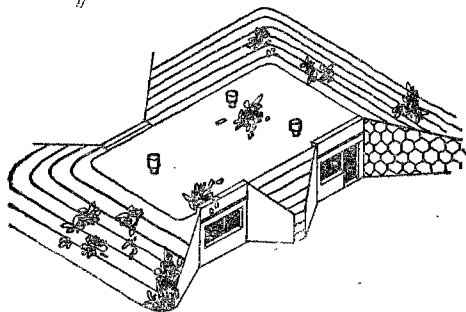
Рис. 3.1. Основные конструктивные схемы жилых зданий:

а — возвышающиеся; б — сквозные; в — атриумные; г — на склонах; 1 — стена, контактирующая с грунтом; 2 — плоское покрытие; 3 — фундамент; 4 — свободная стена; 5 — перекрытие; 6 — внутренние стены; 7 — оболочка; 8 — фонарь.

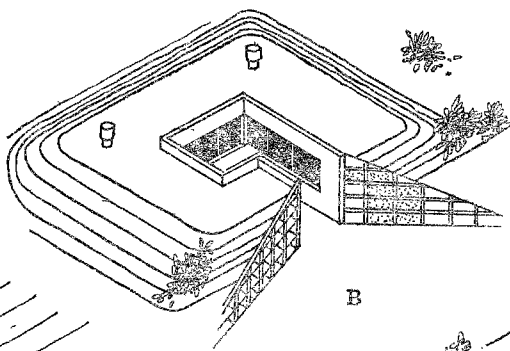
ловки, и с небольшим заглублением. Рекомендуется не увеличивать протяженность свободной от засыпки стены с целью снижения теплопотерь. При планировке дома основные помещения располагают у открытой стены, параллельно этой освещенной поверхности за основными помещениями устраивают коридор, а за ним — под-



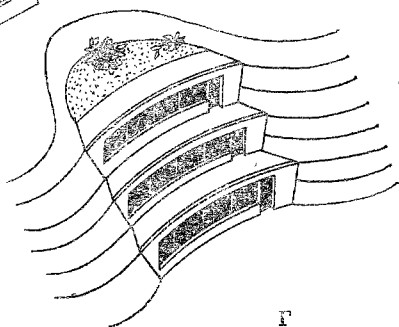
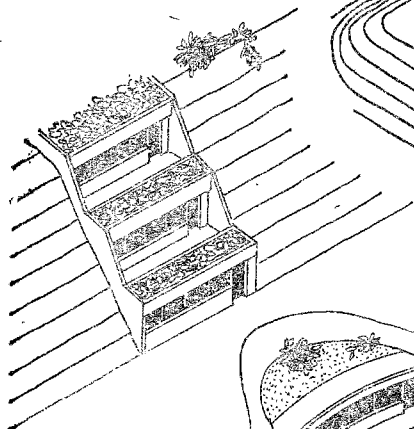
a



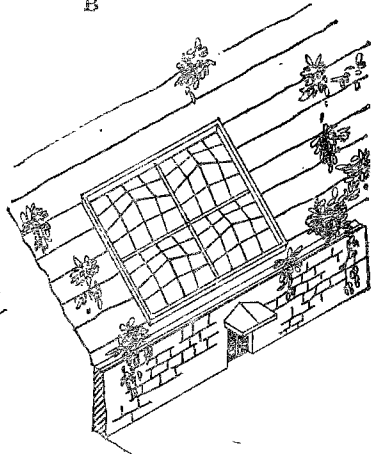
c



B



f



собные (санузлы, кладовые, кухни и другие). Ввиду того, что только через одну стену в здание проникает свет, стремятся выполнить жилой дом компактным, переходя при необходимости к двухэтажному зданию, или к созданию второй открытой стены, или к ломаной, криволинейной форме в плане.

Здания сквозного типа располагают на местности спокойного рельефа, оно имеет световые проемы в нескольких направлениях, входы со всех сторон, характеризуется небольшим заглублением в грунт, причем давление грунта более благоприятно, так как отсутствует односторонняя нагрузка; обваловкой отдельных частей стен и кровли (см. рис. 3.1, в) (обваловка кровли, как правило, горизонтальна). В зданиях такого типа необходимо предусматривать большое количество подпорных стен в местах границы между обваловкой и открытыми фасадами, а также на участках подходов к нему. Оконные проемы выполняют по периметру в любых местах наружных стен.

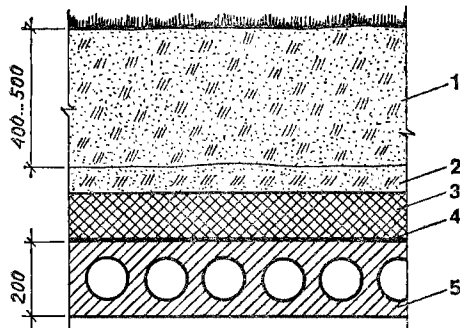
Здания атриумного типа проектируют с внутренним двором или пространством, через которое поступают свет и воздух; примыкающие к атриуму части здания сообщаются (см. рис. 3.1, а). Такое здание может быть четырехсторонним с закрытым внутренним двором, или с открытой четвертой стороной. По периметру внутреннего двора располагают комнаты, далее — кольцевой коридор, подсобные помещения размещают в неосвещенной части у наружных стен. Атриум может быть перекрыт прозрачным ограждением, при этом он используется как аккумулятор тепловой энергии. Доступ в здание может быть через лестницу сверху или через боковую открытую четвертую сторону. Все окна выходят внутрь атриума.

Здания на склонах, частично заглубленные в грунт (террасного типа), имеют одну открытую для освещения и вентиляции сторону. Отдельные этажи располагают со сдвижкой в плане, зависящей от уклона рельефа, при этом на части кровли каждого этажа устраивают горизонтальную обваловку (см. рис. 3.1, б). Такие здания могут быть многоэтажными и развитыми в плане, при этом возникает проблема устройства коммуникаций. Для движения людей предусматривают наклонные лифты, лестницы. Как и в других типах зданий, у открытой стены проектируют основные помещения, за ними — коридор, освещаемый вторым светом, а далее — подсобные помещения.

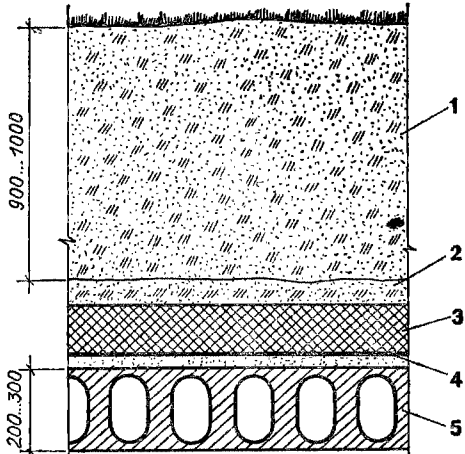
В общем случае конструкции жилого заглубленного или обвалованного здания состоят из следующих элементов: покрытие (с гидроизоляцией, утеплителем, дренажом); стены наружные (с гидроизоляцией, утеплителем, дренажом) и внутренние; фундаменты; парапетная стенка, испытывающая давление грунта; междуэтажные перекрытия; подпорные стены снаружи и внутри (рис. 3.2).

Рис. 3.2. Общий вид жилых зданий:

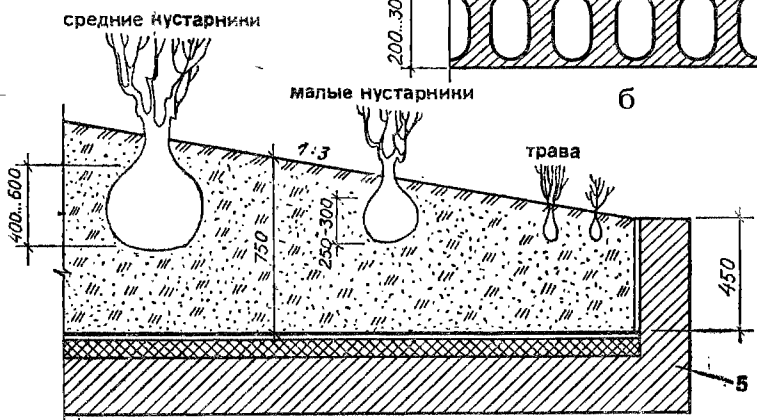
а — возвышающиеся; б — сквозные; в — атриумные; г — на склонах.



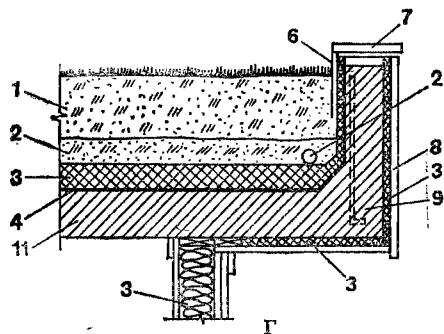
а



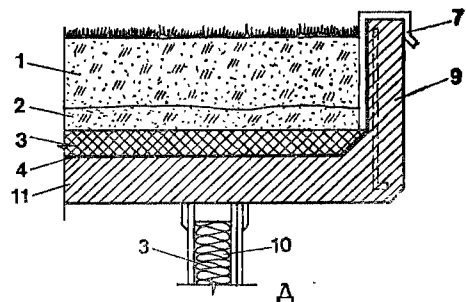
б



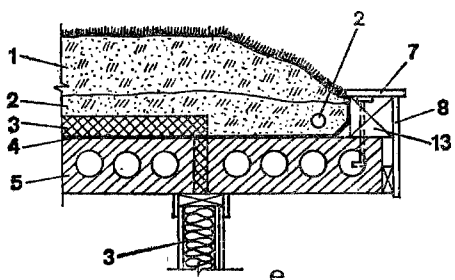
в



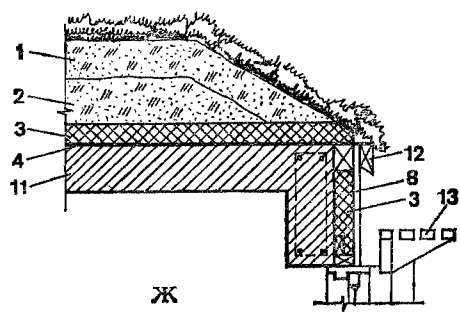
г



д



е



ж

Наиболее проста и легко выполнима плоскостная конструктивная схема, когда конструкции покрытия, перекрытий, стен и фундаментов состоят из плоских элементов.

Один из важных вопросов проектирования — взаимосвязь заглубленных зданий с рельефом. Для ровного рельефа рационально проектирование полузаглубленных или обвалованных зданий с отсыпкой небольших насыпей вдоль наружных стен. На пологом (небольшом) уклоне можно полностью или частично заглубить здание в грунт, на крутом дома проектируют в нескольких уровнях, устраивают террасные многоэтажные здания.

Заглубление пола зависит от рельефа, уровня грунтовых вод, толщины слоя обваловки в связи с теплопотерями, влияния формы обваловки на общий ландшафт местности, положения Солнца для проникновения его лучей внутрь здания.

При проектировании размеров подземного здания в плане и по высоте учитывают соблюдение пропорций, которые существенно зависят от его планировки, заглубления, способа освещения, проектируемых теплопотерь.

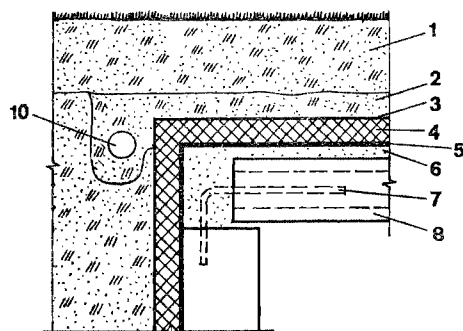
Не менее важно правильно выбрать конструктивное решение жилого дома. Обычно разделяют: более удобные для внутренней планировки плоские конструктивные элементы и менее удобные пространственные (сводчатые, сферические). Плоские покрытия позволяют организовать плоские или скатные кровли с небольшим слоем обваловки. При плоских конструкциях стен облегчается проектирование освещения.

Пространственные конструкции затрудняют устройство кровли, световых проемов, обваловка имеет значительную толщину при ее плоской поверхности. Планировка внутренних помещений должна учитывать кривизну кровли. Вместе с тем пространственные конструкции воспринимают большие распределенные нагрузки на покрытие при меньшем расходе материалов, поэтому возможно увеличить размер пролетов без внутренних опор, улучшить архитектурную выразительность интерьера жилых зданий.

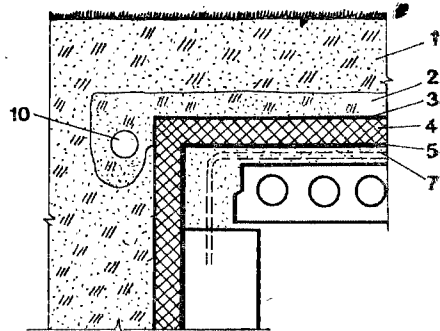
Плоские конструкции покрытия устраивают обычно в виде многослойных сборных предварительно напряженных плит с тепло- и гидроизоляцией (рис. 3.3). По плитам укладывают слой выравнивающей цементной стяжки толщиной 20...40 мм, по стяжке — гидроизоляцию, далее — жесткую теплоизоляцию толщиной 150 мм, дренирующий слой песка толщиной 75 мм и растительный грунт. Толщину слоя грунта над покрытием принимают исходя не только из минимальных теплопотерь, но и с учетом вида растительности на поверхности. Для травяного покрова достаточен слой

Рис. 3.3. Покрытия с обваловкой и узлы здания:

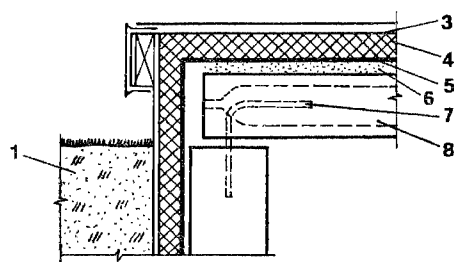
а, б — при толщине обваловки соответственно до 0,5 и до 1 м; в — рекомендуемая толщина обваловки в зависимости от типа высаживаемых растений; г...ж — узлы парапетов соответственно с высоким парапетом и дренажом, без утепления парапетной стенки, с низким парапетом, с балкой; 1 — грунт; 2 — дренаж; 3 — теплоизоляция; 4 — гидроизоляция; 5 — многослойная плита; 6, 8 — облицовка соответственно внутренняя и наружная; 7 — покрытие парапета; 9 — парапет; 10 — наружная открытая стена; 11 — плита; 12 — брус; 13 — декоративный карниз.



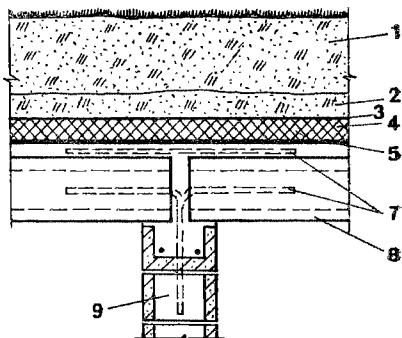
a



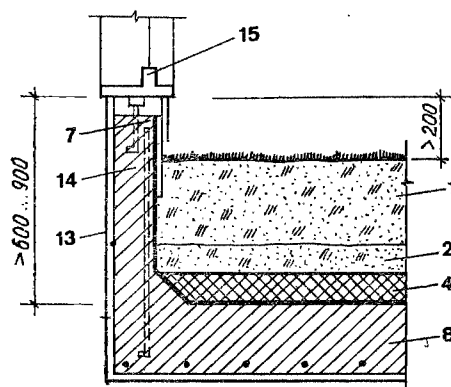
б



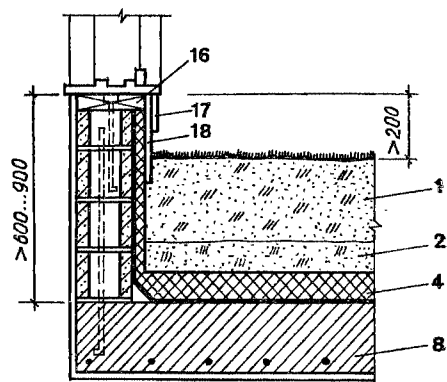
B



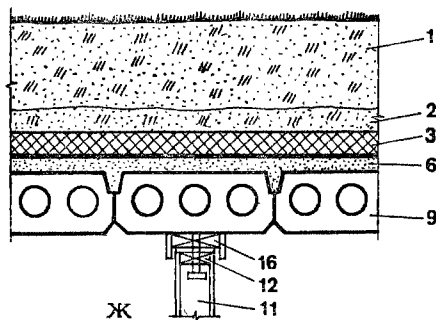
Г



A



e



Ж

толщиной 450 мм, для мелких и средних кустарников — до 750, для небольших деревьев — около 1000 мм.

Обвалованное здание стремятся вписать в естественный пейзаж, высаживая растения, характерные для местности. Более дорогостоящие экзотические растения и разбивка регулярного сада. Грунт для засыпки используют в виде смеси местного грунта с добавками, помогающими росту зеленых насаждений. В местах интенсивного пешеходного движения в грунттовую смесь добавляют до 90 % песка. В составе грунтовой смеси обычно, %: просеянный верхний слой грунта — 10, песок — 40...50, торф — 25...50.

Узел парапета и стыка покрытия с наружной открытой стеной — один из наиболее ответственных. Парапет подвержен атмосферным воздействиям, давлению грунта, он может стать мостиком холода, при этом на потолке возможно образование конденсата. Поэтому рекомендуется несколько вариантов (см. рис. 3.3, *г...ж*). Узел с железобетонным парапетом и слоями теплоизоляции предпочтителен, так как предотвращает поступление холода к конструкции покрытия. Слой жесткой теплоизоляции с наружной поверхности парапета необходимо защищать от ультрафиолетового излучения, а также для создания привлекательной плоскости на фасаде с помощью облицовки или декоративной штукатурки по сетке. С внутренней поверхности парапет на всю высоту покрывают гидро- и изоляцией того же состава, который укладывают на покрытие. Для предотвращения застоя грунтовых вод в месте примыкания парапета к покрытию устраивают вуты. Парапет армируют по расчету как лицевой элемент угловой подпорной стенки, для повышения долговечности рекомендуется выполнять его из морозостойкого бетона повышенной плотности.

Стык необвалованной (незащищенной грунтом) кровли с обвалованной стеной устраивают таким образом, чтобы состыковать изоляцию стен и покрытия (рис. 3.4). Покрытие и наружные стены соединяют арматурными стержнями, заложенными в продольные стыки между плитами. Для предотвращения влияния деформаций грунта (осадка при уплотнении, пучение при замораживании) на состояние тепло- и гидроизоляции рекомендуется устраивать слой дополнительной изоляции без наклейки в месте примыкания грунта (например, полотнищ полиэтилена).

Обвалованные кровли в месте примыкания к наружным стенам выполняют со стыкованием вертикальной и горизонтальной тепло- и гидроизоляции, при этом слой вертикальной теплоизоляции обрывают на глубине 1 м, если толщина наружной стены здания подоб-

Рис. 3.4. Узлы стен и покрытий:

а, б — обвалованные наружные стены и покрытие; *а, г* — стены соответственно наружная с необвалованным и внутренняя с обвалованным покрытиями; *д, е* — примыкание покрытия к атриуму соответственно без теплоизоляции стенки шахты фонаря и с теплоизоляцией; *ж* — примыкание перегородки; *1* — грунт; *2, 10* — дренарующие соответственно материалы, слой и труба; *3* — полиэтилен; *4* — жесткая теплоизоляция; *5* — гидроизоляция; *6* — стяжка; *7* — арматурные стержни; *8* — плита покрытия; *9* — внутренняя стена; *11* — перегородка; *12* — легкий сжимаемый материал; *13* — облицовка (штукатурка); *14* — железобетонная стена; *15* — рама с остеклением; *16* — деревянная пробка; *17* — карниз; *18* — кровельная сталь (защита гидроизоляции).

рана исходя из теплотехнического расчета для наземных зданий. При устройстве цементной стяжки по сборным плитам одновременно заделывают стык плиты покрытия со стеной, предварительно ссоединяя плиты покрытия и блоки стен арматурными стержнями диаметром 12...18 мм через 0,6...1,2 м. Если в месте строительства только поверхностные грунтовые воды, для отвода их с кровли устраивают дренажные трубы (см. рис. 3.4, а, б).

Для заглубленных зданий необходимо специально конструировать узлы примыкания несущих внутренних стен и перегородок. С целью предотвращения трещин в стяжке по оси стены и снижения ее стойкости к проникновению влаги рекомендуется укладка арматурной сетки из стержней диаметром 8...10 мм, шаг 150...200 мм, из стали классов А-II, А-III с запуском на 500 мм по обе стороны от стыка. В стыки плит и конструкцию стены заводят коротыши для более жесткого их соединения. Над ненесущими внутренними перегородками оставляют зазор на 10...20 мм больше максимального расчетного прогиба плит покрытия, заполняемый легким сжимаемым материалом (паклей, поролоном) (см. рис. 3.4, ж).

Когда над атриумом предполагается световой фонарь, необходимо предусмотреть надежную гидро- и теплоизоляцию. Стенка шахты фонаря может быть выполнена из монолитного железобетона, из сборных железобетонных блоков или кирпича (см. рис. 3.4). В целом все детали этих узлов выполняют так же, как и детали примыкания парапетов (см. рис. 3.3). Обычно стремятся поднять световой фонарь над поверхностью земли, поэтому высота стенок шахты составляет не менее 600...900 мм. При этом часть гидроизоляции выступает над поверхностью грунта обваловки. Для ее защиты необходимо покрытие слоем светоотражающего материала (например, металлизированной пластмассы). Для исключения протекания воды внутрь фонаря при сильных дождях или таянии глубокого снега высота стенок шахты над уровнем дневной поверхности должна быть более 200 мм, а в районах с большой толщиной снегового покрова — до 1 м. Более экономичное решение без укладки слоя теплоизоляции на стенки шахты рационально только в условиях теплого климата (см. рис. 3.4, д). В остальных случаях применяют стенки с наружной теплоизоляцией, проектируют их увеличенной толщины или используют легкобетонные блоки.

Для устранения теплопотерь через кирпичные и железобетонные выступающие стены необходимо устраивать теплоизолирующие прокладки между их внутренними и наружными частями. Например, при выполнении выступающей части внутренней несущей стены за плоскость фасада ее необходимо изолировать слоем жесткой теплоизоляции. В местах примыкания подпорных стен к зданию, если подпорная стена является продолжением наружной или примыкает к ней, необходим температурный шов, который заполняют слоем жесткой теплоизоляции (рис. 3.5, б, в). Этот шов должен быть и осадочным, чтобы исключить влияние разности деформаций здания и подпорной стены на их напряженно-деформированное состояние, возможность образования трещин.

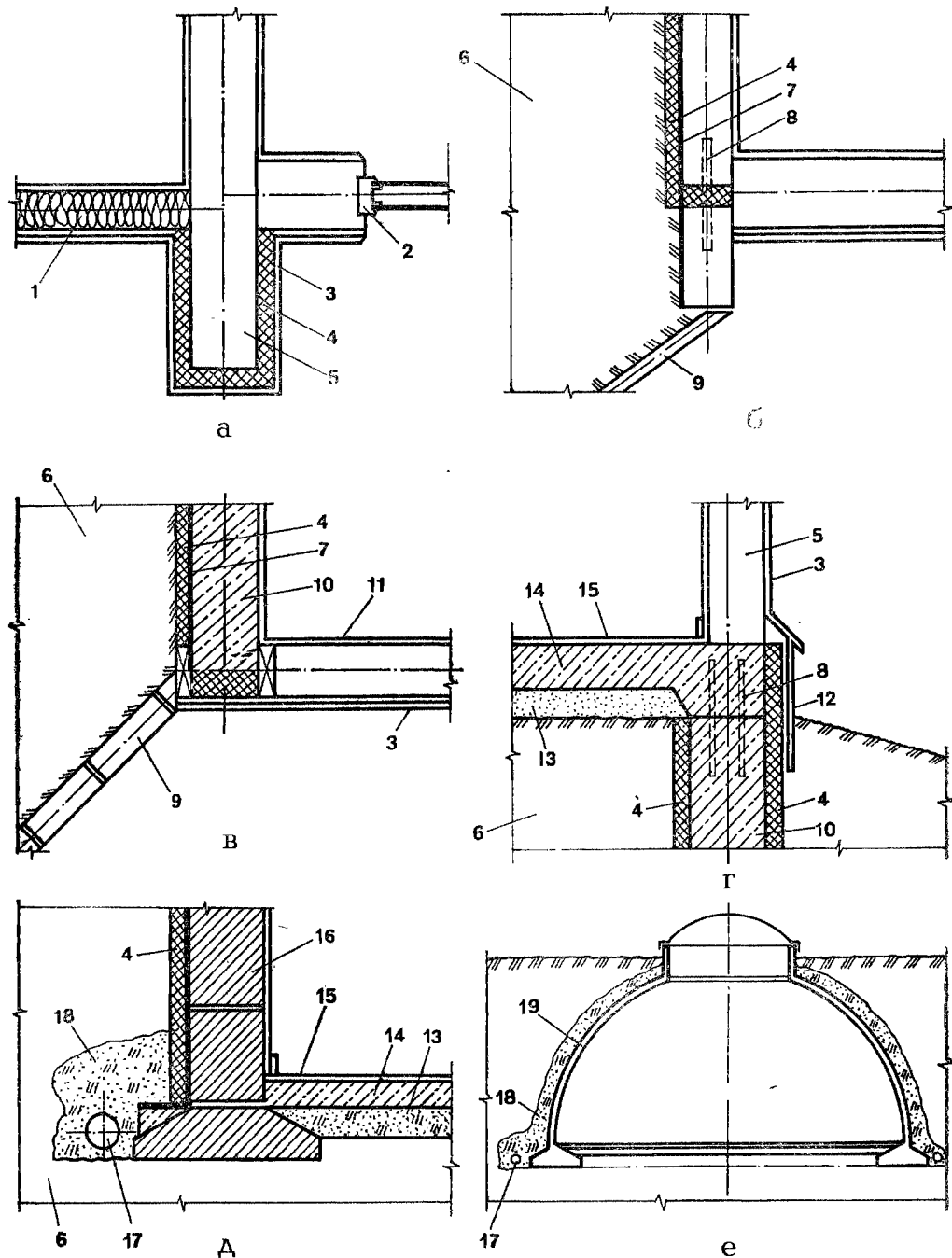


Рис. 3.5. Узлы примыкания:

а — наружных и внутренних стен; **б, в** — наружных стен и подпорной стенки; **г...е** — наружной стены и фундамента; 1 — наружная обвалованная стена; 2 — окно; 3 — штукатурка; 4 — теплоизоляция; 5, 9 — стены соответственно несущая и подпорная; 6 — грунт; 7 — гидроизоляция; 8 — анкер; 10 — монолитный фундамент; 11 — внутренняя отделка; 12 — цокольная облицовка; 13 — подсыпка пола; 14 — подготовка; 15 — пол; 16 — сборный фундамент; 17 — дренажная труба; 18 — дренаж; 19 — оболочка

Для устранения теплотерь и исключения мостика холода в месте примыкания пола здания к фундаменту наружной открытой (необвалованной) стены устраивают теплоизоляцию на наружной поверхности фундамента и торцовой части плиты подготовки пола (см. рис. 3.5, а). Так как теплоизоляция снаружи фундамента выше уровня грунта, подвержена различным неблагоприятным воздействиям, ее можно выполнить с внутренней стороны фундамента.

Тогда для изоляции используют любые материалы, большой толщины, ее не надо защищать от воздействий. Узел стыка пола здания с фундаментом обвалованной стены характерен тем, что в уровне низа фундаментной плиты, ниже уровня пола по периметру наружных стен устраивают дренаж (см. рис. 3.5, а).

При устройстве покрытий и стен из пространственных конструкций усложняется выполнение гидро- и теплоизоляции на криволинейной поверхности, однако конструкции узлов остаются практически без изменений. Облегчается удаление поверхностных грунтовых вод с покрытия, поэтому дренаж устраивают только по периметру фундамента.

Фундаменты заглубленных жилых домов чаще предусматривают ленточными из монолитных или сборных блоков. Для возвышающихся зданий с односторонним горизонтальным давлением грунта изменяют ширину подошвы фундаментов в соответствии с расчетом; глубину заложения их под свободные стены устанавливают как для фундаментов наземных зданий, а для обвалованных стен — с учетом высоты обваловки, как для фундаментов зданий с подвалом [30]. Так как для двухэтажных возвышающихся зданий суммарное значение бокового давления грунта велико и ему не противодействует давление с противоположной стороны, здание по подошве рассчитывают на сдвиг и опрокидывание (рис. 3.6).

Стены конструируют из штучных материалов (кирпича, мелких или крупных блоков) и сборных панелей. Высота стен — на этаж (2,7 м), толщина — исходя из теплотехнического расчета и обеспечения прочности и трещиностойкости при действии вертикальных и горизонтальных нагрузок. Отличие заглубленных стен — необходимость их расчета и конструирования на действие вертикальных и больших горизонтальных нагрузок. Между сборными блоками должны быть стыки, воспринимающие сдвигающие усилия. В качестве элементов стен можно использовать сборные стены с армированием грунта.

Перекрытия из сборных многопустотных плит, панелей «на комнату», монолитного железобетона работают в обвалованных зданиях не только на изгиб из плоскости, но и как жесткие диски на усилия в своей плоскости, передающиеся от наружных стен. В зависимости от типа здания перекрытия работают различно: в возвышающихся зданиях — в своей плоскости на изгиб как балки-стенки, в других типах — на дополнительное сжатие в плоскости. Это обстоятельство налагает высокие требования на качество заделки стыков между сборными железобетонными плитами, так как после заделки перекрытие должно работать как жесткий диск.

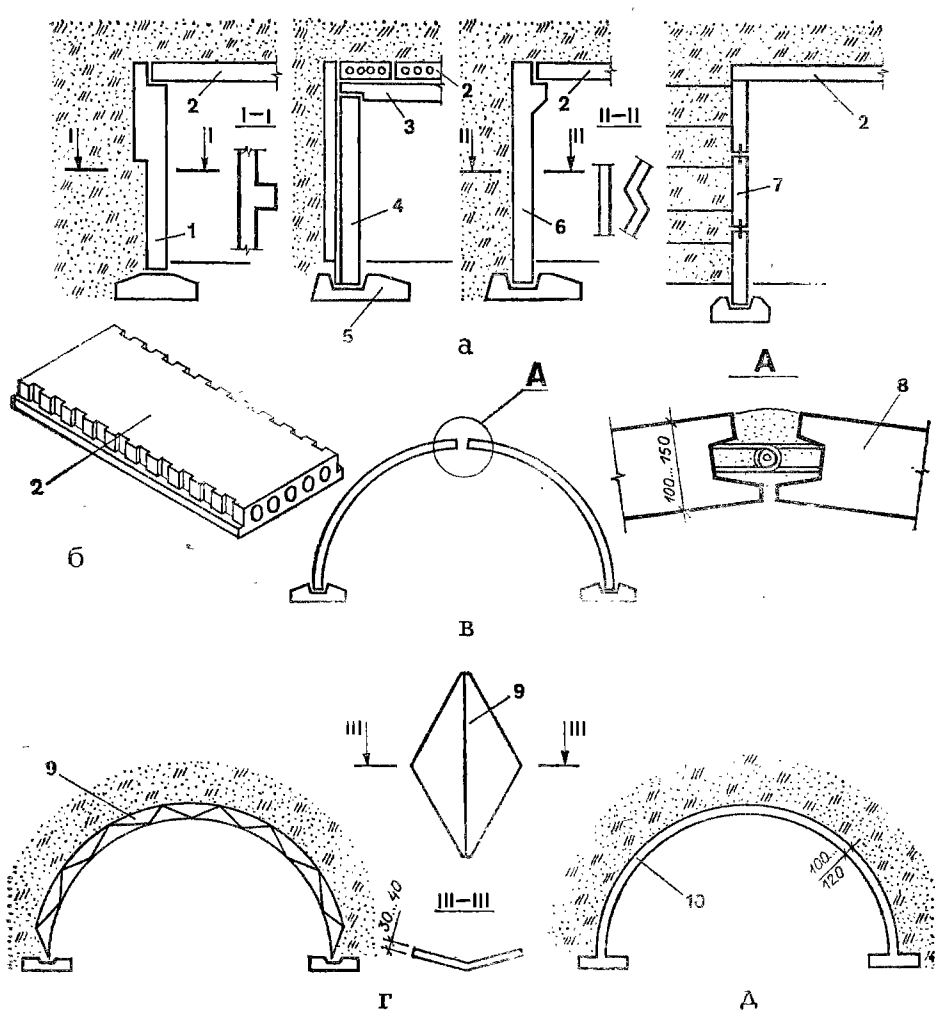


Рис. 3.6. Конструктивные элементы жилых зданий:

а — стены; *б* — перекрытие; *в*, *г* — сборные оболочки; *д* — монолитная оболочка на надувной опалубке; 1 — кирпичная стенка; 2 — панель перекрытия; 3 — ригель; 4 — колонна; 5 — фундамент; 6 — панель стены; 7 — лицевая плита; 8 — цилиндрическая оболочка; 9 — волнистый свод; 10 — купол.

В продольных стыках желательно устраивать бетонные шпонки для восприятия больших сдвигающих усилий. Конструкции перекрытий должны обеспечивать их соединение выпусками арматуры со стенами, с последующим омоноличиванием цементным раствором или мелкозернистым бетоном класса *B20*.

Конструкции в виде оболочек применяют как в стенах, так и в покрытиях, или одной оболочкой заменяют покрытие и стены. Стены в плане могут иметь форму оболочки — цилиндрической, многоугольной (складчатой). Такая оболочка эффективно работает на усилия от горизонтального давления грунта и позволяет существенно сократить армирование, так как испытывает преимущественно сжимающие усилия при минимальных моментах. Сборные

панели здания выполняют аналогично панелям круглых резервуаров с вертикальным замоналичиваемым стыком между ними. Круглые в плане здания располагают рядом и соединяют закрытыми переходами. В качестве покрытий используют купола и своды, а также сборные арки с настилом из отдельных плит. Эти конструкции изготовляют из сборных элементов или из монолитного железобетона на надувной опалубке с торкретированием. В покрытиях применяют только такие оболочки, у которых нет пазух на верхней поверхности, где будут застаиваться грунтовые воды — одноволновые выпуклые вверх оболочки. Как правило, они работают преимущественно на сжатие, что облегчает устройство стыков, снижает расход арматуры, бетона.

Подпорные стены в полузаглубленных обвалованных жилых зданиях выполняют функции конструкций, поддерживающих откос грунта в местах расположения открытых стен и подходов к зданию, а также совмещают их с ролью обычных стен, контактирующих с грунтом. Для жилых зданий рекомендуются архитектурно-выразительные облегченные и биопозитивные (озеленяемые) конструкции, позволяющие существенно сократить материалоемкость, максимально включить в работу грунт обратной засыпки: стены из армированного грунта, в форме мембран и оболочек, из сквозных засыпаемых грунтом блоков (рис. 3.7). Такие конструкции позволяют получить высоту стен до 3...6 м, которая необходима для обвалованных зданий в один или два этажа. Эти стены можно устраивать при меняющейся высоте откоса.

Железобетонные уголкового подпорные стены-оболочки состоят из лицевой плиты в форме оболочки и фундаментной плиты, выполненной плоской или тоже в виде оболочки. При залегании в основании стенки скальных грунтов фундаментная плита может отсутствовать, лицевая плита крепится непосредственно к основанию при помощи предварительно напряженных анкеров.

Технико-экономический анализ показал, что наиболее эффективны в качестве лицевых плит оболочки: складчатые в виде треугольной или призматической складки, гиперболические параболоиды, коноиды. Оболочки, в которых момент сопротивления горизонтального сечения нарастает пропорционально увеличению изгибающего момента, действующего на лицевую плиту (гипары и коноиды), можно ориентировать выпуклостью наружу или внутрь по отношению к обратной засыпке. Для снижения активного давления грунта предпочтительнее ориентировка оболочек выпуклостью наружу.

Для озеленения поверхности подпорных стен рекомендуется устройство проемов в лицевой плите. Размер проема должен быть таким, чтобы не допустить проникновения грунта обратной засыпки на лицевую поверхность стен. Следовательно, высота h проема $h = \delta \operatorname{tg} \varphi$, где δ — толщина стены; φ — угол внутреннего трения грунта. В проемы высаживают выходящие декоративные растения (виноград, вьюнок, розы и др.). В результате не только повышается архитектурная выразительность, но и биологическая активность этих сооружений.

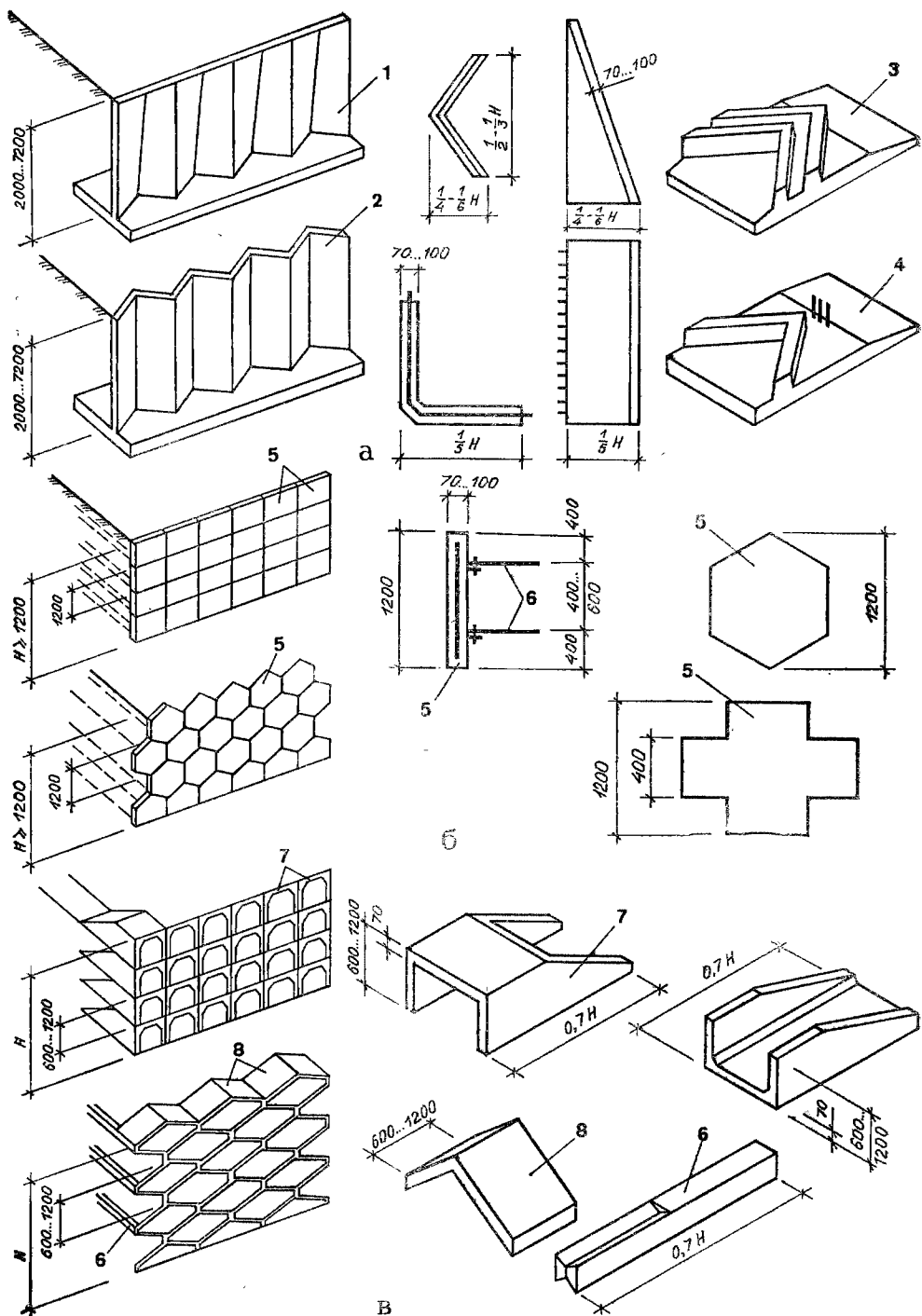


Рис. 3.7. Подпорные стены из оболочек и мембран:

а — гипар и складка; **б** — армированный грунт; **в** — озеленяемые стены; **1** — гипар; **2** — складка; **3, 4** — фундамент соответственно со щелевым стыком и без него; **5** — сборные плиты; **6** — анкеры; **7** — коробчатые элементы; **8** — складки.

Стены с лицевыми элементами в форме гипаров и коноидов рекомендуется выполнять с разрезкой на лицевую плиту в виде тонкостенной оболочки двоякой кривизны и фундаментную плиту (см. рис. 3.7). Максимальную толщину лицевой плиты с учетом обеспечения защитного слоя бетона назначают 100 мм, минимальную — 70 мм, размеры проектируют с учетом необходимой высоты стены, грузоподъемности имеющихся механизмов, возможности перевозки сборных элементов, а также изготовления их на предприятиях стройиндустрии. Соотношение между высотой одного сборного элемента, длиной волны и стрелой подъема подбирают исходя из архитектурных соображений, а также с учетом экономии арматуры (см. рис. 3.7, а).

Лицевую плиту армируют пространственным каркасом, при этом для гипара используют свойство линейчатости его поверхности. Арматурный каркас выполняют из прямых стержней арматуры двух типов: поле оболочки армируют по расчету равномерной сеткой из арматуры диаметром 10...12 мм; растянутое ребро усиливают арматурой диаметром 18...28 мм, которую рекомендуется обрывать по высоте в соответствии с эпюрой изгибающих моментов; в связи с тем, что в нижней части лицевой плиты действуют более интенсивные давления, шаг сетки уменьшают. Рабочую арматуру располагают посередине сечения оболочки, в связи с чем возможно максимальное снижение ее толщины.

Так как отдельные сборные элементы стен в форме гипаров и коноидов работают как самостоятельные уголкового сечения стены, для объединения их в единое целое предусматривают пазы на боковых сторонах (торцах) лицевых плит, которые после монтажа и выверки заполняют раствором. Образующаяся при этом шпонка воспринимает случайные поперечные силы и обеспечивает несмещаемость отдельных сборных элементов. Дополнительно (для удобства монтажа) устраивают металлические закладные изделия в виде уголков на верхних торцах лицевых плит.

