

Министерство образования и науки Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное образовательное
учреждение высшего профессионального образования
«Пермский национальный исследовательский
политехнический университет»

А.Б. ПОНОМАРЕВ, Ю.Л. ВИННИКОВ

ПОДЗЕМНОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО

Утверждено

*Редакционно-издательским советом университета
в качестве учебного пособия*

Издательство
Пермского национального исследовательского
политехнического университета
2014

УДК 624.15,624.19

П56

Рецензенты:

д-р техн. наук, проф. *Б.С. Баталин*
(Пермский национальный исследовательский
политехнический университет);
д-р техн. наук, проф. *И.П. Бойко*
(Киевский национальный университет
строительства и архитектуры);
канд. техн. наук, проф. *Н.В. Корниенко*
(Киевский национальный университет
строительства и архитектуры)

Пономарев, А.Б.

П56 Подземное строительство: учеб. пособие / А.Б. Пономарев, Ю.Л. Винников. – Пермь: Изд-во Перм. нац. исслед. политехн. ун-та, 2014 – 262 с.

ISBN 978-5-398-01233-0

Освещены основные тенденции и проблемы использования подземного пространства больших городов и мегаполисов. Дана классификация подземных сооружений, представлены их основные конструктивные схемы и решения, а также требования к строительным материалам и конструкциям. Изложены общие положения по проектированию и строительству подземных сооружений различного назначения: гаражей, жилищ, тоннелей, хранилищ, складов, холодильников, убежищ и т.п. Особое внимание уделено элементам и сооружениям городской урбанистики с точки зрения освоения и реконструкции подземного пространства. Описаны современные технологии возведения подземных сооружений, устройства гидроизоляции, водопонижения территорий и методы их расчета.

Практическая часть пособия представлена рядом примеров расчета подземных сооружений в соответствии с действующими СНиПами.

Предназначено для магистров, обучающихся по программе «Подземное и городское строительство», студентов строительных специальностей высших учебных заведений, а также может быть полезно для аспирантов и слушателей курсов повышения квалификации строительного-проектных организаций.

УДК 624.15,624.19

ISBN 978-5-398-01233-0

© ПНИПУ, 2014

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение.....	5
Глава 1. Основные тенденции использования подземного пространства	8
1.1. Исторический обзор освоения подземного пространства.....	8
1.2. Современные направления и перспективы подземного строительства.....	13
1.3. Проблемы освоения подземного пространства.....	14
Глава 2. Подземные сооружения и условия их строительства	15
2.1. Типы, классификация, способы возведения.....	15
2.2. Основные требования, предъявляемые к инженерно-геологическим, гидрогеологическим и геоэкологическим изысканиям для подземных сооружений. Их влияние на выбор технологии подземного строительства.....	17
2.3. Особенности геотехнических обследований существующей застройки для подземного строительства.....	24
Глава 3. Конструкции подземных сооружений.....	29
3.1. Конструктивные решения и требования к материалам	30
3.2. Градостроительные основы подземного строительства в крупных городах	36
3.3. Основные виды подземных сооружений	40
3.3.1. Многофункциональные подземные объекты и их комплексы.....	41
3.3.2. Подземные сооружения улично-дорожной и транспортной сети.....	48
3.3.3. Автомобильные стоянки и гаражи	57
3.3.4. Подземные сооружения производственно- технологического и специального назначения	62
3.3.5. Подземные сооружения, устраиваемые в горных выработках.....	74
3.3.6. Метрополитены	81
3.4. Подпорные стены	88
3.5. Ограждение котлованов	92
Глава 4. Строительные технологии возведения и реконструкции подземных сооружений	110
4.1. Котлованный способ строительства подземных сооружений	110
4.2. Возведение подземных сооружений способом опускного колодца	112
4.3. Возведение подземных сооружений методом «стена в грунте».....	122

4.4. Возведение сооружений подрачиванием.....	131
4.5. Устройство нулевых циклов методом сверху вниз	134
4.6. Проходка продавливанием и проколом	139
4.7. Методы закрепления и замораживания грунтов	142
4.8. Анкеры в грунте	155
4.9. Стены подвалов	161
4.10. Грунтоцементные технологии	166
4.11. Подпорные стены из армированного грунта.....	172
4.12. Технологии прокладки тоннелей и метрополитенов.....	180
Глава 5. Гидроизоляция и защита подземных территорий.....	183
5.1. Подземные воды и их воздействие на сооружения	183
5.2. Типы гидроизоляции.....	184
5.2.1. Пропиточная и окрасочная гидроизоляции.....	190
5.2.2. Штукатурная гидроизоляция	194
5.2.3. Оклеечная гидроизоляция	198
5.2.4. Монтируемая гидроизоляция.....	200
5.2.5. Детали гидроизоляционных покрытий	202
5.3. Водозащита	204
5.4. Дренаж территорий.....	211
Глава 6. Расчет подземных сооружений.....	214
6.1. Нагрузки на подземные сооружения.....	214
6.2. Вертикальная нагрузка	216
6.3. Горизонтальная нагрузка.....	218
6.4. Горное давление	220
6.5. Давление подземных вод.....	223
6.6. Конструкции стен подземных сооружений и схемы их расчета.....	224
Глава 7. Геотехнический мониторинг при подземном строительстве.....	228
Глава 8. Эксплуатация подземных сооружений	249
8.1. Поддержание температурного режима	249
8.2. Вентиляция	251
8.3. Проветривание подземных выработок.....	252
8.4. Освещение	253
8.5. Канализация.....	254
8.6. Ремонт подземных сооружений.....	254
8.7. Противопожарные требования	255
8.8. Техника безопасности при строительстве подземных сооружений	259
Библиографический список	261

ВВЕДЕНИЕ

В настоящее время условия строительства в крупных городах таковы, что наиболее интенсивно строительные работы ведутся в центральной части населенных пунктов. Отличительной особенностью современного городского строительства является стремление к освоению подземного пространства. Это связано, с одной стороны, с привлекательностью для инвесторов разместить объекты в районах с уже развитой инженерной инфраструктурой и наибольшей концентрацией населения, а с другой – с исторической психологией «престижности» объектов недвижимости в центральных районах городов. В связи с этим рост городов в высоту был особенностью двух предыдущих веков – XIX и XX. Но в XXI в. основным признаком по-настоящему современного городского строительства является стремление к освоению подземного пространства. Под городские кварталы уводятся не только сети метро и транспортные магистрали, но и многоуровневые сооружения общественного назначения – театры, торговые центры, парковки, очистные сооружения и т.п.

Во всех крупных городах России и Украины существует проблема – дефицит площадок для перспективной застройки жилых домов и коммерческой недвижимости. Причем четко прослеживается тенденция к отставанию развития российского рынка недвижимости по сравнению с другими странами. Например, на тысячу жителей Западной Европы приходится от 250 до 400 м² торговых площадей, в то время как в Москве, наиболее развитом с точки зрения розничной торговли российском городе, – менее 100 м². Ситуация в крупных городах России усугубляется ещё тем фактом, что все они испытывают демографическое давление со стороны соседних, менее развитых в экономическом отношении территорий. Сегодня проектами коммерческой недвижимости в крупных городах России, таких как Москва, Санкт-Петербург, Новосибирск, Казань, Екатеринбург и других, заинтересовались крупные инвесторы, готовые к масштабным вложениям в строительство. Таких инвесторов, разумеется, прежде всего интересуют большие площадки в центре города, потому что только там коммерческая недвижимость может гарантировать стабильный доход. Однако таких участков в большинстве крупных мегаполисов крайне мало. Поэтому дефицит земли требует

развития процессов освоения и реконструкции подземного пространства, строительства больших торговых и административных подземных комплексов, которые в сочетании с надземной жилой застройкой микрорайона дают максимальный экономический и социальный эффект.

Следующим катализатором в освоении подземного пространства является демографическая проблема. По данным ЮНЕСКО, 70 % населения проживают в городах, среди которых 400 являются городами-миллионниками, а в 30 население превышает 5 млн человек. Если говорить о России, то 80 % людей проживают в городских агломерациях, из них 20 % в городах с населением выше 1 млн человек. Возьмем, к примеру, огромную городскую агломерацию – Токио, население которого по разным оценкам составляет 25–40 млн человек. В каждом из зданий этого города есть 3–4 подземных этажа. Развитие подземного пространства в Токио достигает 400 тыс. м². Под площадью только токийского Центрального вокзала находится самый большой подземный комплекс «Яэсу». На его территории в 68 тыс. м² расположены 250 магазинов, кафе, рестораны, отделения банков и офисы страховых компаний.

Подземное пространство привлекательно и для торгово-развлекательных комплексов. Самый большой из таких объектов находится в Торонто (Канада). Подземные улицы под деловой частью Торонто соединяют 27 км торговых аллей, 5 станций метро, паркинги, универмаги, отели и железнодорожный терминал. Общая площадь застройки составляет около 370 тыс. м².

Мировой опыт свидетельствует, что для комфортного проживания в мегаполисе необходимо развивать не только внешний вид города. Объемы ввода подземных площадей должны составлять 20–25 % от общего строительства. В нашей стране мы, естественно, не дотягиваем до этих цифр, даже в самой продвинутой Москве они составляют только 8–10 %. Понятно, что возникают сложности с развитием этого пространства, и они известны уже много тысячелетий. Благодаря разработанным древними индусами технологиям в болотистых джунглях – родине слонов – строили храмы с подземными этажами, которые, кстати, прекрасно сохранились до нашего времени.

Не нужно думать, что проблемы освоения подземного пространства стоят отдельно от других проблем мегаполиса, напротив, первые три как раз с этим и связаны. Это, прежде всего, возведение зданий в условиях плотной застройки, строительство в неблагоприятных инженерно-

геологических условиях и освоение подземного пространства. Нам, так или иначе, придется двигаться в этом направлении.

К сожалению, имеющиеся в настоящее время учебники и учебные пособия для магистерской программы «Подземное и городское строительство» не отвечают в полной мере современным задачам строительства, связанного с освоением подземного пространства, а также требованиям ГОС по направлению «Строительство». Поэтому предлагаемое авторами настоящее учебное пособие является попыткой систематизировать основные учебные материалы, которые представлены в известных учебниках и учебных пособиях по дисциплинам «Основания и фундаменты», «Подземные сооружения», «Технология и организация строительства», а также материалы нормативной и научно-технической литературы, фотографии из личных архивов, которые они накопили за последние годы, будучи членами Международного общества по механике грунтов и геотехнике (ISSMGE), представляя в нем научные интересы России и Украины.

Глава 1. ОСНОВНЫЕ ТЕНДЕНЦИИ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ ПОДЗЕМНОГО ПРОСТРАНСТВА

1.1. Исторический обзор освоения подземного пространства

К первым подземным сооружениям логично отнести природные пещеры, которые использовали для жизни наши далекие предки. Затем человек стал отрывать подобные сооружения для проживания, хранения продуктов, культовых обрядов и ведения военных действий, а также использовать выработки, оставшиеся после добычи полезных ископаемых. Эволюция освоения подземного пространства детально изложена в книге проф. В.И. Теличенко и др.[11].

В.М. Слукин выделяет следующие *эпохи* подземных сооружений: Поздний палеолит и неолит (до 4 тыс. до н.э.); Древний мир (IV тыс. до н.э.–IV в. н.э.); Средневековье (V – XI в.); Новое время (после XII в.).

Исходя их географического и культурно-цивилизационного принципа, Ю.А. Долотов выделил такие *регионы освоения подземного пространства*:

– *восточно-славянский* (современная территория России, Украины, Белоруссии), который характеризуется культовыми и бытовыми (в том числе землянками) подземными сооружениями, подземными ходами военного назначения, каменоломнями, рудниками. Характерным известным примером подобных подземных сооружений являются Дальние и Ближние пещеры Киево-Печерской Лавры на правом высоком берегу р. Днепр в г. Киеве, достаточно хорошо сохранившиеся до наших дней (рис. 1.1).

Считается, что в 1051 г. преподобный Антоний поселился в одной из Варяжских пещер, составляющих часть нынешних Дальних пещер. Когда вокруг него собралось 12 иноков, были устроены новые келии, началась перестройка Дальних пещер. В 1057 г. Антоний, стремившийся к уединению, старшим среди братии поставил преподобного Варлаама, который стал первым киевопечерским игуменом. Сам он переселился на другой склон, где отрыл подземную келью (ныне Ближние пещеры). Здесь возле Антония также собрались иноки. Так возникли два комплекса пещер подземного монастыря: Ближние, или Антониевы, и Дальние, или Феодосиевы.

В 1060–1062 гг. над Дальними пещерами был построен деревянный монастырь, куда и братия перешла из пещер. Численность ее со-

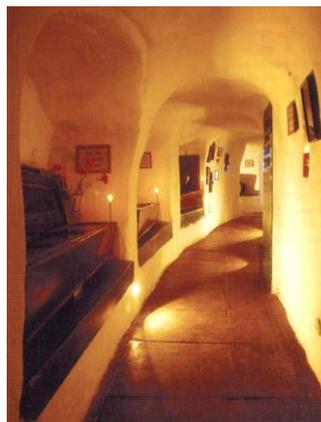
ставляла около 100 человек, что было весьма много даже для греческих монастырей.



а



б



в

Рис. 1.1. Киево-Печерская Лавра и ее пещеры: *а* – современный вид Национального Киево-Печерского историко-культурного заповедника на поверхности земли; *б* и *в* – Дальние и Ближние пещеры Киево-Печерской Лавры

По завершении возведения Успенского собора в середине 70-х гг. XI в. центр Печерского монастыря сместился на территорию верхней Лавры. Пещеры стали местом уединения подвижников и погребения умершей братии. Первым в Ближних пещерах был погребен преподобный Антоний (1073 г.), а в Дальних – преподобный Феодосий (1074 г.).

В 1240 г. орды Батые разрушили Киев. Лаврские пещеры опять стали местом обитания иноков, а также погребения защитников Киева.

Из записок Э. Лясоты, служившего у императора Рудольфа II и по его поручению ездившего в 1594 г. к запорожским казакам, явствует, что пе-

щеры имеют много ходов, «которые бывают в рост человека, а кое-где такие низкие, что надо нагибаться, но они такие широкие, что двое могут разминуться... Вход отделан почти так же, как это бывает при входах в шахты». В Ближних пещерах Э. Лясота обратил внимание на две подземные церкви, «в которых каждую субботу служитя обедня»;

– *западно-европейский* (Западная Европа, Прибалтика, Закарпатье), для которого характерны подземные выработки для добычи строительных материалов (аналогичные известным одесским катакомбам – см. рис. 7.5) и полезных ископаемых, оборонительные сооружения, убежища, хозяйственные постройки, некрополи;

– *переднеазиатский* (Бесарабия, Горный Крым, Кавказ), известный прежде всего подземными монастырями), оборонительными объектами, транспортными туннелями, жилыми и хозяйственными постройками (рис. 1.2).

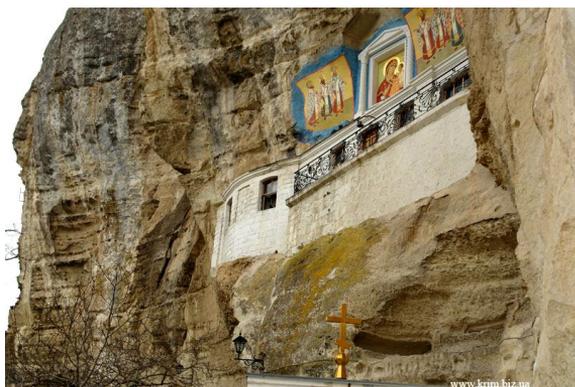


Рис. 1.2. Исторические подземные сооружения Горного Крыма (вблизи г. Бахчисарая): а – монастырь; б, в – подземная гидротехническая система древнего караимского города Чуфут Кале; г – зал суда этого города

В 1895 г. караимский духовник С. Шапшал, рассказывая о возможности караимов выдерживать длительную осаду, упомянул об уникальном колодце: «возле Малых ворот Кырк-Йера есть ход под землей к источнику, бьющему у подножья скалы». Имея данные преданий и геологических исследований, археологи нашли самую грандиозную в Крыму подземную гидрологическую систему: вертикальный подземный колодец протяженностью 45 м с разветвленной системной галерей. Поскольку воду в Чуфут Кале ценили на вес золота, галерея со ступеньками была названа «Алтын мердвен», в переводе с караимского «золотая лестница». О древнем происхождении галереи свидетельствуют мелкие сталактиты, покрывающие её свод, на стенах караимские надписи, начертанные копытю. При выходе из галереи возвышалась башня, а на глубине 27 м – вырубленная в скале винтовая лестница, уводящая в глубину.

Легенды об исчезающих воинах Чуфут Кале получили реальное объяснение: они могли укрываться в ходах колодца. В 2001 г. подземное гидравлическое сооружение было очищено от камня, а в 2002 г. в районе подземного колодца был обнаружен клад массой около 5 кг старинных золотых и серебряных монет в керамическом горшке;

– *среднеазиатский* (Киргизия, Таджикистан, Туркмения, Узбекистан, южный Казахстан, Иран, восточный Азербайджан и северный Афганистан), отличающийся водоподводящими системами (кяриязы), оборонительными подземными ходами, мусульманскими и буддийскими храмами. В 2150 г. до н.э. под р. Ефрат в Вавилоне был устроен подводный пешеходный тоннель длиной 900 м с поперечным сечением 4×3,6 м. На период строительства русло реки шириной 180 м было отведено в сторону, а работы выполнены насухо в открытом котловане. Стены и свод тоннеля выполнены из кирпичной кладки на битумном вяжущем;

– *южно-азиатский* (предгорья Индостана), известный подземными цистернами, храмами и т.п.;

– *восточно-азиатский* (Китай), характеризующийся пещерными храмами, некрополями, водоводами, транспортными коммуникациями;

– *североафриканский* (Древний Египет), всемирно известный гробницами и храмами, водособирающими подземными системами;

– *экваториально-африканский*, для которого подземные сооружения связаны лишь с разработкой полезных ископаемых.

Выделим также несколько интересных исторических объектов из практики подземного строительства.

Так, первый *судоходный тоннель* в США длиной 137 м с поперечным сечением 6,1×5,5 м был построен в 1818–1821 гг. на Шюкильском

канале, а чуть позже – в 1828 г. в Пенсильвании – тоннель Лебанон длиной 223 м с поперечным сечением 5,5×4,6 м.

Первый участок Лондонского *метрополитена* длиной 3,6 км был открыт в 1862 г.

В 1892 г. в Грузии через Сурамский перевал было завершено строительство *тоннеля* длиной 4 км.

В 1939 г. в Кардифоре (США) под одной из городских площадей был возведен первый *подземный гараж* глубиной 10,7 м.

По данным К.С. Силина и Н.М. Глотова, *опускные колодцы* впервые начали применять в Индии много столетий назад для устройства фундаментов храмов на берегах рек в местах залегания слабых грунтов. Каменные колодцы небольших размеров опускали с островков, грунт разрабатывали вручную.

В начале XIX в. английские инженеры использовали опускные колодцы в качестве фундаментов мостов при строительстве дорог в Индии, а с 1840 г. такие сооружения начали применять для устройства фундаментов отдельных зданий в Берлине.

В США опускные колодцы впервые применили в конце XIX столетия при строительстве мостов через реки Гудзон и Миссури. Опускные колодцы возможно устраивать значительно глубже, чем *кессонные фундаменты*. Так, в 1888 г. при возведении моста через р. Гудзон колодцы были опущены на глубину 40,8 м ниже уровня воды. Колодец одной из опор построенного в 1934 г. Оклендского моста был опущен на глубину 72,6 м.

Кстати, одна из опор моста через р. Тахо в Лиссабоне (1966 г.) возведена на фундаменте из опускного колодца, заглубленного на 79,3 м от уровня воды. Попутно отметим, что для фундаментов моста через Восточный пролив в Нью-Йорке (1960 г.) был применен колодец размерами в плане 68,9×44,5 м, под здание банка в Токио – 100×67 м, а для камеры сухого дока в порту Генуи (1961 г.) – колодец из сборного железобетона размерами в плане 260,5×52 м.

В России опускные колодцы в качестве фундаментов мостов также начали использовать приблизительно в то же время. Так, для устройства фундаментов опор построенного в 1901 г. моста через р. Амударью использовали по два металлических колодца диаметром 3,65 м, погруженных сквозь толщу заиленных песков и глин.

До начала Второй мировой войны в Германии активно строились подземные заводы с использованием: *существующих подземных выработок*; горизонтальных горных выработок внутри гор и возвышенно-

стей; глубоких котлованов, расположенных в оврагах, тальвегах и других естественных углублениях.

В 1988 г. после сорокалетнего строительства открылся *тоннель «Сейкан»* протяженностью около 54 км под дном Салгарского пролива на глубине 240 м, который связал острова Хонсю и Хоккайдо, а в 1991 г. завершилась проходка комплекса их трех тоннелей длиной 50 км под проливом Ла-Манш.

1.2. Современные направления и перспективы подземного строительства

Геотехники всего мира все активнее разрабатывают, проектируют и возводят подземные сооружения различного назначения, которые при этом часто органично связаны между собой, а также с надземными зданиями и сооружениями и с геологической и гидрогеологической средой.

Под *комплексным освоением подземного пространства* [11] понимают всесторонний учет взаимосвязи всех структурных элементов, определяющих функционирование современного мегаполиса:

- наземной части города, включающей здания, инженерные сооружения, наземные транспортные коммуникации, водную и воздушную среду;

- подземной части, к которой относят подвалы зданий, транспортные системы, объекты различного назначения, инженерные сети;

- геологической и гидрогеологической среды.

К основным современным тенденциям и концепциям при комплексном освоении подземного пространства возможно отнести:

- переход от плоскостного к объемному развитию городского пространства (в перспективе в нем возможно размещать большинство гражданских и производственных объектов, коммуникации, склады, гаражи и стоянки, спортивные и культурные сооружения, отели, торговые центры, предприятия бытового обслуживания и др.);

- экономию земли и круговорот природных материалов с минимумом трансформаций и возможным использованием энергии в естественной природной форме (по Д. Беннету);

- концепцию вертикальных городов, которая, в частности, предполагает основную часть объема многоэтажного наземного строительства перенести в пригороды, а в центре города организовать зону с густым озеленением и развитой подземной инфраструктурой.

1.3. Проблемы освоения подземного пространства

К основным *проблемам освоения подземного пространства* городов, прежде всего, относят:

– необходимость обеспечения сохранности уже существующей застройки (иными словами, геотехник должен оценить ее дополнительные деформации, что проблематично решить в рамках строгих инженерных методов);

– необходимость сохранения сложившихся экологических систем;

– условие минимальности вмешательства в геоэкологическую среду.

Технические проблемы возведения подземных сооружений обусловлены главным образом необходимостью создания и последующей эксплуатации внутреннего пространства. Наличие таких внутренних пустот вызывает эффект одностороннего горизонтального давления грунта, что требует достаточной прочности стенок подземных сооружений.

Вследствие высокого уровня подземных вод и возможности его изменения геотехник обязан обеспечить как водонепроницаемость его ограждающих конструкций и днища, так и устойчивость сооружения от всплытия (ведь днище испытывает гидростатическое давление воды).

При возведении подземных сооружений в открытых глубоких (обычно при глубине более 4–5 м) котлованах необходимо, с одной стороны, обеспечить устойчивость их стенок, а с другой – возможно неравномерное разуплотнение грунта дна котлована из-за его большего подъема в центральной части. Это явление соответственно вызывает большие осадки основания фундаментов в средней части сооружения.

Проблемы инженерно-геологических, гидрогеологических и геоэкологических изысканий для подземных сооружений изложены в подразд. 2.3.

Глава 2. ПОДЗЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ И УСЛОВИЯ ИХ СТРОИТЕЛЬСТВА

2.1. Типы, классификация, способы возведения

Строители чаще всего классифицируют подземные сооружения по их функциональному назначению (например, жилые, не предназначенные для постоянного проживания, объекты инфраструктуры, оборонные объекты), геометрическим параметрам (форма, глубина заложения, размеры, объемно-планировочное решение), происхождению (естественное, отработанные горные выработки, искусственное), особенностям застраиваемой территории (климатические, географические, геологические), особенностям проектного решения (размещение, компоновка, конструкция, сроки эксплуатации) и некоторым другим признакам. Наиболее полный перечень классификаций подземных сооружений, по-видимому, содержится в монографии профессора В.И. Теличенко [11], но для их изучения в вузе достаточно ограничиться наиболее употребляемыми из них.

Подземные сооружения бывают *промышленного* (корпуса первичного дробления руды, установки непрерывной разливки стали, вагоноопрокидывателей, скиповых ям доменных цехов, отстойников окалины), *гражданского и общественного* (подвальные этажи зданий, архивы, библиотеки, фондохранилища, склады, торговые комплексы, спортивно-зрелищные сооружения), *транспортного* (тоннели, метрополитен, паркинги, переходы), *энергетического* (подземные корпуса электростанций), *агропромышленного* (овощехранилища, холодильники, продуктовые склады), *инженерного* (коллекторы водо-, газо-, электро-, теплоснабжения, очистные, водозаборные сооружения, дренажи), *складского* (резервуары жидкостей, газов, горюче-смазочных материалов), *специального* (ускорители заряженных частиц, тоннели аэродинамических испытаний, оборонные объекты, сооружения гражданской обороны) и другого **функционального назначения**.

По **пространственной организации** такие сооружения подразделяют на *плоскостные* (устроенные в одной плоскости, например, микрорайон «Северное Чертаново» в Москве, здания и сооружения которого связаны между собой подземными транспортными системами в одном уровне); *линейные* (инженерные и транспортные сети); *точечные* (локальные сооружения под зданиями или участками – ТРК «Охотный ряд» в Москве).

По **глубине заложения** подземные сооружения делят на *мелкого* (глубиной не более 10–15 м от поверхности земли, сооружаемые обычно открытым способом) и *глубокого* (глубиной более 15 м, возводимые чаще всего без отрывки котлована с дневной поверхностью) *заложения*.

Подземные сооружения, **расположенные под застроенной территорией**, подразделяют: на *изолированные* от зданий; *совмещенные с подвальными этажами*; *расположенные в плане рядом со зданиями* и соединенные с ними подземными переходами; *встроено-пристроенные*.

По **способу возведения** геотехники (для студентов отметим учебник проф. Р.А. Мангушева и др. [5]) обычно выделяют подземные сооружения, возводимые *со вскрытием земной поверхности (или открытого типа)* и *без него* (тоннели, метрополитен и др.). Подземные сооружения **открытого типа** возводят:

– *в предварительно открытом на всю глубину котловане* (так называемый *котлованный способ* строительства подземных сооружений), стенки которого либо имеют откосы (наклон которых зависит от вида и состояния грунта массива), либо их временно закрепляют (например, закладной крепью, шпунтом, грунтовыми анкерами и т.п.);

– *методом опускного колодца*;

– *кессонным методом*;

– *способом «стена в грунте»*;

– *из соприкасающихся (буросекущих) буронабивных свай*;

– *из соприкасающихся грунтоцементных элементов, изготавливаемых по струйной (jet) или буросмесительной технологии*;

– *повышением устойчивости массива, непосредственно прилегающего к котловану, методом армирования грунта*, например, различными видами свай или грунтоцементных элементов, а также *закреплением или замораживанием грунта*;

– *по технологии «сверху – вниз» (метод top-Down)*.

Исходя из уровня подземных вод, возведение сооружений ведут без водоотлива; с открытым водоотливом; с водопонижением; с устройством противодиффузионной завесы; комбинацией вышеназванных способов.

Стены подземных сооружений, в свою очередь, классифицируют: по *назначению* (несущие, ограждающие, противодиффузионные); по *материалу* (железобетонные, бетонные, грунтоцементные, комбинированные); по *способу изготовления* (монолитные, сборные, сборно-монолитные).

2.2. Основные требования, предъявляемые к инженерно-геологическим, гидрогеологическим и геоэкологическим изысканиям для подземных сооружений. Их влияние на выбор технологии подземного строительства

Основными задачами инженерно-геологических и гидрогеологических изысканий для последующей разработки проектов подземных сооружений являются: установление неблагоприятных для сооружения геологических и инженерно-геологических процессов, характерных для осваиваемой территории; составление инженерно-геологического разреза на всю глубину сжимаемой толщи основания; определение значений физико-механических характеристик грунтов в ее пределах; фиксация существующего и прогноз изменения уровня подземных вод, а также анализ химического состава и агрессивности по отношению к бетону и арматуре этих вод; установление соответствия полученных данных с архивными материалами.

Такие исследования включают комплекс работ: рекогносцировку; инженерно-геологическую съемку; инженерно-геологическую разведку. В их состав, в общем случае, входят:

- сбор, обработка, анализ материалов исследований предыдущих лет;
- дешифровка космо- и аэрофотоматериалов, а также аэровизуальных наблюдений;
- маршрутные наблюдения;
- проходка горных выработок (скважин, шурфов и др.) с отбором монолитов и образцов грунтов;
- геофизические исследования;
- полевые исследования грунтов (зондирование, штамповые испытания, прессиометрические исследования грунтов в скважинах и др.);
- гидрогеологические исследования;
- стационарные наблюдения;
- лабораторные исследования грунтов и проб грунтовых вод;
- обследования оснований и фундаментов, окружающих контуры будущего подземного сооружения зданий;
- камеральная обработка полученных материалов (определение нормативных и расчетных величин физико-механических свойств грунтов);
- поверочные расчеты оснований и составление технических отчетов (заключений) по результатам выполненных исследований.

Отметим, что суть полевых и лабораторных исследований грунтов уже достаточно детально изучалась в курсе «Инженерная геология».

Необходимость отдельных видов изысканий и условия их заменимости регламентирует программа исследований в зависимости от стадийности проектирования, сложности инженерно-геологических условий, уровня ответственности проектируемых сооружений. Эта программа составляет изыскательская организация, базируясь на техническом задании заказчика. Она включает наименование и местоположение объекта, характеристики сооружения, которое проектируется, цель и задачи исследований и другие данные, необходимые для их проведения.

На *категорию сложности инженерно-геологических условий* (нормы выделяют простые, средней сложности и сложные) влияют наличие неблагоприятных для возведения и эксплуатации сооружений геологических и инженерно-геологических процессов и явлений (например, слабые, просадочные, набухающие, засоленные, биогенные грунты, плывуны, суффозия, карст, оползни, сейсмичность и др.), а также техногенные процессы (динамическое влияние транспорта, работа машин и механизмов, разработки полезных ископаемых в карьерах, эрозия, подработка, подтопление, откачка грунтовых вод, рост антропогенных отложений и др.). Учитываются также геоморфологические условия (наклонные поверхности, расчлененность земной поверхности, генезис его элементов), формы залегания инженерно-геологических элементов (их наслоения, выклинивание пластов, линзы, мешки, шлейф и др.), количество и напорный характер горизонтов подземных вод и т.п.

При проведении *рекогносцировки* в районах развития неблагоприятных инженерно-геологических процессов надо приближенно очертить контуры площади распространения этих процессов, выявить возможные причины их развития, наличие деформированных зданий и защитных сооружений, наметить места проведения стационарных наблюдений и исследований.

На этапе *инженерно-геологической съемки* детально изучают инженерно-геологические условия для обоснования основной стадии проектирования, на которой окончательно разрабатывают генплан объекта, принимают объемно-планировочное и конструктивное решения, определяют стоимость строительства, разрабатывают мероприятия по охране природы. При этом изучают рельеф, историю его формирования, факторы, определяющие развитие геологических и инженерно-геологических процессов, состав и генезис грунтов, их физико-механические свойства, основные закономерности их пространственной изменчивости и т.п.

В районах распространения особых по составу и состоянию грунтов определяют их свойства, усложняющие строительство. В местах развития неблагоприятных инженерно-геологических процессов определяют

очаги их проявления, зоны интенсивного развития, привязку к геоморфологическим элементам, формам рельефа, литологии грунтов, условиям возникновения.

Для сооружений, возводимых на берегах рек и озер, должна быть приведена гидрологическая характеристика водоема.

Общие задачи *инженерно-геологической разведки*:

- выделение инженерно-геологических элементов;
- изучение инженерно-геологического разреза основания сооружения;
- определение расчетных показателей физико-механических характеристик грунтов массива;
- определение водного и температурного режимов основания;
- составление инженерно-геологической модели основания для прогноза влияния инженерной деятельности человека на окружающую среду;
- выбор наиболее рациональных методов борьбы с неблагоприятными геологическими и инженерно-геологическими процессами.

В *камеральный* период обрабатывают полученные данные и составляют отчет по результатам инженерно-геологических изысканий.

Таким образом, *минимальное количество выработок* (обычно скважин) и наименьшие расстояния между ними при изысканиях определяются категорией сложности инженерно-геологических условий и уровнем ответственности сооружений (их тоже три). Так, для простой категории сложности инженерно-геологических условий и III уровня (самого низкого) ответственности сооружений расстояние между выработками не может превышать 100–75 м при их минимальном числе одна-две. Для сложной категории сложности условий и I уровня (самого высокого) ответственности сооружений расстояние между выработками не может превышать 25–20 м при их минимальном числе четыре-пять.

Так, при изысканиях для подземных сооружений, возводимых методом «стена в грунте», сетка скважин не превышает 20×20 м или по трассе такого сооружения – не реже чем через 20 м. Скважины располагают в пределах контура сооружения либо вблизи его на расстоянии не более 5 м от контура.

Минимальная глубина выработок зависит от глубины заложения подошвы фундаментов сооружения и нагрузки на них. Например, при изысканиях для тех же сооружений, возводимых методом «стена в грунте», инженерно-геологическое строение массива изучается на глубину не менее 10 м ниже подошвы стены. При этом свойства грунтов как инженерно-геологических элементов с особыми свойствами, так и подстилающего их слоя должны быть обязательно изучены.

В итоге изысканий проектировщик должен иметь достаточную инженерно-геологическую и гидрогеологическую информацию в пределах всей сжимаемой толщи основания сооружения.

Ниже приведены примеры аварийных ситуаций, возникших из-за недооценки сложности инженерно-геологических условий при изысканиях. Так, на рис 2.1 (данные проф. В.А. Ильичева) показан результат механической суффозии в глубоком котловане



Рис. 2.1. Суффозия пригрузочной грунтовой бермы

Очень наглядный случай возникновения и ликвидации аварийной ситуации при погружении монолитного железобетонного опускного колодца (диаметр 22 м, проектная глубина 12 м, толщина стен 1,2 м) под насосную станцию в слабых грунтах проанализирован специалистами (К.Г. Шашкин и др.) группы компаний «Геореконструкция», г. Санкт-Петербург (рис. 2.2).

Исходными для проектирования изысканиями было установлено, что на глубине 12 м располагаются моренные отложения, до которых предполагалось погрузить колодец с последующим изготовлением днища практически на уровне ножа колодца. Однако при достижении проектной отметки погружение колодца не прекратилось, а продолжалось со скоростью 3–5 см в неделю при крене сооружения. Дополнительные изыскания показали распространение слабых грунтов до глубины около 30 м.

Для остановки самопроизвольного погружения колодца и завершения работ по устройству подземной части насосной станции (разработка

грунта в забое до банкетки ножа колодца) возникла необходимость в его усилении (см. рис. 2.2, *а*). Специализированная на свайных работах организация выбрала и реализовала вариант усиления колодца путем передачи нагрузки от него на 26 тридцатиметровых буронабивных свай диаметром 620 мм, опирающихся на моренные грунты. Сваи объединили ростверком с верхней частью колодца.

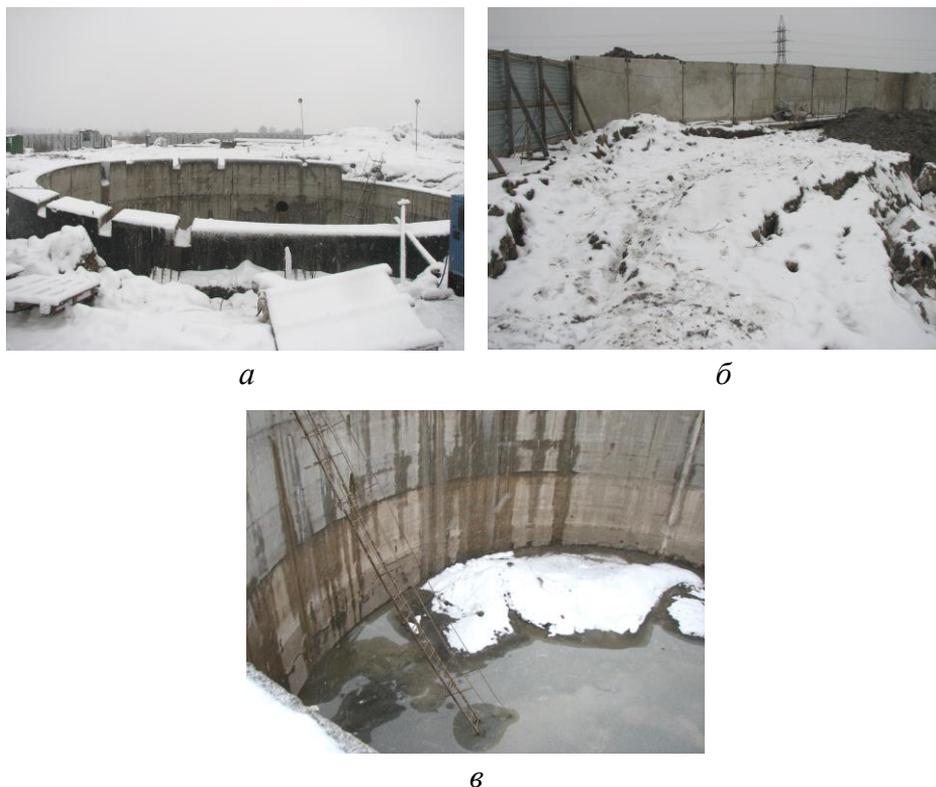


Рис. 2.2. Опускной колодец, погружаемый в слабых грунтах:
а – вид колодца после усиления сваями; *б* – мулда оседания за колодцем; *в* – валы выпора внутри колодца

После включения свай в работу погружение колодца приостановилось. Однако его дальнейшая откопка привела к значительному выпору грунта внутри колодца (см. рис. 2.2, *в*) и образованию заметной мулды оседания вокруг него (см. рис. 2.2, *б*). Днище колодца заплыло текучим грунтом. В результате суммарный крен колодца достиг 1200 мм.

Дальнейшие обследования (рис. 2.3) и оценка возникшей геотехнической ситуации методом конечных элементов (программные комплексы PLAXIS и FEMmodels) показали, что при деформировании в каждой

сваи образовались три пластических шарнира, что практически привело к превращению сваи в «механизм», не позволяющий сопротивляться перемещениям.



Рис. 2.3. Перемещение буронабивной сваи усиления обогнало осадку ростверка

В итоге в качестве наиболее целесообразного варианта было выбрано закрепление грунта по струйной технологии (jet grouting) с анкерными креплениями в относительно твердых грунтах (такие анкера, работая на выдергивание, сопротивляются потере устойчивости грунта), что и было реализовано на практике (рис. 2.4), и осадки колодца стабилизировались.

Авторы исследований сделали вывод, который стоит процитировать: «Данный пример наглядно демонстрирует недопустимость проектирования подземных сооружений при недостаточности исходных данных, а также опасность неполного геотехнического анализа работы конструкций на стадии усиления».

При составлении проектов подземных сооружений следует учитывать, что большой вред окружающей среде наносят утечки из систем канализации и водоснабжения, сброс в водные объекты недостаточно очищенных бытовых, производственных, поверхностных вод. В результате, по данным проф. В.И. Теличенка и других, 48 % территории Москвы находятся в зоне геологического риска, 12 % – в зоне потенциального геологического риска и лишь 40 % территории безопасны с этой точки зрения.



Рис. 2.4. Работы по усилению основания опускного колодца

Таким образом, инженерно-геологические условия площадок являются во многом определяющим фактором при выборе конструктивного и технологического решения возведения подземных сооружений. Наиболее важным для подземного строительства является выявление участков с плавунными свойствами грунтов и большими водопритоками, оползнеопасных и закарстованных массивов, а также мест заброшенных карьеров, оврагов, балок, подвалов, водозаборных скважин, тоннелей, подземных коллекторов и т.п.

Если возведение подземных сооружений ведут с водопонижением или водоотливом, то учитывают, что увеличение скорости фильтрации воды может активизировать процессы механической и химической суффозии. Это приводит к дополнительным, зачастую неравномерным деформациям окружающей застройки. В этом случае для защиты сооружений проектируют водозащитные экраны, дренаж, закрепление или уплотнение грунтов.

В условиях же подтопления территории при открытом способе строительства подземных сооружений предусматривают водопонижение и водоотлив, противofильтрационные экраны, гидроизоляцию конструкций. При закрытом способе в водонасыщенных песках и других неустойчивых грунтах применяют кессоны, замораживание, закрепле-

ние грунтов, водопонижение (возможно в комплексе с перехватом подземных потоков дренажом, ремонтом и профилактикой водонесущих коммуникаций, организацию стока поверхностных вод).

В районах распространения карста сооружения проектируют ниже зоны его активности, тампонируют полости, устраивают противодиффузионные завесы, закрепляют (уплотняют) грунт, регулируют сток поверхностных вод.

Для грунтов, обладающих плавунными свойствами, возможно использование методов их искусственного замораживания.

2.3. Особенности геотехнических обследований существующей застройки для подземного строительства

Геотехнические обследования зданий и сооружений для решения задач подземного строительства проводятся специализированными организациями в соответствии с *техническим заданием* и должны дать исчерпывающий анализ состояния существующих оснований и фундаментов, обеспечить комплексное изучение условий влияния нового подземного строительства на существующие здания, быть достаточными для выбора наиболее надежного и экономически целесообразного проектного решения. Чаще обследованиям подлежат объекты, по которым нет достаточно достоверной информации об их фундаментах и инженерно-геологических условиях.

Такое задание помимо традиционной для инженерно-геологических изысканий информации должно, в частности, содержать:

- наименование и сроки эксплуатации объекта реконструкции;
- наименование и адрес организации-исполнителя первоначального проекта строительства существующего здания (сооружения);
- ведомости о целях подземного строительства и реконструкции, технические характеристики сооружений до и после подземного строительства и реконструкции (размеры в плане, высота, этажность, тип и параметры оснований и фундаментов);
- данные о действующих и будущих, в том числе динамических и переменных статических, нагрузках на основание;
- положение в плане здания относительно подземного сооружения;
- информацию об особенностях технологического процесса при возведении подземного сооружения;
- данные о наличии в непосредственной близости от объекта обследования водонесущих коммуникаций, искусственных и природных во-

доемов, дамб, подпорных сооружений и других режимобразующих факторов;

- возможности и варианты усиления фундаментов и закрепления грунтов;

- особые требования к материалам инженерно-геологических обследований, точность и обеспеченность данных, которые следует получить.

Составлению этой программы предшествуют сбор и детальное изучение *архивных материалов* инженерно-геологических изысканий на площадке строительства, проектов существующего здания и инженерной подготовки территории, возможных данных наблюдений за деформациями оснований здания, документов о состоянии защитных сооружений и подземных коммуникаций, визуальный осмотр здания для выявления деформаций конструкций, вызванных деформациями основания. Состав, объем, методика инженерно-геологических изысканий зависят от видов строительства и реконструкции, геотехнической категории, уровня ответственности здания (сооружения) и его технического состояния.

Геотехническую категорию объекта назначают с учетом технических параметров, состояния, значимости здания, вида и целей реконструкции, срока эксплуатации, возможного его влияния на окружающую среду, сформировавшиеся инженерно-геологические условия.

Число скважин и точек зондирования принимают достаточным для определения условий залегания и свойств грунтов в пределах всей сжимаемой толщи, выделения участков с измененным от техногенного влияния грунтом. Самый распространенный и одновременно достоверный метод обследований существующих оснований и фундаментов – проходка *шурфов* до подошвы фундаментов основных несущих стен или колон. При этом устанавливают конструкцию, размеры в плане и глубину заложения (рис. 2.5), техническое состояние фундаментов (неразрушающими способами определяют прочность его материала), возможное наличие свай, наличие и состояние противокapиллярной гидроизоляции, путем отбора монолитов или колец с грунтом с их последующими лабораторными испытаниями устанавливают фактические значения характеристик грунта под подошвой фундаментов (в пределах возможной зоны уплотнения).

Длину и сплошность бетонных и железобетонных свай определяют по динамическим тестам ITS, а их несущую способность – статическими испытаниями после срубки их участка непосредственно под ростверком и установки на сформировавшуюся голову сваи насадки и домкрата, упором которому обычно служит ростверк.



Рис. 2.5. Обмер фундамента в шурфе при инженерно-геологических обследованиях

Следует предостеречь геотехников в использовании при проектировании повышающих коэффициентов m_k на значения модулей деформации слабых грунтов ($E < 5$ МПа), полученных по данным компрессионных испытаний. Итоги длительных (25–40 лет) геодезических наблюдений за осадками зданий и сооружений на этих грунтах, выполненные профессорами Н.Л. Зоценком, С.Н. Сотниковым, Р.А. Усмановым и авторами этой книги, показали, что для расчета осадок их оснований корректно использовать данные компрессионных испытаний этих грунтов без повышающих коэффициентов m_k .

Например, на рис. 2.6 показаны последствия сверхнормативных (до 30 см при допустимой величине $S_u = 15$ см) осадок оснований (водонасыщенные лессовидные грунты с $E < 5$ МПа до глубины 9–9,5 м) плитных фундаментов (диаметр поперечного сечения соответственно 15,5, 18,4, 23,5 м при глубине заложения 2,2 м) 30 металлических силосных корпусов (трех типов: на 2370; 3818; 6230 т зерна при среднем давлении под подошвой фундаментов 180–205 кПа) цилиндрической формы зернохранилища под г. Прилуки Черниговской области.

Проектировщики ошибочно применили повышающие коэффициенты m_k к итогам компрессионных испытаний. В результате величины модуля деформации грунтов непосредственно под подошвой фундамента оказались завышенными в 2–3 раза, что уже в первый год эксплуатации

этих силосных корпусов привело к существенному превышению предельных значений осадок таких сооружений (см. рис. 2.6, б) и, как следствие, к проблемам в эксплуатации подсилосных галерей соседних силосов (см. рис. 2.6, в).



а



б



в

Рис. 2.6. Зернохранилища, основания которых получили сверхнормативные осадки: *а* – общий вид корпусов; *б* – осадочные воронки вокруг них; *в* – неравномерные осадки подсилосной галереи соседних силосов в месте деформационного шва

По материалам инженерно-геологических обследований существующей застройки составляют технический отчет, содержащий:

- исходные данные и планируемую техническую характеристику нового объекта;

- описание общего технического состояния по визуальному осмотру;

- описание его конструкций и их состояния с указанием прочностных характеристик материалов;

- данные о напластовании грунтов с высотными привязками, указанием уровня грунтовых вод, его положения по прогнозу, водоупоров, водовмещающих пород; планы несущих конструкций и фундаментов;

- планы подземных сооружений и коммуникаций; данные о наблюдении осадок; описание шурфов и скважин; геологические разрезы по основным линиям расположения несущих конструкций;

- физико-механические характеристики грунтов;

- результаты поверочных расчетов существующих оснований и фундаментов на ныне действующие нагрузки, а также нагрузки и воздействия, вызванные устройством подземного сооружения, в том числе итоги численного моделирования методом конечных элементов (МКЭ) с использованием лицензированных программных комплексов для оценивания напряженно-деформированного состояния (НДС) системы «существующее здание – его фундамент – массив окружающего грунта – проектируемое подземное сооружение» и т.п.

Глава 3. КОНСТРУКЦИИ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Подземные сооружения необходимо проектировать на основе применения достижений подземной архитектуры с использованием многообразных объемно-планировочных и конструктивных решений, современных строительных технологий и материалов [8].

При размещении подземных сооружений, обосновании и выборе технических решений и технологии производства работ должен применяться комплексный подход, состоящий в совместном рассмотрении трех составляющих: первая – наземная часть города со зданиями, дорогами, инженерной инфраструктурой, водной средой; вторая – подземная часть города, включающая тоннели и станции метрополитена, автотранспортные тоннели, подземные объекты любого назначения, подземные коммуникации и др.; третья – инженерно-геологическая среда. Эти три составляющие должны учитываться в процессах планирования, инвестирования, проектирования, строительства и эксплуатации объектов, размещаемых в подземном пространстве.

Воспользуемся принятой терминологией при классификации подземных этажей зданий, хотя на бытовом уровне понимания некоторые из них рассматриваются как синонимы [9]. А именно:

- *этаж надземный* – этаж с отметкой пола помещений не ниже планировочной отметки земли;
- *этаж подвальный* – этаж с отметкой пола ниже планировочной отметки более чем на половину высоты расположенных в нем помещений;
- *этаж подземный* – этаж с отметкой верха перекрытия не выше планировочной отметки земли;
- *этаж цокольный* – этаж с отметкой пола ниже планировочной отметки земли, но не более чем на половину высоты расположенных в нем помещений.

Освоение подземного пространства позволяет решать следующие задачи градостроительства:

- предельно компактно размещать здания и сооружения самого различного назначения в наиболее нужных для города местах, в том числе в условиях крайне стесненной застройки;
- совершенствовать транспортное обслуживание населения со значительным повышением скоростей сообщения благодаря использованию подземных рельсовых путей (электрифицированных железных до-

рог, метрополитена традиционного и новых модификаций, «скоростного трамвая»), а также благодаря организации на отдельных участках магистральных улиц и автомобильных дорог непрерывного движения;

- обеспечивать оптимальные условия для развития, эксплуатации и ремонта городских инженерных сетей;

- решать проблему постоянного и временного хранения непрерывно возрастающего парка легковых автомобилей и других видов транспорта;

- обеспечивать значительную экономию топливно-энергетических ресурсов.

3.1. Конструктивные решения и требования к материалам

Конструктивные и технологические решения подземных сооружений, возводимых в условиях тесной городской застройки, должны обеспечивать сохранность близрасположенных существующих сооружений, для чего необходимо предусматривать:

- исследование влияния нового строительства на изменение напряженно-деформированного состояния грунтового массива и режима подземных вод;

- обследование оснований, фундаментов и конструкций окружающих сооружений;

- расчетный прогноз деформаций сооружений, попадающих в зону влияния подземного строительства;

- разработку, при необходимости, защитных мероприятий;

- организацию геотехнического мониторинга [8].

Основные технические решения, принимаемые при проектировании подземных сооружений (расположение в плане и по глубине, тип и форма сечения, конструктивные решения несущих конструкций и фундаментов, способ защиты от подземных вод и др.), должны обосновываться путем сравнения технико-экономических показателей различных вариантов проектных решений с учетом затрат на строительство и эксплуатацию сооружения.

Конструкции подземных сооружений выполняются преимущественно из железобетона. Однако возможно сочетание железобетона с металлическими конструкциями (стальной прокат, чугун), с конструкциями из камня (горные выработки и вскрытые скальные породы, кладка из природного камня). Как правило, используются на практике следующие конструктивные схемы:

- *сборная* (сборный железобетонный каркас и сборное железобетонное перекрытие);

– *сборно-монолитная* (сборный железобетонный каркас и монолитное железобетонное перекрытие, монолитный железобетонный каркас и сборное железобетонное перекрытие);

– *монолитная* (монолитный железобетонный каркас и монолитное железобетонное перекрытие).

В сооружениях с полным каркасом применяются продольное и поперечное расположения ригелей. В сооружениях с неполным каркасом используется, как правило, продольное расположение ригелей. Конфигурация подземных сооружений в плане бывает круглой, прямоугольной, многоугольной, овалоидальной. Конфигурация в разрезе – круглой, прямоугольной, сводчатой [10].

В подземных сооружениях, расположенных под зданиями, конструктивная схема должна быть увязана с конструктивной схемой надземного здания. При строительстве отдельно стоящих подземных сооружений наибольший рекомендуемый пролет для сборных конструкций – 12 м. Допускаются другие пролеты несущих конструкций при соответствующих обоснованиях.

В жилых зданиях со встроенными подвальными или цокольными помещениями первый жилой этаж должен быть отделен одним специальным перекрытием или техническим этажом.

Объемно-планировочная схема подземного сооружения должна определяться архитектурно-планировочным заданием и обеспечивать функциональную взаимосвязь в горизонтальном и вертикальном направлениях, а также с надземным пространством. Объемно-планировочная схема подземного сооружения, пристроенного или встроенного в надземное здание, определяется с учетом особенностей здания, к которому пристраивается или в которое встраивается подземное сооружение. Объемно-планировочная схема подземных сооружений может быть:

- одноуровневая и многоуровневая;
- одно-, двухпролетная (простейшего вида) и многопролетная.

Высота помещений подземных сооружений от пола до низа выступающих конструкций и подвешенного оборудования должна быть не менее:

- стоянки-гаражи – 2,0 м;
- склады – 2,0 м;
- предприятия бытового обслуживания – 2,5 м;
- предприятия торговли и общественного питания – 3,0 м;
- предприятия культурно-просветительские и физкультурно-оздоровительные, административные помещения – 3,0 м.

При проектировании подземных сооружений рекомендуется максимально использовать имеющиеся возможности обеспечения естественного освещения, аэрации и визуальной связи с надземным окружением за счет:

- световых дворов, колодцев (атриумов), куполов, фонарей, световых приемков;

- элементов природного окружения (декоративного озеленения, декоративных бассейнов, фонтанов, аквариумов).

Все конструкции подземных сооружений следует проектировать с учетом требований СНиП на конструкции из соответствующих материалов. Требования, предъявляемые к материалам для подземных сооружений, определяются типом конструкции, условиями ее работы и регламентированы соответствующими главами СНиП на проектирование конкретного сооружения.

Наружные стены подземных сооружений выполняют из каменной кладки, бетонных блоков, сборных железобетонных панелей или оболочек, монолитного бетона и железобетона. Выбор материала обуславливается технологическими и технико-экономическими соображениями, требованиями долговечности, водонепроницаемости, условиями производства работ, наличием средств механизации.

Наружные стены подземных сооружений могут быть несущими и самонесущими. Самонесущие стены воспринимают только боковую (горизонтальную) нагрузку, а несущие стены, кроме того, воспринимают нагрузку от перекрытий покрытия или надземной части сооружения.

Ниже приведены технические требования, предъявляемые к основным строительным материалам для подземных сооружений.

Основные требования, предъявляемые к *бетону*:

1. Класс по прочности (марка):

- для монолитных конструкций – не ниже В25 (М300);
- для сборных конструкций – не ниже В30 (М400);
- для набрызг-бетона – не ниже В25 (М300).

2. По морозостойкости:

- при отсутствии знакопеременной температуры – F150;
- при оттаивании в воздушно-влажностном состоянии – F200;
- при оттаивании в водонасыщенном состоянии – F300.

3. По водонепроницаемости:

- при гидростатическом давлении менее 0,05МПа – W4;

- при гидростатическом давлении от 0,05 до 0,15 МПа – W6;
- при гидростатическом давлении более 0,15 МПа – W8.

4. По остальным показателям бетона должны удовлетворять требованиям ГОСТ 26633.

Основные марки *чугуна и стального проката*:

– чугун марок: СЧ20, СЧ35, СЧ50.

– сталь прокатная марок: С235, С245, С255, С275, С285, С345, С345Т.

Основные требования, предъявляемые к *природному камню*:

– бут рваный марки по прочности – не ниже 200.

– марка раствора для кладки из природного камня – не ниже 100.

Из каменной кладки и сборных бетонных блоков выполняют, как правило, только стены одноэтажных подземных сооружений и подвалов. При этом используют хорошо обожженный полнотелый красный кирпич пластического прессования марки не ниже 200 на растворе марки не ниже 25, а при очень влажных грунтах – не ниже марки 50. Применение силикатного кирпича не допускается. Бетонные блоки делают из бетона марки В10 и В15.

Места сопряжения стен (углы, примыкания, пересечения), выполненные из каменных материалов и бетонных блоков, усиливают арматурой класса А-I в виде отдельных стержней или сеток. Швы между бетонными блоками при водонасыщенных грунтах выполняют из водонепроницаемого раствора на безусадочном или расширяющемся и самоуплотняющемся цементе, либо на портландцементе с уплотняющими добавками. В случаях, когда необходимо повысить жесткость стен из блоков на воздействие горизонтальной нагрузки, в вертикальные стыки, специально выполненные без перевязки, вводят арматурные каркасы [4].

В зоне сезонного промерзания стены могут подвергаться попеременному замораживанию и оттаиванию. Марка материалов по морозостойкости подбирается в зависимости от температурного режима и требуемой долговечности сооружения и принимается не менее Мрз15 для каменных материалов и F150 для тяжелого бетона.

Стены подземных сооружений подразделяются на массивные и гибкие. Массивные стены из каменной кладки, бетона и бетонных блоков, малоармированного железобетона работают в основном на внецентренное сжатие. Гибкие стены выполняют из монолитного и сборного железобетона. Они воспринимают изгибающие моменты и растягивающие силы. При применении гибких стен из сборных элементов стыки могут

быть рабочими и нерабочими – конструктивными. Массивные стены применяют при строительстве сооружений гражданской обороны, неглубоких (до 3 м) одноэтажных подземных сооружений и подвалов и небольшой нагрузке (до 10 кПа) на прилегающей поверхности, при возведении глубоких подземных сооружений методом опускного колодца, погружаемых без тиксотропной рубашки.

Все конструкции подземных сооружений, непосредственно соприкасающиеся с землей, должны иметь защиту от агрессивных сред (грунты и грунтовые воды) согласно требованиям СНиП 2.03.11-85 [10].

Важнейшим условием при проектировании подземных сооружений является соблюдение требований пожарной безопасности. Мировой опыт эксплуатации подземных сооружений указывает на неукоснительное соблюдение этих требований в самых жестких формах. В противном случае, учитывая замкнутость пространства подземных сооружений, игнорирование этих требований или даже исполнение их в неполном объеме может привести к значительным человеческим жертвам. В табл. 3.1, 3.2, 3.3 приведены основные требования для подземных сооружений по степени их огнестойкости, даны пределы огнестойкости основных элементов конструкций, площади этажей подземного сооружения в пределах пожарного отсека.

Таблица 3.1

Степень огнестойкости подземных сооружений

Наименование подземного сооружения	Степень огнестойкости в зависимости от этажности	
	Цокольный этаж	Подвальный и подземный этажи
Стоянки-гаражи	I	I
Склады (категории В1 – В4, Д)	II	I
Предприятия бытового обслуживания (категории В1 – В4, Д)	II	I
Предприятия общественного питания	II	I
Предприятия торговли	II	I
Предприятия культурно-просветительского и физкультурно-оздоровительного назначения (за исключением парильных, саун)	II	I

Таблица 3.2

Пределы огнестойкости

Тип надземного здания	Тип подземного помещения	Этажность (вместимость) подземного помещения	Минимальный предел огнестойкости противопожарных преград, не менее	
			Перекрытия	Стены; перегородки
	Стоянки-гаражи (за исключением общежитий)	Не более 1 этажа	2-й тип (REI 60)	1-й тип (REI 150; EI 45)
	Предприятия бытового обслуживания	Не более 1 этажа, площадь не более 700 м ²	2-й тип (REI 60)	1-й тип (REI 150; EI 45)
	Предприятия торговли	Не более 1 этажа, площадь не более 1000 м ²	2-й тип (REI 60)	1-й тип (REI 150; EI 45)
Жилые дома, общежития	Предприятия общественного питания	Не более 1 этажа, с числом мест не более 50	2-й тип (REI 60)	2-й тип (REI 45; EI 15)
	Предприятия культурно-просветительские и физкультурно-оздоровительные	Не более 1 этажа, общая площадь для занятий не более 150 м ²	2-й тип (REI 60)	2-й тип (REI 45; EI 15)
Общественные здания и помещения с одновременным пребыванием не более 50 человек (исключая школы, детские дошкольные учреждения, лечебные учреждения со стационарами)	Стоянки-гаражи	Не более 1 этажа	2-й тип (REI 60)	1-й тип (REI 150; EI 45)
	Предприятия бытового обслуживания, торговли, общественного питания, культурно-просветительские и физкультурно-оздоровительные	Не более 1 этажа	2-й тип (REI 60)	2-й тип (REI 45; EI 15)
Общественные здания и помещения с одновременным пребыванием более 50 человек	Предприятия бытового обслуживания, торговли, общественного питания, культурно-просветительские и физкультурно-оздоровительные	Не более 1 этажа	2-й тип (REI 60)	2-й тип (REI 45; EI 15)

Таблица 3.3

Площадь этажа подземного сооружения в пределах пожарного отсека

Наименование подземного сооружения	Степень огнестойкости сооружения	Площадь этажа сооружения в пределах пожарного отсека, м ² (не более)
Стоянки-гаражи	I	10 400
Склады (категории В1 – В4 и Д)	I, II	10 500
Предприятия бытового обслуживания (категории В1 – В4 и Д)	I, II	2500
Предприятия общественного питания	I, II	6000
Предприятия торговли	I, II	3500
Предприятия культурно-просветительские и физкультурно-оздоровительные (за исключением парильных, саун)	I, II	6000

3.2. Градостроительные основы подземного строительства в крупных городах

Комплексное использование подземного строительства необходимо осуществлять во всех функциональных зонах городов. Степень и характер освоения подземного пространства той или иной территории города следует дифференцировать:

- по расположению ее в плане города, по функциональному назначению ее различных зон и ценности земли;
- по характеру застройки (плотности жилья и другой недвижимости, степени ее амортизации, а также архитектурно-художественной и культурно-исторической ценности);
- по уровню развития городского уличного и внеуличного транспорта;
- по обеспеченности предприятиями культурно-бытового обслуживания;
- по совокупности природно-климатических и инженерно-геологических условий.