В лицевых плитах должны быть также стальные петли для выемки изделий из опалубки, два отверстия для крепления строповочных приспособлений при монтаже и дренажные.

Стены с лицевыми плитами в форме складчатых оболочек можно конструировать с разрезкой на два или три сборных элемента. Более технологична для монтажа и рациональна с точки зрения работы стыков разрезка на лицевую плиту в виде одной волны складки и фундаментную плиту. При этом, однако, усложняется конструкция опалубки и изготовление лицевых плит на заводе. Наиболее проста для производства сборных элементов разрезка на две плоские плиты, образующие после монтажа одну волну складки, и фундаментную.

Рекомендуемая толщина складчатых оболочек с учетом расположения арматуры посередине сечения плит и обеспечения защитного слоя бетона — 70...100 мм. Для стен высотой более 6 м и при интенсивной вертикальной пригрузке на горизонтальной проекции откоса ее толщину допускается увеличить до 150 мм.

Размеры сборных складок могут колебаться в больших пределах, однако рекомендуется исходить из возможности использования одной опалубки для изготовления элементов стен различной высоты. Таким образом длина волны одной складки при ее высоте до 7,2 м должна составлять 1,5...2 м, тогда длина в плане одной плиты — до 1,4 м. Стыки соседних плит складчатой оболочки конструируют на выпусках арматуры с последующим обетонированием или на закладных изделиях, объединяемых на монтаже сваркой. Для восприятия поперечных сил на торцевых поверхностях сборных плит устраивают треугольные пазы, которые после замоноличивания создают бетонную шпонку. В сборных плитах предусматривают петли для выемки из опалубки, отверстия для монтажа и для дренажа. Плиты оболочек армируют сплошными сварными сетками рабочей арматуры, а также дополнительно — сосредоточенными в краевых участках растянутой зоны стержнями. Армирование увеличивается в нижней части оболочки в соответствии с эпюрами изгибаемых моментов. Для уменьшения толщины оболочки необходимо стремиться к одинарному армированию сечения плит, для чего варьируют длину отдельной плиты оболочки в плане.

Конструкции фундаментных плит зависят от типа стыка с лицевой плитой (см. рис. 3.7). Наиболее технологичен при монтаже щелевой стык ломаного в плане профиля. Для оболочки из отдельных плоских плит рекомендуется стык выпуклостью в сторону поддерживаемого откоса грунта, а для одноволновой складки — выпуклостью в противоположную. С целью снижения расхода бетона консольные части плиты проектируют трапецевидного профиля. Сборные фундаментные плиты имеют петли для монтажа, а при изготовлении в перевернутом положении — дополнительные для выемки из опалубки.

Менее материалоемки фундаментные плиты без щелевого стыка: по верху плит устраивается бетонный уступ, воспринимающий поперечную силу; для восприятия изгибающего момента служат выпуски арматуры, соединяемые сваркой с сосредоточенными стержнями оболочки. Наряду с существенным снижением расхода бетона снижается технологичность работ на строительной площадке, так как затруднена фиксация сборных элементов лицевых плит, увеличено число операций и др.

Размеры фундаментных плит подбирают по расчету, длину отдельных сборных элементов — в зависимости от размеров лицевой плиты.

Уклоны боковых поверхностей щелевого стакана целесообразно назначать в соответствии с рекомендациями, изложенными в Руководстве [62].

Мембранные подпорные стены включают: конструкции, в которых гибкая мембрана, работающая на растяжение, служит «лицевой» и воспринимает активное давление грунта; системы, в которых гибкие мембраны, сетки, полосы являются грунтовыми анкерами, «армирующими» грунт и удерживающими в проектном положении лицевые плиты или оболочки (см. рис. 3.7). Известны также мемб-

ранные подпорные стены, выполненные только из гибких мембран, но они пока не получили широкого распространения ввиду трудоемкости возведения. Стены с анкерами, «армирующими» грунт, близки по схеме работы к гравитационным уголковым стенам, а с «лицевыми» мембранами относятся по своей работе к контрфорсным подпорным.

Наиболее проста по конструкции мембранная стена с горизонтально расположенными и заведенными в грунт мембранами, согнутыми на лицевой поверхности и удерживающими грунт за счет работы на растяжение изогнутых участков и трения по грунту горизонтальных полотнищ. Это исключительно легкая и нематериалоемкая конструкция, в которой может быть применена только мембрана из геотекстиля небольшой толщины. Лицевая поверхность таких стен будет значительно более долговечна и надежна, если ее выполнить из однотипных бетонных (железобетонных) панелей или стальных (алюминиевых) штампованных оболочек. Анкерующими элементами могут быть гибкие полосы, сетки, сплошные мембраны. Стены с лицевыми квадратными бетонными (или при значительных размерах — железобетонными) плитами могут быть заанкерены в грунт при помощи горизонтально расположенных армирующих элементов в виде гибких полос (см. рис. 3.7). По высоте эти полосы располагаются с шагом, равным высоте плит, в плане — расстояние определяется расчетом. Рекомендуется высота лицевых плит от 600 до 1200, а расстояние в плане между отдельными гибкими анкерами — от 300 до 1200 мм.

Плиты или металлические панели могут быть квадратной, шестигранной, крестообразной, треугольной — любой формы, позволяющей получить архитектурно выразительные поверхности и выполнить стену из однотипных элементов. В некоторых случаях (для шестигранных плит, крестообразных и других) необходимо изготовить доборные плиты, устанавливаемые сверху и внизу стены. Возможно армирование грунта горизонтально расположенными оболочками, заполненными грунтом. В этом случае лицевая поверхность стены образуется торцами оболочек, заполненными растительным грунтом, который имеет естественный откос в пределах высоты одной оболочки. В грунт высаживают декоративные растения. В целом такая стена работает как гравитационная, поддерживая откос за счет массы оболочек, заполненных грунтом.

Стены из заполненных грунтом пространственных блоков работают как массивные. Открытую поверхность грунта в виде естественных откосов небольшой высоты озеленяют после окончания монтажа и обратной засыпки. Для поддержания этих небольших откосов служат горизонтальные элементы, монтируемые по высоте с одинаковым шагом. Общая устойчивость стены обеспечивается за счет анкерующих элементов, заведенных в грунт засыпки. Для удобства монтажа их объединяют в лотковые, складчатые, трубчатые или другие блоки, имеющие открытый профиль с лицевой поверхности, и заводят в грунт на 0,6 высоты стенки. Толщину элементов принимают обычно из конструктивных соображений не

менее 70 мм, армирование — в виде сетки из арматуры диаметром 6...8 мм с ячейкой 100 × 100 мм. Торцевые поверхности пространственных блоков рекомендуется отделывать ковровой плиткой или выполнять рифлеными, с декоративным рисунком на бетоне. Поверхность грунта во избежание размыва косым дождем покрывают крупным камнем, устраивают козырьки.

Возможны конструкции мембранных стен, в которых лицевые плиты выполнены в виде отдельных оболочек или мембран (такая стена имеет преимущество — возможность ее озеленения).

Подобно контрфорсным подпорные стены с вертикальным расположением мембран предусматривают с анкерами, удерживающими контрфорсы, и безанкерными. Гибкая мембрана в таких стенах может иметь цилиндрическую и коноидальную форму. Причем менее материалоемка коноидальная.

В связи с тем что тонкая мембрана (толщина меньше 10 мм) подвержена механическим повреждениям, предлагается устройство защитно-декоративного экрана с проемами на лицевой поверхности стены, прикрепленного к контрфорсам. Пространство между экраном и мембраной заполняют грунтом, в который необходимо высаживать декоративные растения. Таким образом, разделением функций (мембрана — несущая конструкция, экран — ограждающая) создается легкая и выразительная конструкция стен.

Горизонтальная укладка мембран, оболочек или рядов сборных плит анкерных стен с «армированием» грунта вызывает затруднения, так как в период уплотнения очередного слоя грунта нужны специальные приспособления для удержания незакрепленного ряда плит в проектом положении. Этот недостаток можно исключить, применив установку вертикальных элементов (плит или оболочек) с послойной анкеровкой. Таким образом, первый ряд грунтовых мембранных анкеров будет удерживать элементы в проектом положении, при укладке последующих слоев грунта сборные элементы будут все более закрепляться от смещений.

Такая конструкция перспективна в условиях горных местностей, когда при строительстве зданий и подпорных стен в основании и откосе залегают прочные грунты. В этом случае для минимальной разработки откоса можно крепить короткие мембранные анкера к закрепленным в скале коротким стальным стержням, замоноличенным в сверленных скважинах на цементно-песчаном растворе.

В мембранных подпорных стенах лицевые элементы имеют вид оболочек и плит и могут быть выполнены железобетонными, штампованными металлическими или пластмассовыми. В связи с необходимостью снижения металлоемкости рекомендуются сборные железобетонные конструкции, отличающиеся также повышенной долговечностью.

Железобетонная сборная лицевая плита в форме длинной цилиндрической оболочки рекомендуется для использования в качестве наружных стен с вертикальным или горизонтальным расположением элементов. Оболочку выполняют из бетона класса B20, причем армирование поля оболочки может быть конструктивным или

отсутствовать. Продольную арматуру при малом расстоянии в плане между анкерующими элементами также допускается не ставить. Минимальную толщину оболочки (100 мм) назначают из условия соблюдения необходимого защитного слоя бетона при установке арматурной сетки поля оболочки посередине сечения.

Размеры оболочки (длина, высота, подъемистость) принимают исходя из расчета и разрезки стен на отдельные элементы, а также с учетом минимального армирования (рекомендуемые размеры).

В конструкции должны быть предусмотрены дополнительно монтажные петли или отверстия, анкерные пластины для прикрепления гибких анкеров, подрезки на опорах для размещения пластин гибких анкеров (в зависимости от конструкции анкеровки). Форма оболочки такой конструкции стен отличается пониженной материалоемкостью, так как в направлении волны оболочка работает как арка преимущественно на сжатие, а в направлении пролета — как неразрезная балка корытного профиля, имеющего увеличенную рабочую высоту сечения. Для элементов небольших размеров целесообразно изготовление оболочки в форме трапецевидной (призматической) складки. Стыки отдельных сборных оболочек принимают со специальными упругими прокладками, предотвращающими проникновение наружу самых мелких частиц грунта при его уплотнении. В зависимости от конструкции стыка торцовые поверхности сборных элементов могут быть гладкими, иметь продольный паз треугольного (трапецевидного) сечения или соединение на штифтах.

Наиболее проста ограждающая конструкция из сборных железобетонных или бетонных плит. Возможно использование каменных пиленых плит. Разрезка лицевой поверхности на отдельные сборные плиты должна допускать последующую плотную укладку при одном-двух типоразмерах. Размеры рекомендуются такими, чтобы: было технологично уплотнять слой грунта за очередным рядом плит; проектировать стены практически любой высоты; в пределах одной плиты располагалось достаточное число анкеров (обычно двух-четырех); зафиксировать плиту от деформаций из плоскости стен. Исходя из этого рекомендуются размеры в плане 600×600 или 1200×1200 мм, допускается максимальный размер 1800 мм.

Толщина плит должна быть не меньше 100 мм по расчету. Для стен большой высоты целесообразны однотипные плиты разной толщины, уменьшающейся по направлению кверху стен. Толщину плит при расчете подбирают таким образом, чтобы с учетом расположения гибких анкеров не требовалось армирование. Для исключения арматуры можно несколько повысить класс применяемого бетона до В25, В30. Повышение класса бетона улучшает также анкеровку плит, так как в бетонных плитах стальные закладные изделия не соединены с арматурой.

Для армированных плит положение арматурной сетки зависит от схемы анкеровки. При анкеровке по углам арматурная сетка смещается к лицевой поверхности стены; если используются стальные закладные анкеры, устанавливаемые по полю плиты, то сетка

располагается в зоне максимальных растягивающих напряжений в бетоне или в середине сечения, или применяют двойное армирование.

Сборные плиты должны дополнительно иметь закладные изделия или подрезки на опорах для анкеровки, монтажные петли или отверстия, пазы на торцевых поверхностях для стыковки.

Основные конструктивные элементы стен с мембранами в качестве лицевых частей стен — мембраны, контрфорсы и узлы соединения. Мембрана из стеклопластика или другого армированного пластика может быть много- или одноволновой; одноволновая должна иметь на концах анкерные приспособления, а многоволновая может огибать контрфорсы и фиксироваться на промежуточных опорах (контрфорсах) от случайных или несимметричных нагрузок; крепление же анкерами предусматривается только на крайних опорах.

Для анкеровки стенок, т. е. «армирования» грунта горизонтальными анкерами, рекомендуется использовать стальные или пластмассовые полосы, сетки или сплошные мембраны.

Наиболее простое решение — анкерная гибкая полоса из стали, защищенная цинкованием (гальваническим путем или горячим цинкованием). Полосы нарезают из стальных листов толщиной 3 мм и прокатывают с защитой их со всех сторон. Ширина полос должна составлять 60...120 мм, толщина цинкового покрытия — не менее 25 мкм.

Для большего сопротивления анкерных полос по грунту засыпки рекомендуется выполнять их рифлеными с одно-, двухсторонними выступами на поверхности или с профилированием при разрезке. Возможен вариант анкеров из арматуры с присоединенными точечной контактной сваркой короткими поперечными стержнями. Такие анкеры изготавливаются автоматически с использованием машин для сварки арматурных сеток и последующей разрезкой сеток. Для надежной и дешевой защиты гибких полос рекомендуется их покрытие пленочной изоляцией, например термоусадочной пленкой, плотно охватывающей полосу при усадке.

Вопросы противокоррозионной изоляции гибких полосовых анкеров очень важны с точки зрения долговечности и надежности мембранных подпорных стенок, поэтому более долговечны конструкции анкеров — армированные пластмассы. Находясь в грунте, пластмассы практически не подвержены воздействиям, вызывающим их старение. Они отличаются исключительной коррозионной стойкостью, армированные пластики имеют высокие прочностные показатели. Поэтому размеры полосовых анкеров из стеклопластика будут практически одинаковы с размерами стальных анкеров. Если же в качестве анкеров используются менее прочные пластмассы, то от полосовых анкеров целесообразно переходить к сеткам или сплошным мембранам, полностью накрывающим слои грунта засыпки и присоединенным к лицевым плитам в отдельных точках.

Гибкие анкеры крепят к закладным изделиям плит в виде полос, выпущенных наружу на расстояние 100 мм и заанкеренных в бетоне приваркой к арматурной сетке, или приваркой поперечных коротышей арматуры, или же загибом конца полосы в бетоне.

Полосы присоединяют одним-двумя болтами или надевают торец полосы с вырезом на выступ анкера. Закладные изделия плит и болты с гайками должны быть из того же материала, что и стальные полосы, и иметь изоляцию. Требования по изоляции предъявляются также к анкерным полосам, крепящимся к углам плит без закладных изделий.

Конструкции полосовых анкеров, крепящихся без закладных изделий в плитах, более технологичны, так как не требуются лишние операции и детали, но несколько усложняется временное закрепление рядов плит при засыпке и уплотнении очередного слоя грунта.

Полосовые анкеры всех типов, сетки и мембраны могут быть присоединены к вырезам или шпонкам в горизонтальных швах.

В контрфорсах анкерование вертикальных мембран возможно: приклеиванием мембраны к пластмассовому профилю швеллерного сечения, опирающемуся на прямоугольный в сечении контрфорс; то же с креплением болтами профиля к контрфорсу; устройством круглых незамкнутых полостей, вертикально расположенных в контрфорсах, с введением в эти полости утолщений на концах мембраны. Вертикальные полости удобно создавать при помощи разрезанных пластмассовых труб, установленных в опалубку контрфорсов. Утолщения на концах мембран создают, оборачивая конец мембраны вокруг пластмассовой трубы с последующим приклеиванием края мембраны к мембране.

При тщательном соблюдении технологии производства работ концы мембран могут быть забетонированы в конструкции контрфорсов, если перед бетонированием, при устройстве опалубок, концы мембран через специальные щели ввести внутрь опалубок и выполнить небольшие утолщения на концах (например, просто согнуть края). Более технологично устройство вертикальных полос для анкерования.

3.2. КОНСТРУКЦИИ ОБЩЕСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

Отдельно расположенные общественные здания при неглубоком заложении могут быть атриумного типа, возвышающиеся, сквозные или на склонах. Отличие от жилых — значительно большие объемы, размеры в плане, глубины. Так, атриумное здание Квебекской консерватории (Канада) выполнено в два этажа и имеет подземный двор (атриум), в который выходят окна основных помещений и балконы второго этажа (рис. 3.8). Атриумное здание детского сада в г. Осака (Япония) с обваловкой сообщается с наружной территорией четырьмя проходами, соединенными с внутренним озелененным двориком, имеющим плавающий бассейн. Размеры здания в плане — 40 × 40 м. Возвышающееся здание школы высотой в два этажа в г. Джефферсон (США) выполнено аналогично возвышающемуся жилому дому, но имеет увеличенные размеры и дополнительный световой фонарь для освещения помещений, удаленных от необвалованной свободной стены. Сквозным выполнен общественный центр микрорайона во Франции. Он не заглублен относи-

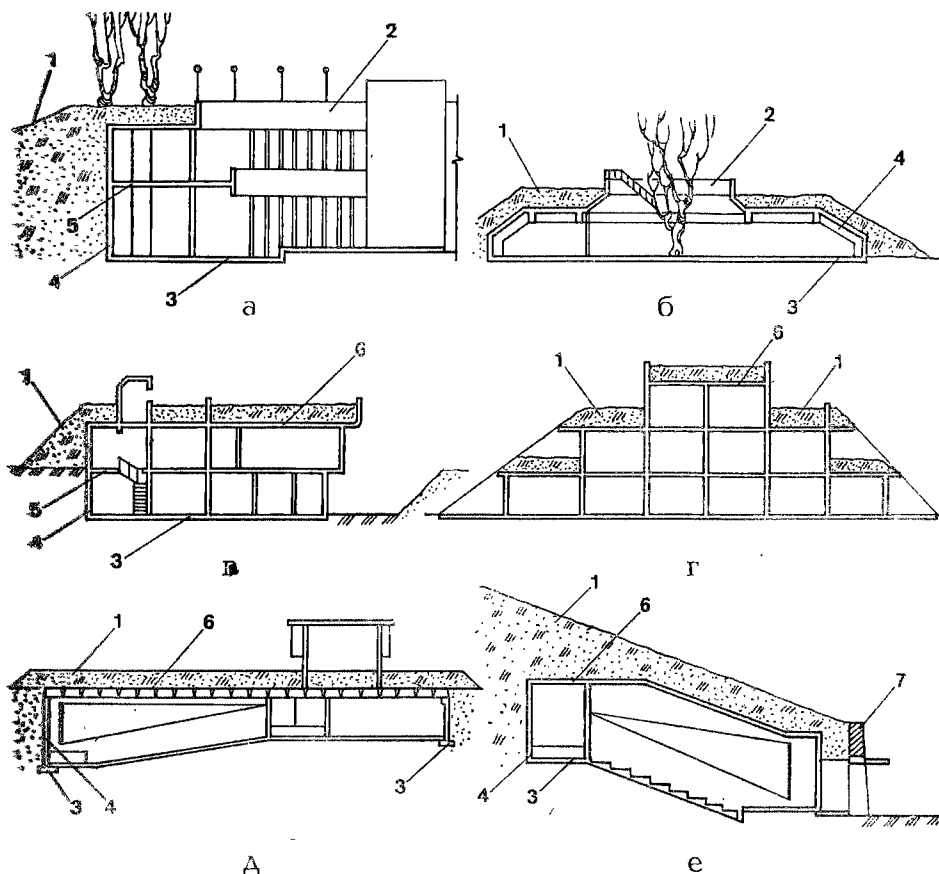


Рис. 3.8. Типы общественных зданий:

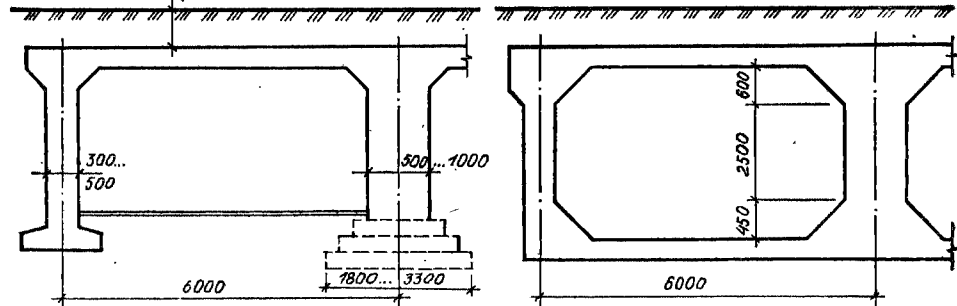
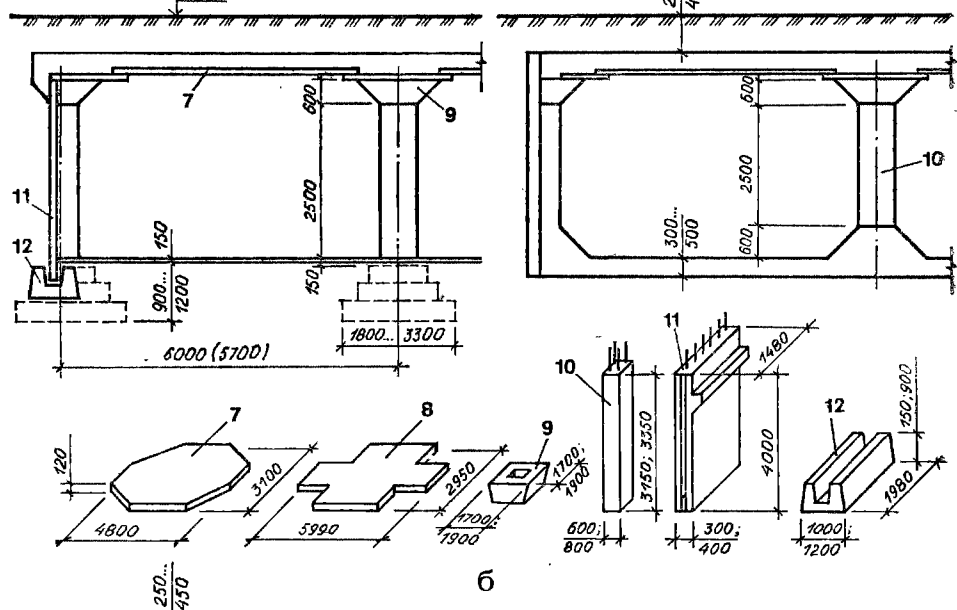
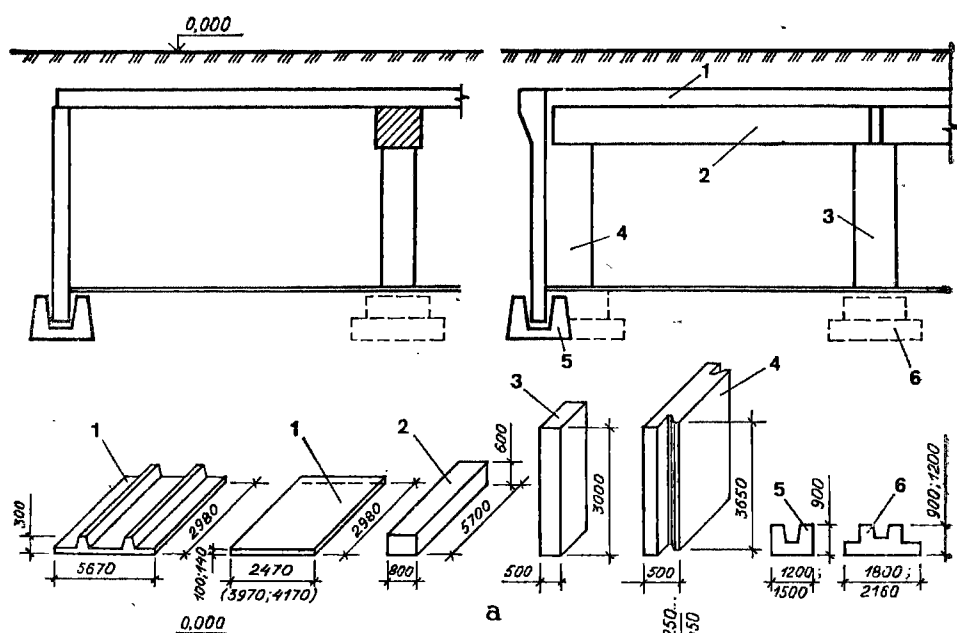
а — атриумные; б, в — возвышающиеся; г — сквозное; д — мелкого заложения; е — на склоне; 1 — обваловка; 2 — атриум; 3 — фундамент; 4 — обвалованная стена; 5 — перекрытие; 6 — покрытие; 7 — подпорная стена.

тельно поверхности грунта, но обвалован с ограничением обваловки подпорными стенами и устройством проходов и световых проемов по периметру.

В гражданских зданиях ввиду их большей этажности (по сравнению с жилыми) используют ввод дневного света через световоды, рассеиватели солнечных лучей в виде вертикальных цилиндров со светоотражающей поверхностью.

Конструктивные решения гражданских подземных обвалованных зданий аналогичны решениям многоэтажных производственных зданий, заглубленных жилых зданий. Они могут быть выполнены из сборного, сборно-монолитного или монолитного железобетона, в открытом котловане, способами «стена в грунте», опускаемым колодезем, горным.

К настоящему времени в нашей стране разработаны типовые проекты общественных зданий: подземный общественный комплекс объемом 5562 м³ (типовой проект 272-31-70 ЦНИИЭП торговых зданий и туристских комплексов), подземный общест-



венный комплекс объемом 7154 м³ (типовой проект 272-31-69 ЦНИИЭП учебных зданий), подземный кинотеатр на 300 мест, объемом 6779 м³ (типовой проект 261-13-105 ЦНИИЭП учебных зданий), ряд типовых проектов универсальных административных зданий с подвальными гаражами (например, проект 264-21-34 ЦНИИЭП им. Б. С. Мезенцева).

В проектах общественных зданий, как правило, широко использованы типовые конструкции подземных сооружений по сериям У-01-01/80 (вып. 1...4) и У-01-02/80. В серии У-01-01/80 даны конструкции, предусматривающие железобетонные балочные покрытия, в серии У-01-02/80 — безбалочные (рис. 3.9). Балочные покрытия состоят из сборных разрезных балок прямоугольного поперечного сечения длиной 5,7 м, опирающихся на сборные колонны высотой 3 и сечением 0,5 × 0,25; 0,5 × 1,0 и 0,5 × 1,5 м.

На блоки монтируют сборные ребристые или плоские плиты. Панели стен плоские, толщиной 0,35 м, с монолитным стыком между панелями. Фундаменты под стены — ленточные сборные; под колонны — монолитные столбчатые. Конструкции можно применять в сухих грунтах, а также при уровне грунтовых вод не выше 2 м от пола.

Безбалочные перекрытия с сеткой колонн 6 × 6 м и 9 × 6 м по серии У-01-02/80 состоят из сборных плит двух типов (надколонных и пролетных), толщиной 120 мм, опирающихся на сборные капители. Капители размерами в плане 1,7 × 1,7 м и 1,9 × 1,9 м монтируют на колонны сечением 0,6 × 0,6 м (0,8 × 0,8 м), высотой 3,15 и 3,35 м. При сухих грунтах используют отдельно стоящие фундаменты под колонны и сборные ленточные фундаменты под стены. Стеновые панели толщиной 300...400 мм и высотой 4 м замоноличивают в щелевом стыке фундамента. В водонасыщенных грунтах применяют монолитное железобетонное днище толщиной 300...500 мм и монолитные стены.

Подземный общественный комплекс по типовому проекту 272-31-69 выполнен из типовых элементов по серии У-01-01. В подземной части комплекса размещены кафе, торговый зал, аптека, столовая, магазин, склады и др. Сметная стоимость 1 м³ — 58,69 р, 1 м² общей площади — 219,81 р., 1 м² полезной площади — 454,07 р. При площади подземной части 1918,85 м² площадь застройки составляет всего 168,9 м² (площадь подземных входов).

4. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ ПОДЗЕМНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Особенности расчета подземных зданий в настоящее время зависят от применяемых методов. Методы строительной механики используют, если взаимодействие здания и грунта не учитывается,

Рис. 3.9. Типовые конструкции общественных зданий:

а, б — сборные с покрытиями соответственно балочным и безбалочным; в — монолитные; 1 — плиты балочных покрытий; 2 — балка; 3, 10 — колонны; 4, 11 — стена; 5, 6 — фундаменты для балочных зданий; 7, 8 — плиты безбалочных перекрытий; 9 — капитель; 12 — фундамент при безбалочных перекрытиях.

а конструкции рассчитывают на заданные нагрузки; активное давление грунта (горное давление) считают известным, а пассивное (отпор) определяют исходя из соотношения деформационных характеристик грунта и конструкций. Методы теории упругости, пластичности или ползучести используют при расчете конструкций подземных зданий с учетом контактного взаимодействия здания и грунта. В этом случае часто используют методы конечных элементов и метод граничных элементов (МКЭ и МГЭ), ориентированные на применение ЭВМ [15].

При расчете необходимо учитывать действующую нормативную литературу [48...67]. Отдельные методы расчета подробно приведены в [5, 13, 15].

Применяемые способы практических расчетов подземных зданий существенно связаны с особенностями производства работ. Способ производства работ, зависящий в первую очередь от степени заглубления здания, влияет на значение и направление нагрузок от давления грунта и грунтовых вод.

4.1. НАГРУЗКИ

Нагрузки на подземные конструкции делят на постоянные, длительные, кратковременные и особые; в расчет вводят их основные и особые сочетания:

постоянные — вес частей сооружений, в том числе вес несущих и ограждающих строительных конструкций, вес и давление грунтов (насыпей, засыпок, грунтовых вод), нагрузка от расположенных над подземным зданием сооружений, дорожных покрытий, коммуникаций; усилия от предварительного напряжения арматуры;

длительные — вес оборудования на перекрытиях; давление жидкостей, сыпучих тел в емкостях; нормируемая часть временной нагрузки в жилых зданиях, служебных и бытовых помещениях; нагрузки в складах, холодильниках, архивах и других зданиях; от одного подъемного или одного мостового крана, умноженные на коэффициенты: 0,5 — для кранов группы режима работы 4К-6К и 0,7 — для кранов группы режима работы 7К; снеговые нагрузки для III...IV климатических районов с коэффициентами 0,3...0,6 и др.;

кратковременные — вес транспортных средств, движущихся в подземном здании или над ним; от веса людей, деталей, материалов в зонах обслуживания, ремонта; часть нагрузки на перекрытиях жилых и общественных зданий; снеговые и ветровые; температурные воздействия; при изготовлении, перевозке и монтаже сборных элементов; крановые и др.;

особые — сейсмические, взрывные воздействия; нагрузки, вызываемые резкими нарушениями технологического процесса, временной неисправностью или поломкой оборудования; обусловленные неравномерными деформациями основания при коренном изменении структуры грунта (просадки при замачивании, оттай-

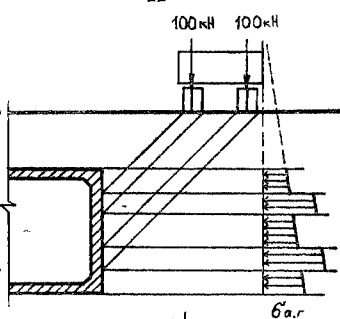
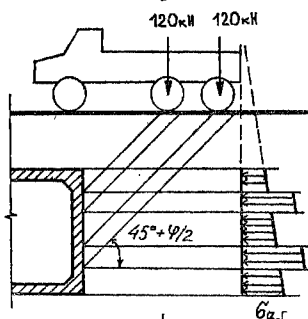
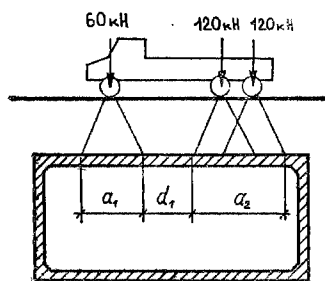
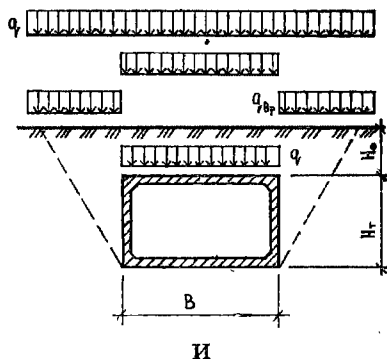
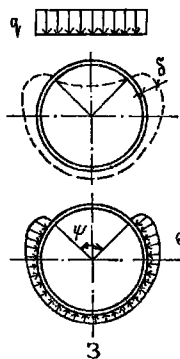
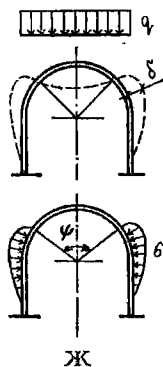
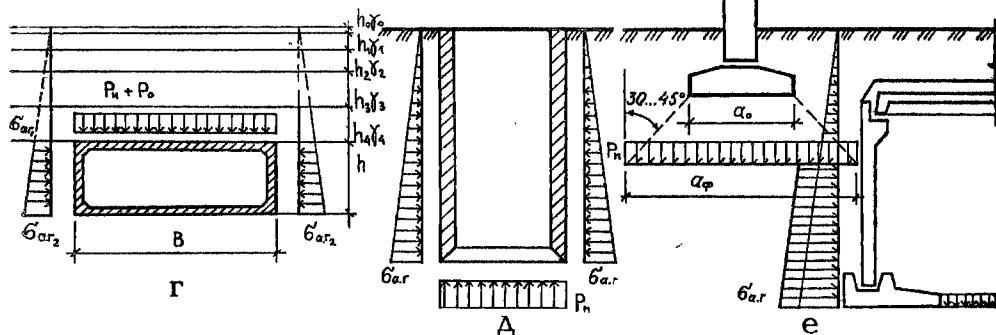
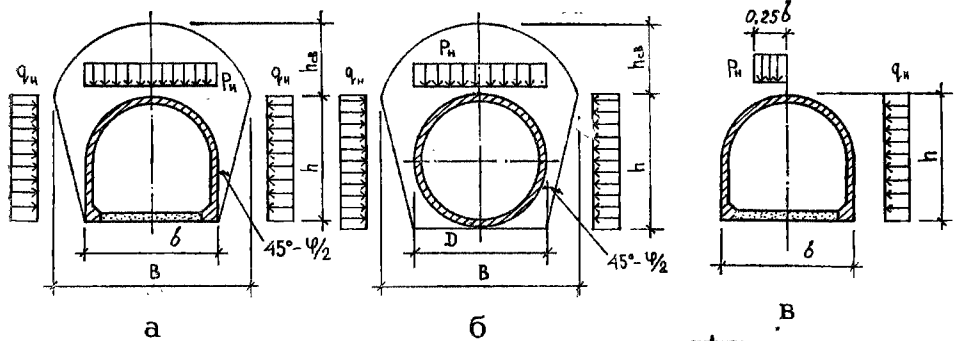
4.1. Физико-механические характеристики грунта [23]

Породы	Кэф- фициент крепос- ти $f_{кр}$	Плот- ность, кг/м ³ × 10 ⁻³	Кажу- щийся угол внутрен- него тре- ния, град
Наиболее крепкие плотные и вязкие кварциты и базальты, исключительные по крепости другие породы	20	2,8...3	87
Очень крепкие гранитовые породы, кварцевый порфир, очень крепкий гранит, кремнистый сланец, менее крепкие, нежели указанные выше, кварциты, самые крепкие песчаники и известняки Гранит (плотный) и гранитовые породы, очень крепкие песчаники и известняки, кварцевые рудные жилы, крепкий конгломерат, очень крепкие железные руды	15	2,6...2,7	85
Известняки (крепкие), некрепкий гранит, крепкие песчаники, крепкий мрамор, доломит, колчеданы	10	2,5...2,6	82,5
Обыкновенный песчаник, железные руды	8	2,5	80
Песчанистые сланцы, сланцевые песчаники	6	2,4	75
Крепкий глинистый сланец, некрепкий песчаник и известняк, мягкий конгломерат	5	2,5	72,5
Разнообразные сланцы (некрепкие), плотный мергель	4	2,8	70
Мягкий сланец, мягкий известняк, мел, каменная соль, гипс, мерзлый грунт, антрацит, обыкновенный мергель, разрушенный песчаник, цементированная галька и хрящ, каменистая порода	3	2,5	70
Щебенистая порода, разрушенный сланец, слежавшаяся галька и щебень, крепкий каменный уголь, отвердевшая глина	2	2,4	65
Глина (плотная), средний каменный уголь, крепкий нанос, глинистая порода	1,5	1,8...2	60
Легкая песчанистая глина, лесс, гравий, мягкий уголь	1	1,8	60
Растительный грунт, торф, легкий суглинок, сырой песок	0,8	1,6	40
Песок, осыпи, мелкий гравий, насыпная порода, добытый уголь	0,6	1,5	30
Плывуны, болотистая порода, разжиженный лесс и другие разжиженные грунты	0,5	1,7	27
	0,3	1,5...1,8	9

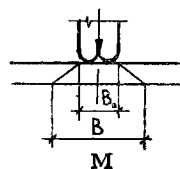
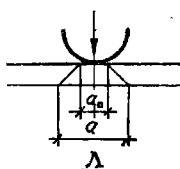
вании мерзлого грунта и др.) или оседанием его в районах горных выработок и карстовых [51].

Основные сочетания нагрузок: при расчете по предельным состояниям первой группы — постоянные, длительно действующие и одна кратковременная; при расчете по предельным состояниям второй группы — постоянные, длительные и две (или более) кратковременные, причем последние умножают на коэффициент сочетаний $\psi = 0,9$.

Особые сочетания нагрузок — постоянные нагрузки, длительные, возможные кратковременные и одна из особых нагрузок (или одно из усилий от особых воздействий). При этом значения кратковременных нагрузок умножают на коэффициент сочетаний $\psi =$



К



Л

М

$\approx 0,8$ (кроме случаев для расчета зданий в сейсмических районах [13]).

Конструкции рассчитывают по несущей способности (предельные состояния первой группы) и по пригодности к нормальной эксплуатации (предельные состояния второй группы).

Расчет по предельным состояниям первой группы должен предотвратить разрушение, опрокидывание или скольжение, всплытие заглубленных зданий или разрушение от действия силовых факторов и агрессивной среды; по предельным состояниям второй группы — образование трещин; чрезмерное или продолжительное раскрытие трещин, чрезмерные линейные или угловые перемещения.

Постоянные нагрузки от собственного веса конструкций определяют в соответствии с их проектными размерами и удельным весом строительных материалов. В случае, если доля собственного веса конструкций составляет не более 5 % расчетного вертикального давления, собственный вес допускается не учитывать.

В нагрузку на покрытия входят: вертикальное давление грунта; вес слоев изоляции и дорожной одежды (при расположении дорог над перекрытием), вес коммуникаций (при их расположении на покрытии). Вес слоев дорожной одежды, гидро-, теплоизоляции и коммуникаций принимают по данным проекта.

Нормативное вертикальное давление грунта (горное давление) при глубоком заложении подземных зданий и сооружений определяют в зависимости от размера свода давления, контура выработки и коэффициента крепости грунта $f_{кр}$: для несвязных грунтов $f_{кр} = \operatorname{tg} \varphi$; для скальных $f_{кр} \approx 0,1R$, где φ — угол внутреннего трения, R — кубиковая прочность грунта на сжатие, МПа (табл. 4.1). Размер в плане свода давления (рис. 4.1)

$$B = b + 2h \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right); \quad B = D + 2D \operatorname{ctg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right).$$

Высоту свода давления $h_{св}$ вычисляют по формуле

$$h_{св} = B/2f.$$

Вертикальное p_n и горизонтальное g_n нормативное горное давление, Па, определяют, условно принимая их равномерно распределенными (см. рис. 4.1):

$$p_n = k_p \gamma h_{св};$$

$$q_n = \gamma (h_{св} + 0,5h) \eta,$$

где k_p — коэффициент условий работы горного массива; γ — удельный вес грунта, Н/м³; $\eta = \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \frac{\varphi}{2})$ — для всех грунтов, кроме пластичных; $\eta = \mu/(1 - \mu)$ — для пластичных грунтов; μ — коэффициент Пуассона.

Рис. 4.1. Схемы нагрузок:

a, b — от свода давления; e — от вывала; g — для зданий мелкого заложения; d — для опускных сооружений; e — при давлении рядом расположенного здания; $ж, з$ — при взаимодействии обделок с грунтом; $и$ — от временной нагрузки на поверхности; $к...м$ — от автотранспорта.

Давление от вывала в трещиноватых скальных грунтах назначают в зависимости от среднего расстояния между трещинами b_T : $p_n = 0,6\gamma b$ при $0,04b < b_T < 0,08b$; $p_n = 0,35\gamma b$ при $0,08b < b_T < 0,7b$; p_n не учитывают, если $b_T > 0,17b$; $q_n = 0,19\gamma h$ при $0,04b < b_T \leq 0,08b$; q_n не учитывают, если $b_T > 0,08b$. При расчете принимают вертикальное давление от вывала равномерно распределенным по длине $0,25b$ с расположением его на том участке конструкции, где оно вызывает наибольшие усилия (рис. 4.1, в). Боковое давление от вывала q_n должно быть с одной стороны конструкции.

Если расстояние от кровли выработки до дневной поверхности больше двух высот свода давления, то значение горного давления при $f_{кр} < 4$ принимают равным весу грунта в объеме, ограниченном сводом давления. При меньшем заложении сооружения значение горного давления считают равным всей толщии грунта над сооружением. Это же правило применяют, если не соблюдаются условия образования вывалов (в слабых водонасыщенных и разжиженных грунтах):

$$p_n = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i,$$

где γ_i — удельный вес грунта в i -м слое; h_i — мощность слоя; n — количество слоев.

Горизонтальное давление на стены подземных зданий мелкого заложения определяют из условия его распределения по треугольной эпюре (см. рис. 4.1, г). Аналогично находят давление грунта на стены опускных колодцев:

$$q_n = \gamma h \eta; \quad \eta = \mu / (1 - \mu).$$

Согласно [17] для опускных колодцев рекомендуется определять давление в зависимости от вида грунта. Расчетное значение давления в глинистых грунтах

$$p_q = k_h \left(\sum_{i=1}^n \gamma_i h_i + q \right),$$

где k_h — коэффициент, равный $\mu' (1 - \mu')$; μ' — коэффициент бокового давления грунта (при отсутствии данных допускается принимать $\mu' = 0,5$ для суглинков, $\mu' = 0,7$ — для глин); γ_i , h_i — удельный вес и высота i -го слоя грунта; q — вертикальная равномерно распределенная нагрузка.

На стенки колодца при его погружении действует горизонтальное давление грунта $p_{a.r}$, определяемое как сумма давлений: основного p_g от веса грунта с горизонтальной поверхностью и с постоянной нагрузкой на поверхности, с учетом влияния сил трения по боковой поверхности колодца t , и дополнительного — от наклона пластов грунта p_{qi} и возникающего крена колодца при погружении p_{gs} . Основное давление грунта находят как активное давление на цилиндрическое ограждение

$$p_g = (1 + k_p) p_{a.r}; \quad p_{a.r} = \gamma_1 F_1 + q F_2 + k c F_3,$$

Нагрузки	Коэффициент надежности по нагрузке
<i>Постоянные</i>	
Вес строительных конструкций (стен, днища), Н	1,1 (0,9)
Основное давление грунта, Па	1,1 (0,9)
Дополнительное давление грунта от наклона пластов, Па	1,1 (0,9)
Гидростатическое давление подземных вод, Па	1,1 (0,9)
Сила трения стен колодца по грунту при расчете на всплытие, Н	1,0
Пригрузка колодца анкерами против всплытия, Н	1,0
<i>Кратковременные</i>	
Сила трения стен колодца по грунту при погружении, Н	1,1
Пригрузка колодца при погружении, Н	1,0
Сопротивление грунта под подошвой ножа при погружении колодца, Н	1,0
Дополнительное горизонтальное давление грунта, вызываемое креном колодца, Па	1,1 (0,9)

Примечания: 1. Значения коэффициента надежности по нагрузке, указанные в скобках, должны приниматься при расчете на погружение и всплытие, устойчивости на опрокидывание и скольжение, а также в случаях, когда ухудшаются условия работы конструкций. 2. При расчете конструкций и оснований по деформациям коэффициент надежности по нагрузке принимается равным 1.

где k_p — коэффициент, учитывающий влияние сил трения (определяется по рис. 15.9 [17]); F_1 , F_2 , F_3 — функции, зависящие от угла внутреннего трения φ и коэффициента n , определяемые по рис. 15.10...15.12 [17].

При погружении колодца в разнородные напластования грунта необходимо заменить вышележащий грунт для каждого расчетного сечения эквивалентным слоем:

$$h_e = \Sigma \gamma_i h_i / \gamma,$$

где $\Sigma \gamma_i h_i$ — полный вес лежащих выше слоев грунта.

Коэффициент неравномерности давления грунта по периметру колодца

$$k_u = (p_g + p_{gi} + p_{gs}) / p_g,$$

где p_g , p_{gi} , p_{gs} — определяют для глубины $h = H_\omega - H_b/2$; H_ω — проектная глубина погружения; H_b — высота ножевой части или 1-го расчетного пояса.

Удельная сила трения грунта по боковой поверхности колодца

$$t = \gamma_c (p_g \operatorname{tg} \varphi + k_c),$$

где γ_c — коэффициент условий работы [17]. Расчетное значение силы трения грунта при погружении колодца

$$T_2 = u \left(\frac{t_0 + t_1}{2} h_1 + \dots + \frac{t_{n-1} + t_n}{2} h_n \right),$$

где u — периметр боковой поверхности колодца; h_1 , h_n — толщина слоев грунта; t_0 , t_1 ... t_n — удельные силы трения.

Нагрузки	Коэффициент надежности по нагрузке
<i>Постоянные</i>	
Вес строительных конструкций, Н	1,1 (0,9)
Основное давление грунта на стены колодца, Па	1,1 (0,9)
Дополнительное давление грунта от наклона пластов, Па	1,1 (0,9)
Сила трения стен колодца по грунту при всплытии колодца, Н	1,0
Гидростатическое давление подземных вод, Па	1,1 (0,9)
Пригрузка колодца анкерами против всплытия, Н	1,0
Вес людей, стационарного оборудования и т. д., Н	Принимается в соответствии с требованиями СНиП 2.01.07-85
<i>Особые</i>	
Давление грунта на колодец при сейсмическом воздействии, Па:	
круглый	1,0
прямоугольный	1,0

Примечание. То же, что и к табл. 4.2.

Коэффициент неравномерности давления грунта в период эксплуатации вычисляют по формуле [3]

$$k_u = (p_g + p_{gi}/p_g); \quad k_u \geq 1,1.$$

Давление грунта при сейсмических воздействиях для круглого колодца $q_{sr} = \left[1 + k_s \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \cos \beta \right] p_g$; для прямоугольного $q_s = \left[1 + k_s \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) p_g \right]$.

Давление грунта при сейсмических воздействиях принимают с любой стороны колодца.

Опускные колодцы рассчитывают для условий строительства и эксплуатации. Расчетные нагрузки определяют как произведение нормативной нагрузки на коэффициент надежности по нагрузке (табл. 4.2, 4.3).

Для круглых в плане сооружений (опускных колодцев в тиксотропной рубашке) принимают неравномерное радиальное давление грунта

$$q_\alpha = q_1 \left[1 + \left(\frac{q_2}{q_1} - 1 \right) \sin \alpha \right],$$

где q_1 , q_2 — давление соответственно минимальное и максимальное.

Отношение $q_2/q_1 = 1,1$ в пределах стены колодца и 1,25 — для ножевой части. Дополнительно учитывают давление при наклонном залегании пластов грунта и др. [17].

Если подошва сооружения расположена ниже уровня грунтовых вод, надо учитывать нормативное гидростатическое давление, принимая его уровень наименьшим при строительстве и наивысшим

при эксплуатации здания. Водонепроницаемую конструкцию рассчитывают на действие гидростатического давления, при этом в расчет вводят уменьшенное нормативное давление на грунтовое основание от собственного веса здания и грунта над ним и пониженные значения расчетных сопротивлений водонасыщенного грунта в основании.

Если подземные здания располагаются вблизи существующих наземных зданий, в расчете учитывают давление от существующих фундаментов (см. рис. 4.1, е):

$$p_{\phi} = Q/a_{\phi}; \quad q_{\phi} = Q/a_{\phi} \operatorname{tg}^2\left(45^{\circ} - \frac{\varphi}{2}\right),$$

где Q — вертикальное давление на подошву фундамента; a_{ϕ} — ширина площадки загрузения с учетом распределения давления по глубине.

При взаимодействии железобетонной конструкции здания с грунтом (вследствие вдавливания участков конструкции в грунт, например, обделок, обжатых в грунтовый массив, или при изгибе сооружений) проявляются силы и напряжения упругого отпора грунта. Значения напряжений можно определить на основе гипотезы Винклера

$$\sigma = k\delta,$$

где k — коэффициент упругого отпора [15]; δ — перемещение грунта на контакте с подземным зданием.

Учитывая известные недостатки гипотезы Винклера, в расчетах используют также гипотезу общих деформаций, в которой грунтовый массив рассматривается как линейно деформируемая среда [15].

Для зданий неглубокого заложения, расположенных под проезжей частью, определяют нагрузки от транспортных средств: легковых и грузовых автомобилей, троллейбусов, автобусов, а при наличии рельсового транспорта — от железнодорожных поездов, трамваев, метро. При расчете принимают расположение временной нагрузки на перекрытии и призмах обрушения (см. рис. 4.1).

При заложении верха подземного здания менее 0,8 м временную транспортную нагрузку устанавливают вдоль и поперек здания, а при глубине заложения более 0,8 м ее заменяют весом эквивалентного слоя грунта

$$h_{\text{эк}} = p_{\text{вр}}/\gamma,$$

где $p_{\text{вр}}$ — интенсивность временной нагрузки.

При расчете давления на покрытие принимают распределение давления от подвижных нагрузок Н-30 и НК-80 в грунте под углом 30° к вертикали, а в дорожной одежде — 45° . Размер загруженной площадки, через которую передается давление от колес транспорта, находят в зависимости от размера отпечатка колеса a_0 , b_0 и толщины дорожной одежды δ_n :

$$\text{вдоль движения } a = a_0 + 2\delta_n;$$

поперек движения $b = b_0 + 2\delta_n$.

$$p_{вр} = P/F; \quad F = ab,$$

где P — сосредоточенная временная нагрузка.

При расположении временной нагрузки на призме обрушения определяют боковое давление на стену здания

$$q_{вр} = \left(\frac{\Sigma P}{bc} \right) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \alpha,$$

где b — ширина отпечатка колеса; c — размер по высоте стены здания, на который передается нагрузка, но не более 4 м для нагрузки Н-30 и 3,6 м — для НК-80, и не более длины здания; α — см. [13].

Нагрузку от толпы людей над подземным зданием или внутри него принимают 4 кПа, если отсутствуют более интенсивные нагрузки от транспорта.

Температурные воздействия при расположении зданий в зонах колебаний температур учитывают для статически неопределимых конструкций с учетом их формы, а также теплофизических свойств материала.

Если верхняя часть здания расположена в грунтах, склонных к морозному пучению, необходим дополнительный расчет на эти силы.

Сейсмические воздействия учитывают при расчете зданий, расположенных в зонах 7...9-балльной сейсмичности. При этом сейсмические усилия можно определять как силы инерции веса здания и грунта и прикладывать как статические в горизонтальном и

4.4. Коэффициенты надежности по нагрузкам для постоянных нагрузок [51]

Нагрузки	Коэффициенты надежности
Активное давление грунта:	
при сводообразовании	
вертикальное	1,5
горизонтальное	1,8 (1,2)
от веса вывала	
вертикальное	1,4
горизонтальное	1,2
от веса столба	
вертикальное	1,1
горизонтальное	1,3 (0,9)
Реактивное давление (упругий отпор)	1,2 (0,8)
Давление от веса изоляционного, теплозащитного слоев, дорожной одежды	1,5 (0,9)
Собственный вес конструкций:	
монолитных	1,2 (0,8)
сборных	1,1 (0,9)
Гидростатическое давление	1,1 (0,9)
Предварительное напряжение арматуры	1,3 (0,7)

Примечание. Значения коэффициентов надежности по нагрузке в скобках необходимо принимать, если уменьшение нагрузки вызывает более невыгодное нагружение конструкций.

4.5. Коэффициенты надежности по нагрузкам для временных нагрузок [51]

Нагрузки	Сочетание нагрузок	
	основное	особое
Вес автомобилей:		
Н-30	1,4	1,0
НК-80	1,1	—
Вес железнодорожного состава:		
груженого	1,1...1,3 ¹	0,7
порожного	1,0	—
Вес поезда метрополитена	1,3	—
От самолетов:		
концевые участки ВПП	1,0	—
средняя часть ВПП	0,85	—
Вес людей	1,4	—
Строительные	1,4 ²	—
Сейсмические	1,3	1,0

Примечания: ¹ Коэффициент надежности γ_f зависит от длины загрузки: $\gamma_f = 1,3$ при $\lambda = 0$; $\gamma_f = 1,15$ при $\lambda = 50$ м; $\gamma_f = 1,1$ при $\lambda = 150$. ² Этот коэффициент допустимо корректировать с учетом местных условий и технологии производства работ.

вертикальном (для зданий с увеличенными пролетами) направлениях.

Дополнительно подземные здания рассчитывают на действие ползучести бетона, на неравномерные деформации основания и т. п.

Нормативные нагрузки входят в состав основных и особых сочетаний. Расчеты подземных зданий выполняют на расчетные нагрузки, получаемые умножением нормативных на коэффициенты надежности по нагрузке (табл. 4.4, в табл. 4.5). Некоторые прочностные характеристики грунтов и бетона приведены в приложении.

4.2. РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ, ВОЗВОДИМЫХ ОТКРЫТЫМ И ОПУСКНЫМ СПОСОБАМИ

4.2.1. Расчет конструкций при открытом способе возведения. Обвалованные конструкции жилых, общественных зданий, подземных сооружений неглубокого заложения при открытом способе возведения рассчитывают аналогичными способами.

При открытом способе возведения конструкции могут быть рамными, прямоугольными в плане (при этом возможно продольное расположение ригелей, с опиранием блоков перекрытий на наружные стены и ригель, а также поперечное расположение ригелей с опиранием их на колонны рамы) и пространственными — в виде оболочек различного типа, опирающихся на стены здания, колонны или непосредственно на фундаменты.

В транспортном строительстве нашли широкое применение здания с продольным расположением ригелей. Прямоугольные в плане рамные конструкции из сборного железобетона рассчитывают как обычные наземные железобетонные рамные здания, но при этом

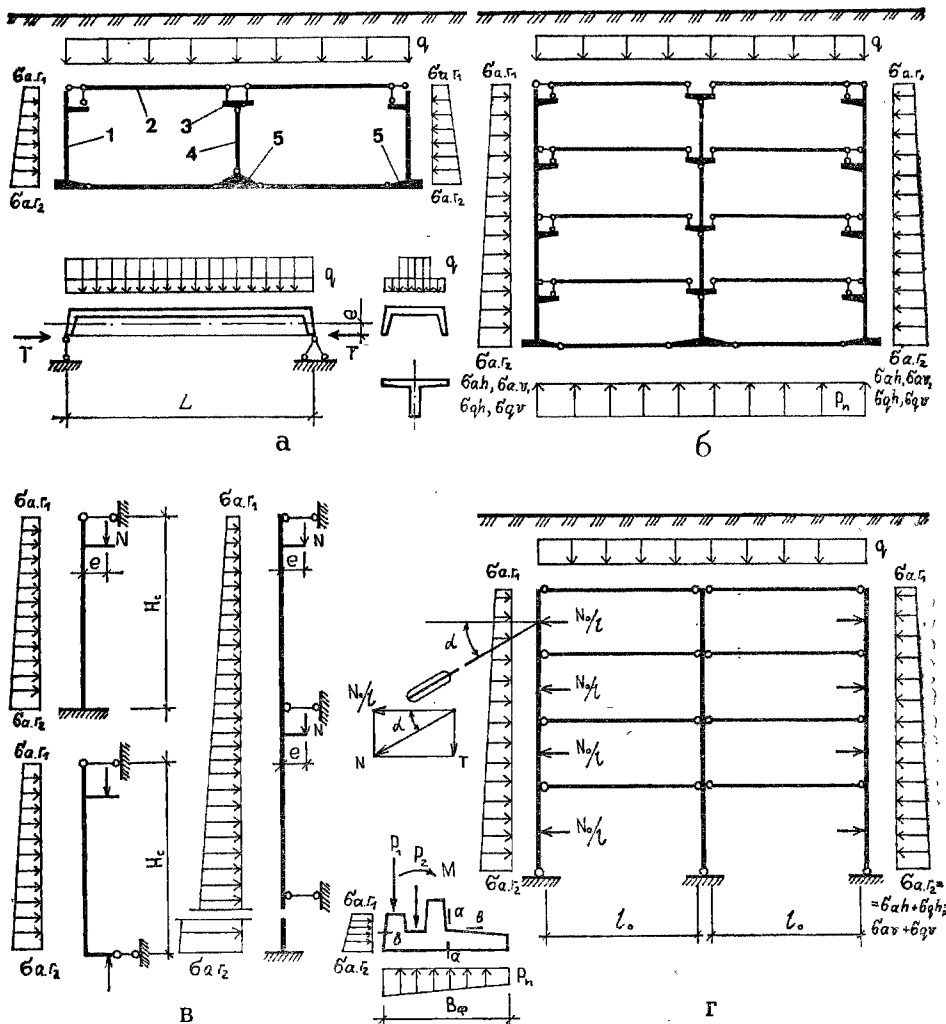


Рис. 4.2. Расчетные схемы зданий, возводимых открытым способом:

а — одноэтажное здание и панель покрытия; б — многоэтажное здание; в — стены и фундаменты одноэтажного и многоэтажного зданий; е — здание, возведенное способом «стена в грунте»; 1 — стена; 2 — покрытие; 3 — ригель; 4 — колонна; 5 — фундамент.

исключаются горизонтальные ветровые нагрузки, добавляются горизонтальное давление грунта и вес грунта на покрытия (рис. 4.2). Элементы конструкций рассчитывают в таком порядке: плиты покрытия и перекрытий, ригели, колонны, стены, фундаменты.

Конструкции плит (блоков) покрытий и перекрытий, обычно в виде ребристых П-образных или тавровых плит, работают на изгиб как однопролетные шарнирно опертые балки от вертикальных нагрузок с дополнительным действием горизонтального сжимающего усилия от бокового давления грунта.

Расчет полок ребристых плит перекрытий и покрытий заключается в приближенном расчете плиты как балки на двух опорах с учетом упругого защемления в ребрах и в расчете ребер как вне-

центренно сжатых элементов. Максимальный изгибающий момент в плите

$$M = m_0 \left[\frac{ql^2 \gamma_f}{8} + v \left(\frac{2l \cdot l_3 - l_3^2}{8} \right) (1 + \mu_d) \gamma_f \right],$$

где m_0 — при $h_p \geq h_n$ равен $-0,7$ на опоре и $+0,5$ в середине пролета; при $h_p < 4h_n$ равен $-0,7$ на опоре и $+0,7$ — в середине пролета; q, v — нагрузки соответственно постоянная и временная; l_3 — длина участка плиты, загруженного временной нагрузкой; μ_d — коэффициент динамичности.

Максимальная поперечная сила в заделке плиты в ребрах

$$Q = \frac{ql_0 \gamma_f}{2} + \frac{vl_3}{2} \gamma_f (1 + \mu_d);$$

продольная сжимающая сила в ребрах

$$T = \frac{3}{8} \sigma_{a.r_2} \cdot H + \frac{1}{10} (\sigma_{a.r_2} - \sigma_{a.r_1}) H,$$

где $\sigma_{a.r_1}, \sigma_{a.r_2}$ — интенсивность бокового давления грунта на уровне верха и низа стены.

Момент в середине пролета ребра

$$M_{\max} = \frac{(q + v) L^2}{8} - Te_1.$$

Ребро плиты рекомендуется рассчитывать как внецентренно сжатый элемент с $e = (M_{\max} - Te)/T$:

$$Te \leq R_b b x (h_0 - 0,5x).$$

Здесь h_0 — рабочая высота сечения; b — ширина сечения; x — высота сжатой зоны.

Стены зданий прямоугольной формы в плане рассчитывают как внецентренно сжатые элементы с учетом действия временной нагрузки на призме обрушения. Вертикальная нагрузка N может быть передана на стеновые блоки центрально или внецентренно, при этом в месте передачи внецентренной нагрузки действует изгибающий момент $M_1 = Ne_1$, а в месте заделки — $M_2 = -0,5Ne_1$. При определении изгибающих моментов от действия бокового давления грунта блоки принимают как одно- или многопролетные неразрезные балки. Максимальный изгибающий момент и поперечную силу в опорном сечении стены вычисляют по формулам:

$$M_{\max} = \frac{H^2}{6} (2\sigma_{a.r_2} - \sigma_{a.r_1});$$

$$Q_{\max} = -\frac{H}{2} (\sigma_{a.r_1} + \sigma_{a.r_2}).$$

Конструкции стен рассчитывают по прочности, трещиностойкости (допускаемое раскрытие трещин $a_{ср} \leq 0,2$ мм), деформациям (максимальные прогибы $f \leq \frac{1}{300} H_c$). Фундаментные блоки крайних рядов работают на совместное действие нормальной силы и

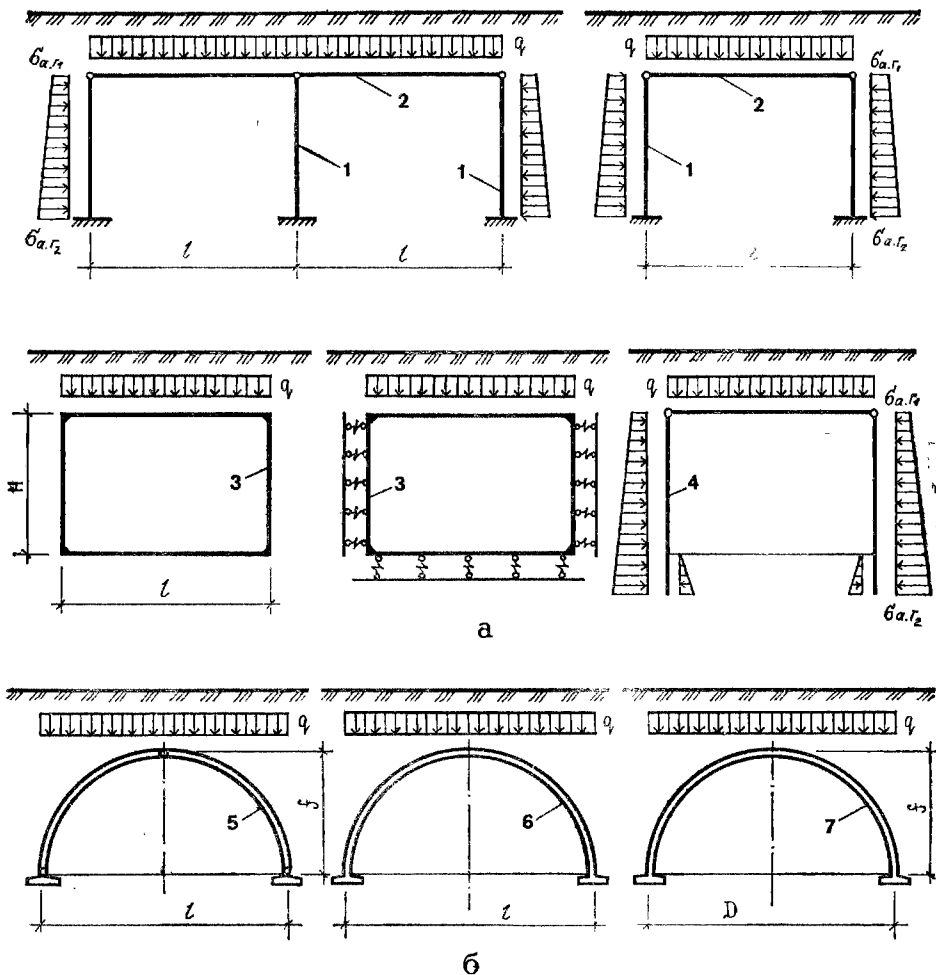


Рис. 4.3. Расчетные схемы одноэтажных зданий:

а — рамных; б — арочных; 1 — колонна; 2 — ригель; 3 — замкнутая рама; 4 — стена в грунте; 5 — трехшарнирная арка; 6 — цилиндрическая оболочка; 7 — купол (сферическая оболочка).

изгибающего момента от стенового блока, а также на боковое давление грунта. Проверяют размер подошвы из условия обеспечения осадок и прочности основания, затем по сечениям $a-a$ и $b-b$ (см. рис. 4.2, в) производят расчет фундамента.

При расположении ригелей вдоль здания (см. схемы на рис. 4.2, а, б) по средним колоннам их рассчитывают как разрезные или неразрезные балки на нагрузку от блоков перекрытия, приведенную к равномерно распределенной, средние колонну или раздельную несущую стену — как внецентренно сжатые элементы.

При выполнении стен зданий методом «стена в грунте» дополнительной нагрузкой на стены являются усилия в грунтовом анкере: усилие T учитывают при определении вертикальной нагрузки

4.6. Значения изгибающих моментов для колонны или двух ребер плиты

Временная длительная нормативная нагрузка, кПа	Изгибающие моменты при отметке пола подземного помещения, м								
	—3,6			—4,8			—6,0		
	M_1 , кН·м	M_2 , кН·м	Q , кН	M_1 , кН·м	M_2 , кН·м	Q , кН	M_1 , кН·м	M_2 , кН·м	Q , кН
10	33	6	76	63	11	128	111	16	194
15	38	9	83	73	16	137	125	25	206
20	43	12	91	82	21	147	140	33	218
25	49	15	98	91	26	157	154	41	230
30	54	18	105	101	32	166	170	46	242
40	65	24	120	120	42	186	199	66	267
50	75	30	135	138	53	207	228	83	291

на блоки стен, а усилие N/l_0 — при расчете значений максимальных изгибающих моментов и поперечных сил в стеновых блоках.

Одноэтажные сборные рамные конструкции с полным каркасом рассчитывают как симметрично загруженную раму с шарнирным опиранием ригелей на колонны и с заделкой колонн в фундаментах (рис. 4.3).

Изгибающий момент в заделке в фундамент определяют с учетом неполной заделки

$$M = \frac{M_0}{1 + \frac{3E}{k_0 H} \cdot \frac{b_c^3}{B^3}},$$

где M_0 — момент при полном защемлении в фундаменте; E — модуль упругости бетона; k_0 — коэффициент постели грунта; b_c — толщина стены; B — ширина подошвы фундамента. Так, для однопролетной рамы значения M и Q даны в табл. 4.6 (M_1 — момент в месте крепления к фундаменту, M_2 — в верхней части).

Однопролетную замкнутую раму из монолитного железобетона рассчитывают методами сил, перемещений или расчленения, учитывая свойства основания по гипотезе местных или общих деформаций. Основную систему при расчете методом сил получают, разрезая раму в середине покрытия и прикладывая в месте разрезки неизвестные: изгибающий момент x_1 и продольную силу x_2 .

Значения неизвестных x_1 и x_2 находят из решения системы уравнений

$$\delta_{11}x_1 + \delta_{12}x_2 + \Delta_{1p} = 0;$$

$$\delta_{21}x_1 + \delta_{22}x_2 + \Delta_{2p} = 0.$$

Перемещения δ_{11} , δ_{12} , δ_{21} , δ_{22} , Δ_{1p} , Δ_{2p} :

$$\delta_{11} = \delta_{11}^{(1)} + \delta_{11}^{(0)}; \quad \delta_{12} = \delta_{21} = \delta_{21}^{(1)} + \delta_{21}^{(0)};$$

$$\delta_{22} = \delta_{22}^{(1)} + \delta_{22}^{(0)}; \quad \Delta_{1p} = \Delta_{1p}^{(1)} + \Delta_{1p}^{(0)};$$

$$\Delta_{2p} = \Delta_{2p}^{(1)} + \Delta_{2p}^{(0)};$$

$$\delta_{11}^{(0)} = 2h^3/3EI; \quad \delta_{21}^{(0)} = h^3/EI; \quad \delta_{22}^{(0)} = (l + 2h)/EI;$$

$$\Delta_{ip}^{(0)} = \sum \int kb y_i y_p dS + \sum \int \frac{\bar{M}_i M_p}{EI} dS + \sum \int \frac{\bar{N}_i N_s}{EF} dS + \\ + \sum \mu_n \int \frac{Q_i Q_p ds}{GF},$$

где k — коэффициент упругого отпора грунта; b — ширина расчетного участка; y_i, y_p — осадки под действием единичных усилий и внешней нагрузки; μ_n — поправочный коэффициент [13].

$\delta_{11}^{(1)}, \delta_{21}^{(1)}, \delta_{22}^{(1)}, \Delta_{ip}^{(1)}, \Delta_{2p}^{(1)}$ — определяют по обычным формулам строительной механики или по общим формулам углов поворота рам на упругом основании (см. [13]).

Раму на упругом основании с учетом гипотезы местных деформаций рекомендуется рассчитывать по методике ЦНИИС — Метропроекта [13], упругий отпор имитируют системой упругих стержней. В местах постановки упругих стержней и в середине покрытия врезают шарниры, прикладывают неизвестные моменты M_i , решают задачу методом сил. При семи упругих опорах получают пять неизвестных с учетом симметрии рамы. Для определения неизвестных усилий необходимо решить канонические уравнения вида:

$$\sum_1^5 \delta_{ik} M_i + \Delta_{ip} = 0;$$

$$\delta_{ik} = \int \frac{\bar{M}_i M_k dS}{EI} + \sum \frac{\bar{N}_i \bar{N}_k S}{EF} + \sum \frac{\bar{R}_i \bar{R}_k}{D};$$

$$\Delta_{ip} = \int \frac{\bar{M}_i M_p dS}{EI} + \sum \frac{\bar{N}_i N_p S}{EF} + \sum \frac{\bar{R}_i R_p}{D},$$

Здесь $\bar{M}_i, \bar{M}_k, M_p, \bar{N}_i, \bar{N}_k, N_p$ — моменты и нормальные силы в основной системе от единичных неизвестных и от нагрузки; $\bar{R}_i, \bar{R}_k, R_p$ — реакции упругих опор от единичных неизвестных и от нагрузки; $D = ksb$ — приведенная жесткость упругой опоры (k — коэффициент упругого отпора грунта; S — расстояние между шарнирами в лотке, b — расчетная ширина конструкции).

Раму рассчитывают на действие вертикального и бокового давлений грунта и единичных моментов, приложенных в местах упругих опор и в центре покрытия. Усилия в основной системе от единичных неизвестных и от внешней нагрузки находят последовательным вырезанием узлов. Усилия в элементах рамы определяют по формулам:

$$M = M_p + \sum \bar{M}_i M_i; \quad N = N_p + \sum \bar{N}_i N_i.$$

Фундаментную плиту рассчитывают как балку на упругом основании, используя гипотезу местных или общих деформаций. Можно пользоваться готовыми формулами и таблицами для определения усилий, углов поворота, прогибов и реакций основания, учитывая показатель жесткости S_0 и приведенную длину балки λ_0 :

$$S_0 = \sqrt{4EI/kb}; \quad \lambda_0 = l/S_0,$$

где EI — изгибная жесткость; k — коэффициент упругого отпора грунта; l — длина; b — ширина, равная 1 м.

При $\lambda_0 < 1$ балку считают абсолютно жесткой, при $1 \leq \lambda_0 < 2,75$ — короткой, для $\lambda_0 \geq 2,75$ — бесконечно длинной.

При расчете жесткой рамной конструкции на упругом основании ее расчленяют на покрытие, стены и днище и затем учитывают взаимодействие элементов. Угол поворота покрытия в месте сопряжения со стенкой

$$\beta_A^{(AB)} = 1/EI_1 [M_A(l/2) - (pl^3)/24].$$

Принимая во внимание симметрию рамы:

$$|M_A| = |M_B|; \quad Y_A = Y_B = pl/2; \quad |X_A| = |X_B|.$$

Боковые стены рассчитывают как балки, загруженные активным горизонтальным давлением грунта. Выражения для углов поворота $\beta_C^{(A,C)}$, $\beta_A^{(A,C)}$, а также усилия X_C и X_A вычисляют по формулам:

$$\beta_C^{(A,C)} = \frac{1}{EI_2} \left\{ \frac{h}{6} (2M_C + M_A) - \frac{h^3}{360} (8q_2 + 7q_1) \right\};$$

$$\beta_A^{(A,C)} = \frac{1}{EI_2} \left\{ -\frac{h}{6} (M_C + 2M_A) + \frac{h^3}{360} (7q_2 + 8q_1) \right\};$$

$$X_C = \frac{M_C - M_A}{h} + \frac{h}{6} (q_1 + 2q_2);$$

$$X_A = \frac{M_C - M_A}{h} + \frac{h}{6} (2q_1 + q_2).$$

Угол поворота балки на упругом основании получим из формулы

$$\beta_C^{(CD)} = \frac{1}{\pi E_0 b l^2} \{ \bar{\beta}_{2C}^{(C)} M_C + \bar{\beta}_{2D}^{(C)} M_D + l [\bar{\beta}_{3C}^{(C)} Y_C + \bar{\beta}_{3D}^{(C)} Y_D] \},$$

где $\bar{\beta}_{2C}^{(C)}$, $\bar{\beta}_{2D}^{(C)}$, $\bar{\beta}_{3C}^{(C)}$ — углы поворота лотка в сечении C соответственно от $M_C/\pi E_0 b l = 1$; от $M_D/\pi E_0 b l = 1$; от $Y_B/\pi E_0 b l = 1$; bl — расчетная ширина и пролет обделки.

$$\beta_A^{(AB)} = -\beta_A^{(A,C)}; \quad \beta_C^{(A,C)} = -\beta_C^{(CD)}.$$

Используя условия статики, находим неизвестные усилия, изгибающие моменты, поперечные силы, прогибы, реактивное давление грунта.

Расчет тонкостенных рам производят как расчет гибких конструкций, опирающихся по стенам и в днище на упругое основание, используя различные модели упругого основания. Например, пользуются гипотезой местных деформаций, принимая коэффициент упругого отпора.

Используют расчет ЦНИИС Метропроекта для замкнутой обделки, опирающейся на упругое основание, подчиняющееся гипотезе местных деформаций. Перекрытие рассматривают как балку на двух опорах, загруженную вертикальной нагрузкой и моментами по концам. В местах примыкания перекрытия к стенам обделки необходимо приложить горизонтальные и вертикальные усилия и изгибающие моменты.

Действие упругого отпора грунта на раму заменяют системой стержней с эквивалентными упругими свойствами.

Обделку можно рассчитать как раму, опирающуюся на упругое основание, рассматриваемое в качестве линейно деформируемой среды. Используют расчленение обделки на отдельные элементы: стены рассматривают как балки на упругом основании с постоянным по глубине модулем деформации.

Для них вычисляют углы поворота:

$$\beta_A^{(AC)} = \frac{1}{\pi E_0 b h^2} \{ \bar{\beta}_{2A}^{(A)} M_A + \bar{\beta}_{2C}^{(A)} M_C + h [\bar{\beta}_{3A}^{(A)} X_A + \bar{\beta}_{3C}^{(A)} X_C] \};$$

$$\beta_C^{(AC)} = \frac{1}{\pi E_0 b h^2} \{ \bar{\beta}_{2A}^{(C)} M_A + \bar{\beta}_{2C}^{(C)} M_C + h [\bar{\beta}_{3A}^{(C)} X_A + \bar{\beta}_{3C}^{(C)} X_C] \}.$$

Днище рассчитывают как балку на упругом основании, определяя угол поворота [13]

$$\beta_C^{(CD)} = \frac{1}{\pi E_0 b l^2} \{ \bar{\beta}_{2C}^{(C)} M_C + \bar{\beta}_{2D}^{(C)} M_D + l [\bar{\beta}_{3C}^{(C)} Y_C + \bar{\beta}_{3D}^{(C)} Y_D] \},$$

Учитывают равенство углов поворота в местах расчленения рамы:

$$\beta_A^{(AB)} = -\beta_A^{(AC)}; \quad \beta_C^{(AC)} = -\beta_C^{(CD)}.$$

Конструкции, возводимые методом «стена в грунте», рассчитывают расчленением на отдельные элементы, учитывая фактическое сопряжение элементов в узлах: перекрытие принимают шарнирно опертым или защемленным, с учетом продольной силы, стены — как внецентренно сжатые элементы, находящиеся под действием вертикальных нагрузок и активного давления грунта (см. рис. 4.3, а). На стену здания действуют вертикальные нагрузки (вес грунта и покрытия, распределенная нагрузка на поверхности грунта), горизонтальные (активное давление грунта), что в итоге вызывает состояние внецентренного сжатия.

Расчет покрытий из сборных полуарок, цилиндрических и сферических оболочек рекомендуется выполнять в соответствии с положениями [58]. Стрелу подъема оболочек следует принимать равной не менее чем половине длины волны l или диаметра D , чтобы при расчете максимально сократить толщину конструкций (см. рис. 4.3, б).

Расчет конструкций обвалованных зданий выполняют, разделяя их на отдельные элементы: плиты покрытия, перекрытий, боковые обвалованные стены, необвалованные стены, внутренние стены, фундаменты (рис. 4.4). Различным образом опертые прямоугольные плиты рекомендуется рассчитывать методом предельного равновесия с учетом сил распора. Например, наружная обвалованная стена здания находится под действием активного давления грунта и вертикальной нагрузки реакции покрытия. Вертикальная нагрузка сжимает плиту в ее плоскости, а давление грунта вызывает изгиб плиты. В итоге плита работает на внецентренное сжатие, но ее прочность может быть рассчитана методом предельного равновесия [63].

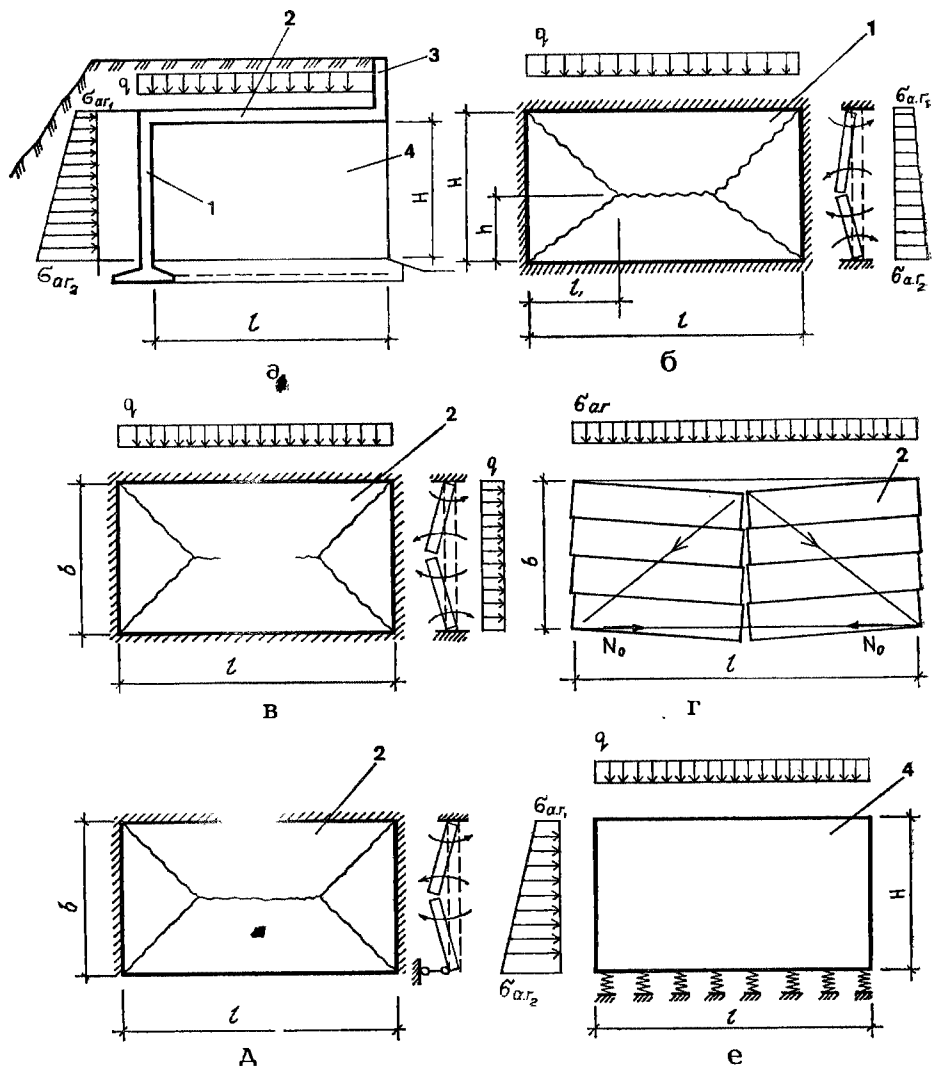


Рис. 4.4. Расчетная схема элементов обвалованных жилых зданий:

а, б — обвалованной стены; в — покрытия; г — сборного перекрытия; д — покрытия с шарнирной опорой; е — внутренней стены; 1, 4 — стены соответственно обвалованная и внутренняя; 2 — покрытие; 3 — парапет.

При расчете напряженно-деформированного состояния и прочности плоских прямоугольных плит перекрытий и стен нужно учитывать фактические условия их опирания — шарнирный или жесткий стыки с примыкающими конструкциями стен и перекрытий (см рис. 4.4, б...д). Трапецидальную эпюру давления грунта для удобства расчета можно разделить на треугольную и прямоугольную эпюры, после чего рассчитать плиты отдельно на каждую нагрузку. Для этого целесообразно использовать значения изгибающих моментов у опор и в поле плит при действии треугольной и равномерно распределенной нагрузок, приведенные в табл. 4.7, а также формулы расчета плит железобетонных призматических

4.7. Определение изгибающих моментов [17]

При треугольной распределенной нагрузке

$$M_I = \alpha_K P; M_{II} = \alpha_D P; M'_I = -\beta_K \cdot P; M'_{II} = -\beta_D \cdot P; M'_{I,II} = -\beta_{D,II} P;$$

$$P = \frac{1}{2} \sigma_{a, r_2} HB;$$

H — высота; B — ширина; $M_{I,II}$ — моменты в пролете; $M'_{I,II}$ — моменты на опорах

H/B	α_K	α_D	β_K	$\beta_{D,II}$	$\beta_{D,II}$	α_K	α_D	$\beta_{K,II}$	$\beta_{K,II}$	β_D
1,00	0,0184	0,0206	0,0448	0,0562	0,0332	0,0206	0,0184	0,0562	0,0332	0,0446
1,10	0,0205	0,0190	0,0477	0,0538	0,0302	0,0218	0,0160	0,0576	0,0353	0,0411
1,20	0,0221	0,0173	0,0495	0,0506	0,0271	0,0227	0,0137	0,0580	0,0357	0,0372
1,30	0,0229	0,0156	0,0504	0,0470	0,0237	0,0231	0,0112	0,0577	0,0376	0,0336
1,40	0,0235	0,0137	0,0508	0,0431	0,0204	0,0233	0,0090	0,0569	0,0380	0,0302
1,50	0,0241	0,0120	0,0510	0,0387	0,0168	0,0233	0,0072	0,0556	0,0382	0,0276

При равномерно распределенной нагрузке

$$M_I = \alpha_K P, M_{II} = \alpha_D P; M'_I = -\beta_K P; M'_{II} = -\beta_D P; P = (q + v) LB;$$

L — длина; B — ширина плиты

L/B	α_K	α_D	β_K	β_D	α_K	α_D	β_K	β_D
1,00	0,0220	0,0198	0,0556	0,0417	0,0179	0,0179	0,0417	0,0417
1,05	0,0231	0,0184	0,0560	0,0385	0,0187	0,0171	0,0437	0,0394
1,10	0,0234	0,0169	0,0565	0,0350	0,0194	0,0161	0,0450	0,0372
1,15	0,0236	0,0154	0,0564	0,0319	0,0200	0,0150	0,0461	0,0349
1,20	0,0236	0,0142	0,0560	0,0292	0,0204	0,0142	0,0468	0,0325
1,25	0,0236	0,0132	0,0552	0,0267	0,0207	0,0133	0,0473	0,0303
1,30	0,0235	0,0120	0,0545	0,0242	0,0208	0,0123	0,0475	0,0281
1,35	0,0233	0,0110	0,0536	0,0222	0,0210	0,0115	0,0474	0,0262
1,40	0,0230	0,0102	0,0526	0,0202	0,0210	0,0107	0,0473	0,0240
1,45	0,0228	0,0094	0,0516	0,0185	0,0209	0,0100	0,0469	0,0223
1,50	0,0225	0,0086	0,0506	0,0169	0,0208	0,0093	0,0464	0,0206
1,55	0,0221	0,0079	0,0495	0,0155	0,0206	0,0086	0,0459	0,0191
1,60	0,0218	0,0073	0,0484	0,0142	0,0205	0,0080	0,0452	0,0177
1,65	0,0214	0,0067	0,0473	0,0131	0,0202	0,0074	0,0446	0,0164
1,70	0,0210	0,0062	0,0462	0,0120	0,0200	0,0069	0,0438	0,0152
1,75	0,0206	0,0058	0,0452	0,0112	0,0197	0,0064	0,0431	0,0141
1,80	0,0203	0,0054	0,0442	0,0102	0,0195	0,0060	0,0423	0,0131
1,85	0,0200	0,0050	0,0432	0,0095	0,0192	0,0056	0,0415	0,0122
1,90	0,0196	0,0046	0,0422	0,0088	0,0190	0,0052	0,0408	0,0113
1,95	0,0192	0,0043	0,0413	0,0082	0,0186	0,0049	0,0400	0,0107
2,00	0,0189	0,0040	0,0404	0,0076	0,0183	0,0046	0,0392	0,0098

бункеров. Сборные железобетонные перекрытия с продольным расположением плит рекомендуется рассчитывать с учетом сил трения в швах плит (см. рис. 4.4, з) [27].