Планирование подземного строительства должно быть тесно связано с градостроительным планированием. При этом можно условно выделить следующие основные группы подземных объектов:

- «плоскостные» (объекты и их комплексы, распространенные на отдельные участки городских территорий);

– «линейные» (протяженные объекты и их комплексы, например, магистральные сети и сооружения водоснабжения, энергоснабжения, газоснабжения, связи и др.);

– «точечные» (относительно компактные объекты и их комплексы).

Основной зоной комплексного использования подземного пространства города является зона городского центра и другие, наиболее посещаемые части города. Общие принципы горизонтального зонирования подземного пространства центра города могут быть определены следующим образом:

– в ядре центральной части города, с его высокой концентрацией дневного населения и транспорта, подземное пространство объектов массового посещения целесообразно использовать преимущественно для размещения сооружений транспортного назначения, а подземное пространство других зданий и участков между ними – для технологических, складских и вспомогательных помещений, объектов культурно-бытового обслуживания и др.;

– на периферии центральной части города, в зонах концентрации пешеходных и транспортных потоков, целесообразно создание многофункциональных общественно-транспортных комплексов, включающих в себя пересадочные узлы, гаражи и стоянки легковых автомобилей, а также предприятия культурно-бытового обслуживания, предприятия торговли и общественного питания.

Подземное пространство в селитебных зонах целесообразно использовать для комплексного размещения в нем автостоянок и гаражей, небольших предприятий торговли, общественного питания и коммунально-бытового обслуживания, всех видов подсобных помещений, «точечных» объектов системы инженерного оборудования, а также различных комплексов этих сооружений.

Основной принцип использования подземного пространства в зонах массовой жилой застройки – это устройство подвальных (подземных) и цокольных (полуподземных) помещений под жилыми и общественными зданиями, а в необходимых случаях и под незастроенными участками. При этом для предварительных расчетов площади подземных помещений можно принимать по 0,2 м²/чел. на цели торговли и бытового обслуживания и по 0,1 м²/чел. на цели культурно-просветительных, зрелищных, спортивных и других организаций.

Использование подземного пространства промышленных зон и районов рекомендуется для следующих производств:

– не допускающих каких-либо вибраций несущих и ограждающих конструкций;

– требующих наличия стабильного микроклимата;

– требующих максимальной изолированности от внешней среды.

Промышленные зоны рекомендуется также использовать для размещения складов, в том числе требующих стабильного температурно-влажностного режима, и организации непрерывного движения потоков производственных изделий и грузов.

Освоение подземного пространства промышленных зон может осуществляться:

– отдельно для каждого объекта (с перенесением под землю автоматизированных производств, подсобных помещений и складов);

– на основе максимального блокирования или полного кооперирования отдельных объектов.

В коммунально-складских зонах города в подземном пространстве целесообразно размещать различного рода хранилища, депо метрополитена, трамвайные депо, троллейбусные и автобусные парки, гаражи грузовых и специальных автомобилей. При этом следует учитывать возможность размещения объектов складского хозяйства в отработанных горных выработках шахт и карьеров по добыче известняков, гипса, песчаников, соли и др.

В подземном пространстве зон прибытия и отправления внешнего транспорта рекомендуется размещение вокзалов, пересадочных узлов различной степени сложности, гаражей и стоянок легковых автомобилей и др. Подземное пространство зон отдыха целесообразно использовать для размещения тоннельных участков транспортной сети города, стоянок легковых автомобилей, небольших предприятий сферы обслуживания и др. Необходимая степень использования подземного пространства каждой конкретной зоны или участка определяется на основе комплексного анализа территории с учетом:

– распределения на территории дневного населения и транспорта;

– расчетных показателей системы обслуживания как населения самого города, так и тяготеющих к нему пригородов;

– характера сложившейся застройки, ее этажности, степени амортизации, а также ее исторической и художественной ценности;

– характера проектируемой наземной застройки, а также природно-климатических условий.

Помимо общих принципов горизонтального зонирования подземного пространства городов важен учет наиболее общих принципов его вертикального зонирования. К их числу относятся следующие:

– максимальное приближение основных уровней пешеходного движения к уровню поверхности земли (расположение их на отметках от –4,00 до –6,00 м; в этих же отметках целесообразно размещение объектов «попутного» обслуживания, в том числе автостоянок кратковременного хранения и остановочных пунктов массового транспорта);

– размещение ниже указанных выше отметок (на отметках от –6,00 до –15,00 м) автотранспортных тоннелей и станций метро мелкого заложения; в этих же отметках целесообразно размещение различных подсобных помещений и крупных складских объектов, а также гаражей, предназначенных для постоянного хранения автомобилей и других транспортных средств;

– размещение на отметках от –15,00 до –40,00 м и ниже автотранспортных тоннелей и станций метрополитена глубокого заложения, а также крупных складов, резервуаров, морозильников, холодильников и других объектов без значительного количества посетителей и обслуживающего персонала.

Разработка основных направлений комплексного использования подземного пространства городов должна осуществляться на всех основных стадиях градостроительного проектирования:

– при составлении или корректировке Генерального плана развития города;

– при разработке проектов детальной планировки и застройки города;

– при разработке проекта застройки.

На стадии Генерального плана должна разрабатываться «Схема использования подземного пространства» с определением технических коридоров, зон и участков для всех видов основных подземных сооружений транспорта: метрополитена, тоннельных участков железных дорог и «скоростного трамвая», автотранспортных тоннелей мелкого и глубокого заложения, тоннелей перспективных видов пассажирского транспорта.

В этой схеме должны быть указаны размещение и пространственная организация наиболее важных для города общественно-транспортных комплексов и пересадочных узлов, а также участков и зон, предназначенных для размещения подземных стоянок и гаражей, значительных групп городских инженерных сетей, складских и подсобных сооружений.

На стадии разработки проекта детальной планировки и застройки города должны определяться габариты соответствующих объектов и их комплексов, осуществляться взаимосогласованное размещение объектов традиционно наземного и подземного строительства, определяться ста-

дийность освоения отдельных участков. При этом в дополнение к обычным проектным материалам может разрабатываться «Проект комплексного освоения подземного пространства», являющийся основой для проектирования отдельных сооружений и их комплексов.

Для достижения наибольшего суммарного (социального, градостроительного и экономического) эффекта от подземного строительства необходимо согласовывать развитие подземных сооружений и их комплексов в масштабах всего города путем работы «Схем комплексного использования подземного пространства». Для оценки эффективности различных вариантов комплексного использования городского подземного пространства необходимо проводить многовариантное проектирование с использованием многокритериальных оценок альтернативных решений, которые должны учитывать:

- характер существующей и проектируемой застройки;
- архитектурно-стилевые характеристики зданий;
- особенности конструктивных схем проектируемых подземных сооружений и технологии производства работ по их реализации;
- строительные и эксплуатационные затраты и их соотношение [8].

3.3. Основные виды подземных сооружений

Перечень основных видов подземных сооружений, в основном используемых в условиях плотной городской застройки, включает:

- инженерно-транспортные сооружения (автотранспортные и пешеходные тоннели; подземные участки путей рельсового транспорта – метрополитена, мини-метро, «скоростного трамвая»; автомобильные стоянки и гаражи; помещения автобусных и железнодорожных вокзалов и др.);

- предприятия торговли и общественного питания (торговые центры и залы; магазины различного профиля и киоски; вспомогательные помещения кафе, столовых, ресторанов и др.);

- административные, зрелищные и спортивные сооружения (конференц-залы, архивы, выставочные и концертные залы, кинотеатры, спортивные залы, плавательные бассейны, катки с искусственным льдом и др.);

- предприятия коммунально-бытового обслуживания и связи (ателье ремонта, химчистки, прачечные, бани, парикмахерские, почтовые и телеграфные отделения, автоматические телефонные станции и др.);

- объекты складского хозяйства (продуктовые и промтоварные склады, овощехранилища, холодильники, резервуары для жидкостей и газов, склады горюче-смазочных материалов и др.);

– объекты промышленного назначения и энергетики, в которых необходима тщательная защита от пыли, вибраций, перепадов температур и других внешних воздействий;

– сооружения и сети инженерного оборудования (сети водопровода и канализации, электроснабжения и газоснабжения, тепловые сети, котельные, насосные станции и резервуары, общие проходные коллекторы, трансформаторные станции, газораспределительные станции и др.) [8].

Принятие решения о размещении того или иного подземного сооружения принимается в зависимости от условий развития сети конкретных видов обслуживания: функционального зонирования территории поселения; структуры транспортной сети с учетом категорий улиц и дорог – мест концентрации общественных функций; инженерно-геологических и экологических условий; характера существующей застройки; оснащенности инженерными коммуникациями; нормативных радиусов обслуживания.

3.3.1. Многофункциональные подземные объекты и их комплексы

Подземными комплексами называются группы объектов, объединенных пространственно в одно целое и имеющих общую инфраструктуру. Различают *монофункциональные* и *многофункциональные* комплексы. Монофункциональные комплексы объединяют в себе функционально связанные объекты. Основой для формирования многофункциональных комплексов, в состав которых входят функционально не связанные между собой объекты, является технико-экономическая целесообразность их увязки.

Специфика каждого интегрируемого в существующую застройку нового подземного объекта, как правило, не отделима от учета его места в городе и от его реального окружения. Необходимость создания многофункциональных подземных комплексов чаще возникает в центральных районах больших городов, которые являются наиболее плотно застроенными и наиболее посещаемыми. Примерами таких комплексов в г. Москве являются ТРК «Охотный ряд» на Манежной площади (рис. 3.1 и 3.2) и многофункциональный наземно-подземный комплекс «Галерея» на Лиговском проспекте в г. Санкт-Петербурге (рис. 3.3 и 3.4).

Многофункциональные подземные комплексы, включающие наряду с предприятиями сферы обслуживания подземные пешеходные и транспортные коммуникации, в том числе железнодорожные станции и станции метро, подземные участки скоростных автомагистралей, подземные гаражи, автостоянки и прочие, перспективны также при созда-

нии окраинных центров культурно-бытового обслуживания населения как самого города, так и тяготеющих к нему пригородов. Самый большой из таких объектов находится в Торонто (Канада). Подземные улицы под деловой частью Торонто соединяют 27 км торговых аллей, пять станций метро, паркинги, универмаги, отели и железнодорожный терминал. Общая площадь застройки составляет около 370 тыс. м².



3.1. Торговый центр «Охотный ряд» в г. Москве

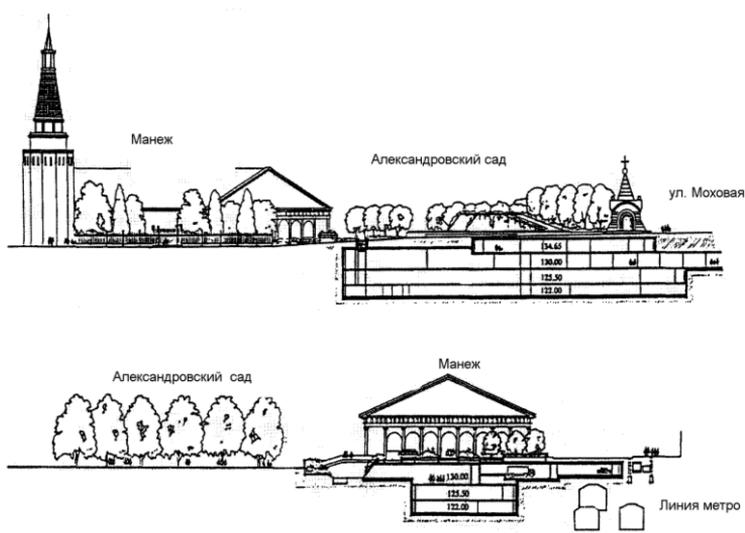


Рис. 3.2. Реконструкция Манежной площади в г. Москве



Рис. 3.3. Въездной пандус в подземный паркинг коммерческого комплекса «Галерея» на Лиговском проспекте в г. Санкт-Петербурге



Рис. 3.4. Строительство подземного паркинга ТК «Галерея» на Лиговском проспекте в г. Санкт-Петербурге

В районах вокзалов целесообразно создание многофункциональных комплексов с устройством просторной подземной пешеходной зоны, связывающей перроны вокзала со станциями метрополитена, большими универсальными магазинами, остановочными пунктами наземного общественного транспорта, подземными автостоянками. При этом рекомендуется совмещение пешеходных тоннелей, подземных подходов коридоров железнодорожных вокзалов и подземных вестибюлей станций метро, которые часто располагаются на одних и тех же отметках.

Автотранспортные тоннели во многих случаях также целесообразно возводить как элементы более сложных многофункциональных комплексов, включающих в себя станции метро мелкого заложения, подземные участки железных дорог, другие транспортные и иного назначения сооружения. В крупных общественных наземно-подземных центрах вблизи узловых станций метро целесообразно под объединяющей их площадью проектировать многофункциональные комплексы, объеди-

няющие магазины, рестораны, административные помещения различных фирм, а также автостоянки большой вместимости и гаражи.

Здания наземно-подземных общественных центров целесообразно проектировать с несколькими подземными уровнями. Нижний подземный уровень могут занимать трассы и станции метрополитена, отдельные участки железных дорог и скоростных автомагистралей. Верхний уровень может представлять собой систему взаимосвязанных входов в метро, входов в вокзалы и пешеходных переходов, непосредственно связанных со зданиями и сооружениями наземной застройки, а также подземными автостоянками и гаражами.

В современных общественно-транспортных подземных комплексах целесообразно использовать принцип взаимосвязанного и многоярусного размещения объектов на участках ограниченных размеров. Плоские кровли таких комплексов можно использовать для создания фрагментов зеленой наземной зоны. В многоуровневых подземных общественных комплексах целесообразно создание заглубленных «открытых дворов», на которые могут быть ориентированы витрины, входы в магазины и рестораны, а также входы в многочисленные служебные помещения.

В сложившихся районах крупных городов как при новом высотном строительстве, так и при реконструкции практически всегда целесообразны многоуровневые подземные коммунальные службы, размещаемые в контуре здания, а при необходимости и под дворовыми участками. При строительстве многоуровневых подземных комплексов в условиях сложившейся плотной застройки исторический облик района строительства, как правило, должен быть сохранен. Интересные примеры освоения подземного пространства в условиях исторической застройки представлены на рис. 3.5 и 3.6.

Так, на рис. 3.5 представлено техническое решение устройства подземного паркинга в историческом центре г. Мюнхена (Германия) рядом со зданием знаменитой на весь мир Мюнхенской оперы, соединенного со станцией метро и многочисленными торговыми центрами.

На рис. 3.6 показано устройство подземного паркинга на склоне горы в историческом центре г. Эдинбурга (Шотландия) в непосредственной близости от Эдинбургского замка и здания правительства Шотландии.

Интересным современным примером освоения подземного пространства в России является осуществленный проект строительства многофункционального комплекса на площади Восстания в г. Санкт-Петербурге. Проект включает в себя:

- систему современных подземных пешеходных переходов,
- двухуровневый паркинг на 1200 машино-мест,
- общественную зону отдыха с фонтанами,
- торговую галерею,
- рестораны и кафе.



Рис. 3.5. Подземный паркинг под оперной площадью
в г. Мюнхене

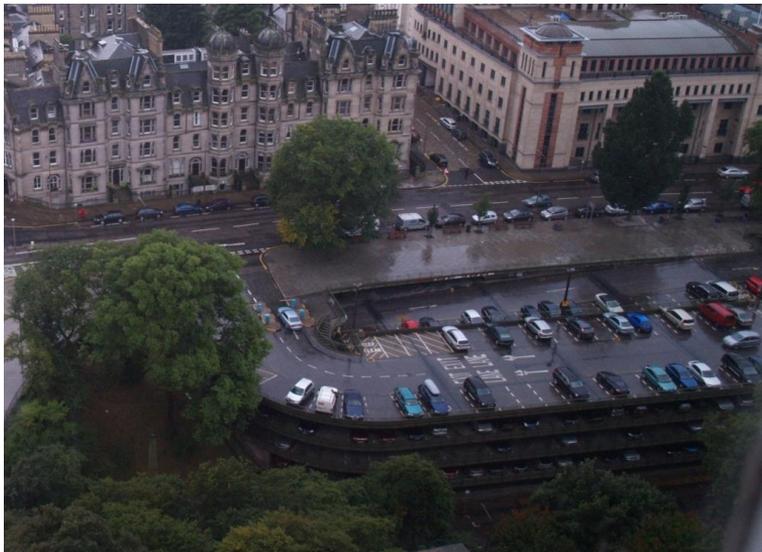


Рис. 3.6. Многоуровневая стоянка на склоне,
г. Эдинбург, Шотландия

По подсчетам специалистов Петербургского НИПИ территориального развития и транспортной инфраструктуры, появление такого комплекса повысит на 20 % «проходимость» площади для автотранспорта. Объем инвестиций составил 420 млн долларов.

Место, выбранное для реализации проекта, уникально, – это географический центр города, куда устремлены основные транспортные и пешеходные потоки. Пересечение Невского проспекта и Новгородского тракта изначально было одним из первых транспортных узлов Санкт-Петербурга, путем из Москвы в новую столицу. Сегодня площадь Восстания (рис. 3.7) – это не только сложившийся архитектурный ансамбль, это единственный в своем роде транспортный узел города: за счет расположения на пересечении двух главных центральных магистралей Петербурга – Невского и Лиговского проспектов, наличия узловой станции Петербургского метрополитена и главного железнодорожного вокзала. Важнейшей целью проекта является развитие городской инфраструктуры при сохранении существующего архитектурно-исторического наследия. При реализации проекта будут произведены работы по благоустройству площади и прилегающих к ней территорий. В будущем площадь Восстания станет зоной отдыха и развлечений для горожан и гостей Петербурга, сохранив при этом свое транспортное значение.



Рис. 3.7. Площадь Восстания в г. Санкт-Петербурге

Архитектурная концепция комплекса была разработана при совместной работе трех ведущих архитекторов – Сергея Чобана, Евгения Герасимова и Сергея Кузнецова. В ее основе – идея создания новой рекреационной зоны в самом напряженном транспортном узле исторического центра Петербурга. Согласно последнему варианту общая площадь комплекса составит более 90 тыс. м². Он расположится на территории в 3 га, заняв подземное пространство площади Восстания и часть Лиговского проспекта.

«1-й этаж» общей площадью 29,3 тыс. м² – это система подземных пешеходных переходов, обширное общественное пространство и рекреационные зоны с фонтанами. «Этаж» расположится на глубине 10,7 м, его высота составит 6 м.

«2-й этаж» общей площадью 28,7 тыс. м² – это торговая галерея, кафе и рестораны (15,2 тыс м²) и рекреационные зоны. Глубина этажа – 18,1 м, а высота – 4 м.

«3-й этаж» общей площадью 28,4 тыс. м² – это паркинг на 600 машиномест. Глубина этажа – 23,5 м.

«4-й этаж» общей площадью 28,4 тыс. м² – это паркинг на 600 машиномест. Глубина этажа – 29 м.

Внутреннее подземное пространство первого и второго подземных уровней оформляется в классическом стиле петербургских садово-парковых ансамблей, с прямыми широкими галереями, с организацией просторных рекреационных зон (рис. 3.8). Все элементы создают светлую и уютную атмосферу «парка», в который можно спуститься в центре города и отдохнуть от урбанистической среды. В центре сооружения создается светлое открытое пространство – атриум с верхним остеклением, который объединяет два первых подземных уровня с помощью панорамных лифтов, эскалаторов и открытых лестниц.



Рис. 3.8. Внутреннее пространство многофункционального комплекса на площади Восстания в г. Санкт-Петербурге

Для организации доступа в подземный комплекс предполагается создать систему подземных пешеходных переходов, эскалаторов и лифтов для маломобильных групп населения, которые планируется разместить на каждом из пяти перекрестков площади Восстания, на пересечении главных

магистралей. Главный вход в комплекс планируется расположить напротив центрального фасада Московского вокзала. Предусматривается возможность входа в комплекс непосредственно из здания вокзала.

3.3.2. Подземные сооружения улично-дорожной и транспортной сети

Подземное строительство сооружений улично-дорожной и транспортной сети позволяет организовать скоростное движение автотранспорта и одновременно повысить безопасность движения пешеходов. Отсутствие задержек автомобильного транспорта перед светофорами и в «пробках» снижает затраты времени на передвижение по городу, способствует снижению уровней транспортных шумов, а также уровней загрязненности воздушного бассейна выхлопными газами автомобилей.

Основным средством организации скоростного движения наземного транспорта является устройство транспортных и пешеходных тоннелей мелкого заложения, а также автотранспортных тоннелей глубокого заложения. Общие принципы проектирования автотранспортных тоннелей в городах сводятся к следующему:

- выбору автомобильных трасс, на которых целесообразно устройство тоннелей;
- обеспечению полного разделения в тоннелях встречного движения;
- исключению слияния в тоннелях второстепенных потоков с главными потоками транспорта.

Различают следующие виды тоннелей: *горные* – для преодоления горных препятствий; *подводные* – для преодоления водных преград; *городские* автомобильные и железнодорожные тоннели, в том числе *тоннели метро* – для устранения пересечений транспортных потоков в одном уровне.

Строительство автотранспортных тоннелей целесообразно на отдельных участках наиболее загруженных магистральных улиц и дорог как средство повышения их пропускной способности. Для обеспечения сохранности исторической застройки города строительство автотранспортного тоннеля часто оказывается единственно возможным решением.

В городских условиях могут быть использованы автотранспортные тоннели для двухстороннего и одностороннего движения. Тоннели второго типа позволяют «развести» встречные потоки транспорта, а также целесообразны при необходимости обхода фундаментов капитальных сооружений и монументов или при необходимости устройства съездов между тоннелями. Различные типы транспортных тоннелей могут быть составными

элементами развитых в плане многоярусных транспортных пересечений и узлов. При этом использование двухъярусных и многоярусных транспортных тоннелей, на каждом уровне которых движение является односторонним, повышает безопасность движения. Городские тоннели специальных типов могут быть использованы для преодоления водных преград.

Автотранспортные тоннели могут входить в состав более сложных комплексов, включающих станции метро мелкого заложения, железнодорожные пути и другие транспортные сооружения. Во многих случаях рациональными оказываются решения, в которых автотранспортные тоннели и эстакады, связанные между собой системами съездов, являются элементами единого дорожно-транспортного комплекса. Для повышения скорости движения по городу автотранспортные тоннели и другие дорожно-транспортные сооружения должны представлять собой единую целостную систему. При этом автотранспортные тоннели глубокого заложения при высокой, по сравнению с метро, стоимости их строительства и относительно небольшой, по сравнению с ним, пропускной способности в массовом порядке строиться не могут.

Минимальная глубина заложения городских тоннелей, проходимых подземным способом под застроенными территориями, составляет 8–12 м.

На этой глубине тоннель не встречает городских подземных коммуникаций; при надлежащих способах проходки удается сохранить поверхностные здания. При такой глубине заложения тоннелей метро станции оказываются неглубокими.

Тоннели, пройденные подземным, горным или щитовым способом, обычно имеют круговую и сводчатую форму, которая лучше противостоит давлению окружающих пород. Верхнюю подводную часть тоннеля называют каллотой, нижнюю часть – штроссой. Тоннелям мелкого заложения, сооруженным открытым способом (рис. 3.9), обычно придают в поперечном сечении прямоугольную форму; при этом рациональнее используется площадь сечения.

Однако сама по себе стоимость проходки тоннелей сравнительно мало зависит от глубины и значительно больше – от грунтовых условий. Поэтому если верхний грунтовый слой неблагоприятен для проходки тоннелей, то линии метро прокладывают в более устойчивых грунтах на большей глубине. Тоннели метро, пройденные подземным способом, обычно имеют круглое поперечное сечение. Станции метрополитена являются большими, ответственными подземными сооружениями объемом 20–100 тыс. м³. По форме поперечного сечения различают станции

глубокого заложения односводчатые, двухсводчатые, трехсводчатые, а станции неглубокого заложения, сооружаемые открытыми способами, – одно-, двух- и трехпролетные (рис. 3.10). Станции глубокого заложения обычно имеют монолитную обделку; в устойчивых скальных породах известны примеры сооружения станций и без монолитной обделки.



Рис. 3.9. Строительство тоннеля открытым способом в г. Копенгагене (Дания)



Рис. 3.10. Строительство тоннеля в аэропорту «Стенстед» г. Лондона (Великобритания)

Великолепным примером строительства транспортных подземных сооружений является строительство Гагаринского тоннеля на третьем транспортном кольце г. Москвы (рис. 3.11).



Рис. 3.11. Схема расположения Гагаринского тоннеля в г. Москве

Строительство уникального многоуровневого комплекса осуществлялось в сложных инженерно-геологических условиях при переменном рельефе, в зоне сложившейся жилой и общественной застройки, в непосредственной близости от национального парка «Нескучный сад». Строительные работы были начаты в 1999 г., завершение строительства состоялось в 2004 г. Каждая из секций имеет длину 60 м и опирается на буровые столбы диаметром 2 м, заделанные в известковую породу на глубине 65 м от поверхности земли. Объем уложенного монолитного железобетона составляет 21 500 м³ (рис. 3.12, 3.13).

Сооружение могло бы попасть в книгу рекордов по целой серии номинаций:

– во-первых, при его строительстве были устроены самые большие как по глубине, так и по диаметру сваи в Москве;

– во-вторых, пролет моста является одним из самых больших в мире для конструкций коробчатого сечения из перенапряженного железобетона;

– в третьих, его конструкция способна воспринять вес здания, которое должно быть построено над ним в перспективе.



Рис. 3.12. Устройство котлована на месте существовавшего оврага



Рис. 3.13. Современный вид площади над подземным мостом

При строительстве тоннеля на площади Гагарина наиболее проблемным участком, вызывавшим опасения инженеров-геотехников, был участок пересечения путепровода с существующей станцией метро «Ленинский проспект», построенной открытым способом на малой глубине около 30 лет назад. Четыре секции транспортного тоннеля проходят над действующей станцией метро почти перпендикулярно ее оси. При этом расстояние в свету между лотком обделки тоннеля и кровлей станции метро крайне мало и составляет от 85 до 380 см. Кольцевую железную дорогу в дальнейшем предполагается использовать для пассажирских перевозок с остановочным пунктом в зоне станции метро «Ленинский проспект», что требует размещения на этом отрезке пересадочного узла, объединяющего эти две станции, а также перспективную станцию метро (рис. 3.14).

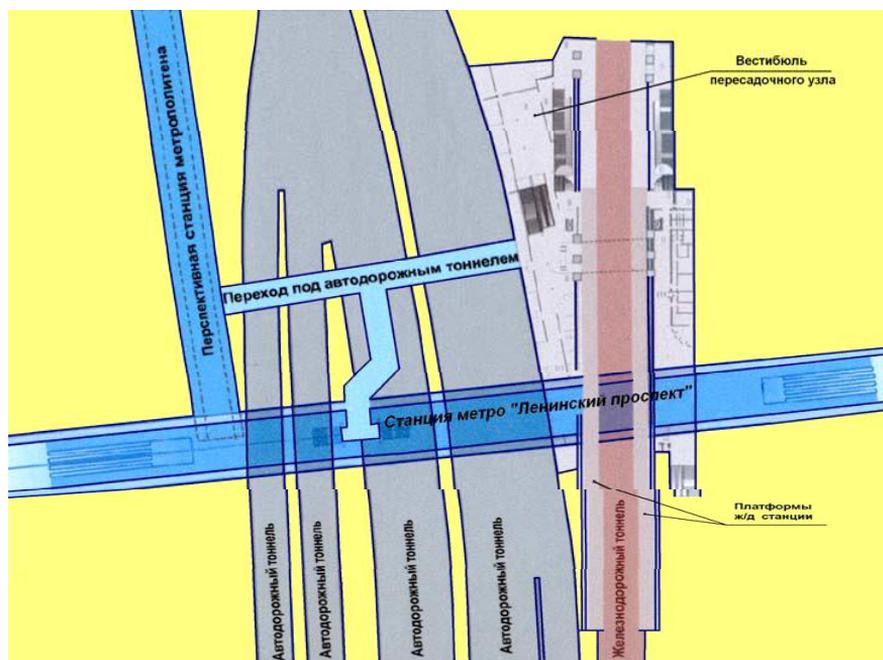


Рис. 3.14. План тоннелей и пересадочного узла в месте сечения со станцией метро Гагаринского тоннеля

Пролетные строения секций подземного моста представляют собой преднапряженные в обоих направлениях железобетонные конструкции коробчатого сечения. Общая нагрузка на основание от собственного веса мостовых конструкций, проектируемого здания, грунта обратной засыпки, а также полезной нагрузки в тоннелях и здании составляет около 100 тыс. т. Максимальная нагрузка на фундаментную опору одной секции моста достигала 10–12 тыс. т.

Выбор конструктивного решения фундаментов мостовых опор определялся следующими факторами:

- необходимостью воспринять столь значительные нагрузки на основание;
- недопустимостью осадок опор более нескольких сантиметров;
- ограниченной площадью в плане, на которой необходимо было разместить опоры.

В перспективе в процессе реализации второй очереди реконструкции площади Ю. Гагарина непосредственно над транспортным тоннелем и станцией метро «Ленинский проспект» предусматривается возвести здание общественно-торгового назначения высотой 4–6 этажей (рис. 3.15).