Предельная горизонтальная нагрузка

$$p_0 = (8N_s h + 8qlfh^2)/(l - 4fh),$$

где h — ширина плиты; f — коэффициент трения в шве; N_s — предельное усилие в арматуре; l — пролет плиты; q — распределенная нагрузка на плиты.

Внутренние стены, на которые передаются горизонтальная нагрузка от обвалованных стен и вертикальная — от покрытий, рекомендуется рассчитывать как балки-стенки на упругом основании (см. рис. 4.4, е).

Особенности расчета отдельных элементов зданий мелкого заложения заключаются в необходимости учета действия вертикального и горизонтального давлений грунта (рис. 4.5). Купола, гипары рассчитывают как обычные оболочки в покрытиях зданий, учитывая дополнительный пригруз от веса обваловки (см. рис. 4.5, а, б) [58]. Например, при расчете гипара стрелу подъема f принимают равной $0,1 \dots 0,5l/2$; главные усилия в оболочке N_1 и N_2 определяют по безмоментной теории

$$|N_1| = |N_2| = qab/(2f),$$

где q — распределенная нагрузка на оболочку; a , b — половины длин сторон прямоугольного покрытия.

Толщина оболочки и площадь арматуры:

$$t = N_1/R_b, \quad A_{s1} = N_2/R_s,$$

где R_b — призмная прочность бетона; R_s — прочность арматуры принятого класса.

По периметру оболочку армируют усиленной арматурой, площадь которой определяют по формуле $A_s = N_1 \cdot 0,5l/R_s$.

Безбалочные плиты покрытий и фундаментные плиты целесообразно рассчитывать с учетом сил распора, определяя прочность методом предельного равновесия (см. рис. 4.5, в, м), стены зданий с применением армированного грунта (лицевые плиты с гибкими анкерами, гибкие мембраны) — аналогично подпорным стенам из армированного грунта, учитывая при определении $\sigma_{a,1}$ и $\sigma_{a,2}$ пригруз на поверхности стен из армированного грунта от покрытия здания (см. рис. 4.5, г, д), обвалованные стены зданий в форме оболочек — как подпорные стены-оболочки, вводя дополнительные условия опирания (например, шарнирную опору для угловых стен-оболочек в верхней части) и принимая во внимание действие сосредоточенной нагрузки на оболочки от покрытия.

В случае использования в качестве опор целиков естественного грунта (при их недостаточной несущей способности) рекомендуется армирование грунта внутренними стержнями, устанавливаемыми в пробуренные скважины, и наружной обоймой из арматуры с торкрет-бетоном. Такие элементы рассчитывают как короткие элементы с косвенной арматурой, повышающей значение R_b , мембранные опоры — как мембранные стены (см. рис. 4.5, и, к). Узел заделки оболочки в фундамент можно конструировать податливым, чтобы при расчете принять шарнирное опирание и снизить краевой момент. Цилиндрические оболочки и плиты переменного сечения в фундаментах и стенах следует рассчитывать как арки на действие

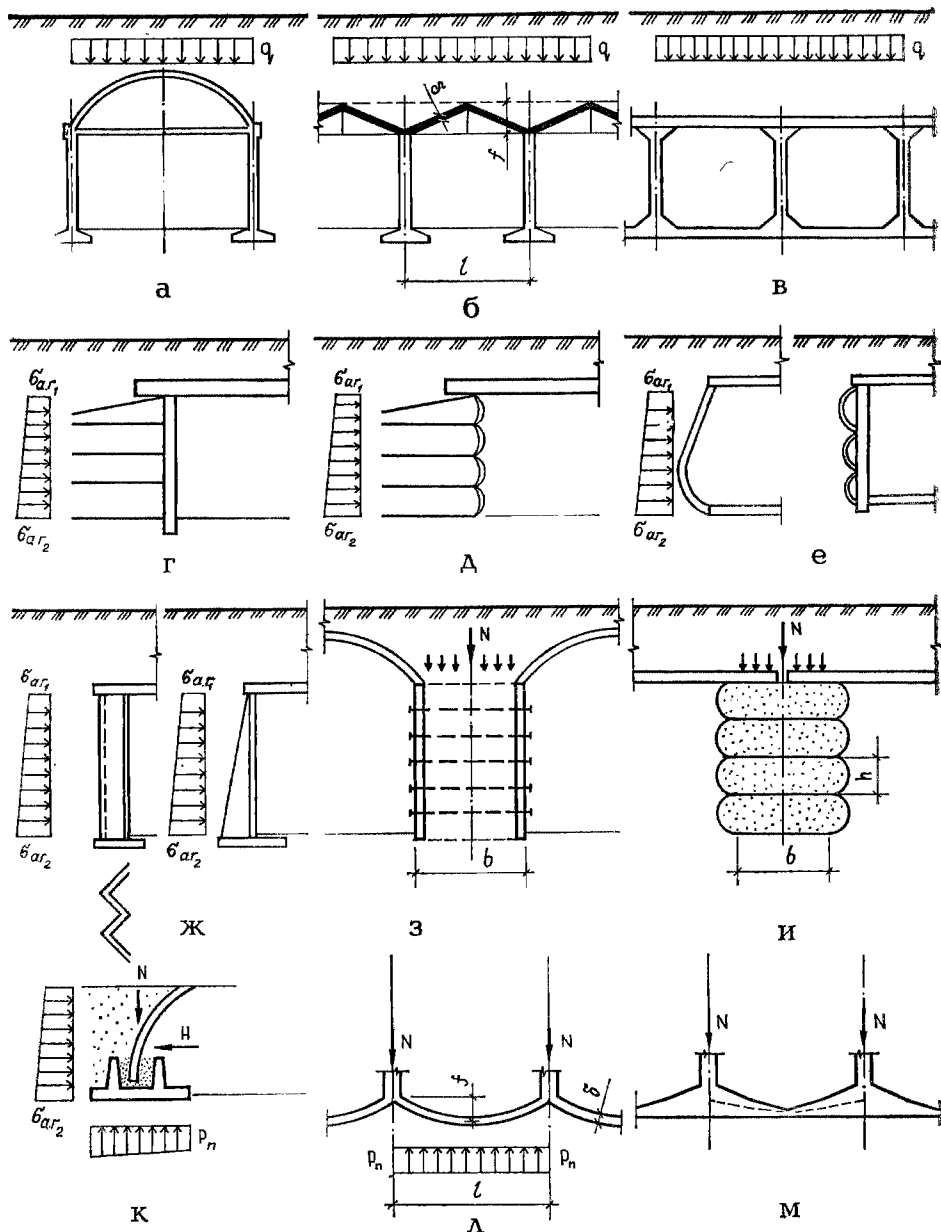


Рис. 4.5. Расчетные схемы отдельных элементов:

а — купола; б — гипара; в — плоской плиты; г, д — стен из армированного грунта; е, ж — стен из оболочек; з — армированного цемента; и — колонны из армогрунта; к — фундамента; л — многоярусного фундамента-оболочки; м — плиты переменного сечения.

равномерно распределенного давления грунта:

$$H_a = ql^2/(8f); \quad t = H_a/R_b,$$

где H_a — усилие распора в арке; q — равномерно распределенное давление на арку; l , f — пролет арки и стрела подъема; t — толщина оболочки.

При расчете ленточных фундаментов необходимо учитывать действие всех горизонтальных и вертикальных нагрузок, так как значительные горизонтальные нагрузки приводят к крену фундамента.

Несущая способность гибких инъекционных анкеров в соответствии с [14]:

$$F_d = \gamma_c \gamma_{cf} \pi D_k l_k (1 + \sin \varphi) (\sigma_0 \operatorname{tg} \varphi + c) \left\{ \left[1,01 - \left(\frac{d_c}{D_k} \right)^2 \right] / [1,01 - A^2 / (1 - A)^2] \right\}^\beta,$$

$$\beta = \sin \varphi / (1 + \sin \varphi); \quad A = E_0 / (1 + \nu_0) (\sigma_0 + c \operatorname{ctg} \varphi) \sin \varphi,$$

где γ_c, γ_{cf} — коэффициенты, определяемые по [53]; D_k, l_k — соответственно диаметр и длина корня анкера; σ_0 — природное давление на уровне середины корня; c, φ, E_0, ν_0 — средневзвешенные прочностные и деформативные характеристики грунта; d_c — диаметр скважины; α — угол наклона анкера к горизонтали

Количество необходимого раствора для образования корня анкера:

с закачкой раствора через обсадную трубу

$$V_k = 0,5 (D_k^2 - d_r^2) (1 + 3,1n) l_k;$$

с повторной инъекцией раствора

$$V_k = 0,5 (D_k^2 - d_c^2) (1 + 3,1n) l_k,$$

где d_r — диаметр оттяжки; n — водоцементное отношение.

Пример 4.1. Рассчитать плиту перекрытия подземного здания (рис. 4.6, а). Дано $L = 6$ м; $g + v = 5$ кПа; $\sigma_{a.r_1} = 28$ кПа; $\sigma_{a.r_2} = 44$ кПа; бетон класса В20, $R_b = 11,5$ МПа; арматура класса А-II, $R_s = 280$ МПа; $H = 3$ м.

Решение:

$$M_{\max} = \frac{(q + v) L^2}{8} - T \cdot e_1;$$

$$T = \frac{3}{8} \sigma_{a.r_2} \cdot H + \frac{1}{10} (\sigma_{a.r_2} - \sigma_{a.r_1}) H;$$

$$T = \frac{3}{8} \cdot 44 \cdot 3 + \frac{1}{10} (44 - 28) \cdot 3 = 54,3 \text{ кН};$$

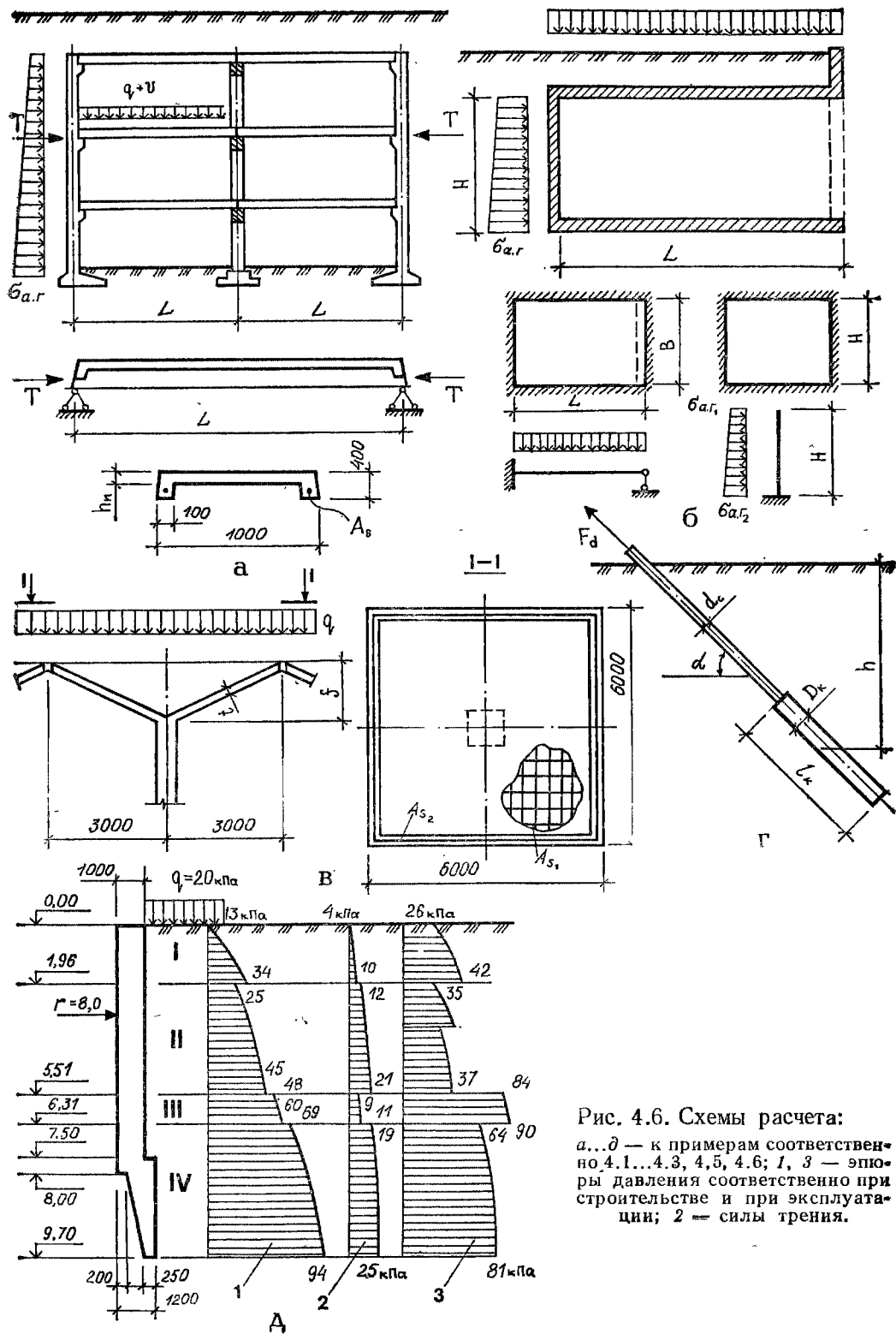
$$M_{\max} = \frac{5 \cdot 6^2}{8} = 54,3 \cdot 20 = 11,64 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$e = \frac{11,64 - 54,3 \cdot 0,2}{54,3} = 1,43 \text{ см};$$

$Te \leq R_b \cdot b \cdot x \left(h_0 - \frac{1}{2} x \right)$. Принимаем площадь рабочей арматуры при $\mu = 1 \%$ [48]: $A_s = 8 \text{ см}^2$. Назначаем в каждом ребре один стержень $\varnothing 25$ мм,

$$A_s = 9,8 \text{ см}^2. \text{ Тогда } x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = 11,9 \text{ см}; \quad 54,3 \cdot 1,43 \leq 11,5 \cdot 20 \times$$

$$\times 11,9 \left(36 - \frac{1}{2} \cdot 11,9 \right); \quad 77,649 < 82,11.$$



Условие прочности выполнено. Далее рассчитываем трещиностойкость и прогибы в соответствии с [48]. Полку плиты рассчитываем как изгибаемый элемент в направлении короткой стороны.

Пример 4.2. Рассчитать покрытие и стену обвалованного жилого здания (рис. 4.6, б).

а) Расчет покрытия. *Дано:* грунт — песок $\gamma = 18 \text{ кН/м}^3$; $\sigma_{a.g.} = 3 \text{ кПа}$; $\sigma_{a.g.2} = 19,2 \text{ кПа}$; $H = 3 \text{ м}$; $L = 6 \text{ м}$; $B = 3 \text{ м}$; бетон тяжелый класса В20, $R_b = 11,5 \text{ МПа}$, арматура класса А-II; $R_s = 280 \text{ МПа}$; $g + v = 8 \text{ кПа}$.

Решение: $L/B = 2$. По табл. 4.7. находим: $\alpha_k = 0,0189$; $\alpha_d = 0,0040$; $\beta_k = -0,0404$; $\beta_d = -0,0076$; $P = (g + v) LB = 144 \text{ кН}$;

$$M_I = 0,0189 \cdot 144 = 2,72 \text{ (кН} \cdot \text{м)} \cdot \text{м}; \quad M_{II} = 0,0040 \cdot 144 = 0,58 \text{ (кН} \cdot \text{м)} \cdot \text{м};$$

$$M'_I = -0,0404 \cdot 144 = -5,82 \text{ (кН} \cdot \text{м)} \cdot \text{м}; \quad M'_{II} = -0,0076 \cdot 144 = -1,09 \text{ (кН} \cdot \text{м)} \cdot \text{м}.$$

Принимаем толщину плиты по [48] не менее $1/50 B$, или $h \geq 6 \text{ см}$; $h = 10 \text{ см}$; $h_0 = 7,5 \text{ см}$.

По [48] определяем: $\alpha = 0,85$; $\omega = 0,76$; $\xi_R = 0,65$.

$$\alpha_m = \frac{5,82}{0,9 \cdot 1 \cdot 7,5^2 \cdot 11,5} = 0,15; \quad \xi = 0,16; \quad \zeta = 0,92; \quad \xi < \xi_R;$$

$$A_s = \frac{5,82}{0,96 \cdot 7,5 \cdot 280} = 0,04 \text{ см}^2/\text{см}.$$

Принимаем $\varnothing 8A-II$ шаг 100, $A_s = 0,05 \text{ см}^2/\text{см}$. Аналогично рассчитываем другие сечения, далее производим расчет трещиностойкости и прогибов.

б) Расчет стены. *Дано:* $H/B = 1$.

Решение: По табл. 4.7 находим $\alpha_k = 0,0184$; $\alpha_d = 0,0206$; $\beta_k = 0,0448$; $\beta_{d.n} = 0,0562$; $\beta_{d.v} = 0,0332$. Разделяем эпюру $\sigma_{a.g.}$ на треугольную с абсциссой 16,2 кПа и прямоугольную с абсциссой 3 кПа. Для прямоугольной эпюры расчет M приведен выше, для треугольной $P = 0,5 \cdot 16,2 \cdot 300 \cdot 300 = 72 \text{ кН}$.
 $M_I = 0,0184 \cdot 72 = 1,32 \text{ (кН} \cdot \text{м)/м}$; $M_{II} = 0,0206 \cdot 72 = 1,48 \text{ (кН} \cdot \text{м)/м}$;
 $M'_I = -0,0448 \cdot 72 = -3,22 \text{ (кН} \cdot \text{м)/м}$; $M'_{II} = -0,0332 \cdot 72 = -2,39 \text{ (кН} \cdot \text{м)/м}$;
 $M'_{II_n} = -0,0562 \cdot 72 = -4,04 \text{ (кН} \cdot \text{м)/м}$.

К этим моментам добавляем моменты от прямоугольной эпюры $\sigma_{a.g.}$ и далее рассчитываем арматуру в пролете и на опорах.

Пример 4.3. Запроектировать покрытие подземного здания рамного типа в виде оболочек — гиперболических параболоидов, четырехлепестковых, опирающихся на железобетонные колоны (рис. 4.6, в).

Дано: здание с сеткой колонн $6 \times 6 \text{ м}$; распределенная нагрузка q_1 на оболочку с учетом веса грунта толщиной 0,7 м и пригруза на его поверхности $q = 2 \text{ кПа}$ составляет 20 кПа; бетон класса В30; $R_b = 17 \text{ МПа}$; арматура класса А-II; $R_s = 365 \text{ МПа}$.

Решение: пусть размеры оболочки в плане $2a = 2b = 600 \text{ см}$; $f = 1 \text{ м}$,

$$|N_1| = |N_2| = \frac{q_1 ab}{2f} = \frac{20 \cdot 300 \cdot 300}{2 \cdot 100} = 0,9 \text{ кН/см}.$$

$$t = 0,9 : 17 = 6 \text{ см, допустим } t = 10 \text{ см}.$$

$$A_{s_1} = 0,9 : 365 = 0,0246 \text{ см}^2/\text{см}.$$

Принимаем арматурную сетку, расположенную посередине сечения оболочки, с ячейкой $20 \times 20 \text{ см}$; $\varnothing 10A-II$, $A_{s_1} = 0,078 \text{ см}^2/\text{см}$.

По периметру устанавливаем усиленную арматуру

$$A_{s_2} = \frac{0,9 \cdot 300}{365} = 7,397 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2 $\varnothing 25 A-II$, тогда $A_{s_2} = 7,8 \text{ см}^2$.

Пример 4.4. Запроектировать ограждающую конструкцию подземного здания в виде цилиндрической оболочки с горизонтальным расположением волны.

Дано: здание с глубиной расположения 12 м; шаг колонн или пролет оболочек — 6 м; опирание оболочек на колонны — шарнирное; стрела подъема $f = 1,2$ м; грунт — песок с $\gamma = 18$ кН/м³ и $\varphi = 28^\circ$; пригруз на поверхности грунта $q = 20$ кПа; бетон класса В30, $R_b = 17,0$ МПа; арматура класса А-III.

Решение: определяем горизонтальное давление на нижнюю оболочку от пригруза на поверхности грунта

$$\sigma_q = 20 \cdot \lambda_a = 5,6 \text{ кПа}; \quad \lambda_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right);$$

от давления грунта

$$\sigma_r = 18 \cdot 12 \cdot \operatorname{tg}^2 [45^\circ - (28/2)] = 60,5 \text{ кПа},$$

тогда суммарное давление $\sigma_{a, \text{гр}} = 66,1$ кПа.

Вычисляем толщину оболочки

$$t = \frac{66,1 \cdot 600^2}{8 \cdot 120 \cdot 17} = 14,58 \text{ см}.$$

Принимаем толщину 20 см. Поле оболочки армируем конструктивной арматурой — сетка 20×20 см, $\varnothing$ 12 А-III, выполняющей роль противосадочной. При изготовлении оболочек в сборном варианте дополнительно рассчитываем арматуру для восприятия усилий при изготовлении, перевозке и монтаже.

Пример 4.5. Определить несущую способность инъекционного гибкого анкера в суглинистом грунте с $\gamma = 17$ кН/м³; $\varphi = 32^\circ$; $E_0 = 20$ МПа; $c = 2$ кПа; $\nu_0 = 0,28$; угол наклона к горизонтали $\alpha = 45^\circ$; длина заделки $l_k = 3,5$ м; диаметр скважины $d_c = 0,12$ м; глубина расположения центра корня (закрепленной части анкера с инъекцией раствора) $h = 4,8$ м; расчетный диаметр корня $D_k = 0,25$ м; коэффициенты $\gamma_c = 1$, $\gamma_{cf} = 0,7$ (табл. 5 [53]); природное давление грунта на уровне середины корня анкера $\sigma_0 = \gamma h = 0,08$ МПа (рис. 4.6, з).

Решение: рассчитываем несущую способность без учета лобового сопротивления по формуле, приведенной на с. 105; $F_d = 401$ кН.

Рекомендуется по заданным значениям d_c , h , α , l_k , а также по средневзвешенным значениям прочностных и деформативных характеристик грунта φ , c , E_0 , ν_0 вычислить три значения F_d для отношений a_c/D_k , равных 0,9; 0,6 и 0,3, и построить график зависимости между F_d и d_c/D_k . Затем при заданном коэффициенте надежности γ_k , зависящем от класса сооружения и длительности работы анкеров, по графику найти D_k , обеспечивающее нужную несущую способность анкера.

Количество необходимого раствора для образования тела корня анкера вычисляем по приведенным в 4.2.1 формулам.

4.2.2. Расчет конструкций при опускном способе возведения.

Железобетонные конструкции рассчитывают для условий строительства и эксплуатации. Для условий строительства определяют: необходимость устройства перегородок или распорок при снятии с временного основания, на конечной стадии опускания расчетом прочности стен; прочность днища; всплытие колодца; сдвиг и опрокидывание при односторонних выработках. Для условий эксплуатации рассчитывают: стены (наружные и внутренние), днища, перекрытия на прочность, колодец на всплытие, сдвиг по подошве, опрокидывание, общую устойчивость при больших и односторонних нагрузках; стены на местное действие нагрузки.

Для железобетонных стен колодцев при $1/12 \leq \frac{0}{R} \leq 1/5$

$$M_{R_a} = -0,1488 p_{ар} R^2 (k_u - 1);$$

$$M_{R_b} = 0,1366 p_{ар} R^2 (k_u - 1),$$

$$N_{R_a} = p_r R [(1 + 0,7854 (k_u - 1))];$$

$$N_{R_b} = p_r R [1 + 0,5 (k_u - 1)];$$

$$k_u = (\Sigma p_r^{\max} / p_r),$$

где $p_r^{\max}$ — максимальная сумма горизонтальных давлений; $p_{a.r}$ — горизонтальное боковое давление грунта, $p_{a.r} = \sigma_{a.r}$; k_u — коэффициент неравномерности бокового давления; R — расчетный радиус оболочки.

Основными при расчете толщины сечения и армирования стен опускных колодцев являются горизонтальные нагрузки. Для круглых в плане сооружений с массивными стенами ($\delta/R = 1/5$) можно пренебречь неравномерностью горизонтальной нагрузки и принять ее радиальной осесимметричной [3, 17]. При этом конструкцию рассчитывают по поясам, по поперечным кольцевым сечениям на напряжения как бетонное сечение

$$\sigma_b = \frac{p_{a.r} (R + \delta)^2}{(R + 0,5\delta) \delta}.$$

Днище опускного сооружения рассчитывают как фундаментную плиту, если нет внутренних стен, или как многопролетную балочную плиту (если они есть). При этом усилия от грунтовых анкеров, заделанных в днище, учитывают в расчетной схеме как внешние сосредоточенные нагрузки [30].

При расчете устойчивости формы поперечного сечения на действие горизонтальных нагрузок считают, что грунт из ядра сооружения удален, а днище не забетонировано.

$$p_{кр} \leq \Sigma p_{a.r},$$

где $p_{кр}$ — критическое давление; для оболочки с незакрепленными краями

$$p_{кр} = 0,56 E_b \left[\xi_1^3 (\kappa_1^2 - 1) + \frac{0,658 \xi_2}{\kappa_1^4 (\kappa_1^2 - 1)} \right],$$

Σp_r — сумма расчетных горизонтальных давлений, действующих на сооружение;

$$\xi_1 = \delta_2 / D_p; \quad \xi_2 = \delta_2 D_p^3 / H_k^4;$$

δ_2 — толщина стенки; D_p — расчетный диаметр колодца; H_k — глубина колодца; κ_1 — число волн в поперечном направлении; $\kappa_1 = 2 \dots 10$. При значениях $\kappa_1 = 2 \dots 10$ определяют минимальное значение $p_{кр}$.

Стены прямоугольных опускных сооружений рассчитывают как плоские железобетонные плиты. В вертикальном направлении оболочку рассчитывают на растягивающие усилия, возникающие при зависании оболочки в грунте; проверяют ее прочность в месте зависания (заклинивания) при удалении грунта из-под ножа, под действием массы подвешенной части сооружения.

Для погружения колодца необходимо соблюдать условие

$$(G_{\omega} + Q) / (T_2 + F_u) > \gamma_{pl},$$

где G_ω , Q , T_2 , F_u — расчетные нагрузки с учетом коэффициентов надежности по нагрузке.

Для предотвращения погружения ниже проектной отметки усиления, передаваемые на опоры и позволяющие закрепить колодец,

$$F_s = G_\omega (T_2 + F_u).$$

Расчет на всплытие производят на расчетные нагрузки по формуле

$$\frac{\Sigma G + \Sigma T_i}{A_\omega H_\omega \gamma_\omega} \geq \gamma_{em},$$

где ΣG — сумма всех постоянных расчетных нагрузок; ΣT_i — сумма усилий трения при расчете на всплытие; A_ω — площадь основания колодца; H_ω — расчетное превышение уровня подземных вод над низом днища; γ_{em} — коэффициент надежности от всплытия, равный 1,2.

Если $\frac{\Sigma Q + \Sigma T_i}{A_\omega H_\omega \gamma_\omega} < \gamma_{em}$, необходимо предусмотреть устройство анкеров, препятствующих всплытию.

Для условий эксплуатации расчет на всплытие выполняют на действие расчетных нагрузок:

$$\frac{\Sigma G + T_i + Q}{A_\omega H_\omega \gamma_\omega} \geq \gamma_{em}.$$

Пример 4.6 [17]. Рассчитать опускной колодец внутренним диаметром $r = 8$ м, глубиной $H_\omega = 9,7$ м на нагрузки и воздействия, возникающие в условиях строительства и эксплуатации (рис. 4.6, б).

Грунты площадки строительства: I слой — насыпной грунт с $\gamma_I = 19,3$ кН/м³; II слой — песок с $\gamma_2 = 18,5$ кН/м³, $\varphi_2 = 25^\circ$; III слой — песок с $\gamma_3 = 19$ кН/м³, $\varphi_3 = 25^\circ$; IV слой — глина с $\gamma_4 = 19$ кН/м³, $\varphi_4 = 15^\circ$, $k_c = 0,5 \cdot 10^4$ Па.

Решение: а) В условиях строительства назначаем толщину стенки $b = 1$ м наружный радиус колодца $r = 9$ м. Определяем приведенные высоты слоев грунта:

$$h_1^I = \gamma_I H_I / \gamma_2 = 191,96 / 18,5 = 2 \text{ м}; \quad h_2^I = 5,4 \text{ м}; \quad h_3^I = 6,2 \text{ м}.$$

Вычисляем абсциссы основного давления грунта p_g и удельные силы трения t :

1. На поверхности грунта: $h_0 = 0$ м; $\gamma_I = 19$ кН/м³; $\varphi_I = 17^\circ$; $h_0/r = 0,9 = 0$; $n = 1$; $F_1 = 0$; $F_2 = 0,55$; $k_p = 0,2$; $p_g = (1 + k_p) p_{a,r}$; $p_{g0} = (1 + 0,2) (0 + 20 \cdot 0,55) = 13$ кПа; $t = \gamma_c (p_g \operatorname{tg} \varphi + k_c)$; $t_0 = 13 \cdot 0,3057 = 4$ кПа.

2. На отметке 1,96 для вышележащего грунта: $h_I = 1,96$ м; $\gamma_I = 19$ кН/м³; $\varphi_I = 17^\circ$; $h_I/r = 1,96/6 = 0,22$; $n = 0,87$; $F_1 = 0,11$; $F_2 = 0,49$; $k_p = 0,2$; $p_{g1} = 34$ кПа; $t_1 = 10$ кПа; для нижележащего: $p'_{g1} = 25$ кПа; $t'_1 = 12$ кПа.

3. На отметке 5,51 для вышележащего грунта $p_{g2} = 46$ кПа, $t_2 = 21$ кПа; для нижележащего $p'_{g2} = 48$ кПа; $t'_2 = 24$ кПа.

4. На отметке 6,31 для вышележащего грунта $p_{g3} = 60$ кПа; $t_3 = 26$ кПа; для нижележащего $p'_{g3} = 69$ кПа; $t'_3 = 24$ кПа.

5. На отметке 7,50 для вышележащего грунта $p_{g4} = 78$ кПа; $t_4 = 26$ кПа.

6. На отметке 8,00 для вышележащего грунта $p_{g5} = 88$ кПа; $t_5 = 27$ кПа.

7. На отметке 9,70 для вышележащего грунта $p_{g6} = 94$ кПа; $t_6 = 30$ кПа.

Силу трения грунта находим по формуле [17]:

$$T_2 = n \left(\frac{t_0 + t_1}{2} h_t + \dots + \frac{t_{n-1} + t_n}{2} h_n \right); \quad T_2 = 10\,462 \text{ кН.}$$

Вес колодца, необходимый для погружения на проектную глубину,

$$G_\omega = 1,15 \cdot 10\,462 = 12\,031 \text{ кН.}$$

Вес колодца после уточнения размеров

$$G_\omega = n \gamma_0 V_\omega = 0,9 \cdot 25 \cdot 540 = 12\,150 \text{ кН} > 12\,031 \text{ кН.}$$

Сила трения $T_1 = 0,5 T_2 = 5231 \text{ кН.}$

Вес грунта, находящегося выше уступа ножа,

$$G_g = 6,28 \cdot 9,15 \cdot 0,1 \cdot 7,5 = 737 \text{ кН.}$$

Вес днища

$$G_p = 0,9 \cdot 1,5 \cdot 25 \cdot 3,14 (8,2 + 8,7)^2 / 2 = 7567 \text{ кН.}$$

Расчет на всплытие:

$$\frac{\Sigma G + T_i + Q}{A_\omega H_\omega \gamma_\omega} \geq \gamma_{em}; \quad 1,42 > 1,2.$$

Значит, всплытие не произойдет.

Коэффициент неравномерности бокового давления грунта $k_u = 1 + \frac{33}{86} = 1,38$.

Нагрузка на I пояс, равный 2 м:

$$p = p_{g5} + \frac{p_{g5} + p_{g6}}{2} \cdot \frac{h_6}{2} = 156,8 \text{ кПа} = q.$$

$$M_a = -0,1488 \cdot q r_m^2 (k_u - 1) = 648 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

$$M_b = 0,1366 \cdot q r_m^2 (k_u - 1) = 595 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

$$N_a = q r_m [1 + 0,7854 (k_u - 1)] = 1740 \text{ кН;}$$

$$N_b = q r_m [1 + 0,5 (k_u - 1)] = 1596 \text{ кН.}$$

б) В условиях эксплуатации:

$$p_g = k_h \left(\sum_{i=1}^n \gamma_i h_i + q \right); \quad k_h = \mu / (1 - \mu);$$

$$\text{на отметке } 8,00 \text{ м } p_{g6} = 0,5 (10 \cdot 10,5 + 40) = 73 \text{ кПа;}$$

$$\text{на отметке } 9,70 \text{ м } p_{g1} = 0,5 (10 \cdot 12,2 + 40) = 81 \text{ кПа.}$$

Нагрузка на I пояс:

$$p = 73 + \frac{73 + 81}{2} \cdot \frac{1,7}{2} = 134 \text{ кПа.}$$

$$M_a = -0,1488 \cdot 134 \cdot 8,55^2 (1,1 - 1) = 146 \text{ кН} \cdot \text{м;} \quad M_b = 134 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

$$N_a = 134 \cdot 8,55 [1 + 0,7854 (1,1 - 1)] = 1230 \text{ кН;} \quad N_b = 1200 \text{ кН.}$$

Сжимающее усилие от гидростатического давления воды $N = p r_m = 51 \times 8,55 = 436 \text{ кН.}$

Окончательно: $M_a = 146 \text{ кН} \cdot \text{м;}$ $M_b = 134 \text{ кН} \cdot \text{м;}$ $N_a = 1230 + 436 = 1666 \text{ кН;}$ $N_b = 1200 + 436 = 1636 \text{ кН.}$

При закрытом способе производства работ рассчитывают сборные или монолитные обделки различного очертания в виде: пологого или подъемистого свода, опирающегося на стены, грунт или обратный свод; кольца; произвольного очертания; оболочек вращения сферической, параболической и др.

Обделки произвольного очертания рекомендуется рассчитывать методом Метрогипротранса, ориентированном на использование ЭВМ ЕС. В методе введены следующие предпосылки: совместность деформаций при перемещении обделки в сторону грунта обеспечивается плотным контактом между обделкой и грунтом; при перемещении внешнего контура обделки от грунта он не оказывает сопротивления; криволинейная форма обделки заменяется вписанным многоугольником, распределенная внешняя нагрузка — сосредоточенными силами, приложенными в вершинах многоугольника. Считается, что деформации грунта подчиняются гипотезе Винклера.

За лишние неизвестные принимают парные изгибающие моменты в симметричных шарнирах и усилие в замке. Неизвестные определяют решением канонических уравнений

$$\Sigma M_k \delta_{ik} + \Delta_{ip} = 0,$$

где δ_{ik} и Δ_{ip} — перемещения системы по направлению неизвестных от воздействия парных моментов, приложенных в точках k , и от нагрузок. В матричной форме система уравнений имеет вид $AW + \Delta p = 0$, где A — матрица перемещений основной системы от действия единичных неизвестных:

$$A = \begin{bmatrix} \delta_{00} & \delta_{01} & \delta_{02} & \dots & \delta_{0n} \\ \delta_{10} & \delta_{11} + \alpha_1 & \delta_{12} & \dots & \delta_{1n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \delta_{n0} & \delta_{n1} & \delta_{n2} & \dots & \delta_{nn} + \beta_n \end{bmatrix}$$

$$\alpha_1 = \alpha/k_1 I_1; \quad \beta_n = 1/k_n I_n.$$

Для учета упругого поворота подковообразной обделки принимаем $\alpha = \beta = 1$, для замкнутого контура $\alpha = \beta = 0$.

Векторы неизвестных и грузовых членов имеют вид

$$W = \begin{bmatrix} W_0 \\ W_1 \\ W_2 \\ \vdots \\ W_n \end{bmatrix}, \quad \Delta p = \begin{bmatrix} \Delta_{0p} \\ \Delta_{1p} \\ \Delta_{2p} \\ \vdots \\ \Delta_{np} \end{bmatrix}.$$

Члены матрицы A -перемещения δ_{ik} определяют по формулам Мора, пренебрегая действием поперечных сил. Представим матрицу A в виде суммы $A = A_M + A_Q + A_N + A_R$, где слагаемые содержат перемещения, вызванные соответственно только влиянием

моментов, поперечных и продольных сил и реакций:

$$A_M = L_M^T B_M L_M; \quad A_Q = L_Q^T B_Q L_Q;$$

$$A_N = L_N^T B_N L_N; \quad A_R = L_R^T B_R L_R.$$

Матрицы L содержат соответственно моменты, поперечные и продольные силы и реакции, возникающие в основной системе от единичных неизвестных, матрицы B — соответствующие податливости участков (стержней).

$$\Delta_p = \Delta_{pM} + \Delta_{pQ} + \Delta_{pN} + \Delta_{pR},$$

при этом

$$\Delta_{pM} = L_M^T B_M M_p; \quad \Delta_{pQ} = L_Q^T B_Q Q_p;$$

$$\Delta_{pN} = L_N^T B_N N_p; \quad \Delta_{pR} = L_R^T B_R R_p,$$

где M_p, Q_p, N_p, R_p — векторы грузовых усилий.

Усилия и реакции определяют по формулам:

$$M_i = M_{ip} + \Sigma M_{ik} W_k; \quad Q_i = Q_{ip} + \Sigma Q_{ik} W_k; \quad N_i = N_{ip} + \Sigma N_{ik} W_k;$$

$$R_i = R_{ip} - \Sigma R_{ik} W_k.$$

Если при расчете обнаружены опоры, работающие на растяжение (знак R_i — положительный), их исключают из работы (рис. 4.7).

При условии надежных данных можно учитывать действие сил трения и сцепления на контакте подземной конструкции и грунта. В МИСИ разработана программа при максимальном количестве точек разбивки конструкции — 50 (для половины симметричной конструкции). В исходную информацию для ввода в ЭВМ входят координаты точек, коэффициенты упругого отпора, трения, толщина конструкции, плотность, модуль упругости, данные по арматуре, вертикальное и боковое горное давление, уровень грунтовых вод. Массивы исходной информации вводят в произвольной последовательности, при этом программа позволяет анализировать исходные данные до начала счета с целью выявления ошибок, рассчитать конструкции на различные комбинации нагрузок, корректировать отдельные массивы при вариантном проектировании. Распечатка содержит значения моментов, нормальных и поперечных сил и реакций в расчетных точках обделки, сечения бетона и арматуры. Указанный расчет эффективен при отсутствии подробной информации о структуре напластований грунтов и их физико-механических характеристиках, а также при предварительном вариантном проектировании.

Наибольшее распространение в расчетах получили методы конечных элементов (МКЭ) и граничных интегральных уравнений (ГИУ, МГЭ), МКЭ позволяет учесть практически все особенности работы подземного здания. Расчет производят в следующем порядке:

дискретизация расчетной области; рассматриваемая область разделяется на элементы; в пределах расчетной схемы могут содержаться одновременно различные типы элементов — треугольные, четырехугольные и др.;

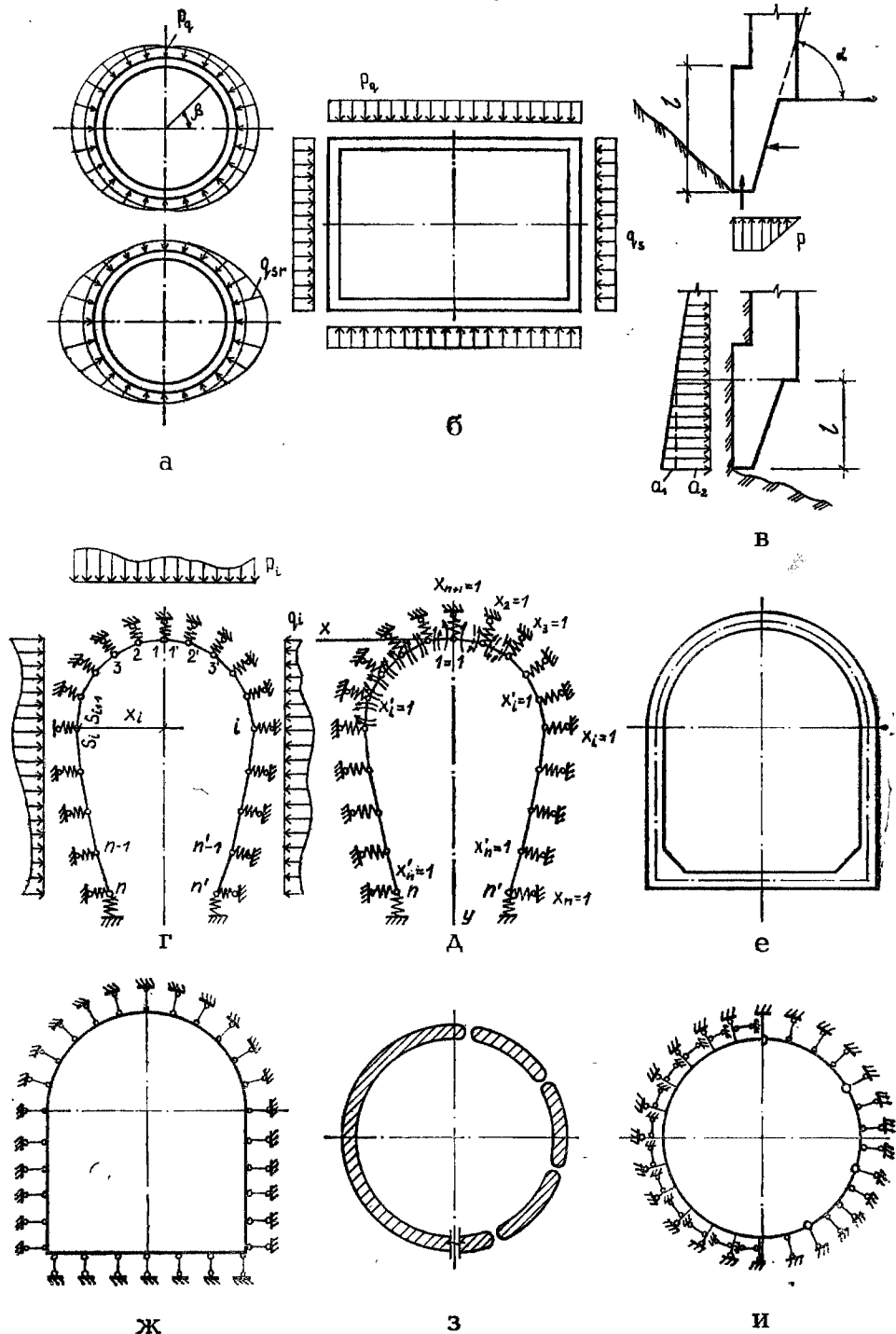


Рис. 4.7. Расчетные схемы сооружений при опускном способе возведения и расчетные схемы обделок произвольного очертания:

а, б — давление на стены для зданий соответственно круглого и прямоугольного в плане зданий; в — для ножевой части; г — основная система; д — лишние неизвестные; е, ж, з, и — соответственно конструктивные и расчетные схемы арочных и круговых обделок.

выбор интерполяционных функций, как правило, в виде степенных полиномов;

определение свойств элементов (определить зависимости, описывающие каждый элемент); эти зависимости записываются в матричной форме;

сборка системы элементов; необходимо собрать отдельные элементы в единую систему, т. е. матричные зависимости, характеризующие свойства элементов, должны составить общую зависимость, определяющую свойства системы элементов;

решение системы уравнений для вычисления неизвестных — обычно значений перемещений узловых точек. Далее определяют все необходимые параметры — усилия в элементах, перемещения, трещиностойкость, прочность всей конструкции, вычисляют арматуру.

При имеющейся программе расчета разбивают расчетную область (сооружение и грунт) на конечные элементы, подготавливают данные для ввода в ЭВМ, производят расчет на ЭВМ и в распечатке получают данные для проектирования подземного здания (перемещения, усилия и другие).

Напряженное состояние камерных выработок и оценку устойчивости горного массива вблизи подземного здания выявляют по упрощенным схемам (на предварительных стадиях проектирования) и методом конечных элементов (МКЭ) при проектировании. В случае предварительного расчета используют методы строительной механики и теории упругости. Вытянутые в плане в одном направлении выработки рассчитывают в условной плоской задаче. Горный массив рассматривают как однородный, изотропный, линейно-упругий. Используют приближенное решение задачи теории упругости для плоскости с круглым отверстием, причем некруглый контур выработки аппроксимируют окружностью.

Использование в качестве аппроксимирующей кривой эллипса может повысить качество результатов. Расчетные формулы легко реализуются на программируемых калькуляторах. Уравнение аппроксимирующей кривой задается в виде

$$\left(\frac{x}{\operatorname{ch} \alpha_0}\right)^2 + \left(\frac{y}{\operatorname{sh} \alpha_0}\right)^2 = 1.$$

Большая и малая оси эллипса соответственно определяются как

$$y_{x=0} = b = \operatorname{ch} \alpha_0; \quad x_{y=0} = a = \operatorname{sh} \alpha_0.$$

Напряжения в эллиптических координатах α , β :

$$\sigma_\alpha = \frac{p_0}{8} \left\{ \left[\frac{\sin^2 2\beta}{h^4} - \frac{4 \cos 2\beta}{h^2} \right] [1 - \operatorname{ch} 2\alpha + 2Be^{-2\alpha} + C(1 + e^{-2\alpha})] + \right. \\ \left. + \frac{\operatorname{sh} 2\alpha}{2h^4} [2A + 2 \operatorname{sh} 2\alpha - 2Ce^{-2\alpha} + \cos 2\beta (-2 \operatorname{sh} 2\alpha - 2Be^{-2\alpha} - \right. \\ \left. - 2Ce^{-2\alpha})] \right\},$$

$$\sigma_\beta = \frac{p_0}{8} \left\{ \frac{\operatorname{sh} 2\alpha}{h^4} [-A - \operatorname{sh} 2\alpha (1 - \cos 2\beta) + Ce^{-2\alpha} (1 + \cos 2\beta) + \right.$$

$$\begin{aligned}
& + 2Be^{-2\alpha} \cos 2\beta] + \frac{h^2}{4} [\operatorname{ch} 2\alpha (1 - \cos 2\beta) + Ce^{-2\alpha} (1 + \cos 2\beta) + \\
& + 2Be^{-2\alpha} \cos^2 \beta] - \frac{\sin^2 2\beta}{h^4} [1 - \operatorname{ch} 2\alpha + 2Be^{-2\alpha} + C(1 - e^{-2\alpha})] \Big\}; \\
\tau = & \frac{p_0}{8} \left\{ \frac{\sin 2\beta}{h^4} [\operatorname{sh} 2\alpha \{-1 + \operatorname{ch} 2\alpha - C(1 + e^{-2\alpha}) - 2Be^{-2\alpha}\} + \right. \\
& + A + \operatorname{sh} 2\alpha (1 - \cos 2\beta) - Ce^{-2\alpha} (1 + \cos 2\beta) - 2Be^{-2\alpha} \cos 2\beta] - \\
& \left. - \frac{2 \sin 2\beta}{h^2} [2 \operatorname{sh} 2\alpha + 2(C + 2B)e^{-2\alpha}] \right\}, \\
A = & 1 - \frac{e^{2\alpha_0}}{2} - \frac{e^{-2\alpha_0}}{2}; \quad B = \frac{3}{4} - \frac{e^{2\alpha_0}}{4} - \frac{e^{4\alpha_0}}{4}; \\
C = & e^{2\alpha_0} - 1; \quad h^2 = \operatorname{sh}^2 \alpha + \sin^2 \beta.
\end{aligned}$$

Коэффициент бокового распора принят постоянным: $\lambda = 0,3$.

Основным методом для расчета камерных выработок принят МКЭ, используемый для решения и плоских, и объемных задач. Могут быть использованы плоские или объемные конечные элементы (КЭ) первого и второго порядков [13].

Для решения задачи необходимы следующие данные:

для вмещающего грунта — сведения о геологическом строении области горного массива, ориентации и распространении крупных трещин и тектонических разломов, о системах трещин и ориентации плоскостей контактов структурных неоднородностей, о физико-механических характеристиках грунтов, о естественном напряженном состоянии грунта, гидрогеологические;

для подземного здания — основные размеры, ориентация в массиве вмещающего грунта, схема крепления и разработки подземной выработки.

Вначале строят расчетную сетку КЭ, в которой учитывают геометрию грунта, вмещающего здание, причем размеры массива должны обеспечивать выполнение граничных условий, чтобы граница расчетной схемы не влияла на расчетные значения деформаций вблизи выработки.

Учитывая необходимость тщательного анализа зон возможных концентраций напряжений как в массиве, так и конструкции, в расчетной схеме используют большое количество (обычно несколько тысяч) элементов низких порядков (треугольных или четырехугольных) или значительно меньшее число элементов второго или третьего порядка. Принцип распределения элементов и их числа обычно выбирают на основании имеющегося опыта и по инструкции к эксплуатируемой программе. Исключение влияния границы расчетной схемы на деформации вблизи выработки достигается использованием на границе решения МГЭ или специальных «бесконечных» элементов (четыреугольных элементов, одна или две грани которых условно принимаются расположенными на бесконечности по фиксированным направлениям координатных осей), или удалением границы расчетной области на расстояние, равное 4...8 пролетам рассматриваемой выработки (рис. 4.8). Использование совместно решения МКЭ и

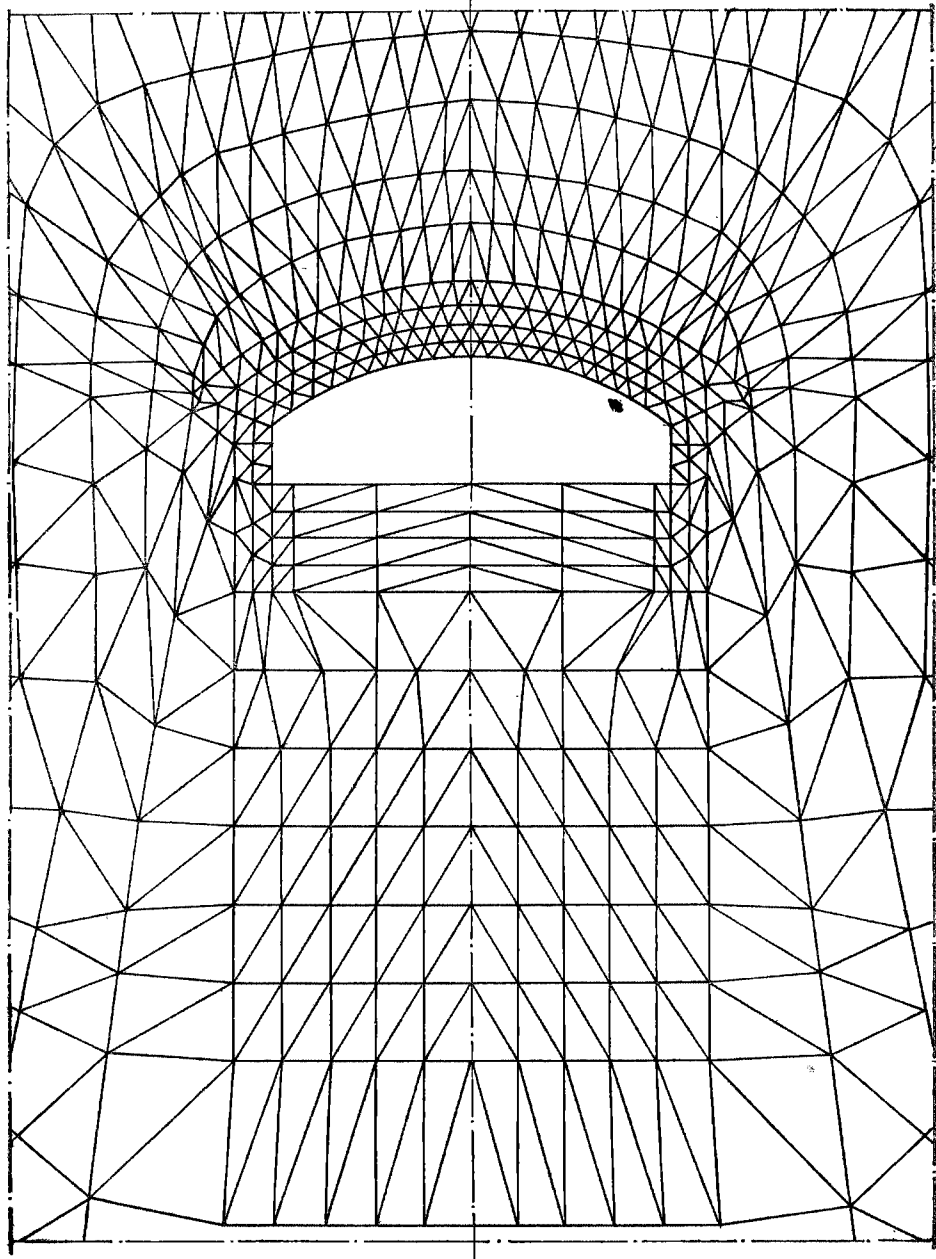


Рис. 4.8. Разбивка на конечные элементы при расчете камерной выработки.

МГЭ или «бесконечных» элементов позволяет значительно сократить число элементов в схеме и исключить из рассмотрения неинтересную с точки зрения расчета сооружению отдаленную зону массива горных пород. Время счета сокращается в 4...6 раз, что особенно существенно в расчетах с использованием сложных моделей среды или при объемной постановке задачи.

При расчете учитываются последовательность разработки и крепления выработки. В процессе оценивается устойчивость выработки. В результате расчетов получают значения нормальных и касательных напряжений в массиве грунта, а также углы наклона главных площадок в пространстве. В каждой расчетной точке проверяются условия:

$$\frac{\sigma_2 - \sigma_1}{2} \cos 2\alpha_1 (\operatorname{tg} 2\alpha_1 - \operatorname{tg} \varphi_{\text{тр}}) > c_1 + \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \operatorname{tg} \varphi_{\text{тр}};$$

$$\frac{\sigma_2 - \sigma_1}{2} \cos 2\alpha_2 (\operatorname{tg} 2\alpha_2 - \operatorname{tg} \varphi_{\text{тр}}) > c_1 + \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \operatorname{tg} \varphi_{\text{тр}};$$

$$\frac{\sigma_2 - \sigma_2}{2} \cos 2\alpha_3 (\operatorname{tg} 2\alpha_3 - \operatorname{tg} \varphi_{\text{тр}}) > c_1 + \frac{\sigma_2 + \sigma_2}{2} \operatorname{tg} \varphi_{\text{тр}},$$

где σ_i — главные нормальные напряжения; α_i — углы наклона трещин к $\sigma_{\min}$; c_1 , $\varphi_{\text{тр}}$ — соответственно сцепление и угол трения по трещинам.

Грунт может разрушиться при одновременном соблюдении двух неравенств. Подбором системы анкерных креплений обеспечивают отсутствие или минимальные размеры зон разрушения.

Разработана методика расчета нормальных и касательных напряжений на контакте между крепью и массивом, а также внутренних и наружных напряжений в крепи и усилия M и N [5]. Нормальные p и касательные q напряжения на контакте крепи и породы определяют через величины p_0 , p_2 и q_2 :

$$p_0 = -\alpha^* \gamma H \frac{1 + \lambda}{2} \frac{2(c^2 - 1)}{[2(c^2 - 1) + c^2][(\kappa_k - 1) + 2]/\kappa_k};$$

$$p_2 = \alpha^* \gamma H \frac{1 - \lambda}{2} \kappa_k \kappa D \frac{c^4(3 - c^2) - Q}{D_l};$$

$$q_2 = \alpha^* \gamma H \frac{1 - \lambda}{2} \kappa_k \kappa D \frac{c^4(3 + c^2) + Q}{D_l};$$

$$c = \frac{R_1}{R_0}; \quad \bar{D} = \frac{(c^2 - 1)^3}{\kappa_k + 1}; \quad Q = D(\kappa_k - 1);$$

$$D_l = c^6(c^2 - 1)^2 + D\{c^6(1 + \kappa_k \kappa) + (\kappa_k - 1)[c^4 + c^2 + 1 + D(1 + \kappa_k \kappa)]\},$$

где c — характеристика круглой крепи; κ — коэффициент вида напряженного состояния; $\kappa = 3 - \mu/(1 + \mu)$ — при плоском напряженном состоянии; $\kappa = (3 - 4)\mu$ — при плоской деформации; $\kappa_k = G_k/G$ — отношение модуля сдвига крепи и породы; α^* — корректирующий множитель, учитывающий отставание возведения крепи от обнажения пород.

$$p = p_0 + p_2 \cos 2\theta; \quad q = q_2 \sin 2\theta.$$

Изгибающие моменты и нормальные силы в крепи:

$$M = d^2 b \frac{\sigma_{\theta}^{\text{вн}} - \sigma_{\theta}^{\text{нар}}}{12}; \quad N = db \frac{\sigma_{\theta}^{\text{вн}} + \sigma_{\theta}^{\text{нар}}}{2},$$

где d — толщина крепи; $b = 1$ м; $d = R_1 - R_0$.

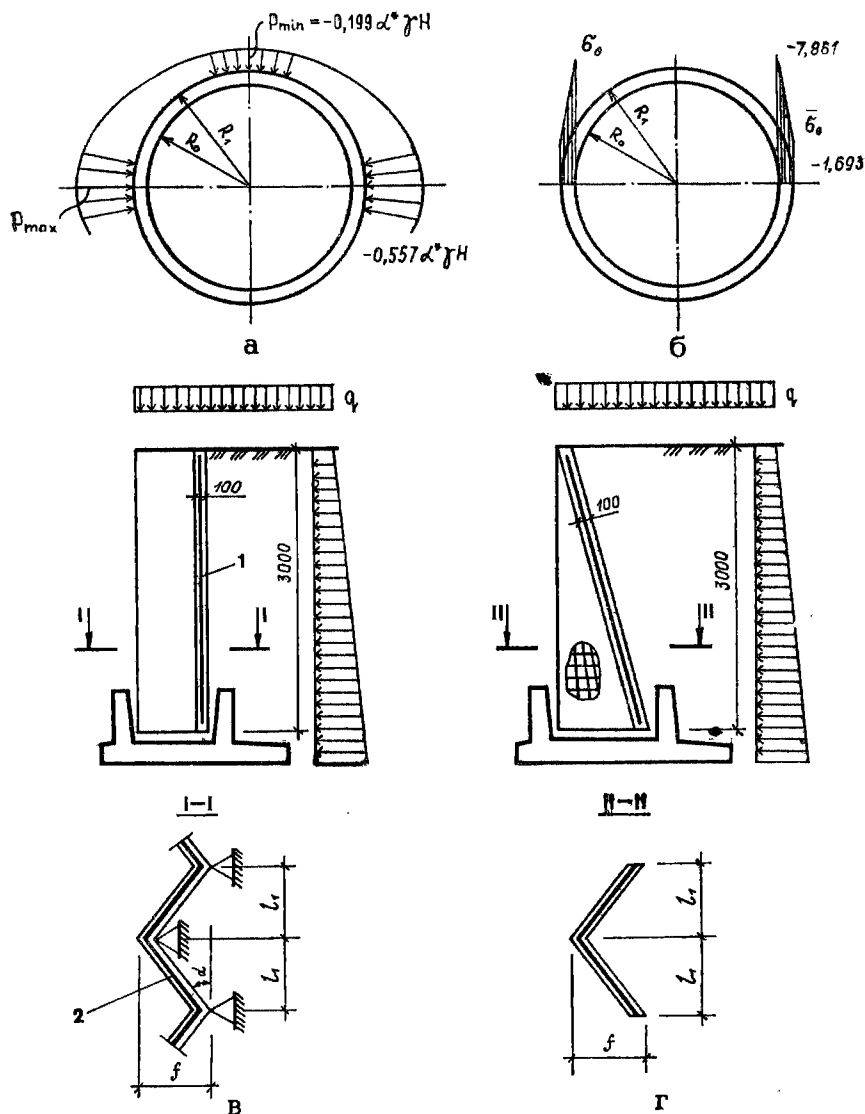


Рис. 4.9. Схемы расчета:
а, б — к примеру 4.7; в, г — к примеру 4.8.

Напряжения в крепи (в долях $\alpha^* \gamma H$):

$$\sigma_{\theta}^{\text{нар}} = \frac{4}{1 + \kappa_k} \alpha^* \gamma H \left[\frac{1 + \lambda}{2} + \frac{1 - \lambda}{2} (3C_3 - tA_1 - 1) \cos 2\theta \right] - p;$$

$$\sigma_{\theta}^{\text{вн}} = \frac{4}{1 - \kappa} \alpha^* \gamma H \left\{ \frac{1 + \lambda}{2} C_1 + \frac{1 - \lambda}{2} [3C_3 \sigma^{-2} (tA_1 + 1) c^2] \cos 2\theta \right\};$$

$$t = \frac{1 + \kappa \kappa_k}{1 + \kappa_k}; \quad S = 1 - t;$$

$$\kappa_k = G_k / G; \quad l = 1 - d; \quad d = \frac{1 - \kappa_k}{1 + \kappa_k}.$$

Пример 4.7. а) Определить расчетные нагрузки на крепь (напряжения на контакте между крепью и массивом) [5]. Дано: $\mu_k = 10$; $\mu = \mu_k = 0,25$; $\kappa = \mu_k = r$; $c = 1,1$ (рис. 4.9, а, б).

Решение: $D = 0,003087$; $Q = 0,003087 (9 - 1) = 0,02778$; $D_1 = 0,297$. Подставляем эти значения в формулы, описанные в гл. 4 и в [5] для определения p_0 , p_2 , q_2 .

$$p_0 = -\frac{2}{3} \frac{2 \cdot 0,21}{2 \cdot 0,21 + \frac{1,21 \cdot 1 + 2}{10}} = -0,378;$$

$$p_2 = \frac{1}{3} \cdot 2 \cdot 0,003087 \cdot 10 \frac{1,464 (3 - 1,21) - 0,0278}{0,297} = 0,179;$$

$$q_2 = \frac{1}{3} \cdot 2 \cdot 0,003087 \cdot 10 \frac{1,464 (3 + 1,21) + 0,0278}{0,297} = 0,429;$$

$$p = -0,378 + 0,179 \cos 20;$$

$$p = p_0 + p_2 \cos 20 \text{ (нормальные контактные напряжения);}$$

$$q = q_2 \cdot \sin 20 \text{ (касательные напряжения).}$$

Таким образом, максимальные нормальные контактные давления действуют с боковых сторон крепи ($-0,557\alpha^*\gamma H$), а минимальные — по вертикали ($-0,199\alpha^*\gamma H$).

б) Определить внутренние усилия и напряжения в крепи [5]. Дано: $\mu_k = 10$; $C = 1,1$; $\mu_k = 0,25$ ($\mu_k = \mu = r$); $\lambda = 1/3$.

Решение: напряжения вычисляем в долях от $\alpha^*\gamma H$. Находим $d = -3$; $t = 7$; $C_1 = -4,899$; $C_3 = -2,739$; $A_1 = -1,876$. Подставляя эти значения в формулы, указанные в гл. 4, получим:

$$\begin{aligned} \tilde{\sigma}_\theta^{\text{нар}} &= -4,355 - 2,105 \cdot \cos 20 - (0,378 + 0,179 \cdot \cos 20) = \\ &= -3,977 - 2,284 \cdot \cos 20; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tilde{\sigma}_\theta^{\text{вн}} &= \frac{4}{3} \left\{ \frac{2}{3} (-4,899) + \frac{4}{3} \cdot \frac{1}{3} \left[3 (-2,739) \frac{1}{1,21} - \right. \right. \\ &\quad \left. \left. - 7 (-1,876) + 1 \right] 1,21 \right\} \cdot \cos 20 = -4,355 + 3,506 \cdot \cos 20. \end{aligned}$$

При $\theta = 0$

$$\begin{aligned} \tilde{\sigma}_\theta^{\text{нар}} &= -0,849 \text{ (} r = R_0 \text{); } \tilde{\sigma}_\theta^{\text{вн}} = -6,261 \text{ (} r = R_1 \text{); } \tilde{M} \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot \text{м}^3 = \\ &= 40,6; \quad N \cdot \text{м}^2 = -1,066; \end{aligned}$$

при $\theta = \pi/2$

$$\begin{aligned} \tilde{\sigma}_\theta^{\text{нар}} &= -7,681 \text{ (} r = R_0 \text{); } \tilde{\sigma}_\theta^{\text{вн}} = -1,693 \text{ (} r = R_1 \text{); } \tilde{M} \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot \text{м}^3 = \\ &= -46,3; \quad N \cdot \text{м}^2 = -1,433. \end{aligned}$$

Следовательно, сечение крепи работает только на сжатие.

4.4. РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ АРМИРОВАННОГО ГРУНТА И ОБЛЕГЧЕННЫХ ПОДПОРНЫХ СТЕН

Подпорные стены из оболочек, мембран и армированного грунта рассчитывают в зависимости от их конфигурации, назначения, материала и др., таким образом:

уголковые с лицевой плитой в форме оболочек — в той же последовательности, что и обычные уголковые стены [30, 62]. Особенность расчета — определение сечений бетона и арматуры оболочки;

озеленяемые из заполненных грунтом пространственных блоков — как массивные (гравитационные). Сечения сборных элементов и их армирование подбирают на восприятие усилий при перевозке и монтаже;

контрфорсные с лицевыми плитами в форме оболочек и мембран — как обычные контрфорсные стены, отдельно определяют сечения оболочек и мембран;

из армированного грунта — по специальной методике, отличающейся от методики расчета известных стен. Находят сечения, шаг и длину элементов, армирующих грунт, и сечения лицевых элементов.

Порядок расчета подпорных стен уголкового типа с применением оболочек аналогичен расчету подпорных стен уголкового типа, выполненных из плоских плит. Приводим порядок расчета и формулы, относящиеся к расчету оболочек:

предварительно назначают размеры по аналогии с типовыми решениями или с ранее выполненными индивидуальными проектами;

определяют интенсивность активного $\sigma_{a,r}$ и пассивного давления грунта $\sigma_{п,r}$ в характерных точках по высоте, полного давления и его положения по высоте [62];

вычисляют расчетные и нормативные усилия (расчеты — на действие расчетных нагрузок), действующие на стенку, с учетом коэффициентов перегрузки;

рассчитывают устойчивость на сдвиг;

проверяют прочность основания, а также положение равнодействующей сил.

В складчатой оболочке вертикальную сосредоточенную в растянутой зоне арматуру рассчитывают как изгибаемую консоль ломаного сечения:

$$M_t = \frac{100}{6} h_i^2 (\sigma_{a,r_2} + 2\sigma_{a,r_1});$$

$$M_t \leq R_s A_s (h_0 - 0,5x); \quad A_{s_i} \cong M_t / (0,9h_0 R_s);$$

$$M_t \leq R_b b x (h_0 - 0,5x); \quad b = 2h / \cos 45^\circ;$$

h — толщина оболочки; a — защитный слой; x — см. рис. 4.10.

Вертикальную сосредоточенную арматуру A_s в растянутой зоне оболочки-гипара (см. рис. 4.10) рассчитывают аналогично складчатой оболочке, с учетом постепенного уменьшения момента сопротивления сечения по высоте:

$$M_t \leq R_s A_s \sin \alpha (h_0 - 0,5x);$$

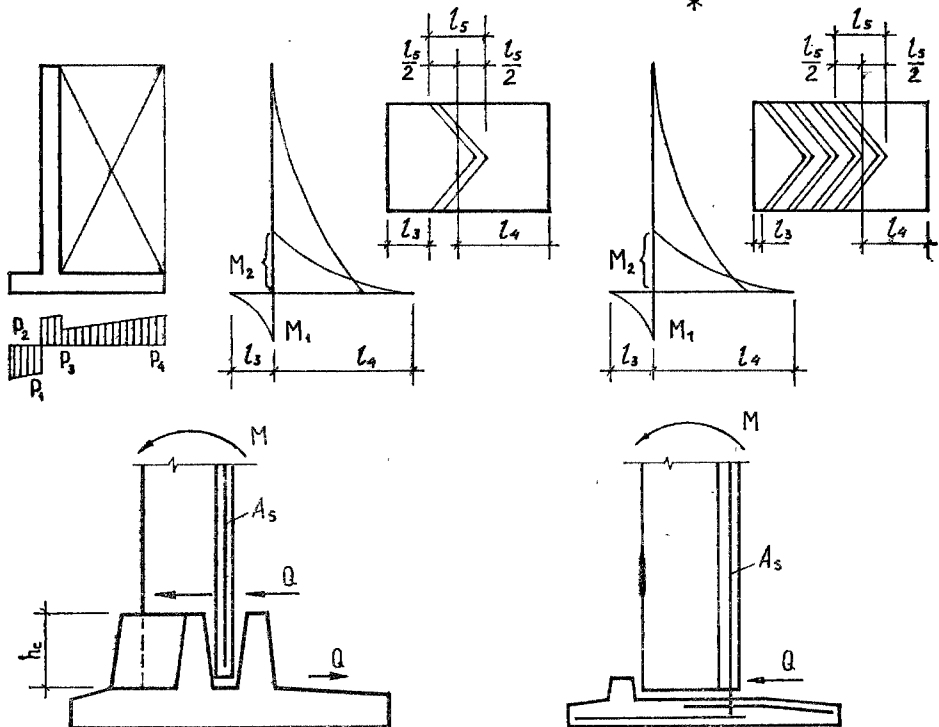
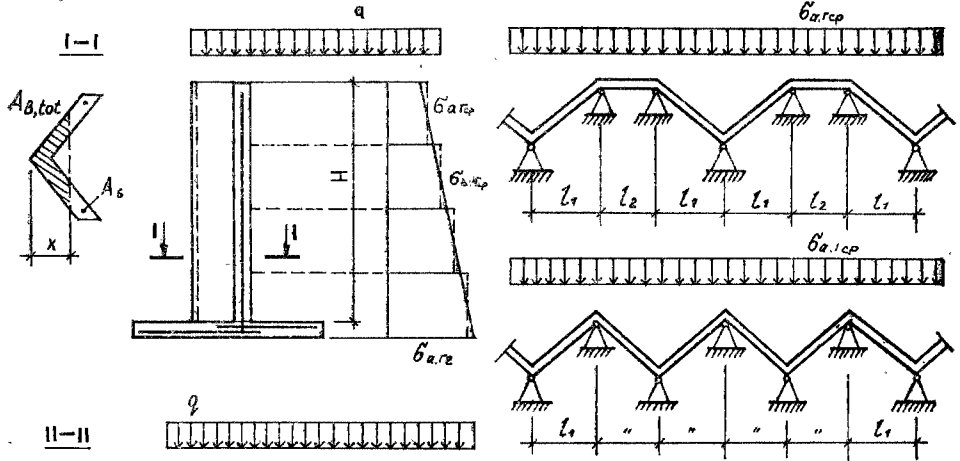
$$A_{s_i} \cong M_t / (0,9h_0 R_s),$$

где A_{s_i} — площадь сосредоточенной арматуры A_s в сечении с ординатой y .

Поле оболочки армируется равномерной сеткой с ортогональным расположением прямых стержней арматуры, расположенной по середине толщины оболочки и рассчитываемой по формулам:

$$N_1 = -N_2 = \sigma_{a,r_{cp}} H l_1 / (2f);$$

$$A_s = N_1 / R_s,$$



где N_1, N_2 — главные усилия, действующие в направлении главных диагоналей.

С целью экономии арматуры рекомендуется рассматривать указанную арматуру в пределах отрезков высот 1...2 м, заменяя неравномерное активное давление грунта равномерно распределенным.

При расчете фундаментной плиты прочность консольных участков:

$$M_1 = \frac{100}{6} l_1^2 (2p_1 + p_2); \quad M_2 = \frac{100}{6} l_2^2 (2p_4 + p_3);$$

$$A_{s1,2} \cong M_{1,2} / (0,9 h_0 R_s),$$

где p_1, p_2, p_3, p_4 — ординаты суммарной эпюры давления грунта (реактивного и активного давления веса грунта над фундаментной плитой и веса стены); M_1, M_2 — изгибающие моменты в месте крепления консольных участков.

Прочность по наклонному сечению

$$Q \leq (1,5 R_{bt} b h_0^2) / c; \quad 0,5 < h_0 / c < 1,65;$$

$$c \leq 2 h_0.$$

Здесь Q — поперечная сила от внешней нагрузки; R_{bt} — расчетное сопротивление бетона осевому растяжению; h_0 — рабочая высота сечения элемента, равная $h - a$; a — расстояние от равнодействующей усилий в арматуре до ближайшего края поперечного сечения элемента.

При расчете щелевого стыка лицевой и фундаментной плит толщину уступа (стенки стакана), принимают из условия восприятия поперечной силы Q бетонным сечением, глубину щели — из условия анкеровки рабочей арматуры лицевой плиты:

$$Q = M / h_0; \quad h_0 - 5 \text{ см} \leq l_{ан}.$$

Щелевой стык армируется конструктивно, за исключением сосредоточенной арматуры A_s , располагаемой в угловой зоне стыка вблизи сосредоточенной арматуры оболочки и равной этой арматуре по площади сечения и классу.

Стык со сваркой рабочей арматуры рассчитывают аналогично щелевому при определении толщины уступа. Поперечная сила полностью воспринимается бетонным сечением уступа. Выпуски арматуры фундаментной плиты являются продолжением сосредоточенной арматуры лицевой плиты и равны ей по площади сечения и классу:

$$Q \leq Q_b; \quad Q_b = R_{bt} A_{b, tot},$$

где Q — поперечная сила от внешней нагрузки; Q_b — поперечная сила, воспринимаемая бетоном; $A_{b, tot}$ — площадь всего бетона в поперечном сечении элемента.

При щелевом стыке расчетный вылет консолей фундаментной плиты меньше, чем при стыке со сваркой арматуры, поэтому расход

Рис. 4.10. Расчетные схемы:

a — уголкового стен-оболочек; b — фундаментов.

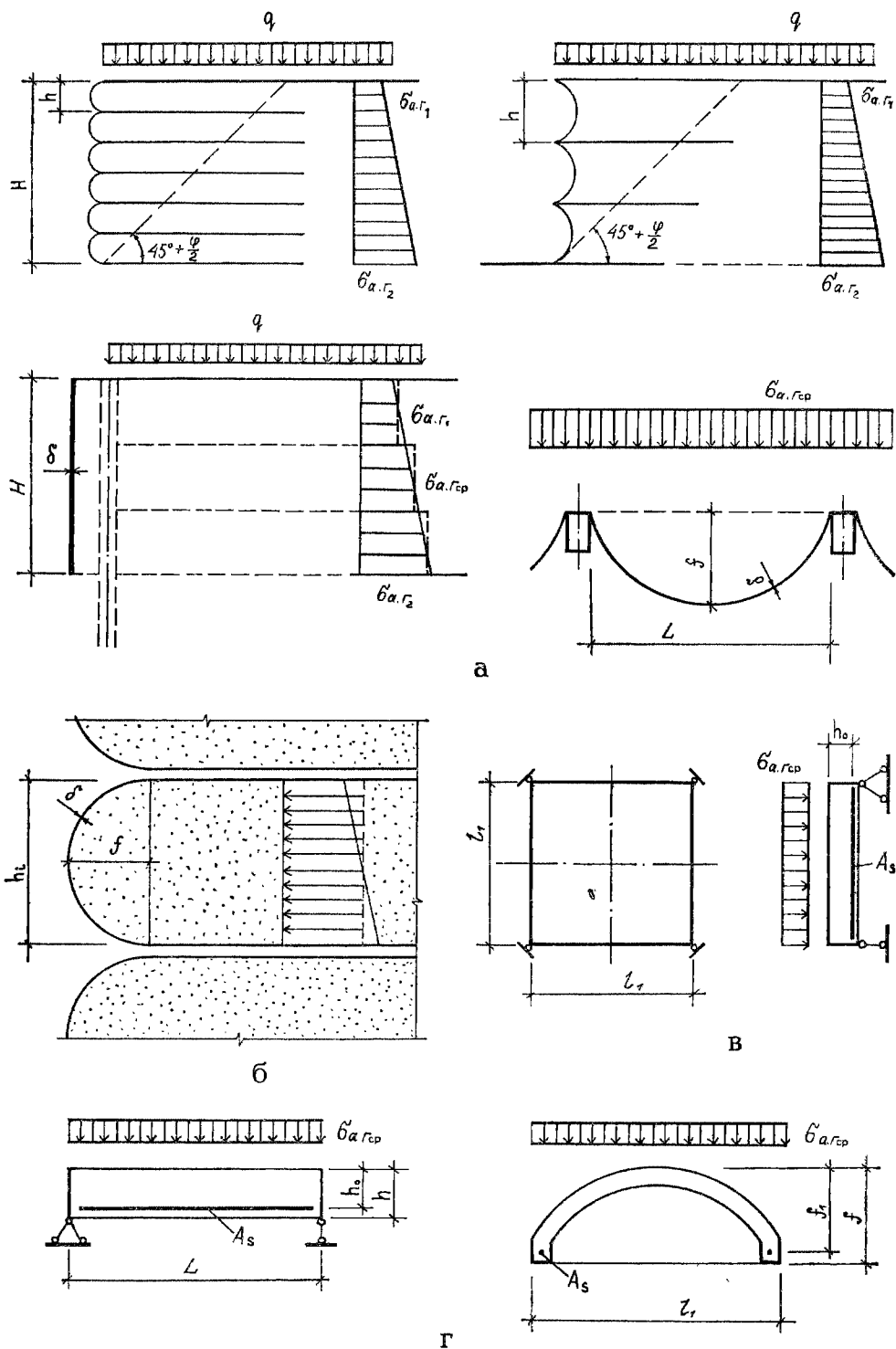


Рис. 4.11. Расчетные схемы:
 а, б — мембранных стен; в — плит; г — оболочек.

арматуры снижается. В связи с этим возможно выполнение фундаментных плит практически без левой консоли, когда стенка щелевого стакана начинается непосредственно от торца фундаментной плиты.

Мембранную подпорную стену первого типа (с «армированием» грунта гибкими полосами, сетками или мембранами) можно рассматривать как единый блок, заанкеренный в несмещаемом массиве, и поэтому на устойчивость, скольжение и опрокидывание не рассчитывать. Производят расчет длины, размеров и шага в горизонтальном и вертикальном направлениях гибких анкеров, а также расчет лицевых элементов стенки (рис. 4.11).

При расчете гибких анкеров большое значение имеет трение грунта засыпки по поверхности анкера. Рекомендуются минимальные значения коэффициента трения и угла φ для засыпок, приведенные в табл. 4.8. Для шероховатой поверхности анкера значения f могут быть увеличены на 10 %.

Гибкие анкеры проектируют в такой последовательности:

определяют активное давление грунта засыпки при заданной высоте подпорной стены, параметрах грунта γ , φ , c вертикальной равномерно распределенной нагрузки на 1 м^2 горизонтальной проекции откоса;

вычисляют усилие, приходящееся на полосу анкеров одного уровня, например, на длину стены 1 м (вычисление части объемной эпюры активного горизонтального давления грунта в пределах между серединами слоев грунта выше и ниже анкера);

$$N_a = \frac{\sigma_{a, \Gamma_i} + \sigma_{a, \Gamma_{i+1}}}{2} h_i,$$

где N_a — усилие, приходящееся на полосу анкеров одного уровня; σ_{a, Γ_i} — горизонтальная составляющая активного давления грунта в уровне верха слоя грунта; $\sigma_{a, \Gamma_{i+1}}$ — то же, в уровне низа слоя грунта; h_i — толщина слоя грунта;

находят необходимые размеры: сечения анкера, шага, длины:

$$N_a \leq H \gamma f l_a 2b_a; \quad N_a \leq \delta_a b_a R_a,$$

где γ — удельный вес грунта; f — коэффициент трения грунта по поверхности анкера; l_a , δ_a — длина и толщина гибкого анкера; b_a — ширина полосы анкера; R_a — расчетное сопротивление материала анкера на растяжение;

унифицируют размеры анкеров. Исходя из того что при одинаковом сечении длина анкеров зависит только от давления грунта, коэффициента трения, усилия отрыва анкера и параметров грунта,

4.8. Значения f и φ для грунта засыпки

Материал засыпки	f	φ , град
Песок:		
мелкий		
сухой	0,50	29,5
влажный	0,61	31,5
средней крупности	0,51	27
крупный		
сухой	0,48	25,5
влажный	0,50	26,5
Гравий	0,43	23
Песчаная смесь	0,40	22

длины полос могут быть назначены равными между собой. При уменьшении числа полос снизу вверх и снижении их сечения длина полос в нижней части стенки может быть короче. При такой конструкции уменьшают объем засыпаемого грунта;

рассчитывают закладные детали в плитах или оболочках на выдергивание, затем — лицевые конструкции, и при необходимости — стыки между отдельными элементами.

Последовательность проектирования стенок с вертикально расположенными мембранами;

определение активного давления грунта при заданной высоте стенки;

назначение шага контрфорсов (свай) и расчет отдельных контрфорсов на действие горизонтальной нагрузки;

расчет мембран, опирающихся на контрфорсы.

С целью снижения расхода материалов рекомендуется разбивка мембраны по высоте на полосы высотой 1...2 м и расчет этих полос на действие усредненного в пределах полосы давления грунта:

$$H = \sigma_{a.r_{cp}} l^2 / (8f);$$

$$H \leq \delta h R_s,$$

где H — усилие растяжения мембраны; $\sigma_{a.r_{cp}}$ — усредненная горизонтальная составляющая активного давления грунта; R_s — расчетное сопротивление материала мембраны.

Целиком мембранные подпорные стены, состоящие из горизонтально уложенных мембран, рассчитывают в месте перегиба мембраны на усредненное в пределах высоты одного слоя активное давление грунта:

$$H = \sigma_{a.r_{cp}} h^2 / (8f); \quad \delta = H / (h R_s),$$

где H — усилие растяжения мембраны; δ — толщина мембраны; R_s — расчетное сопротивление материала.

Расчет сборных железобетонных конструкций лицевых плит и оболочек выполняют в соответствии с фактическими схемами опирания на гибкие анкеры и загрузке активным давлением грунта. Так, например, квадратные плиты при опирании по углам:

$$M = \sigma_{a.r_{cp}} l^3 / 8 \leq 2 R_s A_s h_0;$$

$$A_s = M / (2 R_s h_0),$$

где h_0 — рабочая высота.