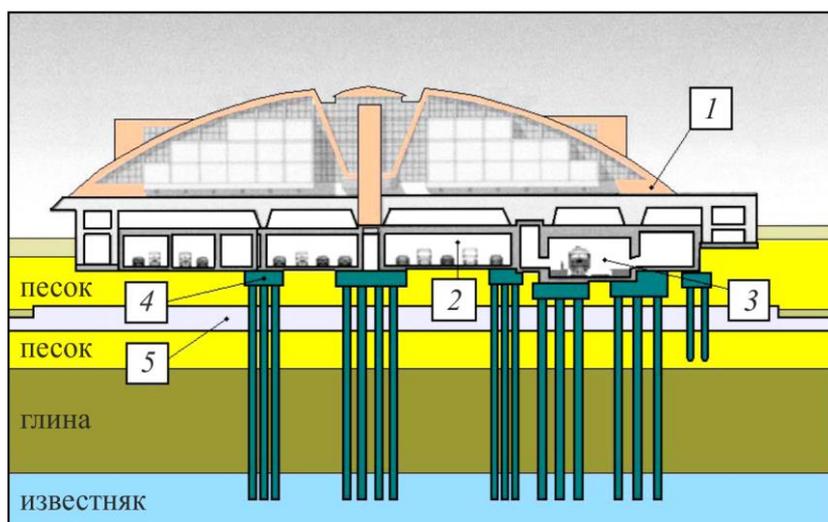


Рис. 3.15. Перспектива развития Гагаринского тоннеля: 1 – проектируемый торговый комплекс; 2 – автомобильный тоннель; 3 – железнодорожный тоннель; 4 – свайные фундаменты; 5 – станция метро «Ленинский проспект»

Уникальный проект по строительству транспортного тоннеля в условиях плотной городской застройки был осуществлен в г. Бостоне (США). Большой Бостонский тоннель – 8-полосная магистраль, самый дорогой проект в истории строительства США (рис. 3.16–3.17). В середине прошлого века для решения сложной транспортной проблемы города была построена скоростная автострада («хайвей») – главная артерия города. Было выселено много людей, а их дома снесены. Земельные участки под автострадой так и остались незадействованными. Город страдал от загрязнения воздуха.



Рис. 3.16. Этап строительства Большого тоннеля в г. Бостоне (США)



Рис. 3.17. Внутреннее пространство Бостонского тоннеля

Проект заключается в том, чтобы соединить аэропорт с Южным Бостоном тоннелем, который будет проходить под гаванью и тянуться вдоль на запад, между штатной 90-й магистралью, также планировалось убрать надземную автомагистраль и пустить тоннель через центр города и заменить старый мост через реку Чарльз на новый вантовый мост. Проект назвали «Большой тоннель», который состоял из четырех основных этапов:

- 1-й этап – построить тоннель под гаванью, который соединит аэропорт с городом;
- 2-й этап – продолжить строительство тоннеля под Южным Бостоном и проливом Порт-Пойнт с последующим присоединением его к существующей магистрали I-90;

- 3-й этап – строительство тоннеля под центром города;
- 4-й этап – строительство нового моста через реку Чарльз.

После 16 лет ожидания финансирования от Конгресса строительство началось. 2,6 млрд долларов – такова сумма первоначального бюджета строительства. Окончательный бюджет составил более 14,6 млрд долларов США. Издержки и расходы составляли 3 млн долларов в день. Использовано было более 150 кранов. Участвовало более 5000 человек. Каждый день вывозили 1200 грузовиков грунта. При строительстве погибло 5 человек из них 4 рабочих и 1 водитель. Первая часть строительства была закончена с открытием 15 декабря 1995 г. тоннеля Теда Вильямса. В дальнейшем тоннель нужно было соединить с трассой I-90. Но строительство было осложнено стесненными условиями строительства: с одной стороны – завод «Жилет», а с другой – почтовая служба США. Далее нужно было проложить тоннель под проливом.

Ситуация осложнялась тем, что под проливом в 8 м под водой проходит красная ветка очень старого метро. Движение поездов нельзя было останавливать. Решено было проложить тоннель под проливом и в 1,5 м над метро. При малейшей неосторожности Атлантический океан мог затопить метрополитен и весь город. Далее пришлось строить тоннель под рельсами, ведущими к вокзалу. Движение поездов нельзя было останавливать. На этот раз проблемой было то, что 70 % построек Бостона возведено на насыпной смеси кирпича, древесины и пр. Ниже проходит слой разнообразной почвы (помимо глины были и другие почвы).

Инженеры заморозили почву, так как никакие другие меры укрепления грунта не подходили. В 5 м под землёй над рельсами был сделан тоннель. Далее надо было проложить трассу через центр города до соединения с 90-й магистралью. Тоннель продолжился на участке прохождения автострады, при самом высоком уровне грунтовых вод, которую он в дальнейшем заменил. С этой целью инженеры подняли 550 тыс. т бетона и металла с помощью специальных домкратов, расположенных с разных сторон «хайвея», построили тоннель и уже только после этого разобрали автостраду, движение по которой не прекращалось в процессе строительства. В рамках этого проекта был также построен самый широкий 10-вантовый мост в мире. После строительства улучшилась экологическая обстановка в городе и уровень угарного газа снизился на 12 %. При строительстве ни одного дома не было разрушено. Строительство этой транспортной системы было завершено в 2007 г.

Для организации непрерывного транспортного движения и повышения безопасности движения пешеходов необходимо создание систем

подземных переходов. Общая протяженность отдельных подземных переходов определяется шириной проезжих частей улиц и дорог, а также условиями размещения лестниц, пандусов и других элементов этих сооружений. Для сокращения строительной длины переходов их обычно трассируют перпендикулярно продольной оси пересекаемой улицы или проезда. В отдельных случаях может возникать необходимость трассирования подземных переходов под острым углом к оси улицы или в устройстве переходов сложных конфигураций.

В зависимости от пространственно-планировочной организации подземные пешеходные переходы могут быть решены с использованием следующих схем:

- линейных («коридорных»), однопролетных и многопролетных;
- развитых в плане Т-, У-, Н-, Х- и О-образных;
- «зальных», в том числе многопролетных;
- комбинированных типов.

Тоннельные пешеходные переходы, как правило, должны совмещаться с остановочными пунктами общественного уличного транспорта, среднее расстояние между остановками которого в городских условиях не должно превышать 300–400 м (в отдельных случаях – 500 м). Подземные переходы рекомендуется также совмещать с системой автостоянок и гаражей большой вместимости, а также с другими объектами массового тяготения.

В зонах железнодорожных вокзалов рационально совмещение пешеходных тоннелей с подземными подходными коридорами железнодорожных вокзалов и подземными вестибюлями станций метро, которые часто располагаются примерно в одних и тех же узловых пунктах города и приблизительно на одних и тех же отметках. Развитые в плане подземные переходы могут включать в себя различные объекты сферы обслуживания (киоски и магазины штучных товаров, театральные кассы, справочные бюро, блоки телефонов-автоматов и др.). Для городских железнодорожных станций часто вместо надземных пешеходных мостов целесообразны подземные переходы, обеспечивающие меньшую высоту вынужденных подъемов и спусков.

3.3.3. Автомобильные стоянки и гаражи

Массовая автомобилизация породила во всех без исключения крупных городах мира проблему размещения автомобилей. Автомобиль нуждается в стационарном гараже вблизи места проживания владельца и временной стоянке вблизи места работы.

Обычно стоянки устраивают под проезжей частью городских улиц, под тротуарами, площадями. Подземные гаражи устраивают одно-, двух- или многоярусными, при этом чаще всего подземный гараж размещается в сочетании с надземными зданиями, подземными инженерно-транспортными сооружениями (рис. 3.18). С нижних этажей многоэтажных зданий автомобили поднимаются на поверхность по наклонному пандусу или с помощью лифта (рис. 3.19, 3.20).

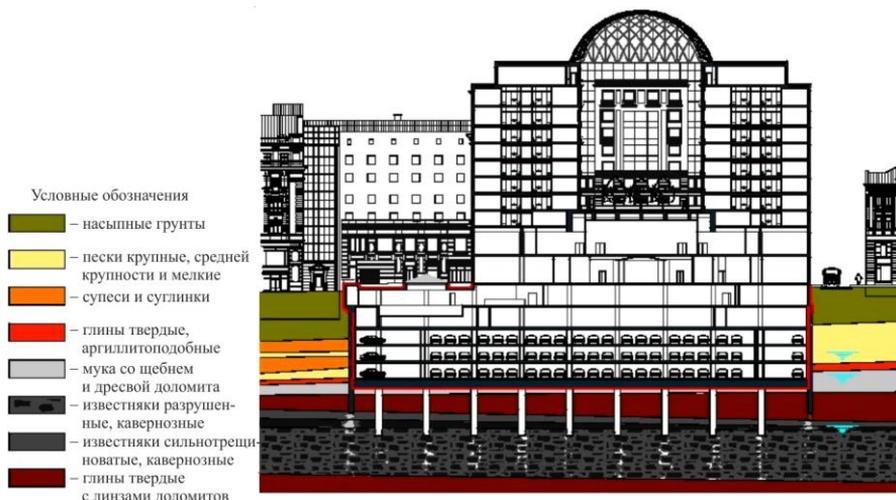


Рис. 3.18. Пятизвездочный отель «RITZ CARLTON» с подземным 5-уровневым пространством



Рис. 3.19. Лифт для парковки автомобилей



Рис. 3.20. «Карусельная» система для автомобилей
в жилом комплексе

Размещать места хранения личных легковых автомобилей необходимо в зоне их пешеходной доступности (по существующим нормативам в пределах до 500 м). В зонах высотной застройки должны строиться подземные гаражи, непосредственно связанные подземными переходами и лифтами с жилыми зданиями и общественными центрами. При этом организация хранения автомобилей должна быть тесно связана с характером и этажностью застройки.

Для районов новой комплексной жилой застройки перспективны встроенные гаражи, размещаемые в цокольных и подземных этажах многоэтажных домов (особенно в зданиях, поднятых на колоннах), а также полуподземные и подземные гаражи под дворовыми участками, площадями, скверами и бульварами. Этажность таких сооружений может колебаться в широких пределах, а вместимость – от нескольких сотен до нескольких тысяч автомобилей (рис. 3.21).

В условиях новой малоэтажной жилой застройки гаражи, в том числе подземные, должны быть предусмотрены только в общественных центрах. Постоянное же хранение основной массы автомобилей в этих условиях

Рис. 3.22. Реализованный проект строительства
5-уровневого подземного паркинга
на Комендантской площади в г. Санкт-Петербурге

Подземные многоуровневые гаражи и стоянки, несмотря на более высокую стоимость их строительства, по сравнению с наземными многоэтажными гаражами имеют ряд преимуществ, главным из которых является возможность их устройства в тех местах, где вообще недопустимо какое-либо наземное строительство, например, в районах площадей, бульваров, улиц, скверов и пр. (рис. 3.23).



Рис. 3.23. Строительство подземной автостоянки
на площади Революции в г. Москве

При анализе различных вариантов организации постоянного и временного подземного хранения легковых автомобилей в переуплотненных городских и районных центрах должны выполняться следующие мероприятия:

– определение (на основе расчетного уровня автомобилизации) необходимых размеров соответствующих участков;

– выбор способа организации хранения автомобилей: в одном или нескольких уровнях, в виде отдельно расположенных или встроенных (пристроенных) сооружений;

– контроль удаленности мест хранения с использованием критериев «не ближе», чем это допустимо по санитарным нормам, и «не дальше» от гаража до обслуживаемого им здания или дома владельца автомобиля, что также определено нормами (для гаражей второй показатель не должен превышать 500 м, а для автостоянок временного хранения 150–200 м).

3.3.4. Подземные сооружения производственно-технологического и специального назначения

Расположение под землей части технологического оборудования рационально в процессах металлургического цикла, в дробильно-сортировочных цехах обогатительных фабрик, на некоторых объектах тепловых и атомных электростанций; главным образом в подземном исполнении проектируются атомные котельные. В комплексы современных очистных сооружений, водопроводных и канализационных сетей больших городов (рис. 3.24) и промышленных узлов обычно входят крупные подземные емкости и помещения с технологическим оборудованием (рис. 3.25).



Рис. 3.24. Фрагмент устройства опускного колодца канализационной сети в Хорватии

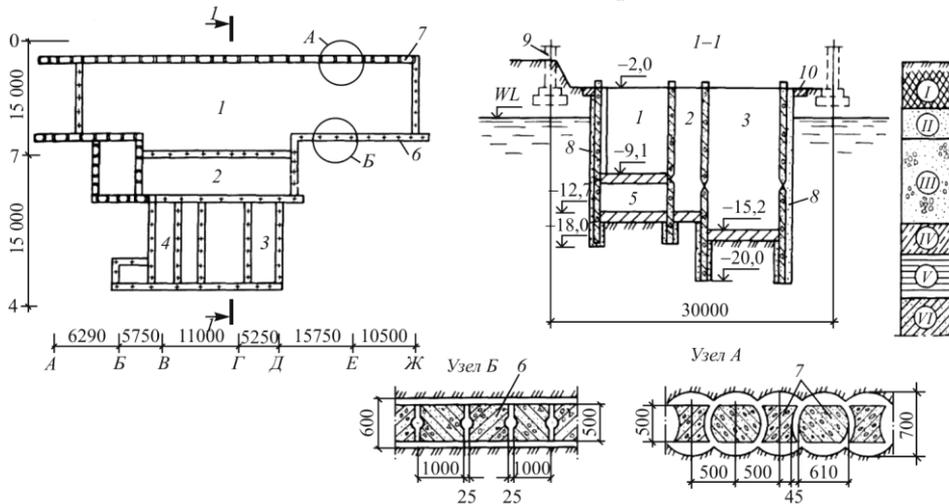


Рис. 3.25. Схема заглубленных подземных сооружений на строительстве завода «Серп и молот» в Москве: 1 – помещение УНРС; 2 – проходной тоннель; 3 – помещение насосной станции; 4 – яма окалины; 5 – тоннель гидросмыва; 6 – стены из сборных плоских железобетонных панелей; 7 – стены

из сборных железобетонных элементов криволинейного очертания в плане; 8 – тампонажный раствор; 9 – колонны существующего цеха; 10 – форшахта из монолитного железобетона; I – насыпной грунт; II – пески мелкие; III – пески средние и крупные; IV – суглинки и глины; V – глины пылеватые; VI – пески и суглинки

В ходе подготовки к войне и во время Второй мировой войны фашистская Германия разместила производство секретных видов вооружения на подземных заводах. К концу войны их было 143 с общей площадью помещений 1,3 км², строилось еще 5 км² подземных производственных помещений. Подобные заводы строились в устойчивых породах – доломитах, песчанике.

Начатое во время войны строительство подземных заводов в Швеции продолжается в возрастающем темпе и сейчас. Хотя стоимость строительства подземных помещений (по шведским данным) примерно на 10 % превышает стоимость поверхностного, однако сокращение затрат на планировку территории, окраску крыши и наружных стен, отопление, а также простота поддержания чистоты атмосферы, необходимой для прецизионного производства, повышение производительности труда благодаря отсутствию внешних раздражителей – все это делает выгодным подземное производство. Внутренние камеры цехов не имеют крепления. Под кровлей камер подвешены на анкерах листы гофрированного железа для предохранения от капежа воды и падения мелких камней, стены декорированы деревянными щитами.

Широкое распространение как в РФ, так и за рубежом получили подземные продовольственные склады и холодильники. На заводе шампанских вин «Новый свет» в Крыму уже более ста лет существует подземный склад вин, размещенный в выработках сечением 5×6 м в лессовидных суглинках на глубине 10–15 м общей длиной 5 км. Выработка устойчива, несмотря на отсутствие какого-либо крепления. Винзаводы Молдавии используют старые выработки по добыче строительного камня для технологических целей. Подземная добыча пиленого известняка расширяется с целью дальнейшего использования выработок в качестве складов.

В г. Лилехамере (Норвегия) для проведения соревнований по хоккею и фигурному катанию во время Олимпийских игр был построен ледовый стадион. Уникальность этого сооружения заключалась в том, что стадион был построен в естественной подземной пещере. В этом случае строители использовали природные свойства скального грунта по со-

хранению внутреннего температурного режима стадиона и натуральные условия по обеспечению кондиционирования спортивно-массового сооружения (рис. 3.26).

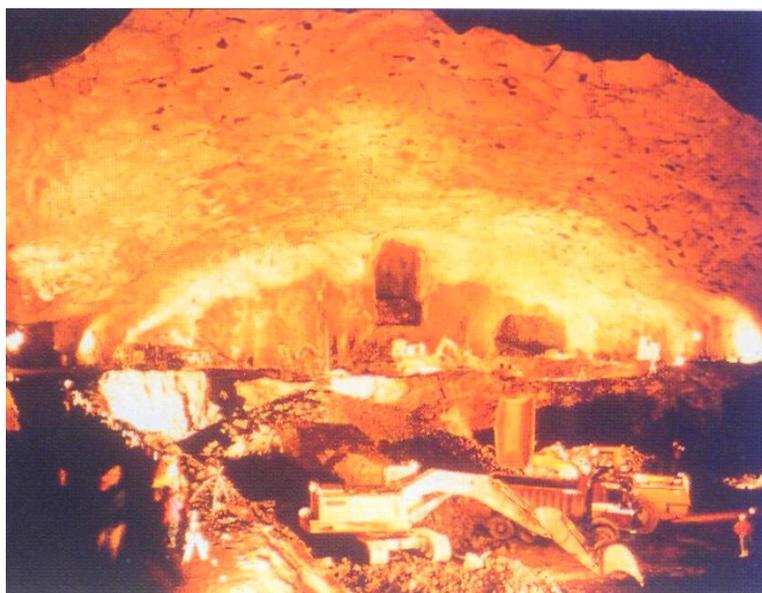


Рис. 3.26. Строительство ледового стадиона в г. Лилехамере (Норвегия)

Вблизи г. Канзас-Сити (США) в откосах каньона для добычи строительного камня пройдена сеть выработок шириной 10,5 м, высотой 4–6 м на глубине около 50 м. Фирма «Ингленд Андерграунд» оборудовала там холодильники, склады для хранения различных продуктов, готового платья и прочего общей площадью более 900 га. Стоимость хранения в подземных складах составляет 30–50 % от стоимости хранения в поверхностных; продукты для замораживания и хранения привозят в Канзас из соседних штатов.

В районах вечной мерзлоты устраиваются подземные холодильники без искусственного охлаждения: специальный режим вентиляции позволяет накапливать в зимний сезон достаточное количество «холода» для поддержания отрицательной температуры на складе в течение лета. В северных и северо-восточных районах РФ имеется несколько сотен подобных складов. Емкость наиболее крупных из них достигает 3–5 тыс. т. В мерзлых песчано-глинистых породах камеры изнутри облицовываются льдом во избежание высыхания и осыпания грунта.

На острове Шпицберген (Норвегия) организовано «Хранилище судного дня» (Arctic Doomsday Seed Vault). Под слоем вечной мерзлоты внутри горы, в пещере, устроено помещение 5×5×15 м (рис. 3.27). За бронированными дверями и бетонными стенами толщиной в 1 м будут храниться до 4,5 млн семян разных культур.



Рис. 3.27. Вход и внутренние помещения «Хранилища судного дня»

Хранилище является безаварийным. Удаленность от эпицентра возможных катастроф и постоянно холодный климат обеспечат его сохранность на случай климатических катаклизмов, эпидемий и даже ядерной войны. Проект обошелся Норвегии в 9,6 млн долларов.

Неподалеку от г. Хельсинки (Финляндия) устроено подземное хранилище банка крови Финского Красного креста. Сооружение состоит из трёх тоннелей длиной 90 м, шириной 10 м и высотой 6 м каждый. Отдельно построен морозильник площадью 250 м², в котором постоянно поддерживается температура –40 °С. Для внутрискладских перевозок материалов используются автокары.

В штате Пенсильвания (США) сооружено Национальное подземное хранилище «Iron Mountain» (рис. 3.28). Хранилище располагается в отработанных известковых шахтах на глубине порядка 70 м. В хранилище, предназначенном для хранения различных видов архивов, в частности кино- и фотодокументов, поддерживаются постоянными температура 20 °С и влажность 35 %. Здесь хранится фотоархив Беттмана (Bettmann Archive), насчитывающий более 11 млн фотографий и негативов, в том числе оригинал знаменитой фотографии Эйнштейна.



Рис. 3.28. Вход и внутренний интерьер Национального хранилища «Iron Mountain»

В г. Токио (Япония) создана подземная ферма Pasona O2. Ферма занимает около 1000 м² и расположена в подвале высотного здания в самом центре Токио. Создатели фермы выбрали для освещения разнообразных сельскохозяйственных культур источники света с различными характеристиками, наиболее подходящими для них (рис. 3.29).

Достаточно большое количество архивов и библиотечных хранилищ в различных странах мира также расположено под землей. Например, Фондохранилище музея им. А.С. Пушкина в Москве (Россия) имеет 5 надземных и 3 подземных этажа (рис. 3.30). Преимущества таких хранилищ над надземными очевидны, и к ним можно отнести следующие:

- благоприятные температурный и влажностный режимы;
- значительно более низкое удельное энергопотребление;
- изоляция от разного рода поверхностных воздействий, таких как шум, вибрация, радиоактивность и т.д.;
- пожарная безопасность.



Рис. 3.29. Подземная ферма Pasona O2



Рис. 3.30. Фондохранилище музея им. А.С. Пушкина
в г. Москве

Достаточно обособлено в ряду различных типов подземных сооружений стоят сооружения военного назначения и гражданской обороны. Как правило, информация о таких сооружениях достаточно скудна для широкой публики, так как это связано с обороноспособностью страны и является государственной тайной. Однако по прошествии определенного промежутка времени завеса тайн приоткрывается. В этом плане интересна история по Объекту 825 ГТС – «Подземный завод по ремонту подводных лодок "Балаклава"». В период после Второй мировой войны обе сверхдержавы – СССР и США наращивали свой ядерный потенциал, угрожая друг другу превентивными ударами и ударами возмездия. Необходимо было найти такое место, где могли бы базироваться подводные лодки в случае войны и откуда могли нанести ответный ядерный удар. После нескольких лет поисков выбор пал на тихий городок Балаклава (Крым). Здесь было задумано построить огромный подземный завод с собственной электростанцией, разнопрофильными цехами, системой шлюзования, сухим доком, арсеналом и прочим, где можно было бы в случае ядерной войны не только укрыться, но и проводить ремонт подводных лодок (рис. 3.31).

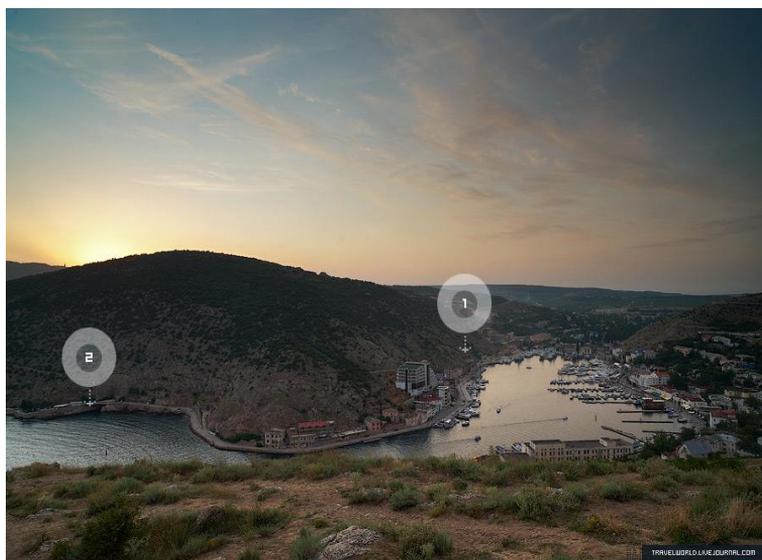


Рис. 3.31. Общий вид на г. Балаклава (Крым): 1 – заход для подводных лодок в горе Таврос; 2 – выход в Черное море на северной стороне горы

Подземный комплекс, так называемый «Объект 825 ГТС», строился 4 года – с 1957 по 1961. Работа шла круглосуточно в четыре смены, но велась настолько скрытно, что даже местные жители не догадывались о проводимых внутри горы работах. Грунт, вынутый за сутки работы, вывозился на расположенный поблизости карьер исключительно в ночное время. Некоторую часть грунта вывозили на баржах и топили в море. Через год после начала работ к военным присоединились московские метростроевцы. Помещения были выдолблены в скале и покрыты железобетоном, толщина которого составляла 56 м. При строительстве было вывезено около 120 тыс. т породы. Горная выработка составила по объему более 45 тыс. м³, имела площадь 6 тыс. м². Стоимость самого сооружения составила 67 млн неденоминированных советских рублей (по курсу до 1961 года), стоимость «начинки» и оборудования его системами жизнеобеспечения – 65 млн рублей.

«Объект 825 ГТС» – комбинированный подземный водный канал с сухим доком, цехами для ремонта, складами для хранения торпедного и иного вооружения, жильем для личного состава, столовыми, кухней, ванными, душевыми, комнатами отдыха, командными пунктами, противоатомными убежищами. Располагается в горе Таврос, по обеим сторонам которой находятся два выхода. Общая длина тоннеля 500 м, длина потерны, где находятся основные цеха, – 300 м, длина самого подводно-

го канала – 360 м, ширина от 6 до 12 м, глубина в среднем 6 м, но достигает местами 8,5 м. Здесь могут разместиться 7 подлодок основных советских проектов, а при необходимости в убежище могут скрыться до 14 субмарин разных классов. Обслуживались подводные лодки 613-го и 633-го проектов. Для выхода в открытое море из штольни на северной стороне был оборудован выпуск для субмарин, который также перекрывался плавучим, но отводящимся в сторону ботопортом (рис. 3.32). Глубина здесь уже порядка 30 м, что позволяло осуществлять выход на боевое дежурство в подводном состоянии.



Рис. 3.32. Вход в штольню ремонтного завода подводных лодок

В случае угрозы прямого ядерного удара, а объект мог выдержать прямое попадание заряда мощностью до 100 кт (килотонн), толстенные герметичные двери закрывались, и завод способен был автономно существовать 3 года, вместив при этом 3000 человек. Автономная подача воздуха, мощные дизель-генераторы, топливные и водяные магистрали, подземные рельсовые пути давали возможность полностью изолировать объект от внешней среды. Сухой док мог принять две подводные лодки одновременно (рис. 3.33).



Рис. 3.33. Сухой док ремонтного завода подводных лодок

При постановке рабочие вводили корабль в заполненную водой доковую камеру, центровали его, после чего закрывали затвор. С помощью мощных насосов в течение четырех часов из дока откачивали воду, а подводная лодка опускалась и вставала на специальные постаменты. В течение дня ее корпус обшивался деревянными лесами, после чего начинались ремонтные работы.

В 1993 г. сверхсекретная база была полностью покинута и осталась без охраны. Объект был безнаказанно разграблен. В 2000 г. объект был передан Военно-Морским силам Вооруженных сил Украины. Согласно решению президента и правительства Украины комплекс принадлежит Центральному музею Вооруженных сил Украины и является его филиалом. Открытие филиала состоялось 1 июня 2003 г. К осмотру открыты зоны вокруг искусственного канала, который проходит гору насквозь, несколько цехов завода и арсенал, где хранились торпеды и ядерные боеголовки (рис. 3.34).

Убежища гражданской обороны (ГО) являются элементом промышленных и жилых комплексов и располагаются с таким расчетом, чтобы в них можно было попасть в течение 10–15 мин после объявления опасности ядерного нападения. Каждое подземное сооружение стремятся дооборудовать так, чтобы оно могло играть роль убежища, а каждое убежище так, чтобы оно могло использоваться в мирное время. Подземные станции метро, оборудованные прочными герметичными воротами, превращаются в убежища высокого класса. Убежища размещают в подвальных и цокольных этажах зданий, а при отсутствии такой возможно-

сти строят отдельно стоящие заглубленные убежища. В мирное время убежища используют в качестве гардеробов, складов, магазинов, гаражей, подземных переходов, спортивных сооружений. Дооборудование убежища для использования в мирное время по тому или иному назначению обходится в несколько раз дешевле, чем строительство этого объекта. В табл. 3.4 по зарубежным данным приведена относительная стоимость дооборудования убежищ под объекты различного назначения в сравнении с полной стоимостью наземного варианта объекта (в расчете на 1 м² площади).

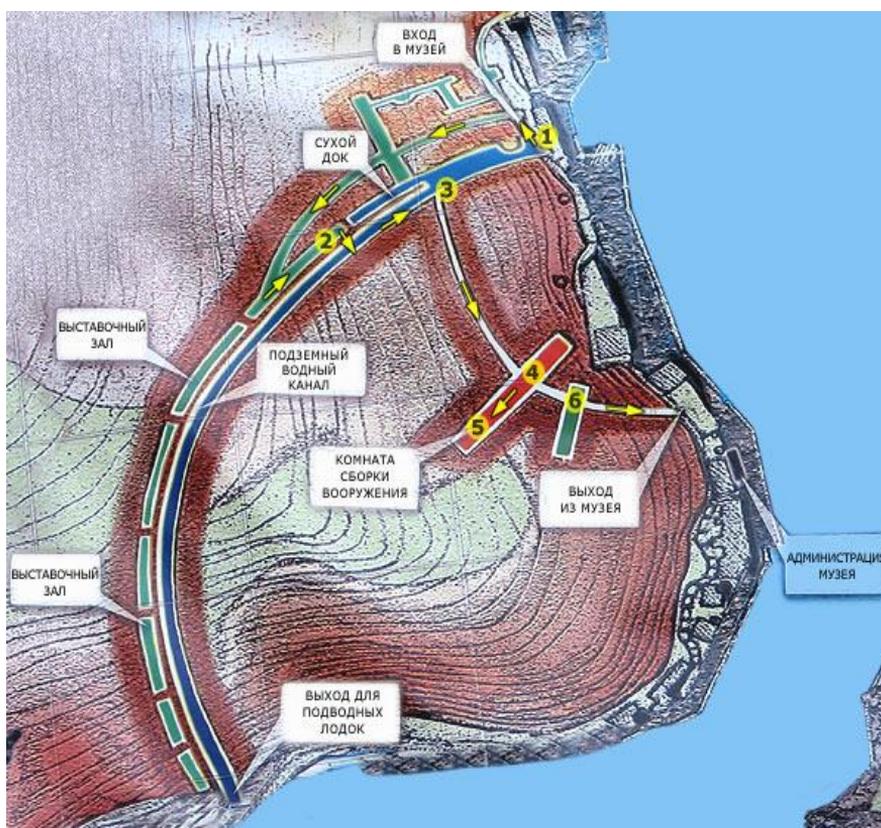


Рис. 3.34. Карта музея завода по ремонту подводных лодок в г. Балаклава

Таблица 3.4

Относительная стоимость дооборудования убежищ под объекты различного назначения

Назначение в мирное время	Дополнительные затраты	Стоимость строительства нового сооружения
Хранилище	1,0–2,0	9,0–12,0

Автостоянка-гараж	2,5–4,0	5,0–8,0
Клуб	3,0–5,5	10,0–13,0
Спортзал	5,0–15,0	18,0–30,0
Плавательный бассейн	14,0–18,0	30,0–40,0

В Швейцарии осуществлен крупномасштабный проект обеспечения всего населения страны бомбоубежищами, используемыми в мирное время для различных надобностей. Рядовое убежище швейцарской системы ГО рассчитывается на давление в ударной волне 0,1 МПа, что соответствует давлению в отраженной волне 0,37 МПа; более ответственные убежища, например пункты управления и связи, рассчитываются на давление 0,37 МПа (1,16 МПа в отраженной волне). Убежища швейцарской ГО рассчитаны на пребывание в них населения в течение недель в кризисные периоды в полной изоляции от поверхности.

В России довольно долго считалось, что абсолютная безопасность – это привилегия первых лиц государства. В Израиле, Германии и многих других странах частное защитное сооружение (бункер) уже давно является необходимой «опцией» в жизни богатых и знаменитых, показателем статуса и оценки значимости собственной жизни. Только в США ежегодно строится несколько тысяч частных убежищ. И, несмотря на официальное завершение «холодной войны», это количество продолжает увеличиваться. В случае возникновения чрезвычайных ситуаций персональный подземный бункер обеспечит владельцу и членам его семьи защиту от террористических атак, силовых захватов, техногенных катастроф, вооруженных конфликтов и стихийных бедствий. Современные системы безопасности и жизнеобеспечения нейтрализуют последствия применения ядерного, химического, биологического и огнестрельного оружия. В мирное время убежище может использоваться в качестве надежного хранилища для ценностей, переговорной комнаты, винного погреба, библиотеки, кинотеатра, закрытого клуба по интересам.

Строительство бункера ведется непосредственно рядом с домом, территория проведения работ огораживается, в короткие сроки вывозится лишний грунт, создается монолитный железобетонный «куб», проводятся работы по гидро- и теплоизоляции строения. После окончания надземной стадии работ следы «стройки» полностью устраняются, производится восстановление ландшафта участка, монтаж спецоборудования, выполняются отделочные работы. Как правило, при строительстве защитного сооружения общей площадью 50 м² огороженная площадь застройки не превышает 7,0×9,0 м. При оборудовании бункера в подвале жилого дома возможна частичная интеграция автономных систем жизнеобеспечения в существующую инфраструктуру.

ющие инженерные сети. Также проводят анализ проекта жилого дома с целью определения соответствия расчетных нагрузок несущих стен и перекрытий здания требованиям СНиПов, применяемых для защитных сооружений. Существует множество вариантов подземных защитных сооружений, но существует несколько чаще употребляемых вариантов, таких как проект «Альфа» (рис. 3.35), «Дельта» (рис. 3.36), «Омега» и «Ноев ковчег».



Рис. 3.35. Проект бункера «Альфа» (количество укрываемых – 4 чел.; общая площадь 35 м²; внутренний объем 97 м³; max. t внешней среды 1000 °С; давление ударной волны 1500 кг/м²)



Рис. 3.36. Проект бункера «Дельта» (количество укрываемых – 6 чел.; общая площадь 51 м²; внутренний объем 142 м³; max. t внешней среды 1000 °С; давление ударной волны 1800 кг/м²)

3.3.5. Подземные сооружения, устраиваемые в горных выработках

Особый интерес для устройства подземных сооружений представляют старые горные выработки, которые выработали свой ресурс и уже

не используются в настоящее время. Некоторая классификация таких сооружений приведена в табл. 3.5.

Таблица 3.5

Классификация подземных сооружений

Характер горностроительных работ	Основное назначение подземного сооружения	Вид подземной полости, в которой размещается сооружение	Объекты, размещаемые в подземном сооружении
Проведение горных выработок по целевому проекту	Добыча твердых полезных ископаемых	Штольни, штреки, камеры и др.	Угольные, рудные, нерудные шахты
	Транспортные коммуникации	Тоннели, засыпные траншеи	Автомобильные, железнодорожные, гидротехнические тоннели, метрополитены, трубопроводы
	Размещение объектов электро- и теплоснабжения и т.п.	Камеры больших поперечных сечений, тоннели	ГЭС, тепловые ЭС, атомные ЭС, гидроаккумуляторные ЭС, атомные станции теплоснабжения
	Размещение хранилищ питьевой воды и сооружений для очистки сточных вод	Камеры больших поперечных сечений, тоннели	Резервуары по хранению питьевой воды, заводы по очистке сточных вод
	Размещение объектов городского хозяйства	Котлованы и траншеи с засыпкой, тоннели мелкого заложения	Гаражи, телефонные станции, кинотеатры, вокзалы, торговые центры, рестораны, архивы, пешеходные переходы, спортивные комплексы, городские коллекторы и др.

Продолжение табл. 3.5

Характер горностроительных работ	Основное назначение подземного сооружения	Вид подземной полости, в которой размещается сооружение	Объекты, размещаемые в подземном сооружении
----------------------------------	---	---	---

	Размещение объектов военного назначения	Шахтные стволы, штольни, камеры, котлованы с засыпкой	Стартовые комплексы ракет, долговременные командные пункты, убежища и др.
Приспособление под объекты существующих горных выработок и естественных полостей	Размещение предприятий по производству продуктов питания и др.	Горные выработки угольных, рудных, гипсовых, соляных и др. шахт	Бройлерные птицефабрики, заводы шампанских вин, предприятия по выращиванию овощей, грибов, цитрусовых культур, цветов, саженцев деревьев, по разведению рыбы и др.
	Размещение хранилищ промышленных товаров	Горные выработки известняковых, гипсовых, соляных шахт, тоннели в скальных породах	Склады товаров широкого потребления, бытовых приборов, автомобилей, медикаментов и др.
	Размещение хранилищ скоропортящихся пищевых продуктов	Горные выработки известняковых, соляных, гипсовых шахт, горные выработки в многолетнемерзлых горных породах	Холодильники для хранения фруктов, овощей, зерна и т.п.
	Размещение лечебных учреждений	Горные выработки соляных шахт, карстовые пещеры	Специализированные больницы и санатории по лечению заболеваний дыхательных путей, сердечно-сосудистых, бронхиальной астмы и др.
	Размещение объектов туризма и т.п.	Пещеры	Туристические комплексы, различные объекты культурного назначения

Окончание табл. 3.5

Характер горностроительных работ	Основное назначение подземного сооружения	Вид подземной полости, в которой размещается сооружение	Объекты, размещаемые в подземном сооружении
Использование пористых геологических структур в недрах Земли	Размещение хранилищ жидких и газообразных полезных ископаемых и продуктов из них	Истощенные газонефтяные пласты-коллекторы, пористые водоносные структуры, горные выработки	Крупные хранилища нефти, природного газа, нефтепродуктов, сжиженного газа и др.
	Захоронение вредных отходов производства	Отработанные пласты-коллекторы, пористые структуры в плохопроницаемых породах	Хранилища отходов радиоактивных веществ, отходов нефтяной и химической промышленности
Комплексное освоение подземных пространств проведением горных выработок по целевому проекту и приспособлением ранее отработанных	Размещение промышленных предприятий	Шахтные камерные выработки, специально пройденные камеры больших сечений, тоннели	Заводы точных приборов, электронного оборудования, судостроения, машиностроения, авиастроения, военной техники и др.
	Размещение научно-исследовательских объектов	То же	Нейтральные и сейсмогеофизические обсерватории, сейсмические станции и др.

В РФ и за рубежом широкое распространение получило подземное хранение нефти и нефтепродуктов, углеводородных газов под высоким давлением, сжиженных газов, сжатого воздуха для промышленного потребления, в том числе газоаккумулирующими электростанциями.

В топливно-энергетическом балансе России около 80 % составляют газ, нефть и продукты их переработки.

К хранилищам газо- и нефтепродуктов предъявляются жесткие требования:

- обеспечение безопасности обслуживающего персонала и населения;
- предотвращение экологических нарушений окружающей среды;
- способность противостоять значительным избыточным давлениям и коррозионному воздействию хранимых продуктов.

При проектировании подземных хранилищ учитываются следующие основные требования:

- сохранение качества продуктов при их непосредственном длительном контакте с горными породами;
- уравнивание избыточного давления хранимых продуктов массивом пород при определенной глубине заложения выработки-емкости.

Подземные хранилища устраиваются: в выработках, пройденных обычными горнопроходческими методами; в выработках, образованных безлюдными методами выщелачивания или камуфлетного взрыва; в пластах пористых пород.

Подземные хранилища экономически выгодны при объемах нефтепродуктов, превышающих 25–40 тыс. м³. В 1975 г. в Канаде и США имелось 41 млн м³ подземных хранилищ. Эти хранилища пожаробезопасны, эксплуатационные расходы для них значительно ниже, чем для поверхностных.

От механических, теплофизических и химических свойств горных пород зависят методы сооружения резервуаров подземных хранилищ (рис. 3.37).



Рис. 3.37. Классификация подземных газонефтехранилищ

Нефтехранилище – это комплекс сооружений для хранения нефти и продуктов её переработки. В состав нефтехранилищ входят нефтяные резервуары, напорные и безнапорные трубопроводы, насосные станции и др. (рис. 3.38).

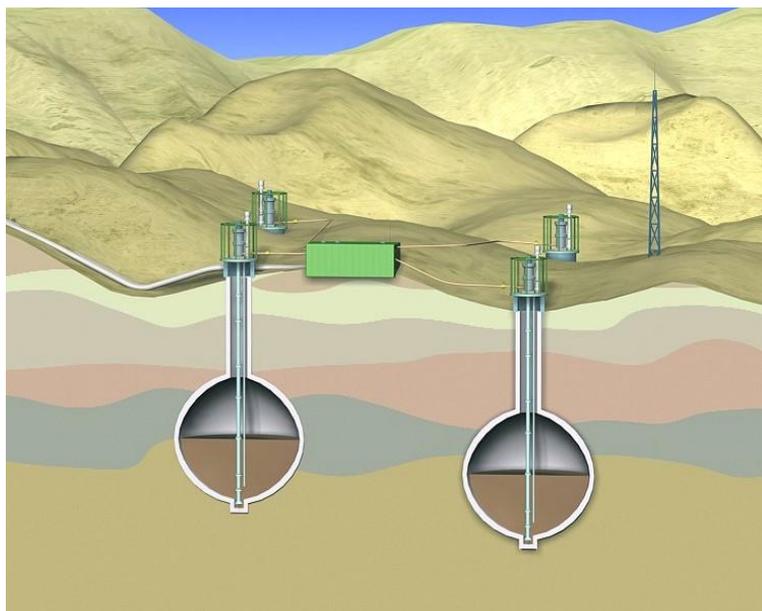


Рис. 3.38. Схема подземного нефтехранилища

По сравнению с наземными нефтехранилищами они более безопасны, характеризуются меньшими потерями от испарения, меньшими затратами тепла на поддержание необходимой температуры в хранилище и меньшими удельными затратами на сооружение и эксплуатацию. В состав подземных нефтехранилищ входят подземные резервуары (выработки-емкости, вспомогательные горные выработки, скважины и др.), наземные здания и сооружения. Подземные нефтехранилища по конструкции резервуаров подразделяются на шахтные, сооружаемые горнопроходческими методами и создаваемые в горных выработках или отработанных шахтах; бесшахтные, создаваемые путём размыва каменной соли водой через скважины, используемые впоследствии при эксплуатации нефтехранилищ.

При сооружении подземных нефтехранилищ стремятся к их устройству в горные породы без облицовки внутренних поверхностей какими-либо защитными материалами (например, листовой сталью), так как стоимость облицовочных работ и расход материалов бывают большими, особенно при сооружении хранилищ значительных объёмов.

Наиболее эффективно подземное хранение в массивных соляных пластах и соляных куполах. В пластичных породах резервуары нефтехранилищ сооружаются методом глубоких взрывов.

Известна конструкция хранилищ так называемого «шведского типа» (рис. 3.39). В таких конструкциях большая камера находится в устойчивых малопроницаемых породах ниже уровня грунтовых вод. Поскольку давление в камере ниже, чем напор грунтовых вод, фильтрации нефтепродуктов из камеры в окружающий массив нет. Приток подземных вод в камеру обычно составляет несколько кубометров в сутки, но может достигать нескольких десятков кубометров. Вода, имея большую плотность, чем нефть, собирается внизу, и ее периодически откачивают.

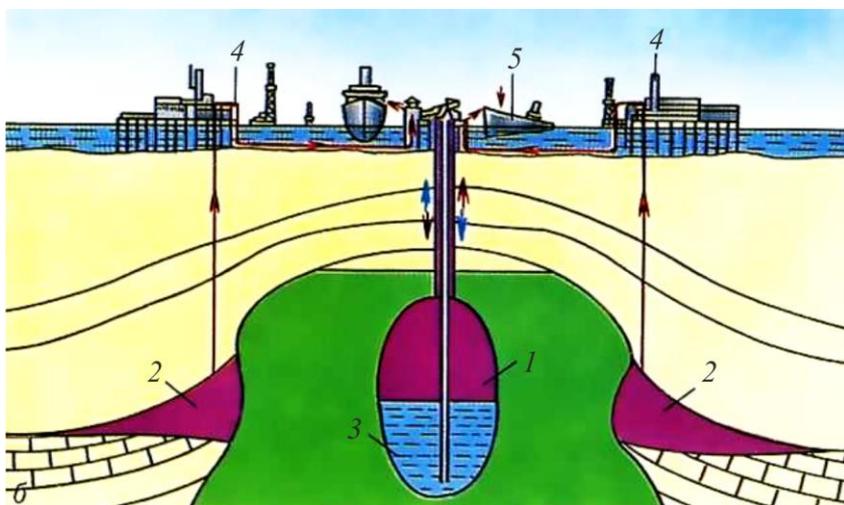


Рис. 3.39. Схема подземного нефтехранилища в соляном куполе ниже дна моря: 1 – нефть хранимая; 2 – нефть добываемая; 3 – морская вода; 4 – буровая платформа; 5 – нефтеналивное судно

Достоинствами подземных нефтехранилищ в сравнении с наземными являются:

– экономия земельных территорий на поверхности; сравнительно более низкая удельная стоимость сооружения нефтехранилищ, так как нет необходимости использовать дорогостоящие строительные материалы;

– возможность без больших капитальных затрат получать хранилища любой емкости (более 450 тыс. м³ в одной камере), что практически недостижимо на поверхности;

– при сооружении подземных нефтехранилищ в соляном массиве производится попутная добыча товарной продукции, что значительно удешевляет их стоимость;

По сравнению с наземными нефтехранилищами они более безопасны, характеризуются меньшими потерями от испарения.

Недостаток подземных нефтехранилищ – необходимость предотвращения накопления воды в подземных выработках из-за фильтрации грунтовых вод.

Ледогрунтовые хранилища сооружают в районах с многолетнемерзлыми грунтами в виде выемок (ниже нулевой изотермы). Сверху сооружают перекрытие и намораживают лед с устройством наружной теплоизоляции. Дно и боковые стены хранилища облицовывают льдом. Теплоизоляция должна обеспечивать температуру в ледяном слое хранилища не выше –3 °С. Температура нефтепродукта, заливаемого в ледогрунтовые хранилища, должна быть не выше 0 °С.

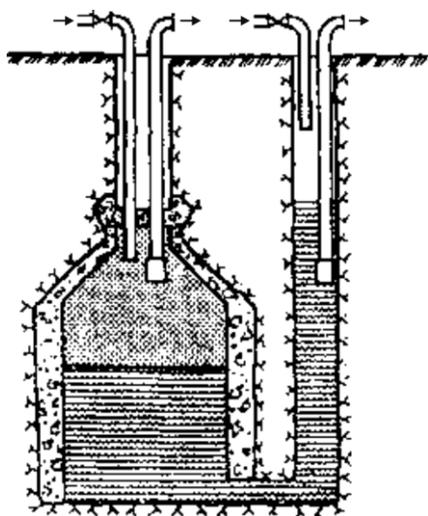


Рис. 3.40. Подземное нефтехранилище в Наанали, Финляндия

Первое в мире подземное нефтехранилище было построено в 1948 г. в г. Наанали (Финляндия). Хранилище работает по так называемому Senlab-методу и представляет собой забетонированный металлический резервуар в обводнённом скальном массиве, имеющий форму бутылки, заполненной снизу до барьерного уровня водой под давлением (рис. 3.40).

В настоящее время прослеживается ещё одна интересная тенденция, напрямую не связанная с подземным строительством: архитекторы предложили переделывать нефтехранилища в дома. Специалисты датского архитектурно-дизайнерского бюро Pinkcloud разработали проект переделки резервуаров для хранения нефтепродуктов в жилые дома.

Об этом говорится в сообщении бюро. По подсчетам архитекторов, в настоящее время по всему миру насчитывается около 49 тысяч нефтяных резервуаров. Специалисты считают, что в дома их можно будет пе-

ределать после того, как мировые запасы нефти подойдут к концу и строения не будут использоваться по прямому назначению. Согласно проекту дома будут экологически чистыми, а квартиры в них – доступными по цене. Эксперты отмечают, что благодаря сферической форме реконструкция нефтехранилищ не потребует больших затрат, а сами здания обладают большим потенциалом для использования энергии солнца и других альтернативных источников.

3.3.6. Метрополитены

Метрополитен – это городская внеуличная железная дорога для массовых скоростных перевозок пассажиров с массой экономии времени и наибольшим комфортом. Необходимость в метрополитене – скоростном транспорте, не загромождающем уличную дорожную сеть и не имеющем пересечений в одном уровне, ощущается в большинстве городов с численностью населения свыше 1 млн человек. Как правило, все мировые столицы – Нью-Йорк, Лондон, Париж, Токио, Рим, Брюссель, Берлин, Пекин, Сеул, Торонто, Мадрид, Вена, Москва, Киев и другие крупные мегаполисы в активе общественного транспорта имеют развитые линии метрополитена. В противном случае передвижение в таких городах просто невозможно. Особое место в списке городов, имеющих метрополитен, занимает Москва. Во-первых, метрополитен в Москве достаточно молодой – строительство его началось в 30-х гг. прошлого столетия. Во-вторых, многие станции метро в Москве имеют художественную ценность и являются памятниками архитектуры эпохи социалистического реализма (рис. 3.41). В-третьих, при строительстве метро в Москве были применены новые методы строительства. В-четвертых, многие станции московского метро, особенно веток постройки 30–50-х гг. XX в., являются сооружениями гражданской обороны.



Рис. 3.41. Станция Киевская Московского метрополитена

В мире данная система метро – третья по интенсивности использования (после метрополитенов Токио и Сеула). Система состоит из 12 линий общей протяжённостью 313,1 км в двухпутном исчислении. В московском метро 188 станций, 44 из которых признаны объектами культурного наследия.

Самые первые предложения по созданию метро в Москве появились ещё в 1875 г., когда возникла идея проложить линию от Курского вокзала через Лубянскую и Трубную площади до Марьиной рощи. Но до проекта дело так и не дошло. В 1902 г. инженеры П.А. Балинский и Е.К. Кнорре предложили проект, по которому метро должно было соединить Замоскворечье с Тверской заставой подземной линией. Однако Городская дума отклонила его, вынеся резолюцию: «Господам Кнорре и Балинскому в их домогательствах отказать...». Гласные думы усомнились в достаточной проработанности проекта, к тому же сыграло свою роль и существовавшее на тот момент трамвайное лобби (трамвай приносил тогда значительную часть прибыли в казну). В 1913 г. Московская городская управа разработала собственный проект подземной железной дороги, состоящей из трёх подземных диаметров: Таганско-Тверского (от Тверской заставы до Калитников); Арбатско-Мясницкого (от Каланчёвской площади до Брянского (Киевского) вокзала) и Виндавско-Замоскворецкого (от Виндавского (Рижского) вокзала до нынешней платформы ЗИЛ). Проект строительства, намеченный на 1914–1920 гг., был утверждён Городской управой. Строительству помешала начавшаяся Первая мировая война. Также известен детально проработанный проект, предложенный электротехником М.К. Поливановым в

1916 г. Тоннели трёх подземных диаметров соединялись с путями магистральных железных дорог, пригородные участки которых должны были быть электрифицированы.

В 1925 г. был разработан проект Мясницкого радиуса, но он не был осуществлён. Возросшая транспортная нагрузка потребовала принятия решения о строительстве метрополитена. В 1923 г. проект Московского метрополитена был заказан иностранной компании Siemens Bauunion GmbH. К 1925 г. немецкий проект, включавший 80 км тоннелей и 86 станций, был готов. Однако денег на реализацию не нашли, и проект Siemens Bauunion GmbH остался на бумаге. Московский метрополитен был открыт 15 мая 1935 г. (рис. 3.42). Пусковой комплекс включал в себя 11,2 км трассы, 13 станций и 12 двухсекционных (четырёхвагонных) составов – всего 48 вагонов типа «А». Первая очередь шла от станции «Сокольники» до станции «Парк культуры» с ответвлением на станцию «Смоленская».

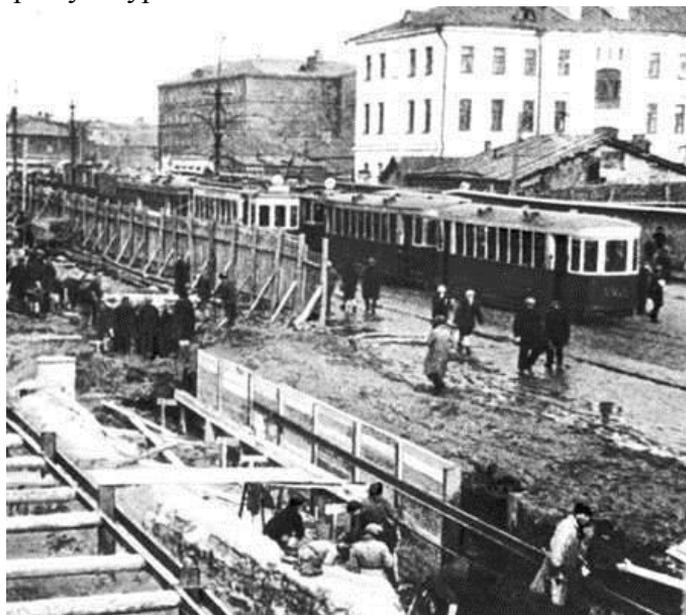


Рис. 3.42. Строительство первой очереди Московского метрополитена

Пассажиропоток Московского метрополитена является одним из самых высоких в мире. По количеству пассажиров, перевозимых в год, он уступает только Токийскому, Сеульскому и Пекинскому метрополитенам. В 2012 г. среднесуточный пассажиропоток составил 6,73 млн человек, а пиковый – 9,28 млн (29 ноября 2012). Доля метрополитена в перевозке пассажиров среди предприятий пассажирского транспорта Москвы составляет 56 %.

Строительство метро – это сложный и очень затратный комплекс организационно-технических мероприятий, осуществление которого под силу только мощнейшим строительным организациям при своевременном и полном финансировании работ.

Как правило, при строительстве метрополитена используется либо щитовая проходка (закрытый способ), либо разработка глубоких котлованов (открытый способ). Последний применяется в условиях устойчивых и прочных грунтов и, главное, при технической возможности выполнения земляных работ открытым способом, что в больших городах встречается крайне редко. Основной способ работ – это устройство подземных конструкций метро методом щитовой проходки. В этом случае различают несущие элементы одно-, двух- и терсводчатых конструкций станций глубокого заложения. На рис. 3.43 представлено поперечное сечение односводчатой станции метро.

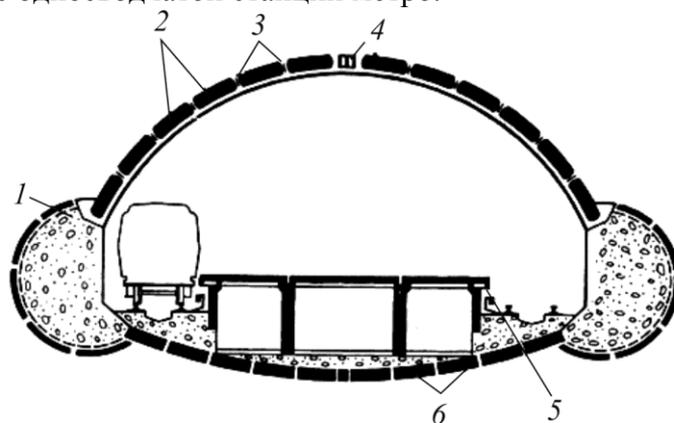


Рис. 3.43. Поперечное сечение односводчатой станции глубокого заложения из сборного железобетона: 1 – бетонные опоры сводов тоннеля, 2 – железобетонные блоки верхнего свода, 3 – прокладки между блоками, 4 – разжимный блок, 5 – платформа, 6 – железобетонные блоки обратного свода

Именной по такой конструктивной схеме были построены станции метро Московского метрополитена (рис. 3.44).



Рис. 3.44. Односводчатая станция
«Библиотека имени Ленина»

Более сложная конструкция подземных станций – двухсводчатая. Двухсводчатые станции состоят из двух параллельных тоннелей, в торцовой части которых имеются короткие аванзалы с примыкающими к ним эскалаторами. Таким образом, пассажирские платформы, расположенные вдоль всей станции и имеющие практически ширину около 4 м, служат как для организации посадки и высадки пассажиров, так и для перемещения их вдоль платформы (рис. 3.45). Двухсводчатые станции применяются при относительно небольшом пассажирообороте. Наиболее широкое распространение двухсводчатые станции получили в Лондонском метрополитене (рис. 3.46).

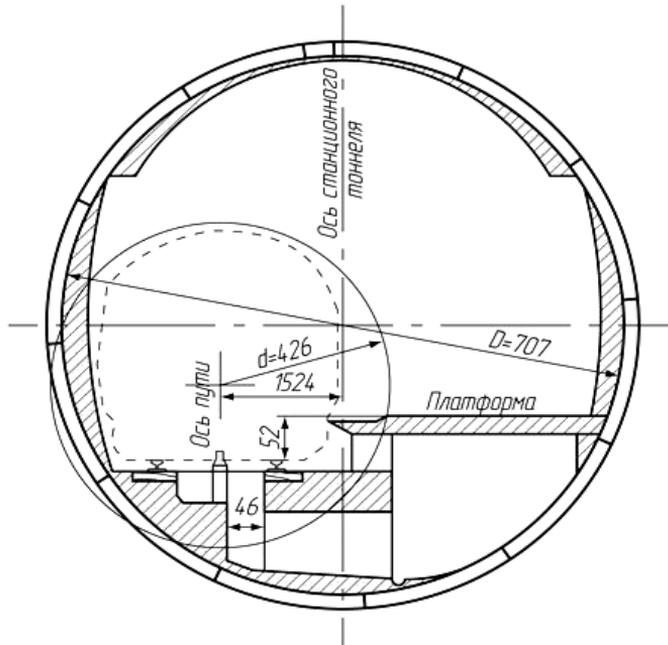


Рис. 3.45. Поперечное сечение двухсводчатой станции



Рис. 3.46. Двухсводчатая станция «Baker street» в г. Лондоне

Трехсводчатая станция пилонного типа из чугунных тубингов (рис. 3.47) состоит из трех параллельных тоннелей, расположенных в одном уровне. В пределах платформенного участка крайние тоннели соединяются со средними проходами. В местах проходов тоннели имеют общие опоры в виде пилонов, на которые опираются своды.

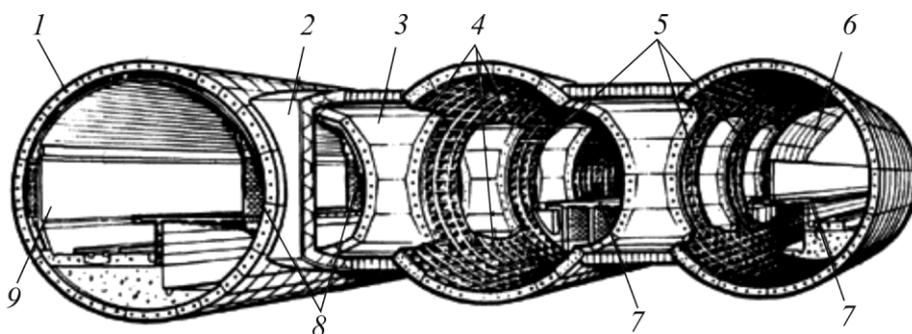


Рис. 3.47. Трехсводчатая схема пилонной станции с чугунной обделкой: 1 – нормальное тьюбинговое кольцо в глухой части станции; 2 – железобетонная обделка прохода; 3 – проход; 4 – клинчатая перемычка проемной станции; 5 – пилон; 6 – водоотводящий зонт; 7 – платформа; 8 – обстройка пилонной части; 9 – путевая стена

Для станционных тоннелей этой конструкции применяют обделки кругового очертания диаметром 8,5 м, которые состоят из нормальных колец и колец проемной части. Для устройства проходов в круговой обделке тоннелей делают проемы (в боковых тоннелях – с одной стороны, а в среднем – с обеих сторон).

Конструкция пилонной станции из сборного железобетона (рис. 3.48) аналогична конструкции станций из чугунных тьюбингов и состоит из трех параллельных тоннелей с наружным диаметром 8,5 м. Каждое кольцо обделки состоит из железобетонных ребристых блоков коробчатого сечения. Средний тоннель сообщается с боковыми тоннелями пятью-шестью проходами с каждой стороны шириной по 3 м. Перекрытие верхней и нижней частей проемов в тоннелях выполнено с помощью монолитных железобетонных балок, опирающихся на специальные дополнительные опорные блоки, устанавливаемые в пилонных кольцах. При строительстве станции вначале сооружают боковые и средний тоннели, после чего бетонируют железобетонные балки (перемычки) и раскрывают проемы.

Конструкция среднего тоннеля состоит из верхнего и нижнего сводов, собираемых из стандартных тьюбингов диаметром 9,5 м и опирающихся на опорные площадки тьюбингов клинчатых перемычек.