Длинные цилиндрические или призматические оболочки в продольном направлении рекомендуется рассчитывать как балки, в зависимости от длины оболочки и шага анкеров, неразрезные или разрезные, корытообразного поперечного сечения. В направлении волны эти конструкции при небольшом размере можно рассчитывать как арки:

$$M \leq R_s A_s [h_0 - (x/2)]; \quad H_a = \sigma_{a.r_{cp}} h^2 / (8f),$$

где M — пролетный изгибающий момент; H_a — сила распора.

Порядок расчета контрфорсной подпорной стены-оболочки с контрфорсами-стенами или колоннами:

назначают геометрические размеры стены — высоту, шаг контрфорсов; принимают типы и классы материалов;

определяют активное давление грунта в характерных точках по высоте, полное давление и его положение с учетом равномерно распределенной нагрузки на поверхности засыпки;

вычисляют все расчетные и нормативные усилия, действующие на стенку;

рассчитывают лицевую конструкцию оболочки. С целью экономии материалов рекомендуется рассчитывать как двухшарнирную арку полосы высотой 1...2 м на действие усредненного в пределах высоты полосы активного давления грунта:

$$H_a = \sigma_{a,г.ср} l^2 / (8f) \leq b h R_b; \quad H_a \leq A_{b,tot} R_b,$$

где $\sigma_{a,г.ср}$ — горизонтальная составляющая активного давления грунта; $\sigma_{a,г} = \gamma_i h_i \lambda_a + c (\lambda_a - 1) / \operatorname{tg} \varphi + q \lambda_a$; $\lambda_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$,

q — вертикальная равномерно распределенная нагрузка на 1 м² горизонтальной проекции откоса; $A_{b,tot}$ — площадь сечения бетона арки; $\gamma_i h_i$ — соответственно удельный вес с учетом взвешивания водой и высота i -го слоя грунта у расчетной поверхности в пределах высоты стены; φ, c — соответственно угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта.

Прочность по наклонным сечениям

$$Q \leq 1,5 R_{bt} b h_0^2 / c;$$

$$0,5 < h_0 / c < 1,65; \quad c \leq 2 h_0,$$

где h_0 — рабочая высота поперечного сечения оболочки.

При определении прочности учитывают тип стыка оболочки с конструкцией контрфорса. Стык на сварке закладных деталей является шарнирным, стык с омоноличиванием выпусков арматуры из оболочки и контрфорса можно принимать жестким. Вертикальная арматура в оболочке принимается конструктивно и носит характер распределительной;

конструирование стыков — производится как для обычных стыков сборных железобетонных конструкций;

расчет контрфорсов в виде колонн выполняют на действие горизонтальной нагрузки.

Пример 4.8. а) Рассчитать уголковую подпорную стену с лицевой плитой в форме складки. Дано: $H = 3$ м; грунт — песок с $\gamma = 18$ кН/м³, $\lambda_a = 0,3$; $q = 10$ кН/м²; материал стены: бетон тяжелый класса В20, $R_b = 11,5$ МПа, $R_{bt} = 0,9$ МПа; рабочая арматура класса А-II, $R_s = 280$ МПа. Согласно гл. 3 принимаем: $2l_1 = 0,5$; $H = 150$ см; $f = l_1 - \delta = 65$ см; $\delta = 10$ см; $t = \delta / \cos \alpha = 14,1$ см; $\alpha = 45^\circ$. По [62]: $\sigma_{a,г} = 3$ кПа; $\sigma_{a,г.ср} = 19,2$ кПа.

Решение: подбираем площадь усиленной вертикальной арматуры (см. рис. 4.9, поз. 1):

$M = (3^2/6) (19,2 + 2 \cdot 3) = 37,8$ кН · м. На ширину оболочки в плане 1,5 м $M = 1,5 \cdot 37,8 = 56,7$ кН · м. Задаемся рекомендуемым оптимальным

$$\mu = 0,3 \% [48]; A_s = 5,03 \text{ см}^2;$$

$$x = \sqrt{\frac{R_s A_s}{R_b \operatorname{ctg} \alpha}} = 11,1 \text{ см} < t.$$

Следовательно, сжатая зона — треугольная. Проверяем условие

$$M \leq R_s A_s [h_0 - (2/3) x]; \quad 56,7 < 280 \cdot 5,03 (65 - (2/3) 11,1) 10^{-3}; \\ 56,7 < 82,09.$$

Подбор площади горизонтальной арматуры плит в нижней части стены, в наиболее нагруженном месте, при ширине полосы 1 м. $h_0 = 5 \text{ см}$; $M = \sigma_{a.r.c.p.} l_1^2 / 12 = 0,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $A_0 = 0,03$, $A_s = M / (\eta h_0 R_s) = 0,65 \text{ см}^2$. Принимаем 8 А-II с шагом 200 мм, $A_s = 2,51 \text{ см}^2$.

Расчет трещиностойкости:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} = R_{bt,ser} \cdot (7/24) b h^2 = 1,4 (7/24) 28,3 \cdot 65^2 = \\ = 48,8 \text{ кН} \cdot \text{м} < 56,7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Увеличиваем класс бетона до В30. $M_{crc} = (7/24) 1,8 \cdot 28,3 \cdot 65^2 = 62,7 \text{ кН} \cdot \text{м}$ $\times \text{м} > 56,7 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Следовательно, трещины не образуются.

Проверка прочности по наклонным сечениям:

$$Q \leq Q_b; \quad Q_b = \varphi_b R_{bt} b h_0^2 / c; \\ \varphi_b R_{bt} h_0 < Q_b < 2,5 R_{bt} b h_0.$$

При минимальной $c = 2h_0$, $Q < \varphi_b R_{bt} h_0 / 2$. Условие прочности соблюдается.

б) Рассчитать уголовую подпорную стену с лицевой плитой-гипаром. Условия задачи см. выше. Принимаем: $2l_1 = 0,5 \cdot H = 150 \text{ см}$, $f = l_1 - \delta = 65 \text{ см}$, $\delta = 10 \text{ см}$, $\sigma_{a.r.1} = 3 \text{ кПа}$, $\sigma_{a.r.2} = 19,2 \text{ кПа}$; бетон класса В20, $R_b = 11,5$; арматура класса А-II; $R_s = 280 \text{ МПа}$; $M = 56,7 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Принимаем сосредоточенную усиленную арматуру (см. рис. 4.9, поз. 1) 2 $\varnothing 18$ АII, $A_s = 5,09 \text{ см}^2$. Проверка площади арматуры — см. пример 4.8, а. Расчет арматуры поля оболочки (см. рис. 4.9, поз. 2) производим для нижней, наиболее нагруженной части стены,

$$N_1 = -N_2 = \frac{19,2 \cdot 3 \cdot 0,75}{2 \cdot 0,75} = 28,8 \text{ кН}; \quad A_s = \frac{28,8 \cdot 1}{280} = 1 \text{ см}^2.$$

Принимаем равномерную сетку 8 А-II с шагом $200 \times 200 \text{ мм}$; $A_s = 2,51 \text{ см}^2$. Проверку трещиностойкости и прочности по наклонным сечениям производим аналогично проверке, данной выше.

5. ТЕХНОЛОГИЯ ВОЗВЕДЕНИЯ ПОДЗЕМНЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Способы возведения подземных зданий и сооружений зависят от глубины их заложения, места расположения, наличия механизмов в строительных организациях, а также в определенной степени — от инженерно- и гидрогеологических условий.

Способы строительства под незастроенной территорией делят на открытый (котлованный, «стена в грунте», из армированного грунта, с подвижной крепью, со струйной технологией) и опускной (опускные колодцы и кессоны), а под застроенной территорией — на закрытый (горный, щитовой) и специальный (замораживание, химическое закрепление и тампонаж). Наибольший интерес в настоящее время

представляют способы, позволяющие возводить подземные здания под существующими сооружениями или в непосредственной близости от ранее построенных.

5.1. СТРОИТЕЛЬСТВО ОТКРЫТЫМ СПОСОБОМ

5.1.1. Котлованный способ. Возведение сооружений этим способом включает следующие технологические операции: устройство котлована, возведение здания, обратную засыпку грунтом с уплотнением, восстановление дорожного покрытия (если оно существовало) и посадка зеленых насаждений на рекультивированном грунте.

В устойчивых грунтах естественной влажности и при свободной территории возможна разработка котлована с естественными откосами, без крепления (рис. 5.1). Его ширина по низу должна несколько превышать ширину подземного сооружения для возможности устройства наружной гидроизоляции стен, установки опалубки, монтажа конструкций, а глубину устанавливают с учетом глубины заложения, высоты подземного сооружения, а также толщины слоя подготовки. Наклон откосов зависит от физико-механических свойств грунтов, расположения горизонта грунтовых вод, глубины котлована и изменяется от 1 : 0,75 до 1 : 1,5.

В условиях существующей застройки котлованы выполняют с вертикальными стенами, которые в грунтах естественной влажности или осушенных крепят сваями или шпунтами с устройством между ними затяжки (ограждения) из досок или железобетонных плит, или укрепляют грунт набрызг-бетоном (см. рис. 5.1). В водонасыщенных глинистых грунтах осуществляют сплошное шпунтовое ограждение секущихся свай, а также замораживание грунта.

При глубине до 4 м сваи воспринимают горизонтальные нагрузки без устройства крепи, при большей устраивают дополнительное крепление, устанавливая расстрелы с шагом 4...6 м [13], если глубина достигает более 12 м, — в несколько ярусов, выполняют также напряженные грунтовые анкеры. Более рационально для удержания в проектном положении свай или шпунта использовать анкерную крепь.

По способу заделки анкера в грунте различают предварительно напряженные инъекционные анкеры без уширения или с уширением, цилиндрические ненапряженные или предварительно напряженные с опорной трубой, нижний конец которой соединен с анкерной тягой. Инъекционные анкеры применимы в различных грунтах, за исключением сильносжимаемых, просадочных, набухающих, в которых невозможно обеспечить заделку. Грунтовые анкеры могут иметь несущую способность, кН: 500...2500 — из высокопрочной проволоки, 300...1500 — из стальных труб, 150...500 — из стержневой арматуры.

Наибольшее распространение в подземном строительстве получили инъекционные анкеры с уплотнителем, отделяющим рабочую зону от остальной части скважины. Они состоят из стержня с коротышом и диском на конце, обеспечивающих связь с рабочей зоной.

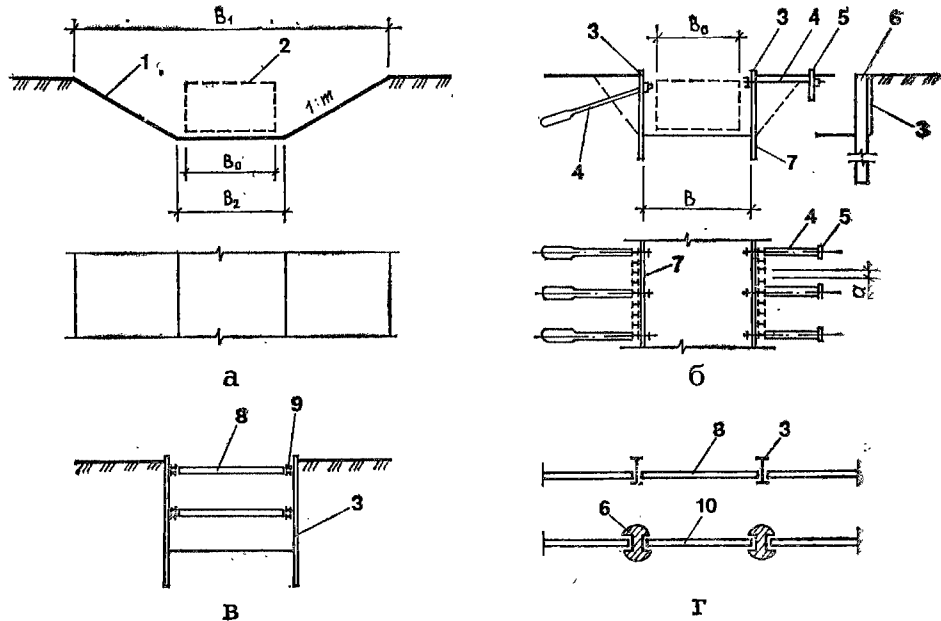


Рис. 5.1. Разработка котлованов:

а — с естественными откосами; б, в — с креплением соответственно анкерами и расстрелами; г — схемы ограждения; 1 — откос; 2 — контур подземного здания; 3 — ограждение; 4 — оттяжки; 5 — анкер; 6 — свая; 7 — щит; 8 — расстрел; 9 — балка; 10 — плита.

Для центрирования тяги в скважине к ней через 3...4 м приварены направляющие обечайки. Уплотнитель представляет собой резиновый рукав, прикрепленный стальными хомутами к двум штуцерам, находящимся на анкерной тяге. Штуцеры снабжены отверстиями с клапанами, регулирующими подачу цементного раствора. Анкеры устраивают следующим образом: после забуривания скважины (в неустойчивых грунтах с обсадкой трубами) в рабочую зону нагнетают цементно-песчаный раствор, а затем опускают анкер с уплотнителем и инъекционной трубкой. Конструкции грунтовых анкеров в целом аналогичны конструкциям, используемым при возведении зданий способом «стена в грунте». В супесях, глинистых грунтах при плохом проникновении раствора анкеры выполняют с одним или несколькими уширениями диаметром ($d_y = 2...3d$). После устройства уширения в глинистых грунтах уширитель извлекают, а в песчаных грунтах оставляют в составе анкера.

Грунтовые анкеры располагают по длине котлована с шагом $l_a = 3...5$ м в один или несколько ярусов по высоте. Поскольку верхние более загружены, их выполняют длиннее нижних. Угол наклона анкеров к горизонту не должен превышать $25...30^\circ$, так как с увеличением этого угла снижается удерживающее усилие и возрастает вертикальная нагрузка на крепь. Увеличение угла наклона допускается при близком расположении фундаментов зданий или подземных коммуникаций.

Цилиндрические предварительно напряженные анкеры состоят из опорной трубы и навинчивающейся на нее муфты, соединенной

со стальной тягой. Цементная пробка работает на сжатие и не подвержена трещинообразованию, как в инъекционных анкерах.

Применение грунтовых анкеров взамен расстрелов позволяет сократить расход металла, исключить необходимость устройства подкосов и забивки промежуточных рядов свай. Освобождается пространство в котловане, что позволяет механизировать работы. Технология работ сложна, а стоимость устройства примерно на 8...10 % выше, чем выполнения расстрелов, но анкерная крепь эффективна при креплении широких и глубоких котлованов.

Крепление котлованов с применением забивных свай (шпунта) требует значительного расхода металла. До 80 % их удается извлечь после окончания строительства подземного сооружения, но значительная часть непригодна для повторной забивки. Кроме того, при забивке свай (шпунта) возможны повреждения расположенных поблизости зданий, создаются шум и вибрация. Поэтому для ограждения стен котлованов взамен забивных металлических свай и шпунта все большее применение находят буронабивные или сборные сваи, погруженные в лидирующие скважины.

Эффективны для крепления котлованов нагельные стены. Котлован вскрывают последовательно ярусами по 2...3 м с откосами крутизной 80...85°, на откосе укладывают два-три слоя стальных сеток, на них наносят набрызг-бетонное покрытие толщиной 20...40 мм. Через него пробуривают наклонные скважины диаметром 50 мм и глубиной 6...8 м. После заполнения донной части цементным раствором в скважину вводят арматурные стержни периодического профиля диаметром 25...30 мм и закрепляют на откосе накладками и гайками, которые покрывают слоем набрызг-бетона.

При сооружении вытянутых в одном направлении сооружений мелкого заложения используют подвижную металлическую крепь, позволяющую механизировать разработку, погрузку грунта, возведение обделки. Подвижная крепь состоит из ножевой, опорной и хвостовой частей. Ножевая часть представляет собой щит открытого профиля, предназначенный для механизированной разработки грунта, опорная служит для удержания стенок и планировки дна котлована, хвостовая обеспечивает соединение жесткого щита с железобетонной обделкой. При использовании подвижной крепи исключается ограждение котлована, сокращаются объемы земляных работ, повышается производительность труда, уменьшается опасность деформаций грунта в прилегающем пространстве. Подвижную крепь рекомендуется применять при длине подземных зданий и сооружений более 40...50 м, при глубине до 8...10 м, ширине до 10...12 м. Успешно используют механизированный комплекс КМО 2 × 5 со щитом открытого профиля и др.

Работы можно проводить параллельно (выполняют все операции на разных участках площади) или последовательно (если не позволяет фронт работ) в такой очередности.

Перед погружением свай или шпунта проходят контрольные траншеи глубиной до 2 м по периметру котлована для контроля определения необозначенных на схемах подземных коммуникаций.

Затем забивают (задавливают, устанавливают) в пробуренные скважины сваи (шпунты) или выполняют буронабивные сваи. Начинают разработку грунта в котловане, причем, в зависимости от глубины, грунт разрабатывают до проектной отметки или в несколько ярусов. При глубине котлована не более 8...10 м применяют экскаваторы-драглайны, установленные на поверхности земли, и бульдозеры, находящиеся непосредственно в котлованах.

В процессе производства работ ведут постоянный геодезический контроль для определения объемов земляных работ, выноса в котлован отметок реперов, мест расположения анкеров, расстрелов, поясов, элементов конструкций здания. По мере разработки котлована устанавливают ограждения по полкам свай или выполняют набрызг-бетон по грунту. Анкеры или расстрелы помещают после разработки грунта до проектной отметки их расположения, причем вначале монтируют пояса по сваям, затем в пояса упирают расстрелы. При устройстве грунтовых анкеров бурят наклонные скважины диаметром до 0,4 и глубиной до 50 м станками (СБА-500Э, УБК-200, УБК-300, СКБ-4, КАТО, Беното и др.) или применяют пневмопробойники (ИП-4601, ИП-4603, ПР-40).

В скважины вводят стальные тязи и заполняют по всей длине или только донную часть цементным раствором, нагнетая диафрагмовыми насосами С-251 (С-256, С-317 и др.). Анкерные оттяжки натягивают гидравлическими домкратами ДГС-63-315 (СМ-537, ДГ-100-2) грузоподъемностью до 100 т и закрепляют их на поясах при помощи наклонной анкерной плиты и гайки. Натяжение производят ступенями по 20...30 % расчетного усилия с выдержкой времени между каждым этапом. Конечное усилие, равное 1,3...1,5 расчетного, выдерживают в течение 1 ч. После раскрепления свай или шпунта завершают вскрытие котлована.

По выровненному и уплотненному основанию укладывают щебеночную или бетонную подготовку толщиной 10...15 см (бетонную смесь выравнивают площадочными вибраторами или виброрейками), поверхность которой покрывают цементной стяжкой толщиной 2...3 см.

По стяжке наносят гидроизоляцию, а ее концы заводят на защитную стенку из кирпича или железобетонных блоков высотой 1...1,2 м. По изоляции днища укладывают защитную стяжку толщиной 20...30 мм.

При возведении здания в котловане с естественными откосами, или если между стенками котлована и конструкцией оставлен зазор около 0,8...1,2 м, стены изолируют непосредственно в котловане. Если между стенами котлована и конструкцией нельзя оставить зазор до 1 м, гидроизоляцию устраивают по защитной стенке до возведения обделки.

Технология гидроизоляционных работ зависит от вида материала. Рулоны гидроизола раскатывают по изолируемой поверхности и приклеивают расплавленной битумной мастикой, приготовленной на месте производства работ или доставленной в специальных автогудронаторах. Отдельные листы стыкуют один с другим

внахлестку с перекрытием на 15...20 см. Битумную мастику распыляют специальными установками. Многослойные ковры на стеклотканевой основе (стеклорубероид, гидростеклоизол и др.) наносят на поверхность конструкции или на защитную стенку оплавлением покровного слоя толщиной 1,5...2 мм из тугоплавкого пластичного битума. Применяют газопламенные воздушно-пропановые или огневые горелки. Изоляцию можно наносить и специальными установками, оснащенными газовыми или огневыми горелками.

После устройства гидроизоляции по днищу возводят подземное сооружение. Обделки из монолитного железобетона бетонируют в деревянной или металлической инвентарной (несъемной железобетонной) опалубке. Целесообразно устраивать передвижную опалубку, перемещаемую на тележке с домкратными устройствами. Бетон подают краном в контейнерах или укладывают бетононасосами (пневмобетоноукладчиками) с послойным уплотнением вибраторами. При возведении многоэтажных подземных конструкций наружные стены бетонируют, как правило, снизу вверх на всю высоту.

Обделку из сборных элементов монтируют по поверхности гидроизоляции. Элементы доставляют панелевозами или трейлерами и устанавливают в проектное положение непосредственно «с колес». Конструкции монтируют снизу вверх: вначале — фундаментные блоки, затем — стеновые панели, колонны, прогоны, перекрытия и, наконец, — блоки покрытия.

Положение железобетонных блоков фиксируют инструментально по высоте и в плане. Блоки устанавливают с точностью, мм: стеновые — ± 25 , лотковые — ± 25 мм в плане и ± 20 в профиле; колонны, прогоны и блоки перекрытия — ± 15 .

Изоляцию защищают от повреждений кирпичной стенкой, железобетонными блоками или слоем торкрета по стальной сетке. По перекрытию укладывают бетон толщиной 15...20 см, армируя его стальными сетками.

Готовое здание засыпают грунтом, причем за стены отсыпают песчаный грунт слоями по 20...30 см с поливкой водой и уплотнением пневматическими или электрическими ручными трамбовками одновременно с двух сторон во избежание одностороннего бокового давления грунта. На перекрытие грунт отсыпают слоями по 50...60 см, уплотняя его послойно. Затем демонтируют расстрелы, пояса обвязки и извлекают сваи или шпунт, применяя копровые установки, смонтированные на гусеничных экскаваторах и оснащенные мощными лебедками с полиспастами, развивающими усилие до 10 000 кН. В несвязных грунтах целесообразно извлекать сваи виброустановками (шпунтовывдергиватели Ш-1; МШ-2, В1-592 и др., обеспечивающие извлечение свай или шпунта при снижении тягового усилия в 8...10 раз по сравнению с обычным статическим способом). Повышенная вибрация может привести к осадкам расположенных поблизости зданий, а также к повреждению гидроизоляции подземного сооружения. В таких случаях для извлечения свай применяют гидродомкратные сваевывдергиватели, создающие усилия около 5...6 тыс. кН.

После окончания этих операций выполняют отделочные работы в подземном сооружении, восстанавливают разрушенное дорожное покрытие и ликвидируют строительную площадку.

Котлованный способ строительства имеет высокую степень механизации, дает возможность применять индустриальные конструкции, мощное землеройное и грузоподъемное оборудование. Но в условиях плотной застройки и интенсивного движения применение котлованного способа не всегда эффективно. Раскрытие широких котлованов на участках длиной 100...150 м приводит к нарушению условий движения наземного транспорта на весь период строительства тоннеля. Велик объем земляных работ, расход металла и древесины на временное крепление: на крепление 100-метрового участка котлована глубиной 6...7 и шириной 8...10 м расходуется около 250...300 т стали и 60...70 м³ древесины.

5.1.2. Траншейный способ («стена в грунте»). Способ, применяемый в условиях строительства подземных зданий в непосредственной близости от существующих строений, в том числе под автомагистралями в городах, на узких и грузонапряженных дорогах, включает:

- разработку отдельными захватками траншеи шириной до 0,6...0,8 м, глубиной до 15...20 м (иногда 40...50 м) и бетонирование форм шахты из железобетона (высотой до 1 м, толщиной 0,2...0,3 м) для предотвращения обрушения грунта и поддержания уровня глинистого раствора;

- возведение сборных, сборно-монолитных или монолитных конструкций стен на всю высоту траншей;

- отрывку котлована с поярусным закреплением стен грунтовыми анкерами;

- сооружение перекрытий и днища с опиранием их на стены.

При необходимости быстрого восстановления движения по улице котлован разрабатывают до низа покрытия, устраивают покрытие, гидроизоляцию, восстанавливают дорожную одежду. Затем под защитой стен и покрытия из сооружения удаляют грунт.

В качестве глинистого раствора рекомендуется применять бентонитовую суспензию с удельным весом 10,5...12 кН/м³, которая представляет собой коллоидный раствор монтмориллонитовых глин и характеризуется тиксотропными свойствами.

Находящаяся в жидком состоянии (золь) бентонитовая суспензия с течением времени загустевает (переход в гель), а при механическом воздействии вновь переходит в золь. Гель обладает статической, а золь — динамической структурной прочностью, бентонитовая суспензия проникает в грунт и колыматировывает стенки траншей, образуя на их поверхности тонкую (0,5...30 мм), достаточно плотную и прочную корку. Это предотвращает избыточную фильтрацию глинистого раствора в грунтовый массив, удерживает от обрушения вертикальный откос с нагрузкой на поверхности, обеспечивает передачу на грунт статического и динамического давления суспензии. Необходимо, чтобы давление глинистого раствора превышало активное давление грунта и воды; из этого условия находят требуемый

удельный вес глинистого раствора. Для снижения стоимости используют глинистые растворы, приготовленные из обычных глин.

Глинистый раствор не ухудшает сцепления арматуры с бетоном, не смешивается с бетонной смесью, что позволяет бетонировать подводным способом. В закрепленные глинистые раствором траншеи опускают арматурные каркасы и бетонируют конструкции стен, вытесняя глинистый раствор бетонной смесью. Такая технология применима практически в любых нескальных грунтах (как в несвязных, так и в плотных глинистых), за исключением текучих илистых, а также грунтов, имеющих крупные пустоты или карсты. Уровень грунтовых вод должен располагаться на глубине не менее чем 1,5 м от поверхности земли, а скорости движения грунтовых вод не должны превышать критических, при которых происходит вымывание глинистого раствора. Не требуется устройства водоотлива или искусственного водопонижения; уменьшаются объемы земляных работ, предотвращаются сильный шум и вибрация, снижается трудоемкость и возрастают темпы строительства. Стены являются одновременно крепью и конструктивным элементом подземного сооружения. Устройство наружной гидроизоляции стен практически невозможно, но образующаяся на поверхности бетона со стороны грунта глинистая корка имеет низкий коэффициент фильтрации, что обуславливает повышенную водонепроницаемость конструкции тоннеля.

Для механизированной разработки траншей можно использовать любое оборудование, но целесообразнее — гидромеханизированный траншеекопатель ВНИИГС, агрегаты СВД-500 и СВД-500Р (глубина разработки до 50 м, ширина — до 0,5...0,6 м и др.). Широко применяют для мягких грунтов грейферы, закрепляемые на жесткой штанге или подвешиваемые к стреле крана-экскаватора [17, 30].

При траншейном способе работу ведут одновременно на нескольких участках, размеры и расположение которых определяются, главным образом, характером застройки и условиями пропуска наземного транспорта. По окончании всех подготовительных работ приступают к разработке траншей. Способ разработки зависит от их размеров и очертания в плане, а также от свойств грунтов, расположения уровня грунтовых вод и т. п. Чаще всего траншеи разрабатывают захватками длиной 3...6 м, вскрывая их через одну. Оставшиеся между захватками первой очереди грунтовые целики разрабатывают после бетонирования участков стен в пределах захваток первой очереди. Разбивку на отдельные участки выполняют так, чтобы уменьшить количество вертикальных швов, что способствует повышению водонепроницаемости конструкции стен.

По периметру сооружения устраивают пионерные траншеи шириной около 1 м и глубиной до 1,5 м, закрепляя их стенками бетонными или железобетонными плитами (рис. 5.2).

В форшахту подают глинистый раствор, поддерживая его постоянный уровень по мере рыхления грунта (он должен быть выше уровня грунтовых вод на 1,5 м). При разработке траншеи часть раствора вычерпывается с грунтом, поэтому подачу его осуществляют непрерывно. Грунт, смешанный с раствором, подается в специальные

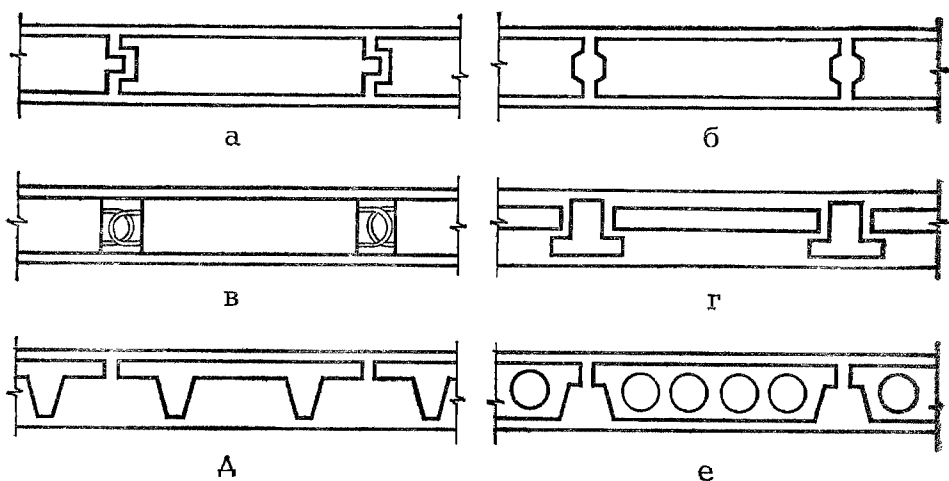


Рис. 5.2. Сборные панели из железобетона:

а...г — плоские с различными стыками; д — плоские с контрфорсами; е — ребристые; е — многопустотные.

отстойники, где происходят отделение глинистого раствора и его очистка.

После разработки участка траншеи проверяют размеры выработки, чистоту дна, свойства глинистого раствора.

В пределах готовых участков траншеи бетонируют монолитные конструкции стен или опускают сборные элементы. После вскрытия очередного участка траншеи в него устанавливают сборные арматурные каркасы, ширина которых должна быть на 100...120 см меньше ширины траншеи для создания защитного слоя бетона. Чтобы обеспечить точное положение каркасов в траншее, к ним приваривают салазки, служащие направляющими при опускании. В верхней части каркасов закрепляют поперечные планки для опирания на грунт, а в нижней — коробка для последующего сопряжения стен с междуярусными перекрытиями и днищем. В каркасах предусматривают каналы для пропуска бетонолитных труб и закладные изделия для грунтовых анкеров, а внутренние поверхности стен покрывают листами из полимерных материалов.

После установки каркасов бетонируют стены до низа перекрытия подземного сооружения. Технология укладки бетонной смеси аналогична технологии, используемой при подводном бетонировании с применением вертикально перемещающейся трубы (ВПТ). Бетонная смесь класса не менее В20 должна быть достаточно подвижной и пластичной, иметь осадку стандартного конуса 16...20 см при крупности заполнителя до 50 мм, водоцементное отношение — не более 0,6, а срок схватывания — не менее 2 ч.

Для подачи бетонной смеси в траншеи глубиной до 20 м применяют телескопический укладчик производительностью 12...20 м³/ч, состоящий из ковша-бункера, телескопической трубы, клапанного затвора и лебедки или крана для подъема ковша. При бетонировании методом ВПТ по мере укладки бетонной смеси бункер или

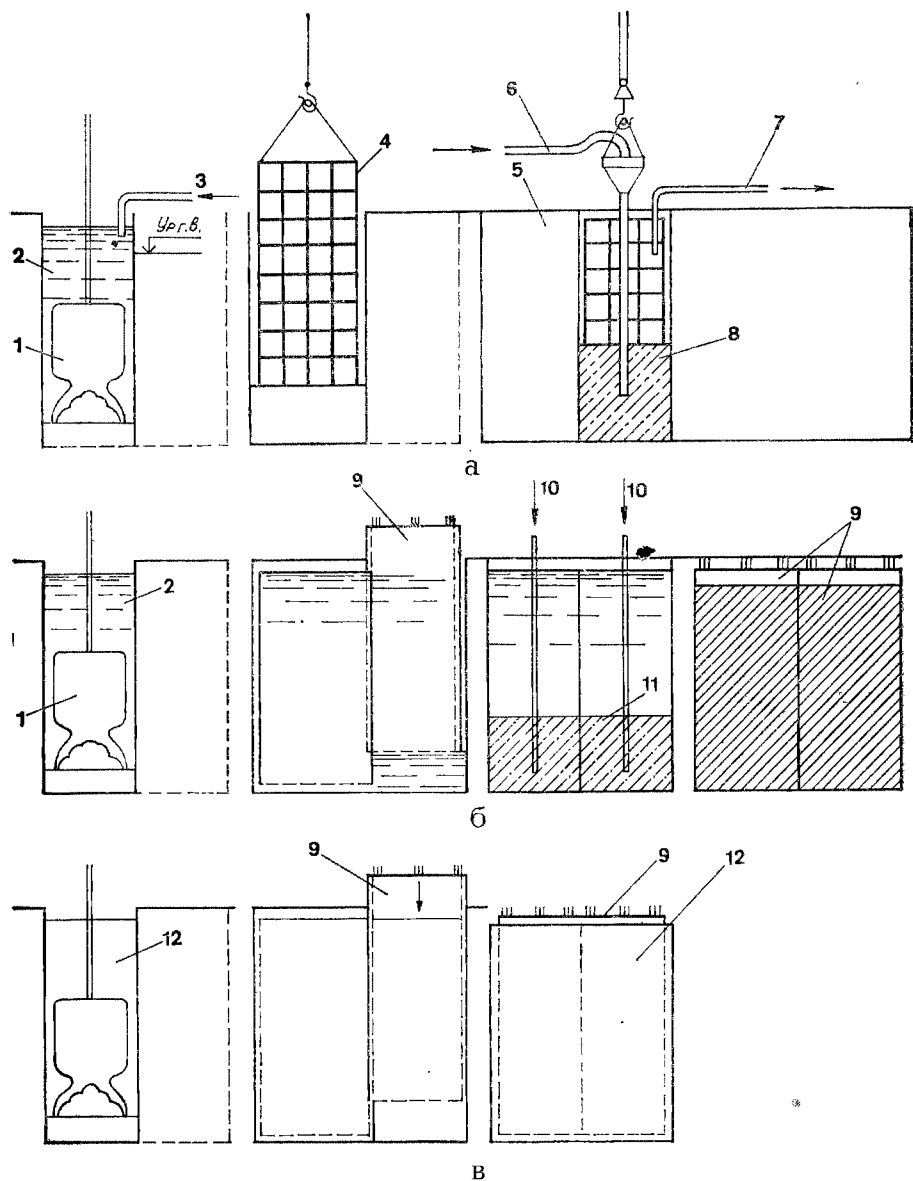
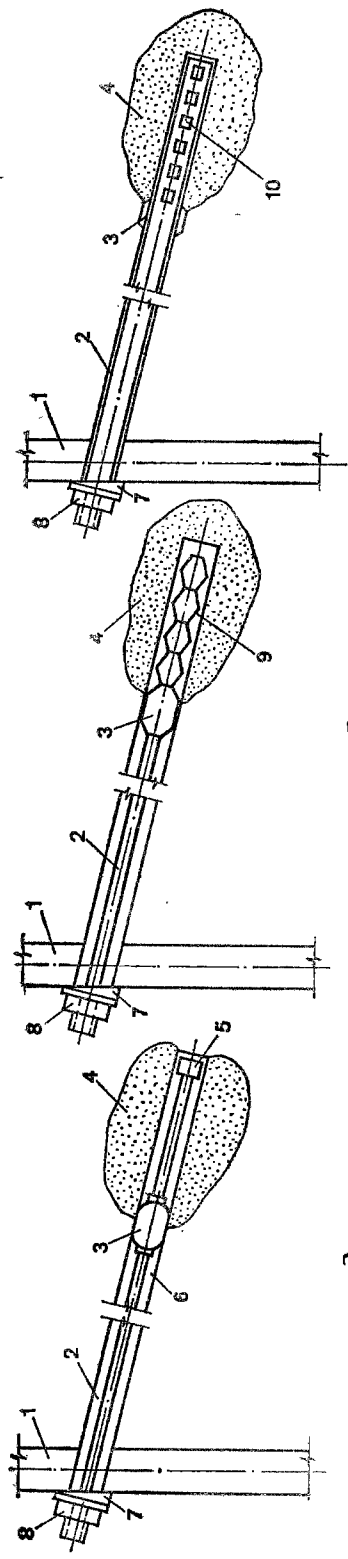


Рис. 5.3. Последовательность работ при способе «стена в грунте»:

а — монолитные стены; **б** — сборные; **в** — сборно-монолитные; 1 — грейфер; 2 — суспензия; 3, 10 — подача соответственно суспензии и раствора; 4 — каркас; 5 — готовый элемент; 6 — от бетононасоса; 7 — удаление суспензии; 8 — бетон; 9 — сборный элемент; 11, 12 — раствор соответственно цементный и цементно-глинистый.

ковш вместе с бетонолитной трубой постепенно поднимают, следя за тем, чтобы конец трубы был заглублен в бетонную смесь.

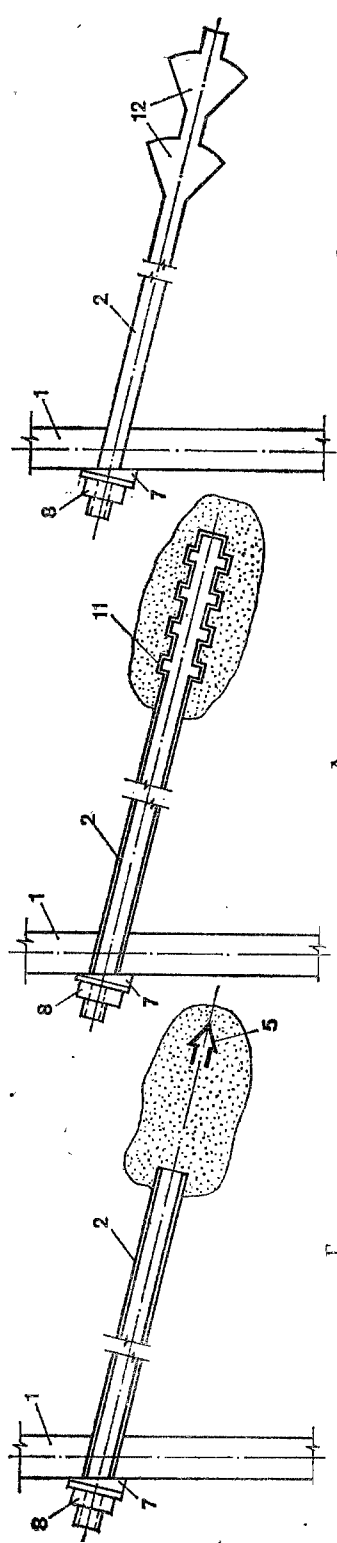
Участки траншейных стен, бетонируемые в разных захватках, должны быть сопряжены один с другим жесткими или податливыми стыками в зависимости от конструктивных особенностей подземного сооружения. Их устраивают с применением ограничителей,



в

б

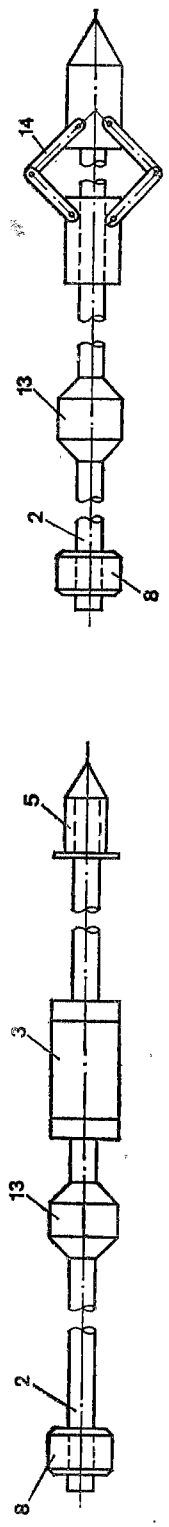
а



а

б

в



Ж

3

предотвращающих попадание бетонной смеси из одного участка траншеи в другой и гарантирующих водонепроницаемость стыков, которые до бетонирования устанавливают по торцам участка траншеи и заглубляют в грунт, а после укладки бетона извлекают или оставляют в конструкции стен. При глубине траншеи до 12 м применяют извлекаемые ограничители в виде стальных (железобетонных) труб, а также балок прямоугольного (эллиптического) поперечного сечения. В качестве неизвлекаемых используют железобетонные балки прямоугольного поперечного сечения или стальные двутавровые. Установленные вертикально с шагом 1,2...1,5 м, они служат жесткой арматурой и избавляют от необходимости установки каркасов.

С целью повышения степени индустриализации строительства с применением технологии «стена в грунте» применяют сборные железобетонные панели, опускаемые в заполненные глинистым раствором траншеи (рис. 5.3). Технология «сборная стена в грунте» способствует сокращению объемов земляных работ, уменьшению расхода железобетона, сроков и стоимости строительства. В зависимости от грузоподъемности кранового оборудования применяют тяжелые железобетонные панели толщиной 0,3...0,5 м, длиной до 10...15 м и массой до 20...30 т, стыкуемые только в продольном направлении, и легкие панели массой 5...6 т, объединяемые не только в продольном, но и в поперечном направлении по высоте стен.

Разработана технология закрепления стеновых панелей медленно твердеющим цементно-бentonитовым раствором (прочность до 5 МПа), нагнетаемым в пазы между панелями, а также между стенками траншеи и панелями.

По окончании возведения траншейных стен производят геодезическую съемку расположения осей, определяют размеры последних, составляют исполнительную схему, контролируют их качество ультразвуковым методом. При разработке грунтового ядра измеряют отклонения стен от вертикали и по высоте. Тангенс угла наклона вертикальной оси стены от проектного положения не должен превышать 0,01. Отклонения в толщинах не должны превышать, мм: для монолитных стен +50, —20; для сборных — ± 20 мм; по высоте стен ± 50 мм.

Для восприятия опрокидывающего момента, действующего со стороны грунта на конструкцию, выполненную способом «стена в грунте», служат анкерные устройства. Они соединяются с закрепляемой стенкой на одном или нескольких уровнях в зависимости от ее размера. Угол наклона их к горизонту обычно не превышает 25° , а увеличение вызывает уменьшение горизонтальной составляющей усилия, противодействующей давлению грунта на конструкцию. При этом вертикальная нагрузка увеличивается, что может стать причиной ее дополнительной осадки.