Рис. 3.48. Трехсводчатая станция «Площадь Восстания» в г. Санкт-Петербурге

Широко в метростроении применяются трехсводчатые станции глубокого заложения колонного типа (рис. 3.49, 3.50). К конструктивным достоинствам колонных станций этого типа относятся использование типовых стандартных тубингов, полная сборность, широкая возможность механизации работ и увеличенные объемы среднего зала, что дает возможность устраивать в его торцах наклонные тоннели на четыре эскалатора.

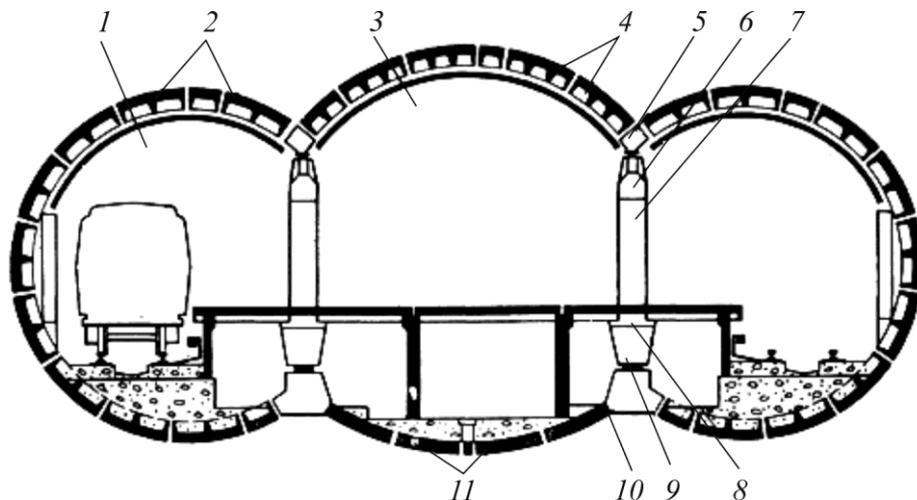


Рис. 3.49. Поперечное сечение колонной трехсводчатой колонной станции из сталежелезобетонных конструкций: 1 – обделка бокового тоннеля; 2 – обделка среднего тоннеля; 3 – пятый тубинг; 4 – железобетонные тубинги; 5 – чугунный тубинг; 6 – прогоны; 7 – колонны; 8 – опорные башмаки; 9 – монолитный прогон; 10, 11 – железобетонные блоки

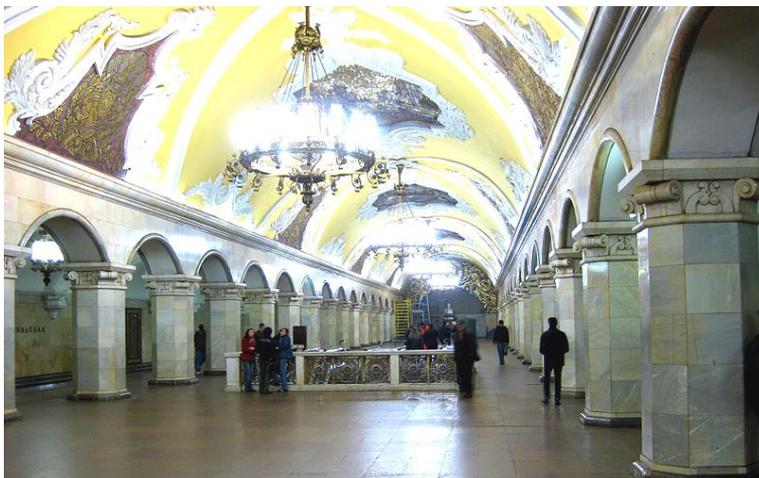


Рис. 3.50. Трехсводчатая станция «Комсомольская»
в г. Москве

Верхний свод среднего тоннеля образуется из железобетонных тубингов 4 диаметром 9,8 м и располагается выше сводов боковых тоннелей, а нижний свод 11 – из железобетонных блоков. В местах разрывов отделки опираются на внутренние несущие конструкции, состоящие из стальных двухконсольных прогонов 6, колонн 7, опорных стальных башмаков 8 и нижнего неразрезного монолитного прогона 9. Своды бокового и среднего тоннелей опираются на прогоны и колонны вверху через чугунный тубинг 5, а внизу – на железобетонный блок 10.

3.4. Подпорные стены

Когда устойчивость откоса требуемой крутизны не обеспечивается, то для его поддержания приходится устраивать *подпорные стенки*. Подпорные стенки широко применяются в промышленном, гражданском, дорожном, гидротехническом и других областях строительства (рис. 3.51).

Рассмотрим некоторые примеры подпорных стенок (рис. 3.52):

- подпорная стенка как упор откоса грунта, равновесие которого невозможно без ограждения (см. рис. 3.52, а);
- подпорная стенка как набережная (см. рис. 3.52, б);
- подпорная стенка как ограждение подвального помещения здания (рис. 3.52, в).

Подпорные стенки по конструктивному исполнению бывают *массивные* (рис. 3.53) и *тонкостенные* (рис. 3.54).



Рис. 3.51. Подпорная стенка на автодороге
Хельсинки–Тампере

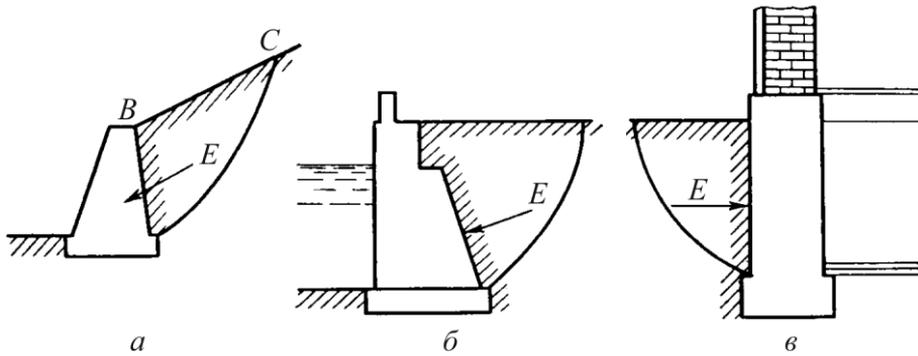


Рис. 3.52. Виды подпорных стенок

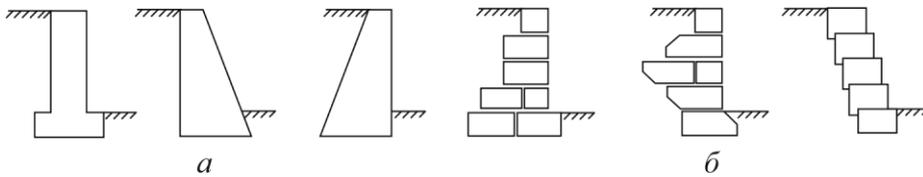


Рис. 3.53. Массивные подпорные стены:
а – монолитные; *б* – блочные

Устойчивость массивных стенок на сдвиг и опрокидывание обеспечивается прежде всего их собственным весом, устойчивость тонкостенных конструкций – собственным весом стенки и грунта, вовлеченного в совместную работу либо защемлением нижней части стенки в основание.

Как правило, массивные подпорные стены более материалоемкие и более трудоемкие при возведении, чем тонкостенные, и могут применяться при соответствующем технико-экономическом обосновании (например, при возведении их из местных материалов, отсутствии сборного железобетона и т.д.).

Массивные подпорные стены отличаются друг от друга формой поперечного профиля и материалом (бетон, бутобетон и т.д.).

В промышленном и гражданском строительстве, как правило, находят применение тонкостенные подпорные стены уголкового типа (см. рис. 3.54).

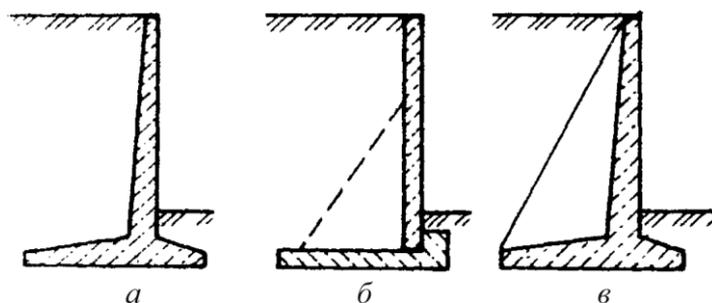


Рис. 3.54. Тонкостенные подпорные стены: *а* – уголково консольные; *б* – уголково анкерные; *в* – контрфорсные

По способу изготовления тонкостенные подпорные стены могут быть *монолитными, сборными и сборно-монолитными.*

Тонкостенные консольные стены уголкового типа состоят из лицевых и фундаментных плит, жестко сопряженных между собой.

В полносборных конструкциях лицевые и фундаментные плиты выполняются из готовых элементов. В сборно-монолитных конструкциях лицевая плита сборная, а фундаментная – монолитная.

В монолитных подпорных стенах жесткость узлового сопряжения лицевых и фундаментных плит обеспечивается соответствующим расположением арматуры, а жесткость соединения в сборных подпорных стенах – устройством щелевого паза (рис. 3.55, *а*) или петлевого стыка (рис. 3.55, *б*).

Тонкостенные подпорные стены с анкерными тягами состоят из лицевых и фундаментных плит, соединенных анкерными тягами (связями), которые создают в плитах дополнительные опоры, облегчающие их работу. Сопряжение лицевых и фундаментных плит может быть шарнирным или жестким.

Контрфорсные подпорные стены состоят из ограждающей лицевой плиты, контрфорса и фундаментной плиты. При этом грунтовая нагрузка от лицевой плиты частично или полностью передается на контрфорс.

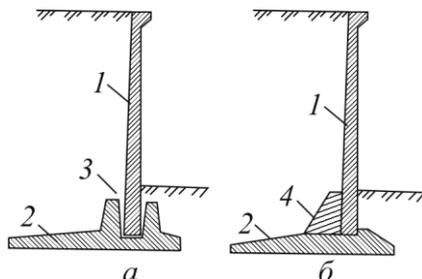


Рис. 3.55. Сопряжение сборных лицевых и фундаментных плит: *a* – с помощью щелевого паса; *б* – с помощью петлевого стыка; 1 – лицевая плита; 2 – фундаментная плита; 3 – цементно-песчаный раствор; 4 – бетон замоноличивания

При проектировании подпорных стен из унифицированных панелей стеновых (УПС) часть фундаментной плиты выполняется из монолитного бетона с использованием сварного соединения для верхней арматуры и стыковки внахлестку для нижней арматуры (рис. 3.56).

В железобетонных подпорных стенах ограждений протяженных подземных сооружений следует предусматривать устройство температурно-усадочных деформационных швов в соответствии с требованиями действующих нормативных документов по проектированию железобетонных конструкций. Конструкция деформационных швов должна быть решена с учетом необходимости устройства гидроизоляции

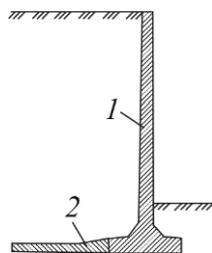


Рис. 3.56. Конструкция подпорной стены с использованием универсальной стеновой панели: 1 – универсальная панель стеновая (УПС); 2 – монолитная часть подошвы

В настоящее время при устройстве подпорных стен широко используют геосинтетические материалы, такие сооружения иногда называют подпорными стенками из армированного грунта (рис. 3.57). Более подробно на конструкциях этих сооружений мы остановимся в последующих разделах.

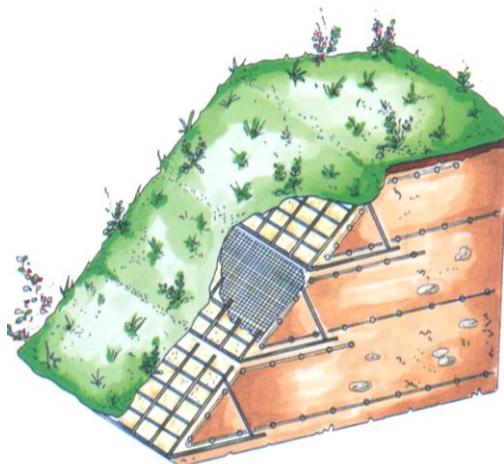


Рис. 3.57. Обеспечение устойчивости откоса насыпи посредством армирования грунта

3.5. Ограждение котлованов

Конструкция и технология устройства ограждения котлованов при строительстве подземного сооружения должны удовлетворять следующим основным требованиям:

- обеспечивать устойчивость стен котлована в процессе и после полной разработки грунта;
- воспринимать нагрузку от сооружения, если ограждение входит в состав конструкции подземного сооружения;
- обеспечивать водонепроницаемость, если невозможно или экономически нецелесообразно водопонижение;
- предусматривать многократность оборачиваемости элементов крепи, если ограждение является временным;
- крепление не должно загромождать котлован, мешать выемке и обратной засыпке грунта и монтажу основных конструкций;
- обеспечивать сокращение материалоемкости, трудоемкости и сроков строительства;
- обеспечивать сохранность эксплуатируемых наземных и подземных объектов, попадающих в зону влияния строящегося подземного сооружения;
- обеспечивать соблюдение экологических требований (соблюдение допустимых норм по шуму, вибрации, защите окружающей среды) [8].

Классификация современных методов крепления котлована при строительстве подземного сооружения открытым способом приведена на рис. 3.58.

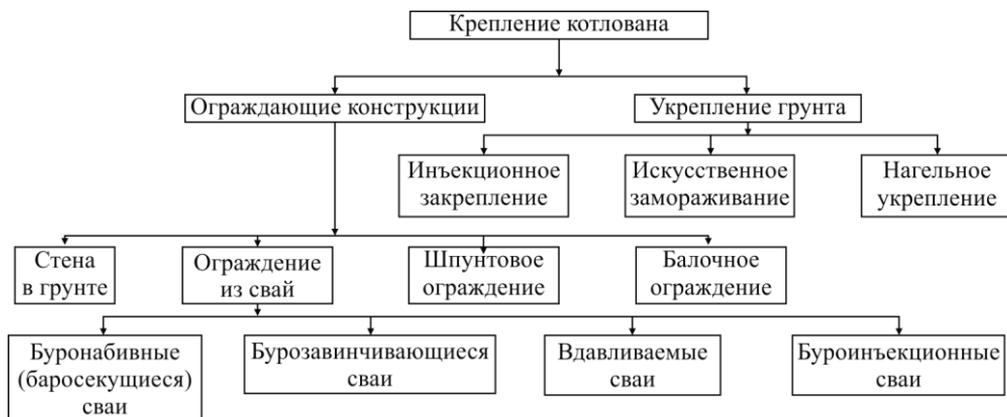


Рис. 3.58. Классификация крепления котлованов

На основе анализа технической литературы была составлена выборка по применимости различных методов ограждения котлованов при устройстве подземных сооружений, которая представлена на рис. 3.59.

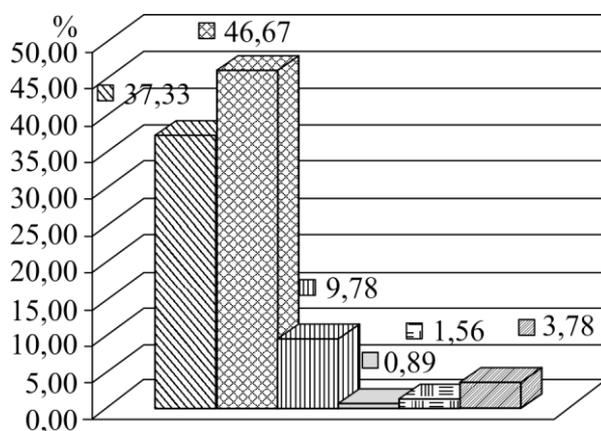


Рис. 3.59 Типы ограждения котлованов: ▣ – «стена в грунте» траншейного типа; ▤ – ограждение из труб; ▥ – буронабивные сваи; ▦ – Шпунт Ларсена; ▧ – ограждения из двутавров; ▨ – естественный откос

Анализируя представленную диаграмму, можно сделать вывод о том, что наибольшей популярностью у строителей в России пользуются методы «стена в грунте» траншейного типа и ограждения из металлических труб. Однако использование того или иного типа ограждения котлованов прежде всего зависит от их глубины. И это проиллюстрировано на рис. 3.60.

К основным размерам котлованов относятся размеры дна котлована в плане, размеры котлована поверху и его глубина.

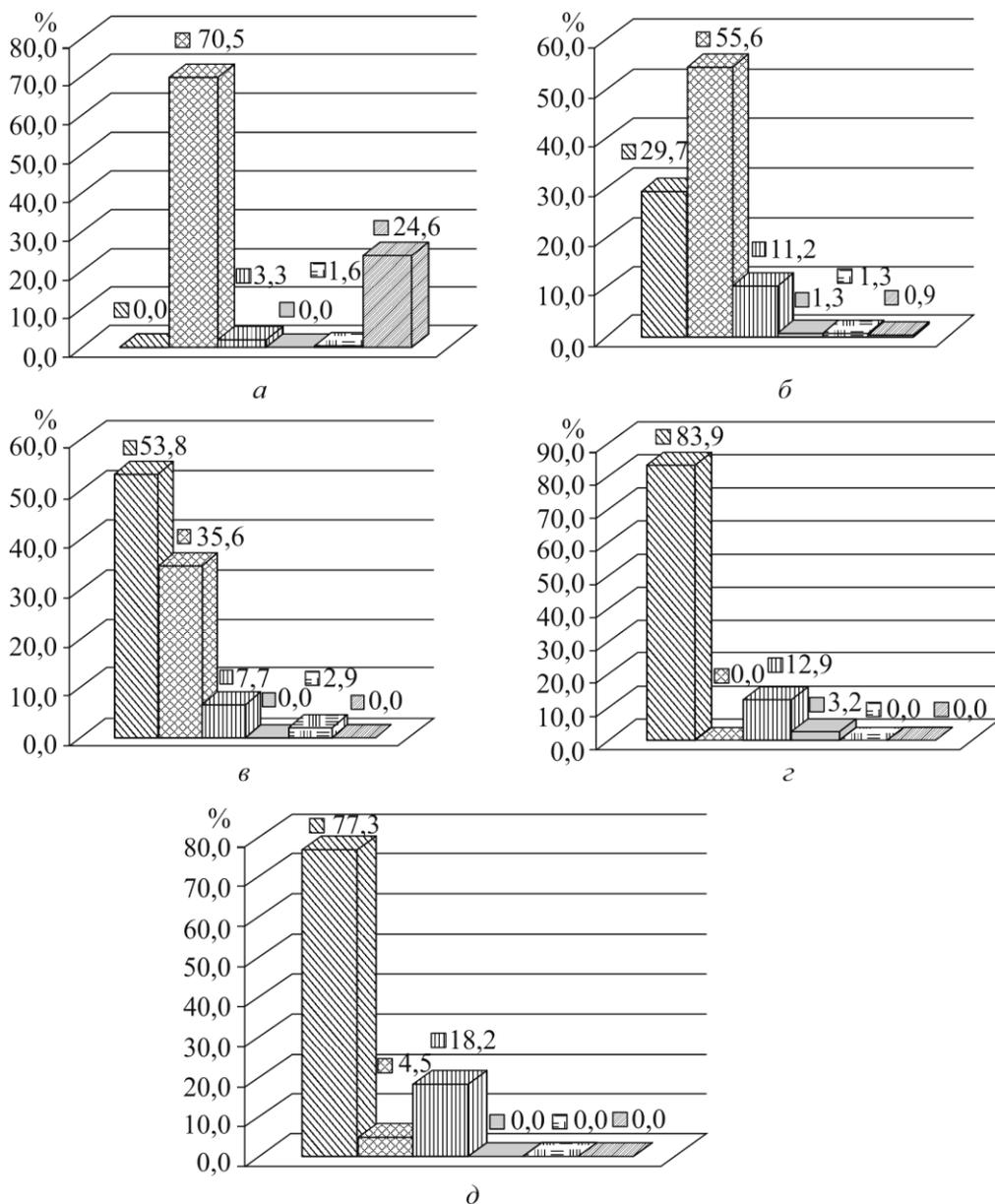


Рис. 3.60. Типы ограждений котлованов в зависимости от их глубины: *а* – менее 5 м; *б* – от 5 до 10 м; *в* – от 10 до 15 м; *г* – от 15 до 20 м; *д* – более 20 м; ▨ – «стена в грунте» траншейного типа; ▩ – металлические трубы; ▨ – железобетонные сваи; ▨ – шпунт; ▨ – двутавры; ▨ – естественный откос

Размеры дна котлована в плане назначаются в соответствии с проектными размерами фундамента и с учетом способа производства работ,

необходимого пространства для их выполнения, с учетом пространства для устройства креплений стенок котлована, установки опалубки, а также размещения при установке для осуществления водопонижения.

Размеры котлована поверху складываются из размеров дна и ширины откосов или конструкций его стенок.

Глубина котлована определяется в зависимости от глубины заложения фундамента и наличия дополнительных устройств (песчаной подушки, пластового дренажа и т.п.).

В зависимости от свойств грунта, глубины выработки и наличия подземных вод стенки котлованов либо крепят, либо придают им естественный откос.

Котлованы с естественными откосами устраивают в сухих и маловлажных устойчивых грунтах. При глубине котлована до 5 м крутизну откоса можно не рассчитывать, а в зависимости от грунтовых условий назначать по табл. 3.6 (за крутизну откоса принимается отношение высоты откоса H к его заложению B , как показано на рис. 3.61).

При глубине котлованов более 5 м крутизна откосов принимается по расчету.

Таблица 3.6

Наибольшая крутизна грунтовых котлованов

Виды грунтов	Отношение высоты откоса к заложению при глубине котлована, м		
	До 1,5	1,5–3	3–5
Насыпной	1 : 0,25	1 : 1	1 : 1,25
Песчаный, гравийный, влажный, но ненасыщенный	1 : 0,5	1 : 1	1 : 1,25
Супесь	1 : 0,25	1 : 0,67	1 : 0,85
Суглинок	1 : 0	1 : 0,5	1 : 0,75
Глина	1 : 0	1 : 0,25	1 : 0,5
Лёссовый (сухой)	1 : 0	1 : 0,5	1 : 0,5
Скальный разборный	1 : 0	1 : 0,1	1 : 0,25
Скальный монолитный	1 : 0	1 : 0	1 : 0,1

Котлованы с естественными откосами наиболее просты, однако при этом резко увеличивается объем земляных работ, особенно при глубоких котлованах небольшой ширины. Кроме того, отрывка котлованов с естественными откосами не всегда возможна из-за стесненности условий строительной площадки, например, при близко расположенных зданиях и сооружениях (рис. 3.62).

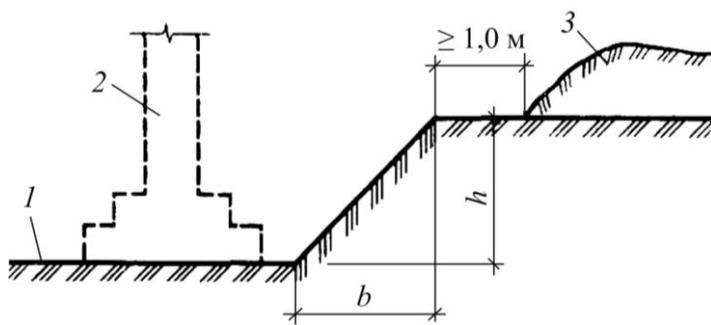


Рис. 3.61. Устройство котлована с откосами из естественного грунта: 1 – дно котлована; 2 – фундамент; 3 – извлеченный грунт



Рис. 3.62. Разработка котлована новой сцены театра «Ла Скала» в г. Милане (Италия)

По указанным причинам в строительной практике часто прибегают к устройству котлованов с вертикальными откосами, которые, как правило, требуют крепления боковых стенок. Устройство котлованов и траншей с вертикальными стенками без креплений допускается только в маловлажных грунтах природного сложения, если они оставляются открытыми на непродолжительный срок. Глубина таких котлованов не должна превышать величин, указанных в табл. 3.7.

Таблица 3.7

Наибольшая глубина выемок с вертикальными стенками

Грунты	Наибольшая глубина выемки, м
Дресвяные, гравийные, песчаные и пластичные супеси	1,0
Супеси твердые, суглинки и глины мягкопластичные	1,25
Суглинки и глины:	
тугопластичные	1,5
полутвердые	2,0
твердые	3,0

При большей глубине котлованов, а также при наличии подземных вод их стенки выполняются с различными креплениями. Конструкции креплений котлованов выбирают в зависимости от их глубины, свойств грунтов, уровня подземных вод и сроков эксплуатации конструкции. Анализ наиболее часто применяемых креплений ограждающих конструкций котлованов представлен на рис. 3.63.

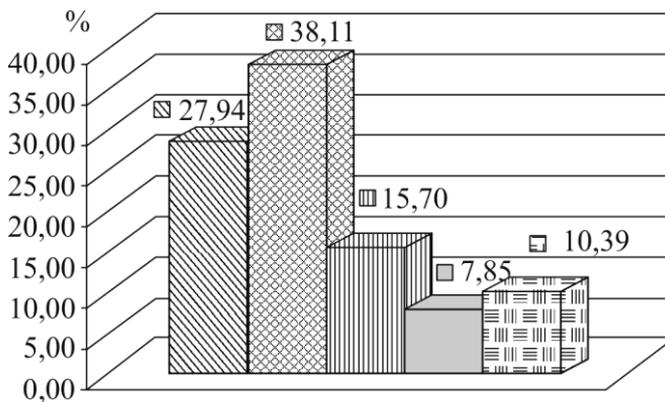


Рис. 3.63. Типы креплений ограждающих конструкций котлованов: ▨ – подкосы; ▩ – распорки; ▧ – анкеры; ▣ – технология «сверху-вниз»; ▤ – консольный вариант

Также на рис. 3.64 приведен анализ креплений ограждающих конструкций в зависимости от глубины котлованов.

В сухих и маловлажных грунтах при глубине котлована до 2–4 м используют закладное крепление (см. рис. 3.64, а, б), которое состоит из стоек, распорок и горизонтальных досок (забирки) (рис. 3.65–3.66). Доски заводят за стойки снизу по мере углубления котлована или траншеи, а стойки постепенно заменяют на более длинные, тщательно раскрепляя их распорками. Стойки устанавливают по длине выемки на рас-

стоянии 1,5–2 м одна от другой, распорки – через 0,6–0,7 м по высоте. Иногда вместо деревянных применяют инвентарные телескопические распорки из металла (рис. 3.67).

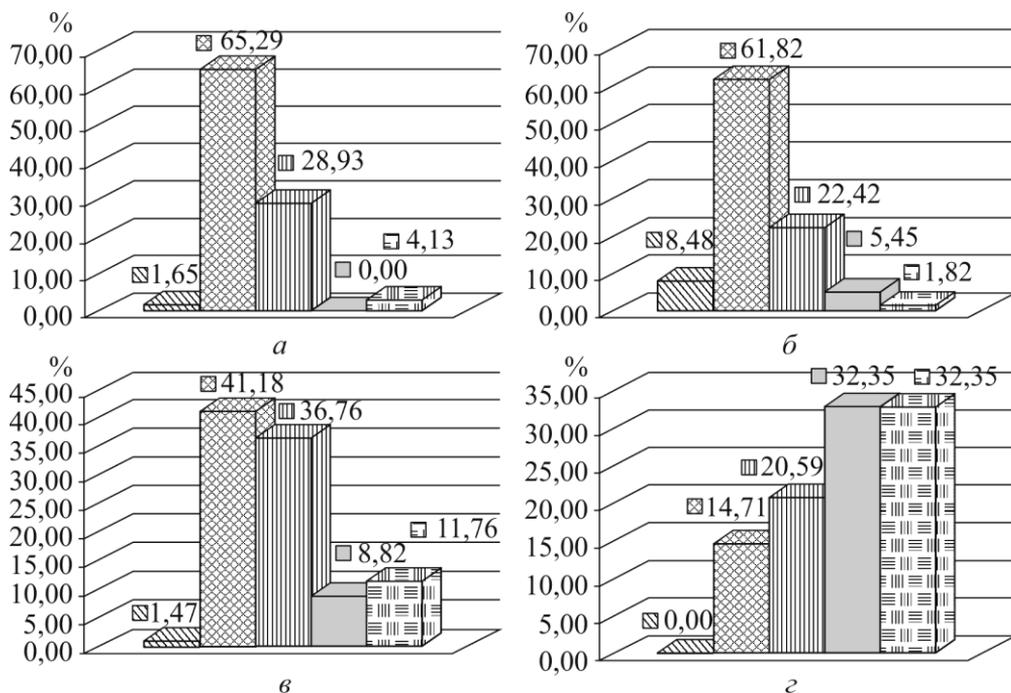


Рис. 3.64. Типы креплений ограждений котлованов в котлованах глубиной: ▨ – менее 5 м; ▩ – от 5 до 10 м; ▧ – от 10 до 15 м; ▦ – от 15 до 20 м; ▤ – более 20 м; а – подкосы; б – распорки; в – грунтовые анкеры; г – технология «сверху-вниз»

Более удобное и простое закладное крепление, не требующее замены стоек по мере заглубления выемки, состоит из предварительно забитых в грунт двутавровых стальных балок, за полки которых постепенно закладываются доски (см. рис. 3.64, б).

В тех случаях, когда исключается возможность установки распорок (при разработке котлованов шириной более 4 м, а также если распорки мешают возведению фундаментов), применяют *анкерные* и *подкосные* крепления (см. рис. 3.64, в).

Стойки устанавливают по длине выемки на расстоянии 1,5–2 м одна от другой, распорки – через 0,6–0,7 м по высоте.

Количество ярусов распорок в котловане может быть различно и зависит от глубины котлована и грунтовых условий. На рис. 3.68 представлен анализ количества ярусов распорок в устраиваемых котлованах при возведении подземных сооружений.

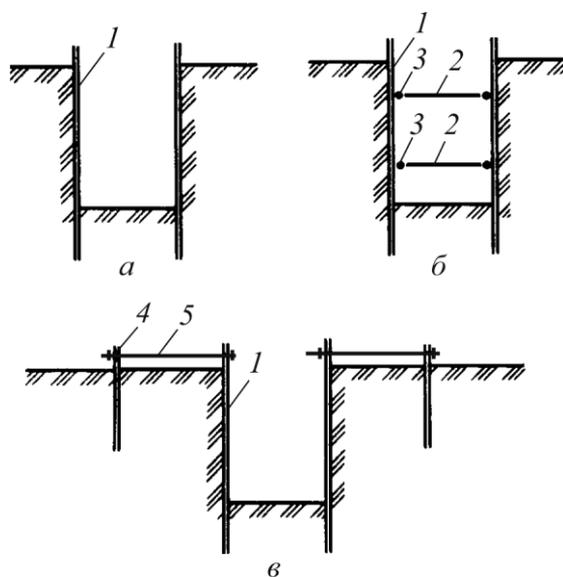


Рис. 3.65. Крепление вертикальных стенок выемок: *а, б* – закладное; *в* – анкерное; *1* – стойка; *2* – распорки; *3* – обвязка (распределительный элемент); *4* – анкер; *5* – анкерная тяга



Рис. 3.66. Ограждение котлована из щитов по схеме «забирки»



Рис. 3.67. Ограждение котлована с использованием металлических распорок

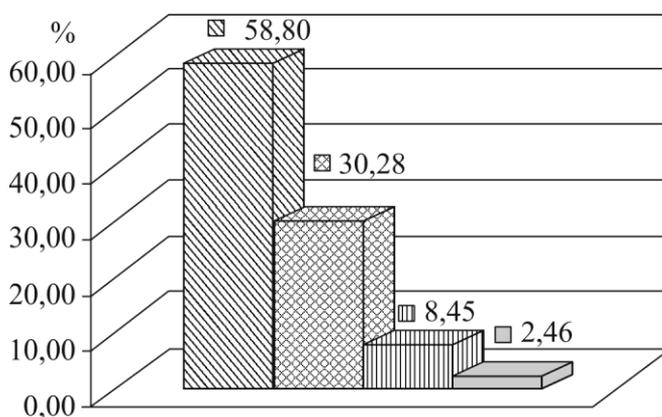


Рис. 3.68. Число ярусов распорной системы:
 ▨ – 1-й ярус; ▩ – 2-й ярус; ▧ – 3-й ярус; ▤ – 4-й ярус

Анализ диаграммы на рис. 3.68 показывает, что наиболее распространенным техническим решением является устройство одного яруса распорок. Это связано с технологическими особенностями производства работ, а также со сложностью инженерных расчетов распорных систем. Последнее особенно важно, так как ошибки, допущенные на стадии проектирования, могут привести к серьезным авариям при выполнении

строительных работ. На рис. 3.69–3.72 представлены наиболее вопиющие ошибки при устройстве распорных систем ограждений котлованов.



Рис. 3.69. Распорная система без распределительной балки



Рис. 3.70. Деформации распределительной балки из-за отсутствия ее сопряжения с подкосом



Рис. 3.71. Неудовлетворительное качество конструкций ограждения



Рис. 3.72. Зброшенний котлован. Деформації распорок

Для устройства анкерных креплений вдоль стенки котлована забивают наклонные сваики, которые соединяют анкерными тягами из проволоки или двух досок со стойками крепления. В подкосном креплении

стенки удерживаются подкосами, передающими сдвигающее усилие на упор, забиваемый у их основания. В настоящее время для обеспечения устойчивости ограждений глубоких котлованов достаточно часто используются грунтовые анкеры (рис. 3.73). Как правило грунтовые анкеры



Рис. 3.73. Устройство грунтового анкера в ограждающей конструкции котлованов

устанавливаются в несколько ярусов. Количество ярусов и длина грунтовых анкеров зависят от глубины котлована, грунтовых условий и рассчитывается по специальным методикам. На рис. 3.74 представлена диаграмма по анализу количества ярусов грунтовых анкеров, устанавливаемых при разработке глубоких котлованов подземных сооружений.

Для глубоких котлованов с вертикальными стенками, а также при наличии подземных вод, имеющих уровень выше дна котлована, применяют шпунтовые ограждения, поскольку они не только обеспечивают устойчивость стенок котлована, но и защищают его от затопления водой со стороны стенок. Шпунтовые ограждения состоят из отдельных элементов (*шпунтин*), которые погружаются в грунт еще до разработки котлована и образуют прочную водонепроницаемую стену. Шпунтовые стенки могут быть деревянными, стальными и железобетонными, полимерными (рис. 3.75).

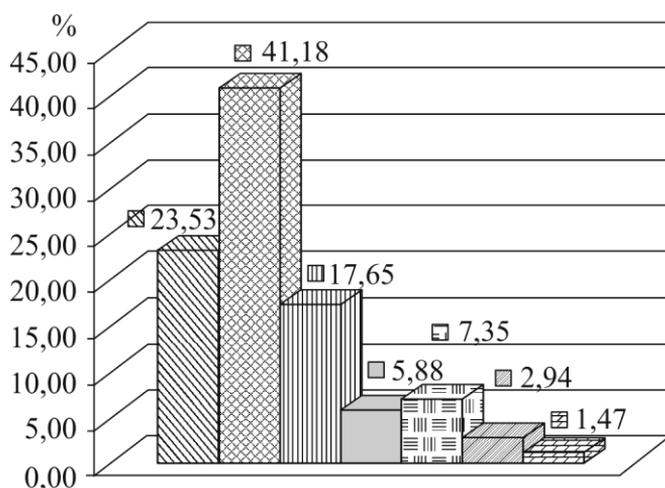


Рис. 3.74. Число ярусов грунтовых анкеров:
 ▣ – 1-й ярус; ▤ – 2-й ярус; ▥ – 3-й ярус; ▦ – 4-й ярус;
 ▧ – 5-й ярус; ▨ – 6-й ярус; ▩ – 7-й ярус



Рис. 3.75. Ограждение котлована из металлического шпунта

Деревянные шпунтовые ограждения (дощатые и брусчатые) применяют для крепления неглубоких котлованов (3–5 м). Дощатый шпунт изготавливают из досок толщиной до 8 см; брусчатый – из брусков толщиной от 10 до 24 см (рис. 3.76). Длина шпунтин определяется глубиной их погружения, но, как правило, не превышает 8 м, поскольку более длинный лес дорогой и дефицитный.

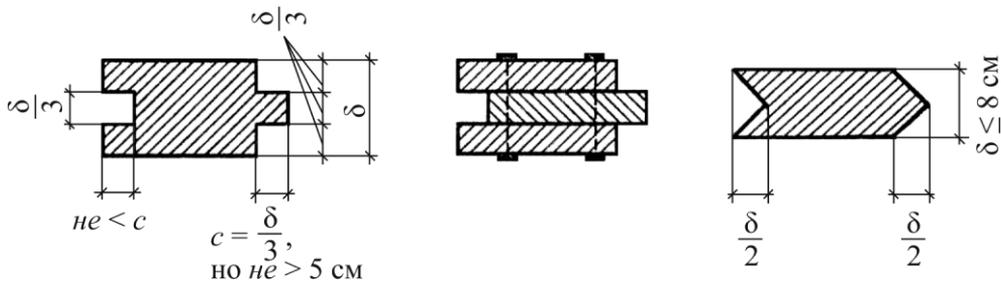


Рис. 3.76. Поперечные сечения деревянных шпунтин

Для плотного смыкания шпунтин, обеспечивающего водонепроницаемость ограждения, их снабжают гребнем и пазом, а нижний конец делают с односторонним заострением. При такой форме конца горизонтальная составляющая реактивного давления грунта прижимает погружаемую шпунтину к уже погруженной, что делает стенку более плотной. Дополнительному уплотнению её стенки способствует и постепенное разбухание древесины в воде.

Деревянный шпунт забивают в грунт облегченными молотами или вибропогружателями. Деревянное шпунтовое ограждение отличается простотой изготовления, однако невозможность забивки шпунтин в плотные грунты, небольшая длина шпунтин (6–8 м) и относительно малая прочность ограничивают область его применения неглубокими котлованами в слабых грунтах.

Вертикальные стенки котлованов глубиной более 5–6 м крепят, как правило, металлическими шпунтами, обладающими большой прочностью и жесткостью. Металлический шпунт представляет собой прокатную конструкцию плоского, корытного или Z-образного профиля длиной от 8 до 22 м (рис. 3.77). Основная номенклатура металлических шпунтов приведена в табл. 3.8.

Основное преимущество металлического шпунта – его технологичность. При необходимости из шпунтин стандартного профиля можно собрать любые системы с заданными характеристиками по требуемым прочностным характеристикам. На рис. 3.78 представлено несколько систем шпунтового ограждения из типовых профилей, а на рис. 3.79 – ограждение из шпунта типа «Ларсен». Ограждение котлована из металлического шпунта показано на рис. 3.80.

При необходимости шпунтины можно наращивать, доводя их длину до 35–40 м. Для этого стыки между шпунтинами перекрывают накладками на сварке или заклепках. Связь между шпунтинами по вертикали осу-

ществляется при помощи замков сложной формы. Конструкция замков обеспечивает плотное и прочное соединение шпунтин между собой. Небольшие зазоры, имеющиеся в замках, быстро заливаются, и металлическая шпунтовая стенка становится практически водонепроницаемой.

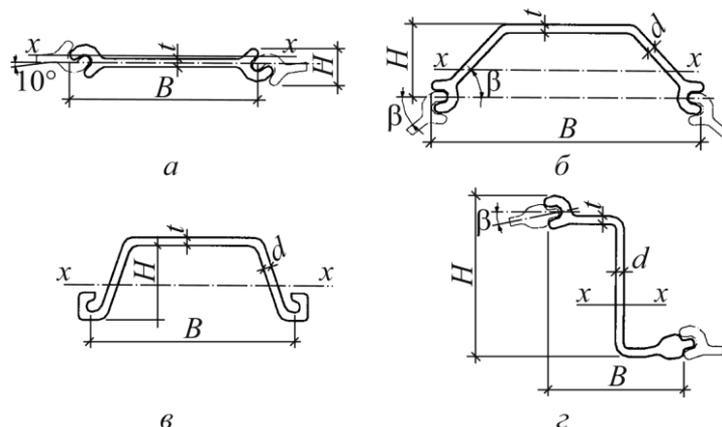


Рис. 3.77. Основные профили металлического шпунта:
а – плоский; *б* – корытного типа; *в* – типа «Ларсен»;
г – Z-образный.

Таблица 3.8

Основная номенклатура металлических шпунтов

Профиль шпунта	Условное обозначение профиля	Площадь сечения, см ²	Масса 1 м, кг	Момент инерции, см ⁴	Момент сопротивления, см ³
Плоский	ШП-1	82	63,9	<u>332</u>	<u>73</u>
	ШП-2	39	30	961	188,5
				<u>80</u> 482	<u>28</u> 136
Корытный	ШК-1	64	49,9	<u>730</u>	<u>114</u>
	ШК-2	74	57,8	2992	402
				<u>2243</u> 10420	<u>260</u> 843
Зетовый	ШД-3	78	60,9	7600	630
	ШД-5	119	92,8	20100	1256
Типа «Ларсен»	Л-IV	94,3	74	<u>4640</u>	<u>405</u>
	Л-V	127,6	100	39600	2200
				<u>6243</u> 50943	<u>461</u> 2962

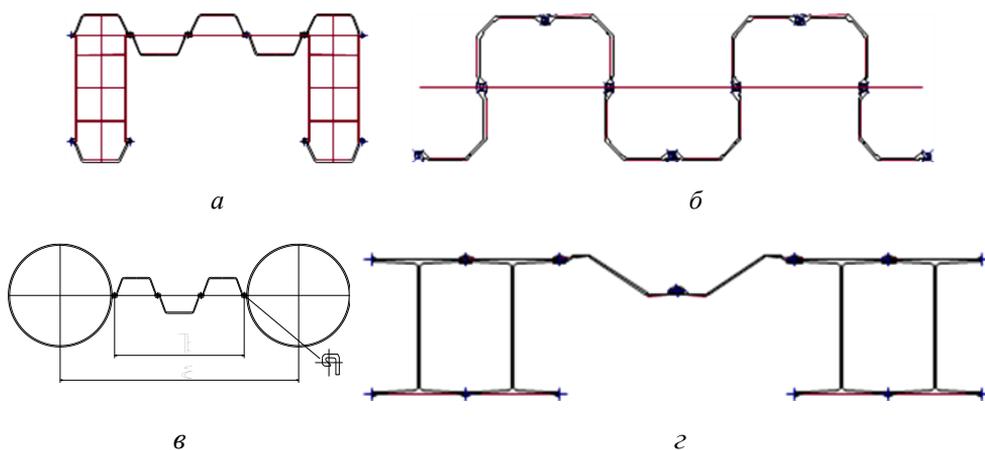


Рис. 3.78. Комбинации шпунтовых систем из стандартных профилей: *а* – LARSSEN коробчатый шпунт, момент сопротивления до $12\,500\text{ см}^3/\text{м}$; *б* – LARSSEN 430, момент сопротивления $6450\text{ см}^3/\text{м}$; *в* – комбинированная трубно-шпунтовая стена, момент сопротивления до $18\,000\text{ см}^3/\text{м}$; *г* – комбинированная стена типа Reiner, момент сопротивления до $16\,760\text{ см}^3/\text{м}$

Погружается металлический шпунт гидравлическими или дизельными молотами и вибропогружателями. После окончания земляных работ металлический шпунт может извлекаться из грунта для дальнейшего использования.

Для снижения трения грунта при погружении шпунта, а также уменьшения вибрационных воздействий используется метод предварительной промывки. С этой целью на шпунтины закрепляются трубы, через которые в процессе погружения шпунта, под давлением подается вода (рис. 3.81). Давление воды в трубах составляет от 15 до 25 бар, а количество воды – до 8 л/с.

Железобетонный шпунт часто применяют при постройке набережных, причалов и в других случаях, когда он может использоваться в качестве несущего элемента фундамента (рис. 3.82).



Рис. 3.79. Комбинированная система LARSSEN 430



Рис. 3.80. Ограждение котлована из металлического шпунта при устройстве подземного сооружения



Рис. 3.81. Смонтированные трубы на секции шпунта для промывки грунта в процессе его погружения

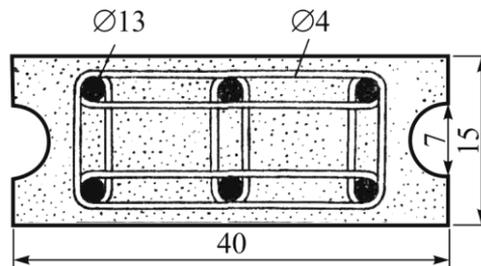


Рис. 3.82. Железобетонная шпунтина



Рис. 3.83. Берегоукрепление из полимерного шпунта

С середины 80-х гг. XX в. за рубежом (особенно в Нидерландах) широко используется шпунт из полимерных материалов. Несомненными достоинствами такого шпунта являются низкая стоимость элементов, малый вес, использование легкого оборудования для его погружения, коррозионная стойкость элементов. Голландская фирма *Cofra BV* предложила на европейский рынок конструкцию *GEFLEX*, которая представляет собой классический шпунт Z-профиля, только выполненный из полимерного материала. На рис. 3.83 представлен пример удачного применения этого шпунта.

Глава 4. СТРОИТЕЛЬНЫЕ ТЕХНОЛОГИИ ВОЗВЕДЕНИЯ И РЕКОНСТРУКЦИИ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

4.1. Котлованный способ строительства подземных сооружений

Котлованами называют выемки, выполненные в грунте и предназначенные для различных целей: устройства фундаментов, монтажа подземных конструкций, прокладки туннелей и т.п. (рис. 4.1). Выемки, имеющие малую ширину и большую длину, называют траншеями, а имеющие малые размеры в плане и большую глубину – шахтами.



Рис. 4.1. Устройство глубокого котлована
в г. Ессене (Германия)

Проект разработки котлована является составной частью общего проекта здания или сооружения и включает в себя чертежи котлована, указания по производству и организации работ, защитные мероприятия.

На чертежах котлована (план и разрезы) указываются горизонтальная и вертикальная привязки котлована к местности, основные оси, размеры поверху и понизу, абсолютные отметки дна и всех заглублений, заложение откосов.

Проект производства и организации работ содержит указания о способе производства работ, последовательности и сроках выполнения операций, комплекте машин и механизмов для производства работ, расстановке землеройных машин и транспортных средств в забое и т.д. Все работы по устройству котлованов производятся по правилам и нормам производства работ, что рассматривается в соответствующих курсах.

Целями защитных мероприятий являются сохранение природной структуры грунтов в основании возводимых фундаментов и обеспечение устойчивости стенок котлована на все время производства строительных работ.

Необходимость сохранения природной структуры грунтов объясняется тем, что ее нарушение в процессе производства работ нулевого цикла сопровождается, как правило, ухудшением строительных свойств основания.

Так, у большинства неводонасыщенных грунтов при замачивании за счет изменения природной структуры уменьшаются прочностные и деформативные характеристики. Отсюда требование – не допускать скапливания на дне котлована атмосферной или грунтовой воды, для чего проектом предусматриваются специальные меры для защиты котлована от обводнения (затопления поверхностными или подтопления подземными водами).

При отрывке котлованов в зимнее время следует иметь в виду, что большинство влажных и водонасыщенных грунтов при промерзании обладает пучинистыми свойствами. Чтобы предотвратить промерзание грунтов дна котлована, их покрывают слоем шлака или другого аналогичного по свойствам материала.

Необходимость проведения защитных мероприятий по сохранению природной структуры грунтов основания и выбор их типа зависят от геологических и гидрологических условий строительной площадки, глубины котлована, времени года и других местных условий. Однако всегда следует помнить, что любые защитные мероприятия в большей или меньшей степени удорожают стоимость производства работ, а в ряде случаев и затрудняют их проведение. Поэтому устройство фундаментов важно выполнять по возможности быстрее, особенно в дождливый и зимний периоды года. Очевидно, что чем быстрее после отрывки котлована будет возведен фундамент и засыпаны пазухи, тем сохраннее будет природная структура грунтов в основании и меньше затраты на осушение или утепление котлована.

Особое внимание при отрывке котлованов уделяется обеспечению устойчивости их стенок. Конструкции крепления стенок или откосов котлованов должны воспринимать все нагрузки от давления грунта и подземных вод и защищать от их оползания или обрушения.

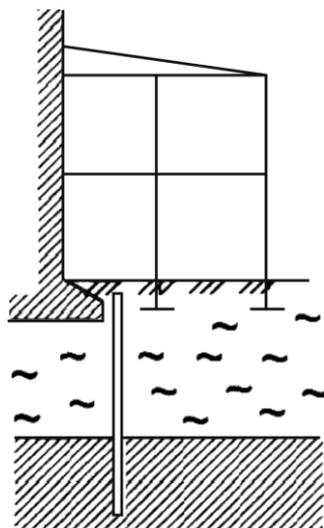


Рис. 4.2. Устройство шпунтовой стенки для предотвращения деформаций существующего здания

Кроме того, при разработке котлованов и траншей в непосредственной близости и ниже уровня заложения примыкающих сооружений необходима разработка специальных мероприятий против осадки и деформации этих сооружений. К таким мероприятиям относятся забивка *шпунтовой стенки*, ограждающей основание существующего здания (рис. 4.2), или *закрепление грунтов* основания.

При необходимости производится заглубление подошвы существующего фундамента ниже дна проектируемого котлована путем подкладки под него нового фундамента.

Инженер-строитель как во время подготовки, так и в процессе производства работ по отрывке котлована несет большую ответственность, так как от выбора приемлемого решения зависит не только эффективность строительного процесса, но также безопасность и эффективность производства работ в целом.

4.2. Возведение подземных сооружений способом опускного колодца

Опускной колодец представляет собой открытую сверху и снизу железобетонную (реже стальную и бетонную) конструкцию, стены которой в нижней части имеют заострения (консоли), обычно усиленные металлом (ножи) (рис. 4.3). Опускные колодцы догружаются в грунт под действием собственного веса по мере разработки и удаления грунта, расположенного в полости колодца и ниже его ножа.

Стены колодцев либо сооружают сразу на полную высоту, либо наращивают по мере погружения колодцев в грунт. Погружение опускных колодцев в грунт производят с откачкой или без откачки воды из их полости.



Рис. 4.3. Устройство опускного колодца в г. Льеж (Франция)

После достижения опускным колодцем проектной глубины заложения фундамента полость колодца целиком или частично заполняют бетонной смесью сначала подводным способом, а затем насухо. В верхней части колодца сооружают распределительную железобетонную плиту, на которой впоследствии ведут кладку надфундаментной части опоры; в некоторых случаях такую плиту не делают.

Опускные колодцы применяют в случаях расположения грунтов с достаточной несущей способностью на больших (более 5–8 м) глубинах, когда сооружение фундаментов в открытых котлованах из-за сложности крепления их стен экономически нецелесообразно или технически неосуществимо. Поскольку в подобных случаях кроме опускных колодцев можно применять фундаменты из свай или оболочек, выбор типа фунда-

мента производят на основе технико-экономического сравнения вариантов. *Достоинством* фундаментов из опускных колодцев является возможность их погружения без использования сложного технологического оборудования. *Недостатками* их являются большой объем кладки и значительные трудности, возникающие при встрече колодцев в водонасыщенных грунтах с препятствиями в виде крупных валунов, скальных прослоек, топляков и т.п. Устранение таких препятствий возможно лишь после откачки воды из колодцев, что при водонасыщенных грунтах не всегда удается сделать. Трудности, связанные с необходимостью осушения колодца, возникают и при посадке его на скальный грунт, поверхность которого не бывает строго горизонтальной и нуждается в планировке для возможности опирания на него колодца по всему периметру (рис. 4.4).

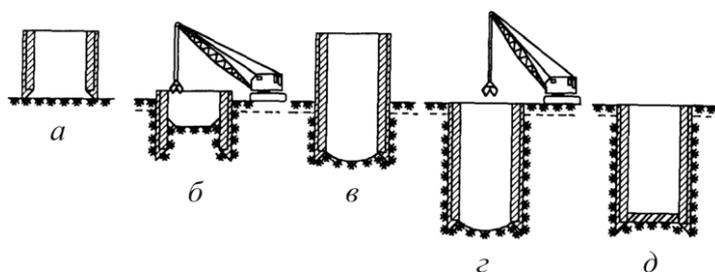


Рис. 4.4. Устройство опускного колодца: *a* – установка первой секции; *б* – заглубление; *в* – наращивание новой секции; *г* – установка колодца на проектную отметку; *д* – устройство дна

Очертание и габаритные размеры опускного колодца в плане определяются формой и размерами поперечного сечения надфундаментной части сооружения на уровне обреза фундамента, а также несущей способностью грунта, на который намечается опереть колодец.

Фундаменты из опускных колодцев имеют, как правило, вытянутую в плане прямоугольную форму либо форму, близкую к прямоугольной, но отличающуюся от нее закруглениями в углах, либо вытянутую форму с короткими сторонами в виде полуокружности, применяют также круглые колодцы.

Прямоугольные колодцы проще в изготовлении, но погружать их в грунт тяжелее, чем колодцы с очертаниями в плане, показанными на рис. 4.5. В связи с этим колодцы прямоугольного очертания в плане применяют в основном в случаях, когда надо преодолеть слой легкопроходимого грунта толщиной не более 10 м.

На уровне верха опускного колодца (на уровне обреза фундамента) устраивают уступы во всех направлениях шириной не менее 1/50 глу-

бины погружения колодца и не менее 40 см. Это позволяет обеспечить проектное положение надфундаментной части опоры при возможных смещениях верха колодца в плане.

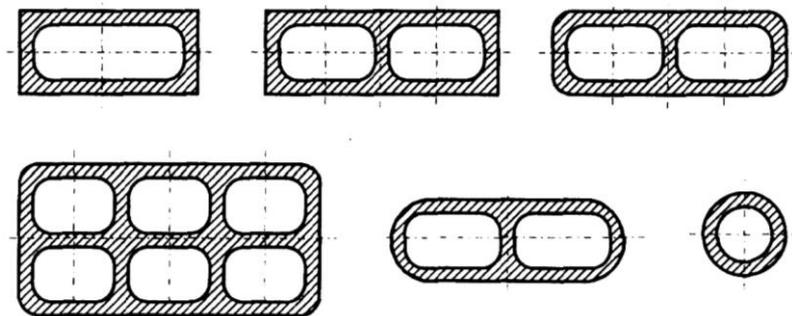


Рис. 4.5. Виды сечений опускных колодцев

От горизонтального давления грунта в наружных стенах колодца возникают изгибающие моменты. Уменьшения этих моментов достигают устройством внутренних стен. Расстояния в свету между стенами (размеры шахт) должны быть достаточными для нормальной работы землеройных снарядов.

При грейферной разработке грунтов размеры шахт должны минимум на 0,5 м превышать размер грейфера в раскрытом состоянии. Размеры шахт в плане обычно принимают от 2 до 5 м. При погружении колодцев на глубину 8–10 м их наружные поверхности делают вертикальными (рис. 4.6).

Толщину наружных стен железобетонного колодца обычно принимают равной 0,7–1,5 м, а внутренних 0,5–1 м. Принятая толщина стен должна обеспечить вес колодца, достаточный для преодоления сил трения грунта о колодец, препятствующих его погружению.

Стены колодцев армируют горизонтальной и вертикальной арматурой. Площадь сечения арматуры определяют, как правило, расчетом на усилия, возникающие в процессе погружения колодцев. Нижние части наружных стен (консоли) колодцев устраивают переменного сечения по высоте. Консоли, как правило, заканчиваются стальными ножами с горизонтальной площадкой (банкеткой) шириной 0,15–0,20 м или заостренными.

Чтобы исключить возможность опирания внутренних стен колодца на грунт, их низ располагают выше низа наружных стен на 0,5 м. Для возможности сообщения между шахтами во внутренних стенах преду-

смагивают проемы или низ этих стен располагают не менее чем на 2 м выше ножа колодца (рис. 4.7).

Выше консоли (на расстоянии не менее чем 2,2 м от низа колодца) в наружных и внутренних стенах колодцев устраивают штрабы глубиной 25–30 см и высотой 80–160 см, обеспечивающие надежную связь между стенами колодца и бетоном заполнения, а также возможность в случае крайней необходимости устройства потолка для превращения опускного колодца в кессон.

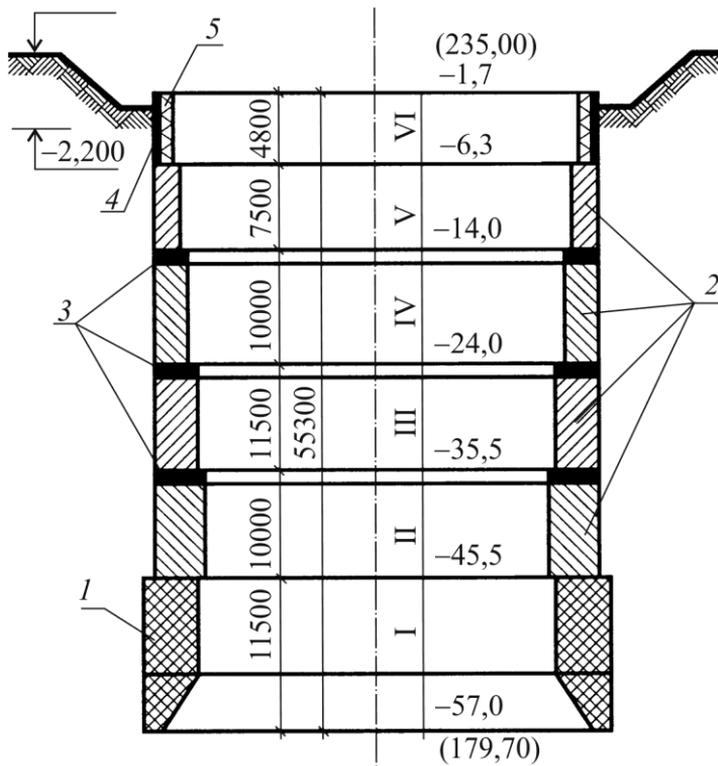


Рис. 4.6. Конструкция опускного колодца:
 1 – ножевая часть; 2 – ярусы опускания;
 3 – монолитные пояса; 4, 5 – панели и фермы

Опускной колодец опирают на толщу грунта, обладающего достаточной несущей способностью. Поверхность этой толщи не бывает строго горизонтальной, поэтому для обеспечения опирания на нее колодца по всей подошве его заводят в эту толщу на 1–2 м. В соответствии с этим назначают отметку подошвы фундамента.

По опыту построенных сооружений расход бетона на изготовление колодцев в общем объеме кладки фундаментов изменяется от 10 % для колодцев-оболочек, заполняемых сплошь бетоном, до 90 % для толстостенных колодцев без бетонного заполнителя. Расход арматуры на 1 м³ кладки колодцев изменяется от 50 кг для массивных конструкций до 300 кг для колодцев-оболочек, принудительно погружаемых в грунт.

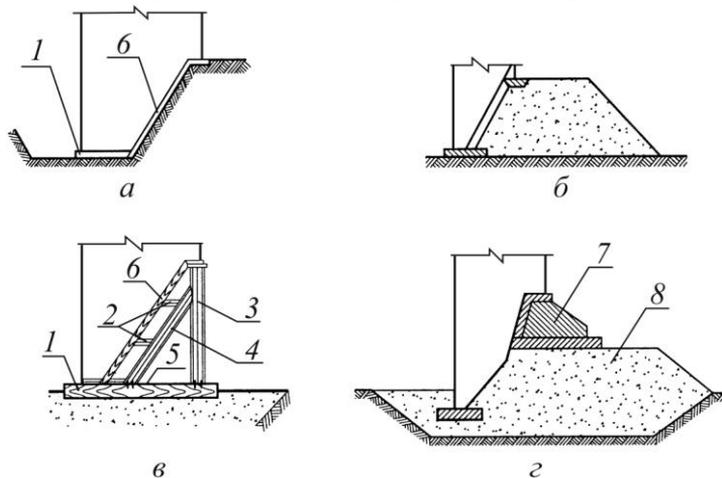


Рис. 4.7. Конструкции временного основания под нож колодца:
 1 – доска; 2 – кружала; 3 – стойка; 4 – подкос; 5 – подкладка;
 6 – опалубка ножа; 7 – бетонный блок; 8 – призма из ПГС

В зависимости от конструктивных особенностей сооружений, объемов работ и местных условий бетонные и железобетонные колодцы изготовляют из монолитного или сборного железобетона (рис. 4.8). Целесообразность применения того или другого вида колодцев определяется, исходя из результатов сравнения стоимости работ и затрат труда.

При небольших объемах работ монолитные, бетонлируемые на месте погружения колодцы применяют более часто, так как доставка сборных конструкций или их изготовление вблизи объекта во многих случаях связаны с необходимостью значительных дополнительных затрат средств и времени.

На фундаменты из одного колодца ориентируются, как правило, при необходимости опускания бетонлируемых на месте колодцев под действием собственного веса. На сооружение таких фундаментов затрачивается меньше времени по сравнению с фундаментами из нескольких колодцев.