Рис. 5.4. Грунтовые анкеры конструкций:

а — ВНИИГС; *б* — «Советгаш»; *в* — «Баши»; *г*, *д* — «Бауэр»; *е* — с уширением; *жс* — конструкции анкеров без уширения; *з* — с уширителем; *1* — стена в грунте; *2* — оттяжка; *3*, *13* — уплотнители; *4* — контур закрепленного грунта; *5* — концевая часть; *6* — скважина (с обсадной трубой); *7* — подкладка; *8* — гайка; *9* — уширения оттяжки; *10*, *11* — трубы соответственно инъекционная и рифленая; *12* — уширения; *14* — уширитель.

Анкерная тяга, закрепляемая свободным концом к конструкции стенки, обычно заканчивается уширением, находящимся в массиве грунта, за пределами возможной зоны обрушения. Уширение образовано инъекцией раствора в грунт или его выбуриванием (рис. 5.4).

Анкер фирмы «Солетанш» состоит из двух частей (свободной и заделанной) — ряда проволочных прядей, расположенных на металлических или пластмассовых расширителях. Кольцевые уширения замоноличиваются в растворе, инъецированном под давлением. Внутри анкера находится инъекционная труба с расположенными на одинаковых расстояниях клапанами. В верхней части анкер имеет клапан для удаления воды, остающейся в скважине. Раствор инъецируют по всей области, где расположены кольцевые уширения. Конструкция анкера позволяет повторять операции инъецирования.

Фирма «Баши» применяет несколько разновидностей основной конструкции, состоящей из наружной стальной трубы, размеры которой зависят от несущей способности и типа анкера (диаметр 50,8... 101,6 мм). В трубе имеется несколько отверстий, размещенных на определенных расстояниях и снабженных клапанами для инъецирования.

Для предотвращения вытекания инъецируемого раствора из скважины при нагнетании его в буровую полость служит пакер, снабженный клапанами, установленными со стороны входа и выхода из него инъецируемого раствора. На входе стоит клапан, отрегулированный на меньшее давление, чем клапан, находящийся на выходе. Раствор начинает поступать в рабочую часть скважины лишь после того, как пакер увеличится в объеме и обожмет стенки скважины.

В качестве инъецируемого раствора обычно применяют составы на цементной основе; для предотвращения усадки цементируемого массива и ускорения сроков схватывания в растворы вводят добавки.

Уширение устраивают с помощью механизма в виде параллелограмма, врезающегося в стенки скважин при передаче ему усилия специальной штангой.

5.1.3. Технология возведения с применением армированного грунта. Эта технология имеет такую последовательность:

подготовка выровненного основания;

укладка полотнища мембраны и установка инвентарного приспособления в виде уголка, удерживающего торцовую часть одного слоя при укладке и уплотнении грунта;

укладка и уплотнение грунта засыпки механизмами — в непосредственной близости от края мембраны, на расстоянии менее 1 м от уголка (уплотняют рекомендуется механическими трамбовками с ручным управлением);

покрытие второй половиной мембраны уплотненного грунта, при этом мембрана загибается и образуется ее криволинейная лицевая часть, близкая по форме к цилиндрической;

укладка следующей мембраны, перестановка инвентарного приспособления. Для удержания верхнего полотнища мембранной стены

его укладывают с небольшим наклоном в пределах толщины самого верхнего слоя.

Уплотненный грунт в мембранных стенах — конструктивный элемент, обеспечивающий надежную работу стен, и поэтому к его составу, качеству уплотнения предъявляются особые требования. Для использования в таких стенах при соответствующем обосновании, опытным уплотнением с последующим замачиванием и проверкой отсутствия недопустимых деформаций грунта можно допустить применение любых грунтов, допускающих послойную укладку с уплотнением. Однако наиболее приемлемы для послойной укладки, обеспечения надежного трения по анкерующим элементам на возможно более коротких участках, дренирования поверхностных вод и отсутствия коррозионных воздействий грунты, в которых:

содержание частиц мельче 0,06 мм — не более 15, а крупностью более 100 мм — не более 25 %. При таком составе в уплотненном состоянии угол внутреннего трения будет более 25°, что дает возможность надежно закрепить гибкие анкеры;

максимальный размер кусков не превышает 350 мм, т. е. менее толщины одного слоя;

нет органических включений;

среда не агрессивна к бетону и стали. В противном случае принимают дополнительные меры по защите анкеров и лицевых конструкций от коррозии;

среда засыпки после уплотнения при отсутствии специальных мероприятий по дренированию водопроницаема и располагается на водопроницаемом основании. Атмосферные осадки свободно фильтруются сквозь засыпку, не вызывая дополнительного активного давления, а также снижения сил трения по поверхности гибких анкеров. Если основание армированного массива водонепроницаемо, необходимо устройство дренажа. При использовании водонепроницаемого грунта в засыпке подпорных стен устраивают надежный поверхностный водоотвод;

свойства не меняются во времени, например стойки против выветривания и др.

Толщина слоев укладываемого грунта обычно равна расстоянию между рядами анкеров по высоте, рекомендуемая толщина — от 250 до 400 мм, при этом между соседними горизонтальными рядами анкеров можно укладывать один, два или три слоя. Количество и толщина слоев грунта в первую очередь зависят от его состава и требуемых показателей после уплотнения. Чем тоньше слои, тем большее уплотнение может быть получено. Так как качество уплотнения грунта прямо влияет на размер трения по анкерам, степень уплотнения засыпки при производстве работ необходимо контролировать одним из возможных экспресс-методов — например, пенетрометрами, прессиометрией, зондированием, отбором проб и др. В проекте стен должны быть указаны допустимые параметры уплотнения засыпки, с которыми необходимо сравнивать полученные при контроле.

Недопустима большая осадка «армированного» массива грунта после строительства в результате замачивания и некачественного

уплотнения. При этом будут происходить деформации гибких анкеров в месте их крепления к лицевым элементам, а при больших осадках — их отрыв. Однако небольшое уплотнение грунта в процессе эксплуатации возможно. Для того чтобы гибкие анкеры не испытывали дополнительных прогибов при осадке, можно при строительстве придать им небольшой строительный подъем, равный будущему прогнозируемому перемещению грунта при осадке.

Стены со сборными однотипными лицевыми элементами и мембранными анкерами возводят в таком порядке:

- планируют основание;

- устраивают узкую траншею на глубину, равную расстоянию от края сборного элемента до первого анкера;

- монтируют первый ряд сборных элементов в траншею, их выравнивают, укладывают и присоединяют первый слой гибких анкеров;

- монтируют инвентарное приспособление, воспринимающее давление грунта при отсыпке и уплотнении первого слоя (в случае, если заземление ряда конструкций в траншее недостаточно);

- отсыпают первый слой грунта с уплотнением; планируют слой под укладку второго горизонтального ряда анкеров;

- укладывают второй ряд анкеров и их присоединяют к лицевым элементам;

- монтируют второй ряд лицевых конструкций (плит или оболочек). Закрепляют их постоянно при монтаже на штифты, вводимые в отверстия, или временно инвентарными приспособлениями к конструкциям первого ряда. Временными креплениями могут служить струбцины или стержни, перемещаемые в вертикальных пустотах в швах между квадратными плитами, и т. п. Для временного закрепления очередного слоя с целью укладки и уплотнения слоя грунта более подходящи неквадратные конструкции, например крестообразные и шестиугольные плиты;

- отсыпают второй слой грунта с уплотнением;

- укладывают третий ряд анкеров и их закрепляют;

- отсыпают и уплотняют третий слой грунта.

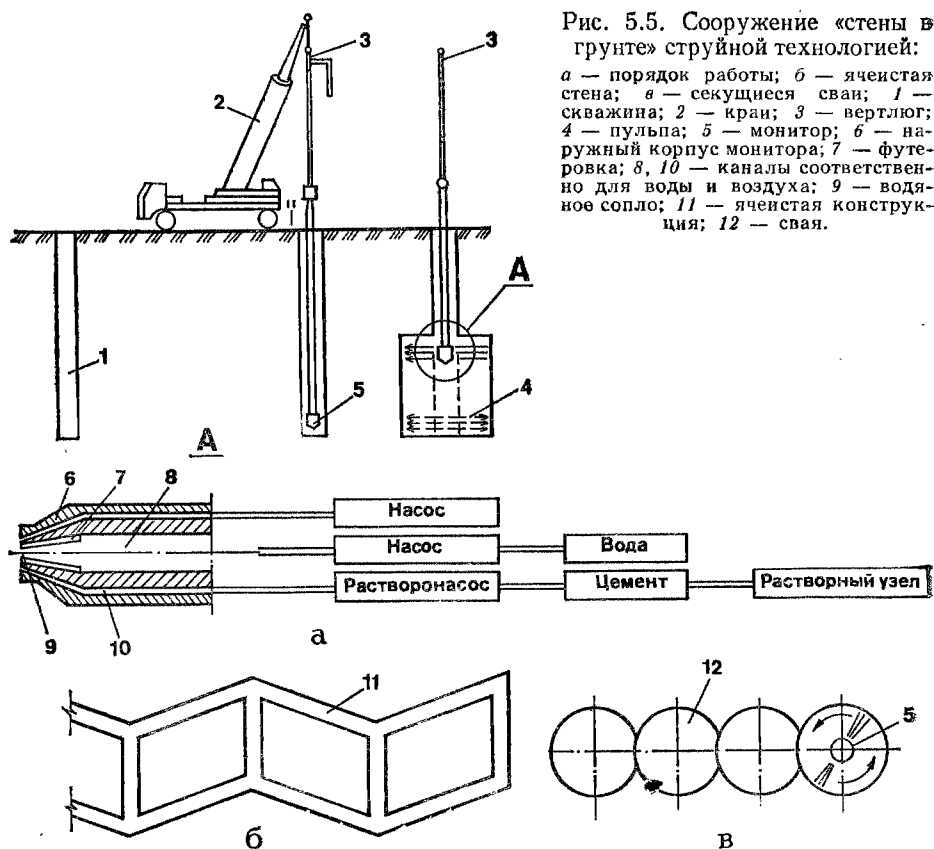
Далее операции повторяются.

Одна из трудоемких монтажных операций — крепление очередного ряда плит к предыдущему заанкеренному ряду, производимое для восприятия давления при засыпке слоя грунта. Наиболее просто устанавливать конструкции на вертикальные штифты (выпуски арматуры). При монтаже конструкций заполняют стыки: горизонтальные — цементным раствором, на который монтируют плиты, вертикальные — раствором или уплотняют упругими прокладками. Для обеспечения совместной работы всех плит требуется, чтобы конструкции стыков могли воспринимать небольшие случайные поперечные силы, для этой цели служат бетонные шпонки.

Если сборные элементы имеют только вертикальную разрезку, то монтаж существенно облегчается, так как не нужно дополнительное крепление в процессе послойной укладки грунта.

5.1.4. Струйная технология. В ее основе — использование высокомошной (давление 20...70 МПа) тонкой (диаметр 1...2 мм) водяной

Рис. 5.5. Сооружение «стены в грунте» струйной технологией:



(растворной) струи для прорезания в грунте щелей, заполняемых твердеющим материалом. Струя подается из сопел струйного монитора, расположенного на штанге, опускаемой в грунт. Для повышения скорости воды устраивают кольцевой зазор вокруг сопла, причем сжатый воздух подают под давлением до 0,5...1 МПа.

В зависимости от условий работы струя на вылете из насадки (сопла) должна обладать начальной кинетической энергией, не должна резко уменьшаться при приближении к забою. Полнота преобразования потенциальной энергии струи в кинетическую зависит от конструкции насадки. Хорошую струю дают конические насадки с углом конусности, равным 13° , и с цилиндрической направляющей частью на конце. Длина цилиндрической направляющей части коноидальной насадки должна составлять ее четыре диаметра, так как при большей длине цилиндрической направляющей части становится ощутимой потеря напора. В зависимости от отношения плотностей струи $\rho_{ст}$ и окружающей среды $\rho_{ср}$ различают следующие виды струй: свободные незатопленные ($\rho_{ст} > \rho_{ср}$); свободные затопленные ($\rho_{ст} = \rho_{ср}$) и несвободные затопленные ($\rho_{ст} < \rho_{ср}$).

Если струя находится под защитой воздушной рубашки, то она работает в свободном незатопленном режиме, если окружена

подземной водой или пульпой, — соответственно в свободном или несвободном затопленном.

Струя, истекающая из насадки, при полете претерпевает ряд изменений. На выходе она имеет плотную структуру и цилиндрическую форму, по мере удаления от сопла струя, увеличиваясь в поперечном сечении, приобретает конусную форму, в результате чего теряет напор. Различают участки в структуре струи при движении в воздухе: на первом она имеет сплошную структуру; на втором — поверхностные слои состоят из отдельных окруженных воздухом струек; на третьем теряет плотное ядро и состоит из отдельных струек и капель [21].

Длина первого участка струи составляет около $80d_0$ (d_0 — диаметр выходного отверстия насадки), второй находится в пределах $80...330d_0$, третий начинается на расстоянии от сопла свыше $300d_0$.

Для глин, аргиллитов оптимальна водяная струя давлением до 70 МПа, расходом $2,4...3,6$ м³/ч при диаметре сопла $1...2$ мм. Для песков и суглинков давление может быть снижено до $5...10$ МПа, расход — $7...15$ м³/ч, диаметр сопла $3...5$ мм. Дальность размыва струи в глинах составляет $1,5...2$, в песках и суглинках — $3...5$ м.

Направляющие скважины бурят в месте работы монитора, который опускают на дно скважины, затем по мере разрушения грунта его поворачивают в плане (при надобности) и медленно поднимают вверх. Скорость подъема — $0,5...7$ м/мин в зависимости от давления струи, вида грунта, требующейся толщины конструкции.

С целью сокращения сроков мониторинг может быть оснащен двумя и более противоположно направленными соплами. Максимальная толщина конструкций в виде стен (ширина прореза) составляет до $200...400$ мм, максимальный диаметр свай при работе монитора с вращением — до $3...5$ м.

При помощи струйной технологии можно возводить вертикальные стены различной формы в плане, в том числе сотовые конструкции или сваи глубиной до $40...50$ м (рис. 5.5). Несомненные достоинства технологии: возможность возведения стен подземных зданий вблизи существующих сооружений или под ними без усиления; высокая производительность; экономичность; отсутствие вибрационных воздействий на грунт и существующие здания.

5.2. СТРОИТЕЛЬСТВО ОПУСКНЫМ СПОСОБОМ

При этом способе возведения подземных зданий и сооружений используют опускание железобетонного колодца в тиксотропной рубашке, с пригрузом домкратами с целью принудительного регулирования процесса, вибропогружение, сооружение подземных колодцев подрачиванием (рис. 5.6).

При опускании колодца зазор между грунтом и стенами заполняют бентонитовой суспензией, снижающей трение по боковой поверхности. Тиксотропная рубашка обеспечивает устойчивость грунтового массива, возможность применения сборных конструкций, не требует проведения специальных методов закрепления грунтов,

гарантирует надежность, способствует повышению безопасности работ и сокращению сроков строительства. Способ можно применять практически в любых несвязных грунтах при отсутствии в них крупных пустот или карстов, куда может уходить глинистый раствор.

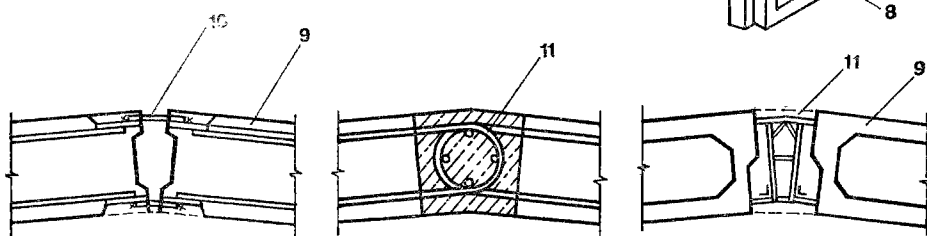
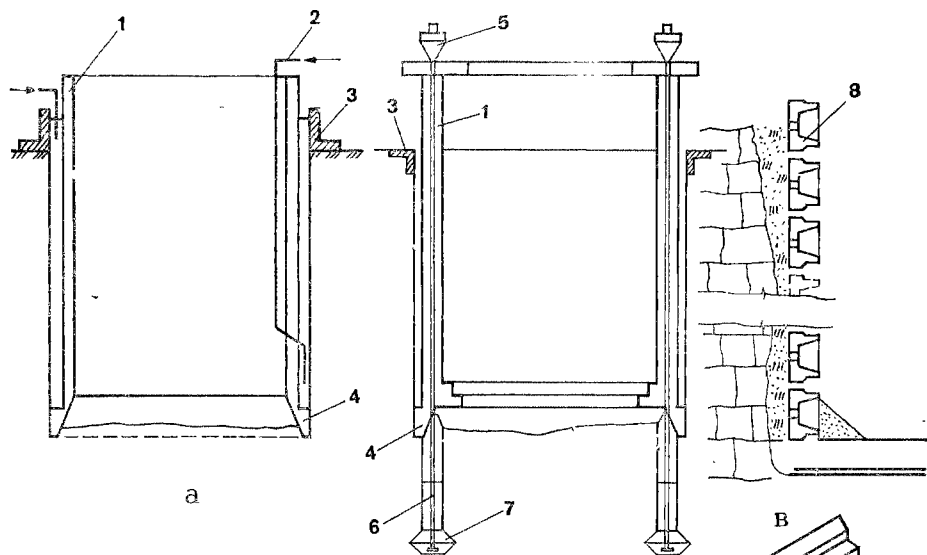
Работы ведут в такой последовательности: на поверхности земли оборудуют площадку, в пределах которой размещают необходимое оборудование для приготовления глинистого раствора, водоотлива; изготовляют оболочку на поверхности земли или на дне котлована, вскрываемого на глубину до 1,5...2 м и покрытого подготовкой толщиной до 0,3 м из щебня (гравия). Сначала устраивают ножевую часть на подкладках из шпал (бетонных блоков и др.) и тщательно ее выравнивают (отклонение по высоте ± 2 и в плане ± 5 мм).

Оболочку из монолитного железобетона изготовляют в стальной, деревянной или несъемной опалубке из железобетонных плит. Сборные оболочки выполняют из отдельных сборных элементов с заделкой стыков; во время монтажа их закрепляют в кондукторах.

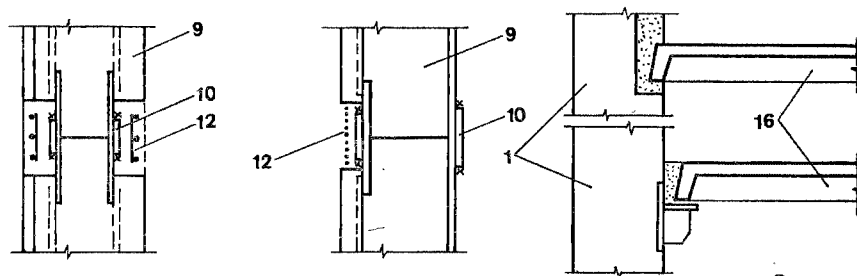
До начала погружения устраивают форшахту (см. рис. 5.6), заполняя глинистым раствором, уровень которого должен не менее чем на 1 м превышать уровень поверхности земли для предотвращения обрушения грунта в верхней части тиксотропной рубашки. Форшахту целесообразно выполнять в виде монолитного железобетонного кольца шириной 0,06 диаметра колодца, под которым устраивают подушку из шлака или песка толщиной до 0,5 м. Затем оболочку снимают с подкладок, подкладки удаляют равномерно по периметру оболочки, в последнюю очередь убирают фиксированные, расположенные в соответствии с расчетной схемой оболочки на изгиб. Под ножевую часть подбивают песчаный грунт. Затем внутри оболочки послойно в радиальном направлении разрабатывают грунт от центра колодца к стенам полосами, оставляя у ножевой части защитные бермы. В слабых грунтах ножевая часть должна быть все время заглублена в грунт (чтобы глинистый раствор из кольцевого зазора не прорвался под нож, для чего уровень разработки грунта должен быть не менее чем на 0,5...1 м выше банкетки ножа).

Плотные связные грунты, а также крупнозернистые пески, галечник или гравий разрабатывают грейферами, несвязные (мелкозернистые пески, супеси), а также неустойчивые — гидромониторами и удаляют эрлифтами или гидроэлеваторами по пульповоду. При этом размыв грунта ведут от центра к ножевой части, обеспечивая уклон для стока пульпы.

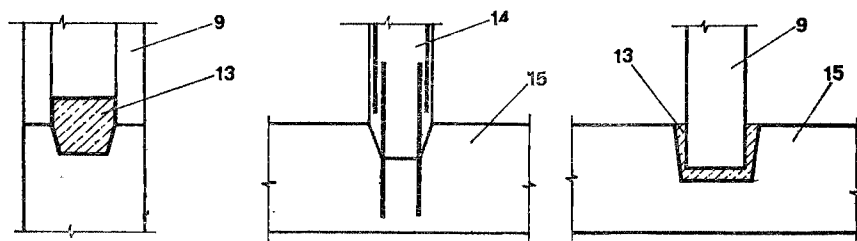
Грунт для крупных оболочек вынимают экскаваторами и бульдозерами, установленными в забое, и удаляют бадьями или контейнерами, которые подают кранами на поверхность земли. При необходимости производят водоотлив или искусственное понижение уровня грунтовых вод. В несвязных водонасыщенных грунтах в ряде случаев применяют гидравлический пригруз, создаваемый при затоплении колодца до уровня, на 0,5...1 м превышающего отметку горизонта грунтовых вод. Ножевая часть оболочки должна быть заглублена в грунт не менее чем на 1...1,5 м. Грунт разрабатывают подводным способом, применяя обычно грейферные снаряды.



г



е



ж

В кольцевой зазор толщиной 10...15 см подают глинистый раствор, который доставляют непосредственно на место работ.

Если оболочка имеет сравнительно небольшие размеры сечения и погружается неглубоко через толщу связных грунтов, глинистый раствор подают через форшахту. Для крупных оболочек в несвязных грунтах глинистый раствор нагнетают в нижнюю часть рубашки над уступом ножевой части. Для этого с наружной или внутренней стороны оболочки монтируют стальные трубы диаметром 40...50 мм через 3...5 м по периметру. В нижней части каждой трубы делают перфорацию на длине 0,6...1 м. Так как глинистый раствор в тиксотропной рубашке находится под давлением, при погружении оболочки необходимо принимать меры по недопущению попадания раствора под ножевую часть (устраивают глиняный замок или резиновую уплотнительную манжетку высотой не менее 0,6 м).

При опускании колодцев в тиксотропной рубашке возможны крены, для устранения которых нужно разработать грунт со стороны, противоположной крену, на длине менее половины периметра оболочки и на глубину не более 50...70 см с одновременным замедлением опускания опережающей части ножа подведением под него подкладок.

В процессе опускания оболочки производят тщательный геодезический контроль за ее положением. На наружной поверхности стен устанавливают наблюдательные контрольные марки или стальные рейки. Отклонения оболочки определяют по данным нивелирования четырех марок одного горизонта; тангенс угла отклонения от вертикали не должен превышать 0,01, а горизонтальное смещение не должно быть более 1 % глубины погружения.

Точность опускания контролируют автоматизированными системами, при помощи которых измеряют напряжения в конструкции, давление глинистого раствора в тиксотропной рубашке, регулируют режим. Точность погружения зависит от толщины тиксотропной рубашки и скорости опускания и повышается с уменьшением этих величин. Для повышения точности опускания колодцев используют вибропригруз ножевой части: на оболочке закрепляют мощные вибропогружатели (ВПП-2), которые соединяют с ножевой частью; так как колебания опасны для оболочки, то вибраторы рекомендуется включать после погружения оболочки на 6...8 м.

Эффективно принудительное регулирование с использованием гидравлических домкратов и анкерных свай. До возведения оболочки по ее контуру пробуривают скважины с уширением ниже дна будущего сооружения. В скважинах заделывают тяжи из высокопрочной проволоки, которые пропускают через каналы в оболочке, прикрепляя их к гидравлическим домкратам, установленным на обвязочном поясе (см. рис. 5.6).

Рис. 5.6. Возведение зданий опускным способом:

a — в тиксотропной рубашке; *б* — с принудительным регулированием; *в* — подрачиванием; *г, д* — узлы сборных элементов стен соответственно горизонтальные и вертикальные, а также перекрытий со стенами; *ж* — стыки стены с дном; *1* — колодец; *2* — подача жидкости; *3* — форшахта; *4* — ножевая часть; *5* — домкрат; *6* — оттяжка; *7* — свая с уширением; *8* — сборный тюбинг; *9* — сборный блок; *10* — сварной шов; *11* — замоналиченный стык; *12* — дополнительные сетки; *13* — бетон; *14* — монолитная стена; *15* — днище; *16* — перекрытие.

Сначала разрабатывают грунт, затем включают домкраты и заделывают оболочку на высоту одного яруса. Изменяя усилия различных домкратов, регулируют глубину задавливания ножевой части, управляют процессом погружения. После опускания оболочки на проектную отметку тяжи заделывают в каналах, превращая их в анкеры, препятствующие всплыванию опускного сооружения. Можно погружать оболочки гидравлическими домкратами, упирающимися в воротник форшахты или в специально созданные упоры.

В последние годы разработан способ погружения оболочек в двусторонней тиксотропной рубашке. Траншея располагается с внутренней и с наружной сторон оболочки. Конструкция ножевой части должна иметь выступ для устройства тиксотропной рубашки с внутренней стороны. Для гидравлической связи наружной и внутренней тиксотропных рубашек в стенах оболочки устраивают горизонтальные каналы и таким образом регулируют поступление глинистого раствора. При этом облегчается разработка грунта в оболочке, не нужен водоотлив при заглублении сооружения в слой водоупора.

Предусматривают мероприятия для посадки колодца на проектную отметку: останавливают погружение за 1...1,5 м от проектной отметки, бетонируют днище на проектной отметке и затем опускают на него колодец; устраивают уширение (воротник) в верхней части сооружения, чтобы он опирался на грунт при достижении колодцем проектного положения; в сухих грунтах заглубляют нож в водоупорный слой не менее чем на 1 м и затем бетонируют днище. В водонасыщенных грунтах используют метод вертикально перемещающейся трубы (ВПТ) или восходящего раствора (ВР) для бетонирования подушки, на которой затем выполняют железобетонное днище.

Подращиванием сооружают объекты в прочных грунтах, например, скальных или полускальных, в том числе со структурными ослаблениями массива, с выветриванием в верхней зоне. Сооружение возводят из сборных железобетонных ребристых тубингов или плоских панелей, соединяемых болтовыми соединениями с омоноличиванием или на сварке. У забоя в этом методе допускается незакрепленный участок вертикального откоса, высота которого зависит от прочности и устойчивости грунта. Допускается обрушение неустойчивых, структурно ослабленных участков грунта к подошве забоя.

Во время подращивания откос грунта постоянно опираетсяверху на оголовки или ярусы из подращенной обделки с тампонажем, а внизу — на грунт подошвы забоя. За счет арочного эффекта в грунте допускается расчетная высота одного яруса (расстояние от закрепленного участка до днища забоя) в скальных грунтах 3...5, в полускальных — 2...3, в твердых глинах — 1,5...2 м (см. рис. 5.6).

При расчете оболочек наружных стен принимают шарнирное примыкание днища и междуэтажных перекрытий. В вертикальном направлении стены оболочки во время подращивания работают на растяжение, вызываемое весом подвешенных, но не затампонируемых колец сборных стеновых элементов. После изготовления днища стены начинают работать на сжатие от вертикальных нагру-

зок. В конструкциях оболочек из тубингов усилия передаются через болты горизонтального стыка. В конструкциях оболочек со сварными швами вертикальную арматуру устанавливают в швах, а сечение полосовых накладок учитывают в расчетном сечении арматуры. Перекрытия опирают на оболочку шарнирно (см. рис. 5.6).

5.3. СТРОИТЕЛЬСТВО ЗАКРЫТЫМ СПОСОБОМ

5.3.1. Горный способ. Различают следующие основные методы разработки грунта (раскрытия сечения выработки): сплошного забоя, уступный, опертго свода, опорного ядра, раскрытия на полный профиль по частям (табл. 5.1) [13].

Грунты разрабатывают:

отбойными молотками или пневматическими лопатами — грунты I...V категории с коэффициентом крепости $f = 1...2$;

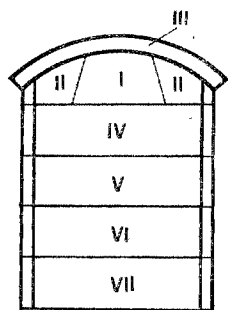
специальными органами, установленными на щитах и тоннелепроходческих машинах, — грунт I...IX категорий с $f = 3...6$;

буровзрывным — грунты V...XI категорий с $f > 2...3$; в грунт забуривают шпуров диаметром 36...42 мм и глубиной 2...4 м, в которые помещают заряды взрывчатого вещества. В результате взрыва грунт разрушается и забой продвигается на 2...4 м. Для бурения шпуров применяют бурильные молотки пневматического, электрического или гидравлического действия, высокочастотные бурильные с частотой ударов до 3500...4000 мин⁻¹, обладающие высокой производительностью и имеющие сравнительно небольшую массу, гидравлические перфораторы, не создающие сильного шума, не загрязняющие атмосферу.

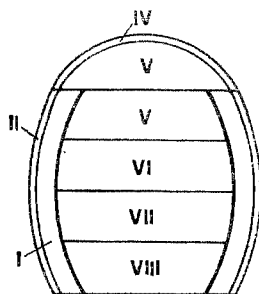
Для повышения производительности перфораторы закрепляют на специальных поддерживающих приспособлениях — механических стойках-подпорках, горизонтальных или вертикальных колонках распорного типа, пневматических подпорках или манипуляторах на погрузочных машинах. В выработках большого сечения применяют буровые рамы.

Грунт грузят электрическими, пневматическими, гидравлическими погрузочными машинами ПНБ-3К, ПНБ-4 или тоннельными экскаваторами (Э-6514, ЭП-1 и др.), а перемещают циклическим (рельсовым или автомобильным) или непрерывным (конвейерным, трубопроводным) транспортом.

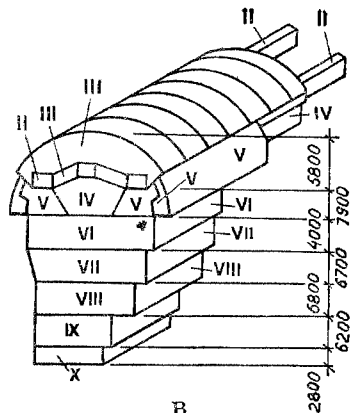
Крупные (камерные) выработки для размещения больших подземных зданий и сооружений производят двумя способами (рис. 5.7): первый — разработка подсводовой части камеры, затем — основного массива (ядра), закрепление стен; второй — создание прорези в грунте по периметру камеры, крепление свода и стен из этой прорези, рыхление грунтового ядра. Первый этап применяют в крепких скальных грунтах, второй — в грунтах средней крепости и мягких, а также при больших пролетах выработок. Причем вышерасположенный участок следует надежно закрепить для обеспечения устойчивости грунта и безопасности рабочих. Грунт необходимо копать с минимальным нарушением массива. Применение контурного



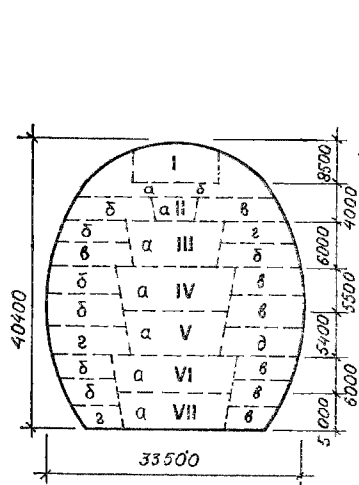
а



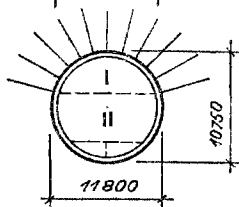
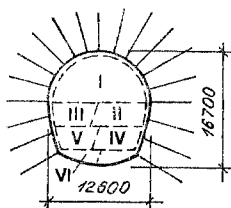
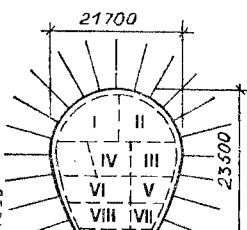
б



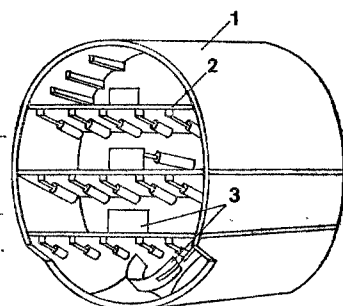
в



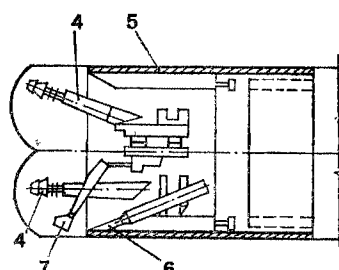
г



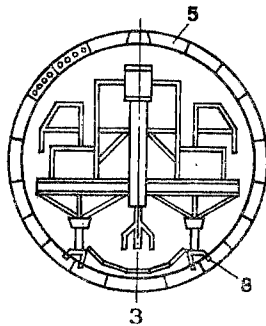
д



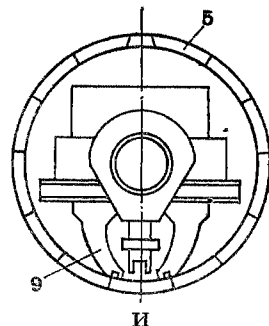
е



ж



з



и

5.1. Методы разработки грунта

Размеры сечения тоннеля	Рекомендуемая длина, м	Последовательность работ	Инженерно-геологическая характеристика
<i>Сплошного забоя</i>			
Высота менее 10 м	Не ограничивается	Бетонирование обделки ведется с отставанием от забоя или после окончания проходки всего сооружения	Скальные грунты, $f_{кр} \geq 4$
<i>Уступный</i>			
Высота более 10 м	То же	Бетонирование свода ведется с отставанием или после окончания проходки	То же, $f_{кр} \geq 4$
Высота менее 10 м	—	Уступ — после окончания бетонирования свода	То же, $f_{кр} = 2...4$
<i>Опертого свода</i>			
Высота и ширина более 5 м	Не более 300 м	Раскрытие сечения по длине производят с интервалами в один — три кольца по 6,5 м. Стены разрабатывают в шахматном порядке	Нескальные и скальные грунты, $f_{кр} = 1...4$, способные воспринять давление от пят свода обделки
<i>Опорного ядра</i>			
Высота и ширина более 8 м	Не более 300 м	Боковые штольни проходят сразу на всю длину тоннеля. Раскрытие верхней части сечения по длине производится с интервалами в два — три кольца по длине	Грунты, не способные воспринять давление от свода обделки
<i>Раскрытие на полный профиль по частям</i>			
Высота и ширина более 5 м	10...30 м	Разработка сечения и бетонирование обделки ведут участками по длине не более чем на одно кольцо. Крепление деревом по мере разработки каждой части сечения	Неводоносные глинистые грунты и супеси при боковом давлении, когда нельзя применить способ опертого свода

Рис. 5.7. Последовательность разработки крупных выработок:

a — с первоначальной разработкой и креплением подводной части; *б* — с устройством прорези по контуру камеры и креплением стен и свода; *в, г* — способом опертого свода; *д* — уступным; *е, ж* — схемы щитов соответственно механизированного с горизонтальными рассекающими полками, с рабочим органом избирательного действия; *з, и* — схемы тубингоукладчиков соответственно рычажного и кольцевого; *1* — корпус щита; *2* — рассекающая полка; *3* — погрузчики; *4* — рабочий орган избирательного действия; *5* — тубинг; *6, 9* — укладчики соответственно рычажный и кольцевой; *7* — ковш; *8* — держатель. Римскими цифрами дана последовательность проведения работ; буквами — последовательность работ в одном уровне.

взрывания — обязательно. В подсводовой части камеры используют способ сближенных зарядов, а в уступах — предварительного щелеобразования.

Подземную камеру удобнее вскрывать с обоих торцов, чтобы организовать работы встречными забоями. Если это требование нельзя выполнить, то необходимо проходить вспомогательные выработки к торцам или к средней части камеры.

Разработку камерных выработок в крепких (скальных) грунтах начинают с верхней части и осуществляют в два этапа или один (при пролете до 20 м). В соответствии со СНиП 3.07.01-85 проходку подсводовой части подземного сооружения пролетом до 20 м в устойчивых крепких скальных породах разрешается выполнять на полное сечение с последующим возведением обделки свода.

Размеры верхней подсводовой части сечения выработки должны обеспечить бесперебойную работу погрузочного и транспортного оборудования, пропуск транспорта и вентиляционных труб под опалубочными агрегатами. Высоту верхней части выработки назначают минимальной в зависимости от габаритов оборудования (6...9 м).

На коротких нарушенных или ослабленных участках грунта можно не бетонировать свод вплотную к забою, а применить двойной набрызг; комбинированную анкерно-набрызг-бетонную крепь.

После взрыва зарядов и оборки кровли на поверхность выработки наносят покрытие из набрызг-бетона толщиной 5 см. После погрузки породы через это покрытие пробуривают шпур, устанавливают анкер и на них навешивают сетку. Через 2...3 сут после первого наносят второй слой набрызг-бетона, доводя общую толщину до 100...150 мм.

В грунтах средней крепости и в мягких разработку ведут способом опертого свода, если грунты способны выдержать давление от пят свода обделки. Используют буровзрывной способ с подработкой отбойными молотками или применяют проходческие комбайны избирательного действия со стреловидным рабочим органом (типа ПК-9р, 4ПП-5 и др.).

Принцип проходки камеры способом опертого свода показан на рис. 5.7, в, г. Порода в подсводовой части рыхлят захватками 3...6 м по длине камеры последовательно или через 2...3 участка и бетонировуют свод. После приобретения бетоном 60 %-ной прочности приступают к разработке следующей захватки.

Уступ, на который опирают кружала свода, создают после достижения бетоном проектной прочности для обделки, воспринимающей полную расчетную нагрузку, и 75 %-ной проектной прочности для обделки, сооружаемой в скальных породах с $f_{кр} = 4$ и выше.

После возведения железобетонного свода по всей длине камеры приступают к разработке породного массива (ядра) сверху вниз уступами высотой до 3 м, также по способу опертого свода, с оставлением берм (целиков породы) вдоль стен для опирания на них вышележащих участков свода или стен. Ширину берм устанавливают по проекту в зависимости от нагрузки.

Рекомендуется бетонировать стены и разрабатывать бермы в пределах каждого уступа в шахматном порядке или одновременно с обеих сторон камеры. Стены крепят в процессе разработки берм.

Бетонирование стен камерных выработок аналогично бетонированию протяженных сооружений с помощью передвижных или переносных секционных опалубок.

Интересно бетонирование сводов крупных подземных сооружений с использованием армокаркасов, представляющих собой полуарки шириной 2 м, выполненные из арматуры в виде сквозных ферм. К их внутренней стороне прикреплена сетчатая тканевая опалубка.

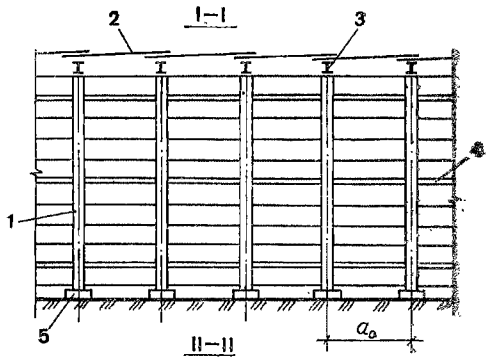
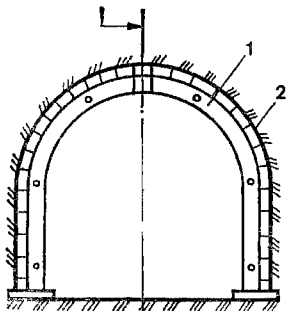
Работы ведут таким образом: разработка породы — комбайном со стреловидным рабочим органом избирательного действия (на отдельных участках возможно применение буровзрывных работ); перегрузка породы с горизонта на горизонт (от ступени к ступени) — бульдозерами или погрузодоставочными машинами на гусеничном или пневматическом ходу; бурение под анкеры — буровыми установками. При нанесении набрызг-бетона используют автосопловщик. Порода экскаватором или мощным ковшовым погрузчиком грузят на автосамосвалы, при этом следует применять высокопроизводительное оборудование (емкость ковша экскаватора или погрузчика составляет 2...3 м³, грузоподъемность автосамосвалов — 20...30 т).

Для улучшения напряженно-деформированного состояния обделки подошву выработки выполняют в виде обратного свода, который бетонировать, замыкая крепь по контуру выработки. Постоянную монолитную бетонную обделку возводят, когда основные деформации набрызг-бетонного покрытия уже произошли.

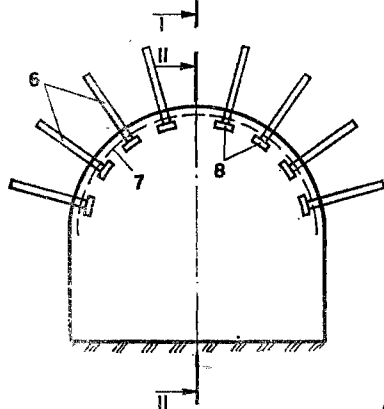
5.3.2. Щитовой способ. Для разработки грунта широко применяют проходческие щиты, представляющие собой передвижную крепь, позволяющую под защитой разрабатывать грунт и возводить обделку. Формы поперечного сечения щитов — круговая, сводчатая, прямоугольная, трапециевидная, эллиптическая и пр. По способу рыхления различают немеханизированные и механизированные щиты. В первом случае грунт разрабатывают вручную или с применением ручных инструментов, во втором все операции полностью механизированы и выполняются специальным рабочим органом. Проходческий щит кругового очертания представляет собой стальной цилиндр, состоящий из ножевого и опорного колец, а также хвостовой оболочки (см. рис. 5.7).

Ножевое кольцо подрезает грунт по контуру выработки и служит для защиты работающих в забое людей. При проходке в мягких грунтах оно имеет уширенную верхнюю часть — аванбек, а в слабых — предохранительный козырек. Опорное кольцо вместе с ножевым — основная несущая конструкция щита. По периметру опорного кольца равномерно располагаются щитовые домкраты, служащие для передвижения агрегата. Хвостовая оболочка закрепляет контур выработки в месте возведения очередного кольца обделки.

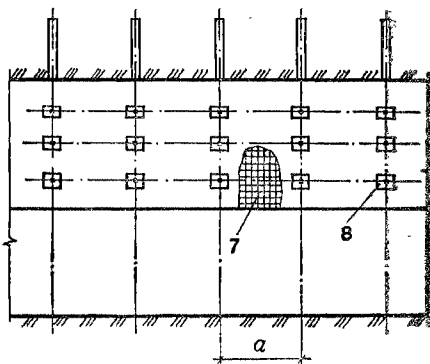
Немеханизированные щиты оснащают горизонтальными и вертикальными перегородками, выдвижными платформами, а также забойными и платформенными домкратами.



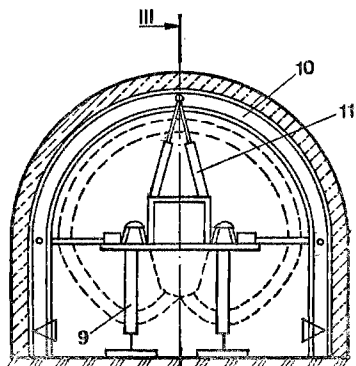
a



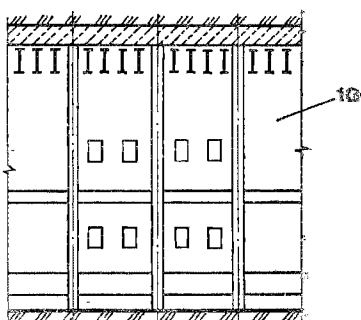
б



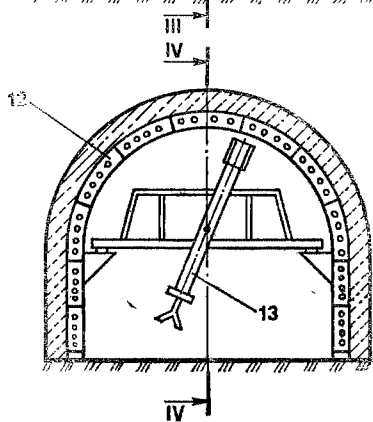
III-III



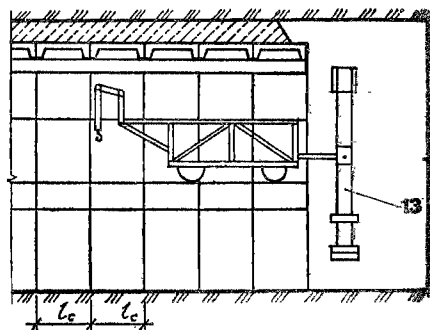
в



IV-IV



г



Работы по щитовой проходке начинают с монтажа щитов и оснащения их необходимым оборудованием. В зависимости от вида подземного сооружения, глубины его заложения и инженерно-геологических условий щиты собирают в открытых выемках или котлованах, опускают целиком через шахтный ствол или внутри камеры либо монтируют в специальных подземных камерах.

Технология щитовой проходки зависит главным образом от типа щита, свойств грунта и вида обделки. При проходке немеханизированными щитами разработку, погрузку и транспортирование грунта производит так же, как при горном способе работ с применением стандартного горнопроходческого оборудования (бурильные молотки, погрузочные машины, вагонетки, электровозы и пр.). Успешно применяют проходческие щитовые комплексы КТ1-5,6; ТЩБ-3, КМ-19, КТ-5,6Б2, которые состоят из щитового агрегата и оборудования для выполнения горнопроходческих, монтажных, гидроизоляционных и вспомогательных работ. Уровень механизации щитовых комплексов достигает 90...95 %, а скорости проходки тоннелей диаметром 5...6 м составляют 300...400 м в месяц и более.

Схемы механизации щитовых работ отличаются способами разработки грунта, крепления кровли и лба забоя, все остальные операции по погрузке и транспортированию грунта, по возведению и гидроизоляции обделки выполняют аналогично. Из забоя щита грунт поступает на магистральный транспортер-перегрузатель, в конце которого помещается бункер с двумя затворами, что позволяет выгружать грунт в вагонетки. На мосту закреплены толкатели нижнего или верхнего действия, при помощи которых перемещаются отдельные вагонетки, тележки с блоками, пневмобетонукладки и т. п.

По мере разработки грунта выработку крепят арочной, анкерной, набрызг-бетонной, комбинированной временной контурной крепью (рис. 5.8). Арочную крепь устраивают из металлических прокатных профилей (двутавры, швеллеры, трубы), изогнутых по контуру выработки. Каждая арка состоит из двух или четырех элементов, соединяемых на болтах. Арки устанавливают с шагом 0,8...1,5 м, опирая на грунт через деревянные подкладки и раскрепляя деревянными или металлическими распорками. Пространство между арками затягивают досками, железобетонными плитами или гофрированными стальными листами. В сводовой части устраивают сплошную затяжку, разбирая ее перед бетонированием.

Крепь устраивают в виде анкеров, расположенных в пробуренных скважинах, «подвешивая» к ненарушенному массиву участок нарушенного грунта; применяют клиновые и распорные металлические анкеры с замковым устройством, железобетонные (набивные, нагнетательные и перфорированные), закрепляемые по всей глубине шпура, сталеполимерные анкеры, закрепляемые в шпурах эпоксид-

Рис. 5.8. Виды временной крепи и опалубки:

а — арочная; *б* — комбинированная; *в*, *г* — опалубки соответственно телескопическая (складывающаяся) и сборно-разборная; *1* — арка; *2* — затяжка; *3* — плиты; *4* — распорки; *5* — основание; *6* — анкер; *7* — сетка; *8* — анкерные крепления; *9* — тележка; *10* — секция опалубки; *11* — домкрат; *12* — тубинг; *13* — рычажный укладчик.

ными или полиэфирными смолами и вступающие в совместную работу с окружающим массивом через 1...2 ч после установки.

В выработках большого размера используют предварительно напряженные анкеры, которые заделывают в донной части шпура цементным раствором и натягивают гидравлическими домкратами. Они вступают в работу до начала деформаций грунтового массива. В последнее время разработаны самозабуривающиеся анкеры с буровой головкой: клиновые, прорезные и полимерные.

Монолитную бетонную обделку возводят чаще всего в инвентарной подвижной телескопической или сборно-разборной опалубке (см. рис. 5.8, в, г).

Подвижную телескопическую опалубку выполняют из отдельных секций длиной $l_c = 2...3$ м, изготовленных из кружальных ребер, покрытых стальными листами. Каждая секция состоит из нескольких элементов, соединенных между собой шарнирами, что позволяет складывать опалубку и перевозить под установленными секциями. Все секции опалубки перемещаются на одной монтажной тележке, оснащенной домкратами и лебедками. После установки очередной секции в проектное положение ее на болтах присоединяют к ранее установленной.

Сборно-разборная опалубка состоит из отдельных сварных элементов по типу тубингов, соединяемых между собой болтами. Монтаж и демонтаж секций производят одним или двумя рычажными агрегатами (укладчиками).

Сборные обделки при щитовой проходке монтируют тубинго- и блокоукладчиками. Они имеют электрический, пневматический, гидравлический или комбинированный привод, размещаются непосредственно на щите или на специальной тележке и делятся на укладчики рычажного, дугового (кольцевого) и кассетного типа. Укладчики рычажного типа состоят из телескопического рычага с выдвижной балкой, который может поворачиваться вокруг центральной оси щита (см. рис. 5.8). Совмещение погрузочных и монтажных операций достигается за счет использования рычажных укладчиков с полым валом, через который проходит конвейер для выдачи разработанного грунта за пределы щита. Применяют двурукие укладчики с полым валом, размещенные на тележке с роликовыми опорами, а также балочного типа с рычагом П-образной формы.

Обделки монтируют снизу вверх. Очередной блок закрепляют на выдвижной балке, поднимают обделку к облочке, а после передвижки щита обжимают обделку в грунт. Укладчики дугового и кольцевого типа позволяют монтировать блоки массой до 5...6 т.

Укладчик кассетного типа, используемый для обычных и обжатых в грунт обделок, состоит из двух колец: неподвижного, соединенного со щитом гидравлическими домкратами, и вращающегося (кассеты). Блоки обделки поочередно укладываются на выдвижные балки и переносятся вращающейся кассетой в проектное положение с последующим обжатием стыков.

Для возведения монолитно-прессованных обделок используют шарнирно-складывающуюся опалубку, перестановщик опалубки на

специальной тележке, бетоноукладочные установки, прессующее и распорное кольца.

Применяют щитовые комплексы типа ТЩБ с различными способами прессования бетонной смеси. При проходке в песчаных, песчано-глинистых и мягких глинистых грунтах бетонную смесь прессуют на участке хвостовой оболочки щита. После установки очередной секции опалубки через прессующее кольцо по бетонопроводу укладывают бетонную смесь, которую прессуют щитовыми домкратами под давлением 2...4 МПа при передвижке щита. При проходке в скальных грунтах механизированными щитами бетонную смесь укладывают непосредственно на грунт и прессуют захватками по 35, 36 и 30 см при неподвижном щите. Чтобы не повредить при этом рабочий орган щита, корпус его упирают в забой специально установленными гидравлическими домкратами, расположенными соосно со щитовыми.

В процессе проходки тоннелей щитовым способом выполняют работы по нагнетанию и гидроизоляции обделки, что способствует предотвращению осадок вышележащего грунтового массива, обеспечивает совместную работу обделки с окружающим грунтом.

Для разработки полускальных (иногда — скальных) грунтов применяют тоннелепроходческие машины (ТПМ). При использовании ТПМ в меньшей степени, чем при буровзрывном способе, нарушается сплошность грунтового массива, уменьшается опасность вывалов, осадок.

5.4. СПЕЦИАЛЬНЫЕ СПОСОБЫ УКРЕПЛЕНИЯ МАССИВА

Цементацию, глинизацию, силикатизацию, смолизацию и замораживание используют в сложных инженерно-геологических и гидрогеологических условиях для укрепления массивов грунта перед его разработкой (рис. 5.9). Способ укрепления применяют в зависимости от минералогического состава грунта, степени водопроницаемости, физико-механических свойств, степени агрессивности грунтовых вод (табл. 5.2).

5.2. Области применения способов укрепления

Способ укрепления	Породы	Коэффициент фильтрации, см/с
Цементация	Крупнозернистые, аллювиальные отложения, гравий, трещиноватые породы с раскрытием трещин от 0,1 мм и более	$10^{-1} \dots 10^{-3}$
Глинизация	Среднезернистые пески, породы с трещинами более 0,05...1,00 мм	$10^{-3} \dots 10^{-6}$
Силикатизация и смолизация	Мелкозернистые пески, пористый песчаник, трещиноватые породы	$10^{-4} \dots 10^{-6}$
Замораживание	Слабые неустойчивые водоносные грунты (кроме сильно закарстованных)	$\leq 5 \cdot 10^{-1}$

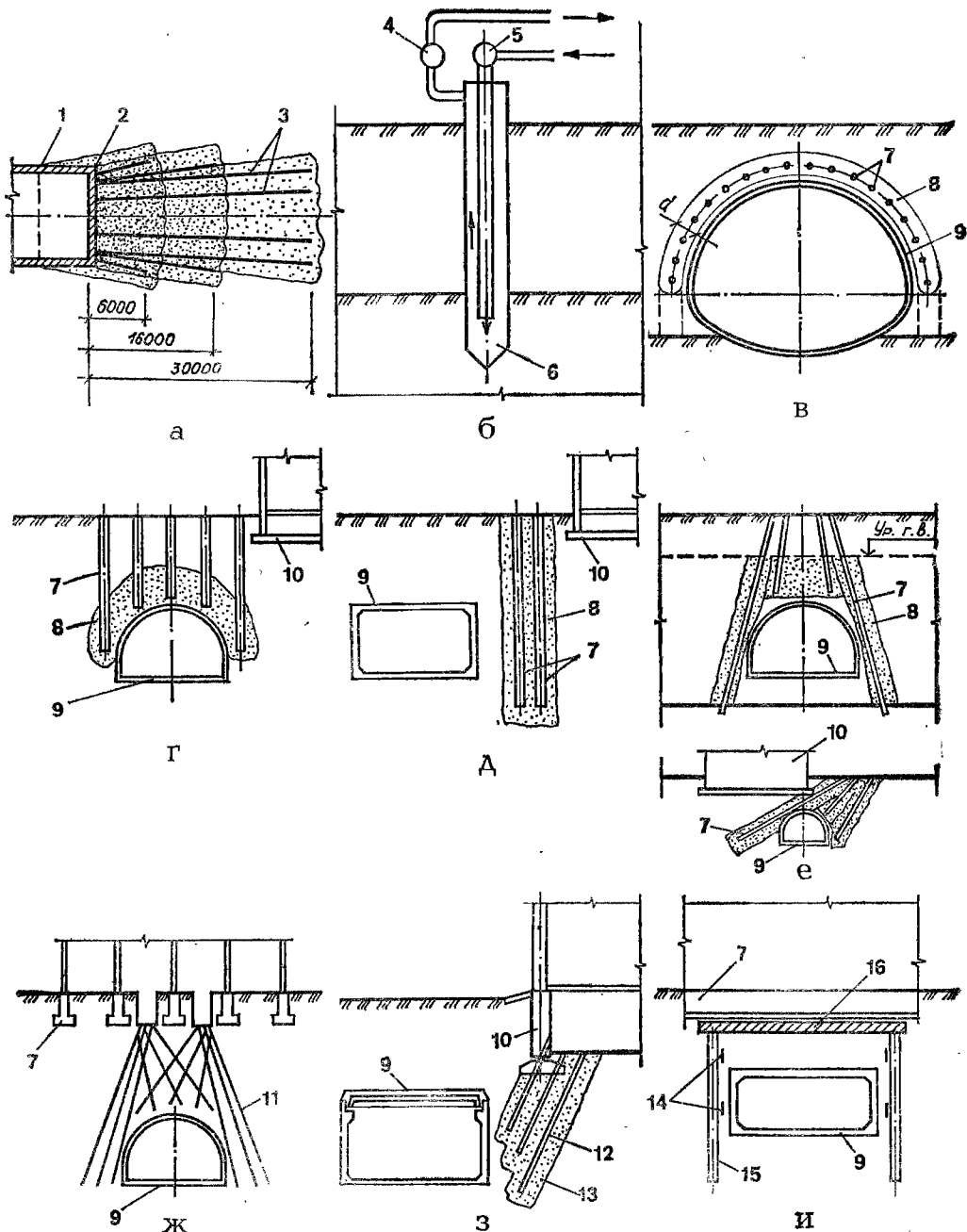


Рис. 5.9. Специальные методы укрепления массива и конструктивные меры по обеспечению сохранности зданий:

а — цементация; *б* — замораживание; *в* — льдогрунтовые ограждения; *г...е* — то же, при сооружении объектов вблизи существующих зданий; *ж* — защитный «зон» из корневищных свай; *з* — закрепление массива грунта под зданием; *и* — устройство разгружающей плиты; 1 — тоннель; 2 — торец тоннеля; 3 — цементационные скважины; 4, 5 — соответственно удаление и подача рассола; 6, 7 — замораживающие соответственно колонка и скважины; 8 — льдогрунтовое ограждение; 9 — подземное сооружение; 10 — существующее здание; 11 — сваи; 12 — скважины; 13 — укрепленный грунт; 14 — анкеры; 15 — стена в грунте; 16 — разгружающая плита.

Укрепление грунта цементацией заключается в нагнетании цементного или цементно-песчаного раствора в скважины, пробуренные на длину 30...40 м в виде расходящегося конуса в направлении сооружаемого здания.

Цементация образует уплотненный массив с более высокими прочностными и противифльтрационными характеристиками по сравнению с незакрепленным. Для цементации применяют портланд- и шлакопортландцемент, глиноземистый и тампонажный цемент и др. Выбор цемента в основном зависит от геолого-минералогических условий среды, агрессивности воды, назначения и требований к цементационным работам.

В практике подземного строительства применяют и другие способы закрепления, например электрохимические — электроосмос, электрофорез и электролиз. Одновременно с электрообработкой грунтов нагнетают цемент, известь, гипс и другие материалы. В плавунных грунтах эффективен термический способ закрепления, основанный на спекании грунта под действием высоких температур. Получает распространение газовая силикатизация, при которой жидкое стекло отверждается углекислым газом.

Для закрепления трещиноватых и кавернозных скальных и полускальных грунтов, а также крупнообломочных гравелисто-галечниковых отложений применяют тампонаж. Вода из трещин и пустот вытесняется тампонажным раствором, а грунт превращается в водонепроницаемый монолит. В зависимости от размеров трещин и пор, а также от скорости движения подземных вод тампонируют цементным (цементация), глинистым (глинизация) растворами или битумной эмульсией (битумизация).

Предварительное замораживание водоносных грунтов основано на их свойстве приобретать высокую механическую прочность и водонепроницаемость под действием низких температур. В процессе замораживания грунтовая вода замерзает, превращаясь в лед, который прочно связывает грунты. Замороженные грунты, насыщенные водой на 30...40 %, обладают наибольшей прочностью. Льдогрунтовый массив защищает выработку от прорыва воды при последовательной проходке сл.с.хного участка.

Замораживают грунт за счет теплообмена при циркуляции холодоносителя в замораживающих трубчатых колонках, устанавливаемых впереди забоя в толще грунта.

В качестве хладагента используют жидкие азот, аммиак или углекислоту; холодоноситель, циркулирующий в замораживающих колонках, раствор хлористого кальция (рассол) с удельной массой 1,25 при рабочей отрицательной температуре от -20 до -25 °С.

Рассольный способ замораживания грунтов требует применения сложного оборудования, процесс образования мерзлотной завесы длителен. Поэтому все шире внедряют безрассольный способ, основанный на получении холода за счет испарения сжиженных газов (азот, пропан, фреон-12, фреон-22, аммиак) в замораживающих скважинах. Преимущества способа: сокращение времени замораживания, повышение прочности льдогрунтового ограждения, обеспечение

взрыво- и пожаробезопасности, уменьшение теплопотерь, снижение энергии на циркуляцию рассола, исключение прорывов в мерзлотной завесе.

При больших объемах работ вначале применяют безрассольное замораживание с последующим применением рассольно-циркуляционного способа.

Смолизация рациональна для закрепления слабых грунтов, имеющих коэффициент фильтрации $0,3 \dots 10$ м/сут, и заключается в нагнетании в грунт жидких органических крепителей на основе синтетических смол (карбамидно-мочевинно-формальдегидных, мочевино-формальдегидных и др.), которые после добавления отвердителя полимеризуются и создают прочный и водонепроницаемый объем грунта вокруг подземного сооружения.

Наиболее широко применяют мочевино-формальдегидные смолы МФ-17 и $40 \dots 50$ %-ный раствор карбамидной смолы — крепитель-М, имеющие время гелеобразования $30 \dots 35$ мин и прочность не менее 1 МПа. Для закрепления мелкозернистых водонасыщенных песков с коэффициентами фильтрации менее 1 м/сут используют растворы карбамидной смолы. В качестве отвердителей служат $3 \dots 5$ %-ные растворы соляной, серной, фосфорной, щавелевой кислот, персульфат аммония, солянокислый анилин и др.

Для проверки водонепроницаемости химически закрепленного массива грунтов проходят шурфы или пробуривают контрольные скважины, в которые через инъекторы нагнетают воду, определяя удельное водопоглощение. Применяют также геофизические методы контроля радиуса распространения и монолитности закрепленного грунтового массива.

Смолизацию успешно применяют при строительстве различных городских подземных сооружений в несвязных водонасыщенных грунтах вблизи фундаментов зданий и подземных коммуникаций. Стоимость закрепления 1 м³ грунта смолизацией не превышает стоимости закрепления способом двухрастворной силикатизации.

При глинизации применяют то же оборудование и приемы работы, что и при цементации. Глинизацию используют в трещиноватых и кавернозных грунтах с малым притоком грунтовых вод для борьбы с обводненностью выработок, применяя глинистые суспензии, цементно-глинистые и глиносиликатные растворы. Этот метод эффективен при удельном водопоглощении пород $0,1 \dots 100$ л/мин. Наилучший материал для глинизации — цементно-глинистые растворы, которые более стабильны, дают меньшую усадку.

Для приготовления глиносиликатных растворов используют высокодисперсные бентониты и местные глины, для глинистых суспензий — местные глины и суглинки плотностью $1,2 \dots 1,45$ г/см³, распылом — $18 \dots 26$ см; массовая доля глины в цементно-глинистых растворах — $50 \dots 150$ %.

5.5. ОБЕСПЕЧЕНИЕ СОХРАННОСТИ НАЗЕМНЫХ ЗДАНИЙ И ОГРАНИЧЕНИЕ ДЕФОРМАЦИЙ ГРУНТА

При возведении подземных зданий и сооружений необходимо предусмотреть ряд профилактических и конструктивных мер для обеспечения нормальной эксплуатации зданий, находящихся в районе муьды сдвижения (при ожидаемых наклонах более 3 мм/м, радиусах кривизны менее 20 км и горизонтальных деформациях более 1 мм/с).

Профилактические меры должны обеспечить повышенную жесткость конструкций наземных зданий, чтобы они могли воспринять дополнительные деформационные воздействия, или создать их повышенную гибкость, чтобы в них не возникали дополнительные усилия при деформациях основания.

Конструктивные меры заключаются в следующем:

при расположении подземного здания под существующими фундаментами надо разделить наземное здание на отдельные блоки осадочными швами; усилить поясами, тяжами; выполнить плитный или коробчатый жесткий фундамент; подвести защитный «зонт» из свай, например корневидных;

если подземное здание расположено рядом с существующим наземным, то можно устроить разгружающую стену в грунте; закрепить массив грунта под фундаментом, чтобы основание массива было ниже подошвы подземного.

При проектировании подземного здания необходимо предусмотреть планировочные, конструктивные и технологические меры по обеспечению устойчивости массива грунта и ограничению деформаций дневной поверхности.

Планировочные меры состоят в проектировании расположения подземного здания в плане, чтобы деформации грунта при его возведении минимально влияли на существующие здания и сооружения. Рекомендуются размещать здания под скверами, парками, площадями, магистралями и другими малозастроенными участками, вдали от ответственных и уникальных объектов, памятников.

Конструктивные меры характеризуются проектированием обделок, менее всего влияющих на потерю устойчивости грунта: обжатых распором в грунт, из прессованного набрызг-бетона.

Эти обделки возводят без зазора с контуром выработки, что исключает первичное нагнетание тампонажной смеси и обеспечивает совместную работу с окружающим грунтом, ограничивая его деформации. Так как до 50 % распорного усилия тратится на упругое обжатие самой обделки, нужна более полная передача усилий на грунт.

Технологические меры касаются последовательности и технологии разработки грунта в забое и крепления выработки. При ведении работ параллельно несколькими забоями необходимо соблюдать строгую очередность их раскрытия, что обеспечивает плановое развитие сдвижений и деформаций грунтового массива и поверхности земли. Следует ограничивать глубину заходки, не допускать пере-

боров грунта в забое, быстро и тщательно крепить выработку, своевременно и качественно нагнетать тампонажную смесь за обделку. При проходке подземных выработок горным способом в нарушенных скальных и полускальных грунтах исключают или ограничивают буровзрывные работы, особенно при заложении подземного сооружения на небольшой глубине под застроенной территорией, применяют тоннелепроходческие машины, крепят грунтовый массив набрызг-бетоном, стальными и сталеполимерными анкерами.

Нормативные значения удельного сцепления c_n , кПа (кгс/см²), угла внутреннего трения φ_n , град, и модуля деформации E , МПа (кгс/см²), песчаных грунтов четвертичных отложений (СНиП 2.02.01-83)

Виды грунтов	Характеристика	Коэффициент пористости e			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистые и крупные	c_n	2 (0,02)	1 (0,01)	—	—
	φ_n	43	40	38	—
	E	50 (500)	40 (400)	30 (300)	—
Средней крупности	c_n	3 (0,03)	2 (0,02)	1 (0,01)	—
	φ_n	40	38	35	—
	E	50 (500)	40 (400)	30 (300)	—
Мелкие	c_n	6 (0,06)	4 (0,04)	2 (0,02)	—
	φ_n	38	36	32	28
	E	48 (480)	38 (380)	28 (280)	18 (180)
Пылеватые	c_n	8 (0,08)	6 (0,06)	4 (0,04)	2 (0,02)
	φ_n	36	34	30	26
	E	39 (390)	28 (280)	18 (180)	11 (110)

Нормативные значения удельного сцепления c_n , кПа (кгс/см²), и угла внутреннего трения φ_n , град, пылевато-глинистых нелессовых грунтов четвертичных отложений (СНиП 2.02.01-83)

Виды грунтов	Пределы нормативных значений показателя текучести I_L (включительно)	Характеристика	Коэффициент пористости e						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супеси	До 0,25	c_n	21 (0,21)	17 (0,17)	15 (0,15)	13 (0,13)	—	—	—
		φ_n	30	29	27	24	—	—	—
	Более 0,25 до 0,75	c_n	19 (0,19)	15 (0,15)	13 (0,13)	11 (0,11)	9 (0,09)	—	—
		φ_n	28	26	24	21	18	—	—
Суглинки	До 0,25	c_n	47 (0,47)	37 (0,37)	31 (0,31)	25 (0,25)	22 (0,22)	19 (0,19)	—
		φ_n	26	25	24	23	22	20	—
	Более 0,25 до 0,5	c_n	39 (0,39)	34 (0,34)	28 (0,28)	23 (0,23)	18 (0,18)	15 (0,15)	—
		φ_n	24	23	22	21	19	17	—
	Более 0,5 до 0,75	c_n	—	—	25 (0,25)	20 (0,20)	16 (0,16)	14 (0,14)	12 (0,12)
		φ_n	—	—	19	18	16	14	12
Глины	До 0,25	c_n	—	81 (0,81)	68 (0,68)	64 (0,64)	47 (0,47)	41 (0,41)	36 (0,36)
		φ_n	—	21	20	19	18	16	14
	Более 0,25 до 0,5	c_n	—	—	57 (0,57)	50 (0,50)	43 (0,53)	37 (0,37)	32 (0,32)
		φ_n	—	—	18	17	16	14	11
	Более 0,5 до 0,75	c_n	—	—	45 (0,45)	41 (0,41)	36 (0,36)	33 (0,33)	32 (0,32)
		φ_n	—	—	15	14	12	10	7

Нормативные и расчетные сопротивления бетона (СНИП 2.03.01-84*)

Вид сопротив- ления	Бетон	Нормативные $R_{bн}$, $R_{btн}$ и расчетные $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$ сопротивления бетона для предельных состояний второй группы при классе бетона по прочности на сжатие															
		$B_{3,5}$	B_5	$B_{7,5}$	B_{10}	$B_{12,5}$	B_{15}	B_{20}	B_{25}	B_{30}	B_{35}	B_{40}	B_{45}	B_{50}	B_{55}	B_{60}	
Сжатие осе- вое (призм- ная проч- ность) R_b Растяжение осевое R_{bt}	Тяжелый и мелкозерни- стый	2,7	3,5	5,5	7,5	9,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0	
		0,39	0,55	0,70	0,85	1,00	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50	
	Мелкозерни- стый групп. А Б В	0,39	0,55	0,70	0,85	1,00	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,10	—	—	—	—	
		0,26	0,40	0,60	0,70	0,85	0,95	1,15	1,35	1,50	—	—	—	—	—	—	
		—	—	—	—	—	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,10	2,20	2,30	2,40	2,50	

Расчетные сопротивления бетона (СНИП 2.03.01-84*)																
Виды сопро- тивления	Бетон	Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} при классе бетона по прочности на сжатие														
		$B_{3,5}$	B_5	$B_{7,5}$	B_{10}	$B_{12,5}$	B_{15}	B_{20}	B_{25}	B_{30}	B_{35}	B_{40}	B_{45}	B_{50}	B_{55}	B_{60}

Расчетные сопротивления бетона (СНИП 2.03.01-84*)

Виды сопротивления	Бетон	Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} при классе бетона по прочности на сжатие														
		B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призмочная прочност) R_b	Гяжелый и мелкозернистый	2,1	2,8	4,5	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
	Тяжелый	0,26	0,37	0,48	0,57	0,66	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	1,45	1,55	1,60	1,65
Растяжение осевое R_{bt}	Мелкозернистый групп;															
	А	0,26	0,37	0,48	0,5	0,66	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	—	—	—	—
	Б	0,17	0,27	0,40	0,47	0,57	0,64	0,77	0,99	1,00	—	—	—	—	—	—
	В	—	—	—	—	—	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	1,45	1,55	1,60	1,65

1. *Материалы XXVII съезда Коммунистической партии Советского Союза.*— М. : Политиздат, 1986.— 352 с.
2. *Абашидзе Г. С.* Современные методы гидроизоляции подземных сооружений.— Тбилиси : ГрузНИИТИ, 1979.— 17 с.
3. *Байцур А. И.* Заглубленные сооружения промышленных предприятий.— К. : Будівельник, 1984.— 81 с.
4. *Банин Л. А.* Специальные методы строительства заглубленных помещений в сложных инженерно-геологических условиях.— М. : ЦБНТИ, 1983.— 40 с.
5. *Бульчев Н. С.* Механика подземных сооружений.— М. : Недра, 1982.— 270 с.
6. *Голубев Г. Е.* Подземная урбанистика.— М. : Стройиздат, 1979.— 231 с.
7. *Келеме Н. Я., Вайда З.* Город под землей.— М. : Стройиздат, 1985.— 248 с.
8. *Клепиков С. Н.* Новая методика расчета стен заглубленных сооружений // Пром. стр-во и инж. сооружения.— 1987.— № 4.— С. 32—33.
9. *Коваль В. С., Олеская А. В.* Многопролетные многоярусные подземные сооружения в крупном городе в городской застройке.— М. : МГЦНТИ, 1985.— 23 с.
10. *Корневская Е. И., Кирьянова Н. С.* Гигиенические аспекты использования подземного пространства городов // Комплексное освоение подземных пространств городов.— К. : Будівельник, 1973.— С. 20—27.
11. *Курленя М. В., Миренков В. Е.* Методы расчета подземных сооружений.— Новосибирск : Наука, 1986.— 230 с.
12. *Лернер В. Г.* Организация подземных пространств крупных городов.— М. : ГосИНТИ, 1975.— 33 с.
13. *Маковский Л. В.* Городские подземные транспортные сооружения.— М. : Стройиздат, 1985.— 439 с.
14. *Мишаков В. А., Ряук В. Ф.* Исследование и расчет несущей способности инъекционных грунтовых анкеров // Основания, фундаменты и механика грунтов.— № 2.— 1989.— С. 6—8.
15. *Мостков В. М.* Подземные сооружения большого сечения.— М. : Недра, 1974.— 320 с.
16. *Об утверждении Основ законодательства Союза ССР и союзных республик о недрах: Закон СССР // Решения партии и правительства по хозяйственным вопросам.*— М., 1976.— Т. 10.— С. 467—486.
17. *Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика / Под ред. Е. А. Сорочана.*— М. : Стройиздат, 1985.— 497 с.
18. *Оуэн О. С.* Охрана природных ресурсов: Пер. с англ.— М. : Колос, 1977.— 9 с.
19. *Об утверждении основ земельного законодательства Союза ССР и союзных республик: Закон СССР // Решения партии и правительства по хозяйственным вопросам.*— М., 1969.— Т. 7.— С. 198—221.
20. *Оглоблин В. Ф., Ильницкий К. Н.* Подземные этажи.— Донецк : Донбасс, 1978.— 143 с.
21. *Папернов М. Ш., Зильберборд А. Ф.* Производственные и складские объекты в горных выработках.— М. : Стройиздат, 1984.— 183 с.
22. *Петренко В. И.* Цельносекционные обделки из напрягающего бетона в метро-строении // Бетон и железобетон.— 1987.— № 9.— С. 17—18.
23. *Подземные гидротехнические сооружения / В. М. Мостков, В. А. Орлов, П. Д. Степанов и др.*— М. : Высш. шк., 1986.— 464 с.

24. Сегединов А. А. Методология определения экономической эффективности использования подземного пространства городов // Комплексное освоение подземного пространства городов.— К. : Будівельник, 1973.— С. 10—20.
25. Смординов М. И. Подземная урбанистика.— М. : Знание, 1983.— 47 с.
26. Смирнов М. И., Голицынский Д. М., Мельников Л. Л. Строительство подземных сооружений с использованием камуфлетных взрывов.— М. : Недра, 1981.— 212 с.
27. Смирнов С. Б., Сеитов Б. М. Метод расчета сборных перекрытий в стадии предельного равновесия с учетом сил трения // Строит. механика.— № 5.— 1986.— С. 16—20.
28. Стерлинг Р. Проектирование и строительство заглубленных гражданских зданий.— М. : Стройиздат, 1986.— 250 с.
29. Стерлинг Р. Проектирование заглубленных жилищ.— М. : Стройиздат, 1983.— 193 с.
30. Тетиор А. Н., Феклин В. И., Сургуев В. Г. Проектирование фундаментов.— К. : Будівельник, 1981.— 206 с.
31. Тетиор А. Н. Проектирование и сооружение экономичных конструкций фундаментов.— К. : Будівельник, 1975.— 201 с.
32. Тетиор А. Н. Подпорные стены для транспортного строительства.— М. : Транспорт, 1987.— 96 с.
33. Трегубова М. К., Курганская Л. В. Защищенные землей общественные здания и сооружения.— М. : ЦНТИ, 1986.— 44 с.
34. Швецов П. Ф., Зильберборд А. Ф. Под землю, чтобы сберечь землю.— М. : Наука, 1983.— 144 с.
35. Blay W., Benseman K. Stadtebauliche Forschung.— Bonn : Auflage für Raumordnung, 1972.— 246 s.
36. Boyer L. L. Passive energy design and habitability aspects of earth-sheltered housing in Oklahoma // Underground Space.— 1980.— V. 4 — No. 6.— P. 333—339.
37. Forum des Halles in Paris // Detail.— 1982.— No. 1. — S. 17—22.
38. Jones L. Earth-intergrated farm buildings // Concrete Construction.— 1983.— V. 28.— No. 3.— P. 229—231.
39. Laszlo G. Multnomah country maintenance and operations facility // Journal of Prestressed Concrete Institute.— 1981.— V. 26.— No. 5.— P. 66—81.
40. Laufer A. Economic comparison of prefabricated box and onsite reinforced concrete casting construction methods // Underground Space.— 1985.— V. 9.— No. 1.— P. 41—44.
41. Langley J. The Barrel Shell Structural Rethinking in Earth-Sheltered Design // Underground Space.— 1980.— V. 2.— P. 92—101.
42. L'Edifice La Larentienne // Batiment.— 1985.— No. 3.— P. 12—13.
43. Massive roof for Moscone Center // Concrete products.— 1980.— V. 83.— No. 10.— P. 56.
44. San Francisco's hidden beauty // Concrete products.— 1982.— V. 85.— No. 9 — P. 22—28.
45. Simmons L. Post-tensioning: it makes sense for earth-sheltered homes // Concrete Construction.— 1981.— V. 26.— No. 2.— P. 105—109.
46. «Urban under unit» promoted in Japan // Underground Space.— 1980.— V. 5.— No. 2.— P. 69—70.
47. Wolff R. Hauser am Hang.— Munchen : Galloway, 1975.— 120 s.

СПИСОК РЕКОМЕНДУЕМЫХ НОРМАТИВНЫХ МАТЕРИАЛОВ

48. Бетонные и железобетонные конструкции: СНиП 2.03.01-84*.— М., 1990.— 80 с.
49. Инструкция по проектированию и устройству гидроизоляции тоннелей метрополитенов, сооружаемых открытым способом: ВСН 104-79. Оргтрансстрой.— М., 1979.— 37 с.
50. Мосты и трубы: СНиП 2.05.03-84.— М., 1985.— 197 с.
51. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85.— М., 1987.— 36 с.

52. *Основания зданий и сооружений*: СНиП 2.02.01-83.— М., 1984.— 39 с.
53. *Свайные фундаменты*: СНиП 2.02.03-85.— М., 1986.— 44 с.
54. *Туннели железнодорожные, автодорожные и гидротехнические. Метрополитены*: СНиП III-44-77.— М., 1977.— 72 с.
55. *Рекомендации по применению глинистоцементного раствора при устройстве подземных конструкций способом «стена в грунте»* // ВНИИОСП.— М.: Стройиздат, 1984.— 18 с.
56. *Рекомендации по размещению инженерных сооружений и объектов культурно-бытового и коммунального назначения в подземных пространствах крупных городов и предложения по их номенклатуре* / ЦНИИГрадостроительства.— М.: ЦНТИ гражданского строительства, 1970.— 167 с.
57. *Рекомендации по технологии строительства подземных сооружений способом «стена в грунте»* / ВНИИГС.— М.: ЦБНТИ, 1972.— 46 с.
58. *Руководство по проектированию железобетонных пространственных конструкций покрытий и перекрытий* / НИИЖБ.— М.: Стройиздат, 1979.— 421 с.
59. *Руководство по проектированию опускных колодцев, погружаемых в тиксотропной рубашке* / Харьковский Промстройинипроект.— М.: Стройиздат, 1979.— 48 с.
60. *Руководство по проектированию коммуникационных тоннелей и каналов* / ЦНИИпромзданий.— М.: Стройиздат, 1979.— 70 с.
61. *Руководство по проектированию подземных горных выработок и расчету креплений* / ВНИИ горной механики.— М.: Недра, 1983.— 93 с.
62. *Руководство по проектированию подпорных стен и стен подвалов для промышленного и гражданского строительства* / ЦНИИпромзданий.— М.: Стройиздат, 1984.— 117 с.
63. *Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций* / НИИЖБ.— М.: Стройиздат, 1975.— 193 с.
64. *Руководство по составлению схем комплексного использования подземного пространства крупных городов* / ЦНИИГрадостроительства.— М.: Стройиздат, 1976.— 76 с.
65. *Руководство по проектированию и технологии устройства анкеров подземных сооружений* / ВНИИГС, ЦНИИС.— М.: Стройиздат, 1978.— 23 с.
66. *Руководство по проектированию фундаментов оборудования и сооружений подземного хозяйства прокатных и трубных цехов* / ЦНИИпромзданий.— М.: Стройиздат, 1985.— 70 с.
67. *Указания по проектированию эксплуатируемых покрытий пристроенных подземных сооружений в Москве* / Главмосстрой, НИИМосстрой, Моспроект-1.— М., 1984.— 24 с.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение	3
1. Общие вопросы подземного строительства	6
1.1. Регламентация основных положений по использованию недр для размещения зданий и сооружений	6
1.2. Классификация подземных зданий и сооружений	7
1.3. Влияние вида и состояния грунта на конструктивные решения	10
1.4. Защита от внешних воздействий	12
1.5. Материалы для подземных конструкций	18
1.6. Техничко-экономическая эффективность подземных зданий	21
2. Конструктивные решения производственных зданий	25
2.1. Одноэтажные здания	27
2.2. Многоэтажные здания	43
2.3. Особенности конструкций	53
3. Конструктивные решения жилых и общественных зданий	59
3.1. Конструкции жилых зданий	60
3.2. Конструкции общественных зданий	80
4. Особенности расчета и конструирования подземных конструкций	83
4.1. Нагрузки	84
4.2. Расчет конструкций, возводимых открытым и опускным способами	93
4.3. Расчет конструкций при закрытом способе производства работ	112
4.4. Расчет конструкций из армированного грунта и облегченных подпорных стен	120
5. Технология возведения подземных зданий и сооружений	128
5.1. Строительство открытым способом	129
5.2. Строительство опускным способом	144
5.3. Строительство закрытым способом	149
5.4. Специальные способы укрепления массива	157
5.5. Обеспечение сохранности наземных зданий и ограничение деформаций грунта	161
Приложение	162
Список рекомендуемой литературы	164
Список рекомендуемых нормативных материалов	165

ББК 38.78—02

Т37

УДК 624.1

Библиотека основана в 1974 году

Рецензенты: *д-р техн. наук* Е. А. Сорочан, *канд. техн. наук* Л. К. Гинзбург

Редакция литературы по строительным конструкциям, материалам и изделиям

Зав. редакцией А. А. Петрова

Редактор В. А. Шевчук

Тетиор А. Н., Логинов В. Ф.

Т37 Проектирование и строительство подземных зданий и сооружений.— К. : Будивэльнык, 1990.— 168 с.: ил.— (Б-ка строителя).

ISBN 5-7705-0319-X.

Систематизированы материалы по выбору оптимальных конструктивных решений и способов защиты конструкций в зависимости от инженерно-геологических условий. Приведены особенности расчета и проектирования, способы возведения подземных зданий и сооружений в условиях существующей застройки, технико-экономическая эффективность принятых решений.

Для специалистов проектных и строительных организаций.

Т $\frac{3308000000-032}{М203(04)-90}$ 27-90

ББК 38.78—02

ISBN 5-7705-0319-X

© Тетиор А. Н., Логинов В. Ф., 1990

Производственное издание

БИБЛИОТЕКА СТРОИТЕЛЯ

**Тетиор Александр Никанорович,
Логинов Виталий Фомич**

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ И СТРОИТЕЛЬСТВО
ПОДЗЕМНЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**

Художественный редактор *Б. В. Сушко*
Технический редактор *О. Г. Манилова*
Корректор *Л. И. Римаренко*

ИБ № 3075

Сдано в набор 03.11.89. Подписано в печать 14.02.90. БФ 05524. Формат 60×90¹/₁₆. Бумага типографская № 3. Гарнитура литературная. Печать высокая. Усл. печ. л. 10,5. Усл. кр.-отт. 11. Уч.-изд. л. 11,65. Тираж 6000 экз. Заказ № 9—1583. Цена 70 к.

Издательство «Будивэльнык». 252053 Киев, ул. Обсерваторная, 25

Отпечатано с матриц Головного предприятия республиканского производственного объединения «Полиграфкнига». 252057 Киев, ул. Довженко, 3 на Киевской фабрике печатной рекламы им. XXVI съезда КПСС. 252067 Киев, ул. Выборгская, 84.