В построенных фундаментах из нескольких колодцев-оболочек расход бетона уменьшен в 2–4 раза по сравнению с фундаментами из одиночных колодцев, заполненных бетоном. При таком сокращении объема кладки экономически оправданно и целесообразно широкое

применение конструкции из сборного железобетона. Поскольку резко уменьшаются суммарные объемы и вес элементов одного фундамента, то соответственно снижаются затраты труда, стоимость изготовления и монтажа колодцев-оболочек по сравнению с толстостенными колодцами больших размеров. Возможно их принудительное заглубление в разные грунты вибропогружателями.

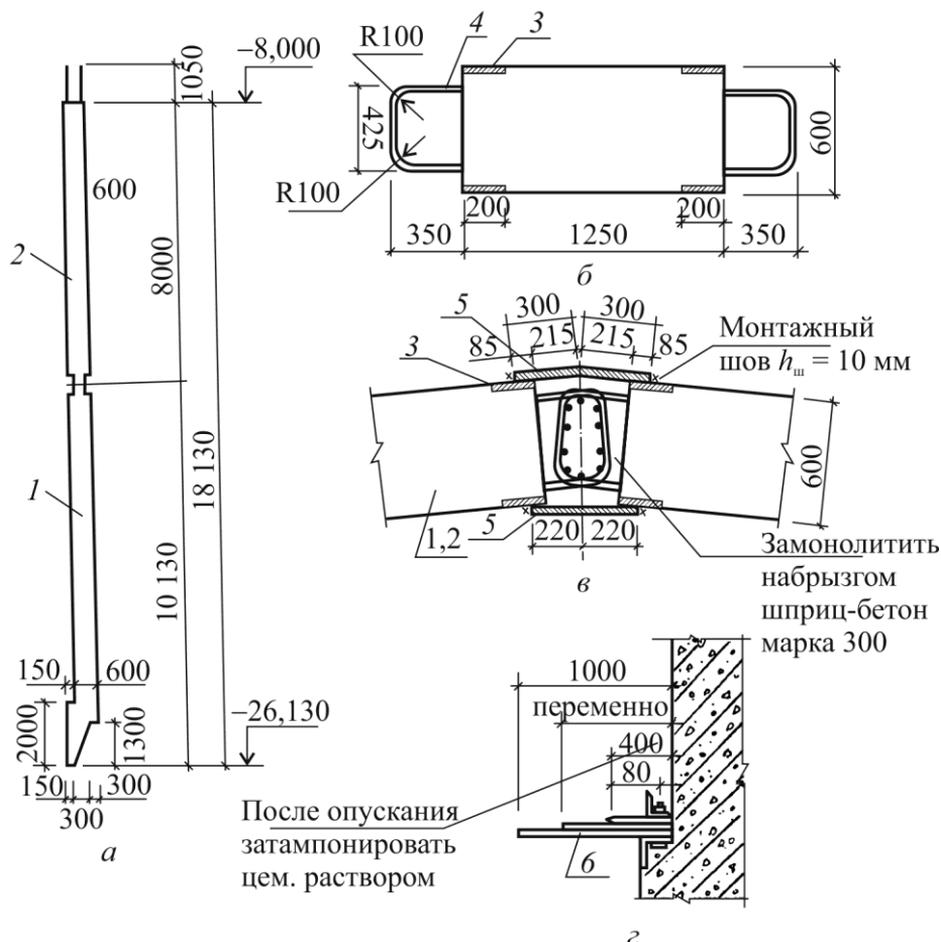


Рис. 4.8. Конструкция опускного колодца из сборных панелей:
a – поперечный разрез; *б* – разрез панели в плане; *в* – узел соединения панелей; *г* – деталь устройства уплотнителя тиксотропной рубашки

На рис. 4.9 показана конструкция сборного опускного колодца.

По данным опыта строительства в нашей стране и за рубежом установлено, что применение колодцев-оболочек, способствуя значительному сокращению объемов работ, обеспечивает при хорошо освоенной

технологии снижение на 10–25 % стоимости фундаментов и уменьшение трудоемкости в 1,5–3 раза.

В случаях погружения колодцев на большую глубину приходится преодолевать значительные силы трения, возникающие между наружными поверхностями колодцев и грунтом. Для обеспечения погружения колодцев в этих случаях их наружные поверхности делают с одним или несколькими уступами (рис. 4.10) шириной не менее 10 см, из которых первый располагают на высоте 2–4 м от низа колодца. Иногда вместо уступов наружным поверхностям придают наклоны, сохраняя вертикальность этих поверхностей лишь в пределах нижней части колодцев высотой 3–4 м.

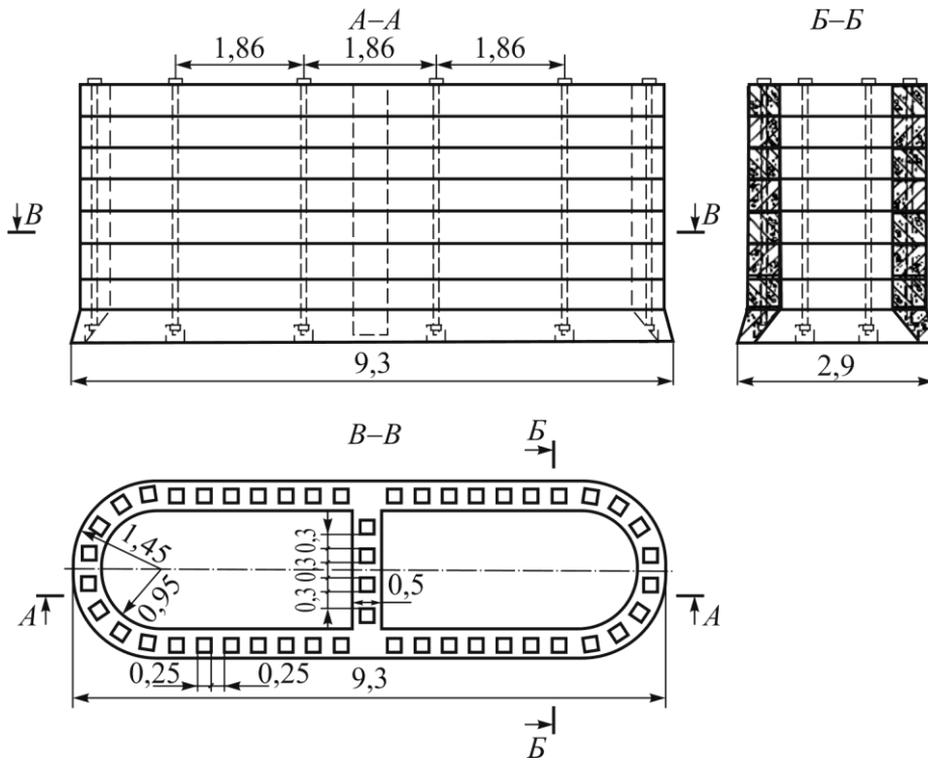


Рис. 4.9. Конструкция сборного опускного колодца

При развитии уступов или увеличении наклонов наружной поверхности колодца облегчается его погружение в грунт, но в то же время колодец в процессе погружения становится менее устойчивым, легче кривится и смещается в стороны, что затрудняет обеспечение его проектного положения. В связи с этим развитие уступов и наклоны наружных поверхностей колодцев ограничивают прямыми, имеющими наклоны не более 20:1.

Резкого снижения сил трения грунта о колодец удается достичь применением *тиксотропной рубашки*. В этом случае колодец изготовляют с одним уступом шириной до 15 см, расположенным в его нижней части, и вертикальной боковой поверхностью независимо от размеров и глубины погружения колодца в грунт. Тиксотропная рубашка образуется из глинистого раствора, нагнетаемого через специальную трубу (в процессе погружения колодца) в пространство между наружной поверхностью колодца и грунтом. Применение тиксотропных рубашек позволяет снизить толщину стен колодцев до 0,4–0,6 м.

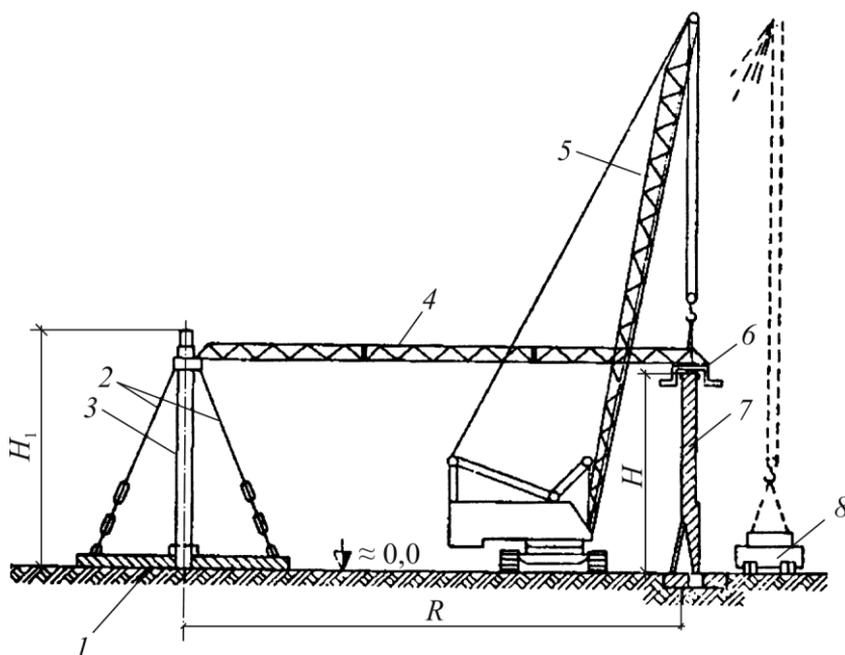


Рис. 4.10. Схема подвижного кондуктора для монтажа железобетонных панелей опускного колодца: 1 – фундамент мачты кондуктора; 2 – растяжка; 3 – мачта; 4 – поворотная распорка; 5 – монтажный кран; 6 – опорная часть конструкции; 7 – железобетонная панель; 8 – панелевоз

Для принудительного погружения опускных колодцев применяют различные типы опорных конструкций. При строительстве заглубленных на 45–55 м сооружений диаметром 9–12 м успешно используют опорные конструкции в виде набора двухконсольных балок, шарнирно закрепленных в опорном воротнике, при этом одна консоль каждой балки оборудована домкратом, а противоположная жестко опирается на грунт. В шахтном строительстве при переходе от обычного способа проходки к опускной

применяют треугольные упоры, шарнирно закрепленные в крепь ранее пройденного участка. При задавливании колодцев со стенами, собираемыми из колец высотой более величины хода штоков домкратов, используют опорную конструкцию в виде стойки, закрепленной шарнирно в опорном воротнике и оснащенной съемной консолью, которая устанавливается на нужный уровень по мере погружения колодца (рис. 4.11).

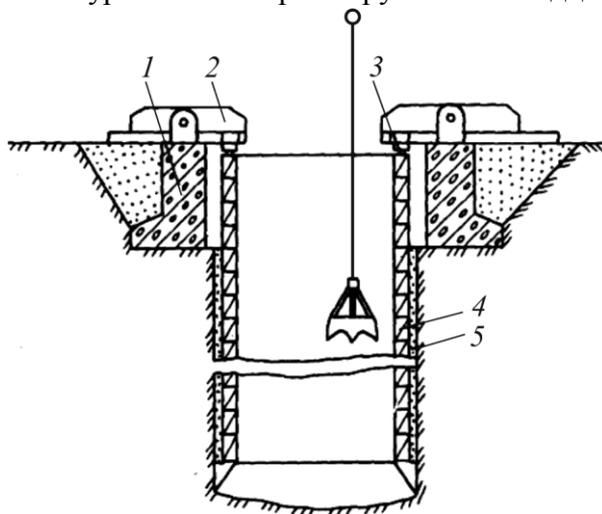


Рис. 4.11. Технологическая схема погружения колодца способом вдавливания: 1 – опорный воротник; 2 – двухконсольная балка (6 шт.); 3 – гидроцилиндры; 4 – стена колодца; 5 – тиксотропная рубашка

Для задавливания опускных колодцев применяют гидравлические домкраты грузоподъемностью 500–1500 кН с величиной хода штока 800–1200 мм, причем гидравлическая схема домкратной системы должна предусматривать независимое включение и отключение каждого отдельного домкрата.

Погружение колодцев способом задавливания может осуществляться как без водоотлива, так и в осушенных грунтах. Для разработки грунта используют грейферы или средства гидромеханизации. У нас в стране этим способом возведено более 200 сооружений глубиной 50 м и более, круглых в плане с диаметром 5–30 м и прямоугольных с площадью сечения до 420 м². Есть примеры применения способа задавливания колодцев в Японии и Мексике. Этот способ целесообразно применять при возведении сооружений, заглубляемых на 20 м и более, в тех случаях, когда необходимо обеспечить их строгую вертикальность, а также когда работы ведутся вблизи существующих строений и коммуникаций.

Работы по регулируемому погружению колодцев с помощью домкратов по второй схеме выполняются в следующей последовательности (рис. 4.12).

Перед началом работ по возведению заглубленного сооружения по его периметру пробуривают скважины 1, причем в зависимости от инженерно-геологических условий в нижней части скважин могут быть устроены уширения 2. В скважину опускают канат 6 с анкерным устройством 7 на его конце, после чего анкерные сваи бетонируют до отметки на 0,5 м ниже заложения ножа колодца. Затем по поверхности грунта возводят наружные стены 4 колодца, устраивая в них каналы 5 для пропуска тяжей канатов 6. После набора бетоном стен колодца проектной прочности на них устанавливают специальные домкраты 3, к которым присоединяют свободный конец тяжа-каната.

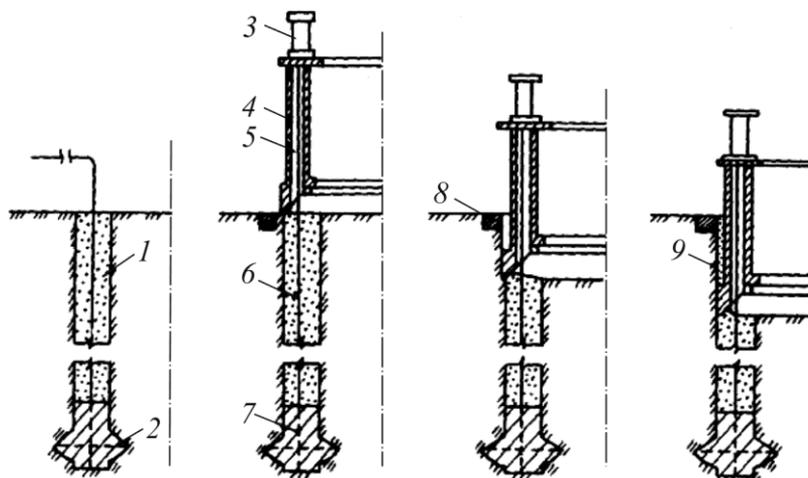


Рис. 4.12. Технологическая схема строительства опускного колодца методом регулируемого погружения: 1 – скважина; 2 – уширение скважины; 3 – домкрат; 4 – стена колодца; 5 – канал в стене; 6 – канат; 7 – анкерное устройство; 8 – форшахта; 9 – тиксотропная рубашка

В процессе погружения колодца осуществляется выемка грунта из центральной части колодца с оставлением берм у ножа. Разработав грунт на глубину одного яруса, включают домкраты и сооружение зажимают в грунт, после этого разрабатывают грунт бермы, разрушенной во время зажима колодца, и цикл повторяется.

4.3. Возведение подземных сооружений методом «стена в грунте»

Способом «стена в грунте» сооружаются подпорные стены, стены заглубленных сооружений, фундаменты под тяжелые здания и сооружения, а также противофильтрационные завесы (рис. 4.13). Этот способ наиболее рационален при строительстве в сложных гидрогеологических условиях и высоком уровне грунтовых вод в городских условиях вблизи существующих зданий.

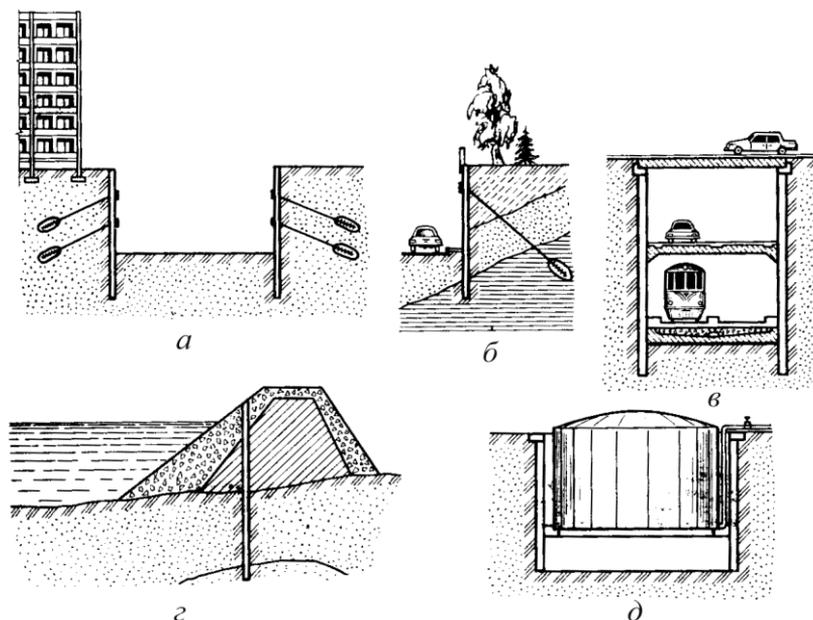


Рис. 4.13. Примеры использования конструкций «стена в грунте»: *а* – устройство котлованов; *б* – подпорные стенки; *в* – тоннели; *г* – противофильтрационные диафрагмы; *д* – подземные резервуары

Способ «стена в грунте» основан на применении глинистого раствора для удержания в вертикальном положении стен траншей при их разработке и последующем заполнении бетонной смесью, сборными железобетонными конструкциями или противофильтрационными материалами.

Способ особенно эффективен при заглублении стен в водоупорные грунты, что позволяет полностью отказаться от водоотлива или водопонижения. Наиболее рационально его использование в нескальных песчаных, гравелистых, глинистых грунтах, но возможно применение и в полускальных породах (слабосцементированных песчаниках и конгломератах, алевролитах, аргиллитах и т.п.).

Первым этапом сооружения стены в грунте является устройство *форшахты* (рис. 4.14), которая служит направляющей для землеройной

машины и обеспечивает устойчивость стенок в верхней части. Форшахту обычно устраивают в траншее, откопанной по оси будущей стены на глубину 70–80 см. Основание траншеи выравнивают и уплотняют, после чего устанавливают щиты опалубки, укладывают арматуру и бетонируют форшахту. При высоком уровне грунтовых вод для устройства форшахты насухо производят подсыпку песчаным грунтом.

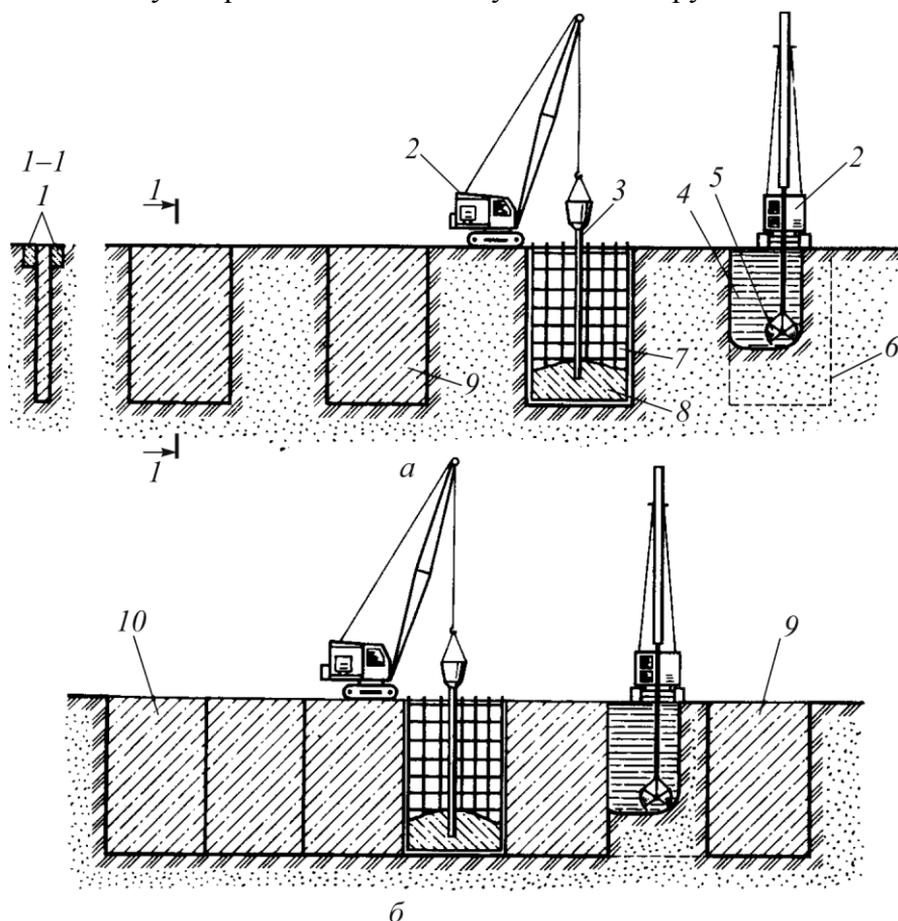


Рис. 4.14. Последовательность производства работ способом «стена в грунте»: *а* – первая очередь работ; *б* – вторая очередь работ; 1 – форшахта; 2 – базовый механизм; 3 – бетонлитная труба; 4 – глинистый раствор; 5 – грейфер; 6 – траншея под одну захватку; 7 – арматурный каркас; 8 – бетонная смесь; 9 – забетонированная секция; 10 – готовая секция «стена в грунте»

В промежутке между направляющими форшахты на полную глубину (до 30–50 м) откапывается траншея, отдельными захватками длиной 4–6 м. Разработка грунта в траншеях ведется плоскими двухчелюстны-

ми грейферами на канатной подвеске (рис. 4.15), штанговыми грейферами (рис. 4.16), экскаваторами типа обратная лопата с удлиненной стрелой и узким ковшом. Это машины циклического действия.

Применяются также машины непрерывного действия, к которым относятся грунтовые фрезы (рис. 4.17). В таких механизмах грунт разрабатывается вращающимися фрезами, перемешивается с глинистым раствором и в виде пульпы эрлифтом выдвигается на поверхность. Такое оборудование обладает более высокой производительностью.



Рис. 4.15. Плоский двухчелюстной грейфер



Рис. 4.16. Штанговый грейфер



Рис. 4.17. Грунтовая фреза

Для обеспечения устойчивости стен захватки по мере углубления в нее подливается тиксотропный глинистый раствор (суспензия). Уровень раствора должен постоянно поддерживаться выше уровня грунтовых вод. При этом исключаются фильтрация воды из грунта в траншею и возможная суффозия, а глинистый раствор фильтруется в грунт. Однако в результате коагуляции грунта частицами глины на стенке быстро создается практически водонепроницаемый слой, и расход раствора на фильтрацию невелик. Исключение составляют крупнообломочные грунты с незаполненными пустотами. В таких грунтах расход раствора будет большим, что может препятствовать применению способа «стена в грунте». После откопки захватки на полную глубину она заполняется материалом, из которого возводится стена. Вместе с грунтом на поверхность из траншеи в больших количествах попадает глинистый раствор, который после очистки от грунта подается обратно в траншею.

Если методом «стена в грунте» сооружается противофильтрационная завеса и устойчивость стен траншеи обеспечивается при достаточно большой длине обнажения, то работы по откопке траншеи и заполнению ее противофильтрационным материалом можно совместить. Для заполнения траншей при устройстве противофильтрационных завес применяются бетон, глиноцементный раствор, комовая глина, заглинизированный грунт. Допустимые градиенты напора для этих материалов в завесах составляют 200, 150, 50 и 30 м/м соответственно.

Глинистые растворы лучшего качества получают из монтмориллоновых глин. В кристаллической решетке монтмориллонита кислородная поверхность одного слоя контактирует с такой же поверхностью соседнего слоя, поэтому связь между слоями слабая. Благодаря этому молекулы воды легко проникают в пространство между слоями, увеличивая расстояние между ними почти в 15 раз. Монтмориллоновая глина способна образовывать устойчивую суспензию желеобразной консистенции, тиксотропную, то есть разжижающуюся при механическом воздействии.

Гидрофлюидные, а тем более каолиновые глины образуют менее устойчивые суспензии, которые в спокойном состоянии довольно быстро расслаиваются, что не только ухудшает условия обеспечения устойчивости стен траншеи, но при образовании плотного осадка может привести к появлению крупных глинистых включений при бетонировании стены.

Однако монтмориллонитовые глины дефицитны и дороги, поэтому для приготовления глинистых растворов стремятся использовать местные каолинито-гидрослюдистые глины, обогащая их при необходимости монтмориллонитом. Используемые для приготовления раствора глины должны содержать не менее 10 % частиц размером до 0,001 мм, не менее 40 % частиц размером до 0,005 мм, иметь число пластичности не менее 0,2 и влажность на границе раскатывания не менее 0,25. Глинистые растворы характеризуются рядом показателей: плотностью, водоотдачей, стабильностью и другими, которые определяются на специальных передвижных лабораторных установках.

Плотность глинистого раствора следующая:

Содержание глины в растворе, %	10	20	30	40
Плотность раствора, г/см ³	1,06	1,14	1,20	1,29

Максимальная плотность растворов – до 1,4 г/см³.

Улучшить показатели качества глинистых растворов можно путем обработки их кальцинированной содой (Na₂CO₃) в количестве 0,2–0,5 % от веса глины, карбоксиметилцеллюлозой, силикатом натрия (жидкое стекло). В случае необходимости применения раствора большой плотности в него добавляют утяжелители – молотый барит или окись железа.

Для предотвращения больших потерь (ухода) растворов в крупнозернистых грунтах в раствор добавляют молотый асбест (40–50 кг на 1 м³ раствора). Асбест повышает кольматирующую способность раствора.

Следует применять растворы с минимальным удельным весом, обеспечивающим устойчивость траншеи и кольматацию грунта. В непроницаемых глинах и суглинках можно вести работы с использованием чистой воды. Если при выбранном удельном весе раствора устойчивость стен траншеи не обеспечивается, то следует повышать уровень раствора в траншее путем подсыпки территории, наращивания форшахты, или уменьшать величину захватки (рис. 4.18).

Глина для приготовления раствора применяется в виде порошка или комовая. Глина смешивается с водой на специальных гидравлических или механических смесителях производительностью 20–70 м³/ч. Для подачи раствора в траншею используются специальные грязевые насосы.

Для предотвращения расслаивания раствора в траншее его рекомендуется время от времени продувать сжатым воздухом, подаваемым по трубам диаметром 50–100 мм.

При гидротранспорте грунта, разработанного в траншее, обычно применяются эрлифты, для надежной работы которых требуется глубина погружения более 7–8 м. При меньшей глубине для откачки зашламованного раствора используются специальные насосы.

Если позволяет место и грунтовые условия, вблизи откапываемой траншеи устраивается емкость – отстойник, куда направляется откачиваемый из траншеи раствор со шламом. После отстоя шлам направляется в отвал, а раствор возвращается в траншею. Если места для устройства отстойника нет или его устройство ухудшит устойчивость стен траншеи, очистку раствора от шлама производят на виброситах (крупные фракции) и гидроциклонах.



Рис. 4.18. Устройство захватки «стены в грунте»

При бетонировании для предотвращения попадания бетонной смеси из бетонированной захватки в следующую между захватками устанавливаются разграничители. Роль разграничителя может играть железобетонный столб либо инвентарная труба, извлекаемая после твердения бе-

тона в захватке перед бетонированием следующей захватки. Применяются и другие конструкции ограничителей, например, стальные диафрагмы, привариваемые к арматуре, которая опускается в захватку.

Арматура стены, свариваемая в каркасы, опускается в глинистый раствор перед бетонированием захватки. Бетонирование ведется методом вертикально перемещающейся трубы.

Наряду с монолитными железобетонными строятся сборные стены из панелей размером на одну захватку (рис. 4.19). К преимуществам сборных стен относятся: высокое качество поверхности стены, лучшая водонепроницаемость, возможность устройства стен с выступами, окнами для пропуска анкеров, закладными деталями для крепления перекрытий.

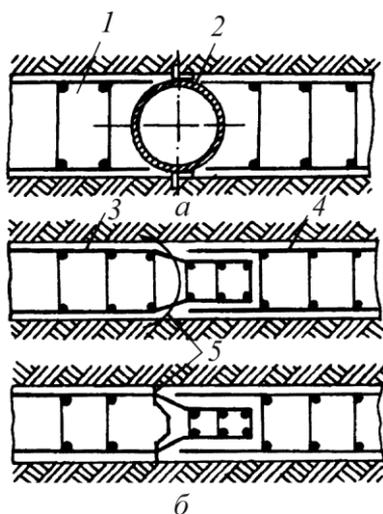


Рис. 4.19. Стыки между захватками монолитных стен: *а* – нерабочий стык; *б* – рабочие стыки; 1 – траншея; 2 – ограничитель захваток; 3, 4 – арматурный каркас; 5 – диафрагма

Стыки между панелями должны служить направляющими при их опускании, а после заполнения тампонажным раствором пространства между панелями и стенами траншеи – обеспечивать герметичность. В качестве тампонажного материала может использоваться специальный цементоглинисто-песчаный раствор, который должен в период укладки быть жидким, а после твердения иметь прочность не ниже прочности окружающего грунта, легко сниматься с внутренней стороны панелей при откопке котлована, быть водонепроницаемым.

В состав тампонажного раствора входят 12–14 % жирной глины (желательно бентонита) от массы цемента и до 0,5 % сульфатно-спиртовой барды (ССБ) или сульфатно-дрожжевой бражки (СДБ).

Возведение стен в грунте небольшой глубины возможно путем устройства сплошного ряда секущихся свай, причем бурение каждой последующей скважины производится либо после начала схватывания бетона в предыдущей, либо после опускания в предыдущую скважину лидерной направляющей трубы, извлекаемой перед бетонированием (рис. 4.20–4.21). Если в средней части возводимого подземного сооружения предусмотрены колонны для опирания перекрытий, их возводят как буронабивные сваи одновременно с возведением ограждающих стен.

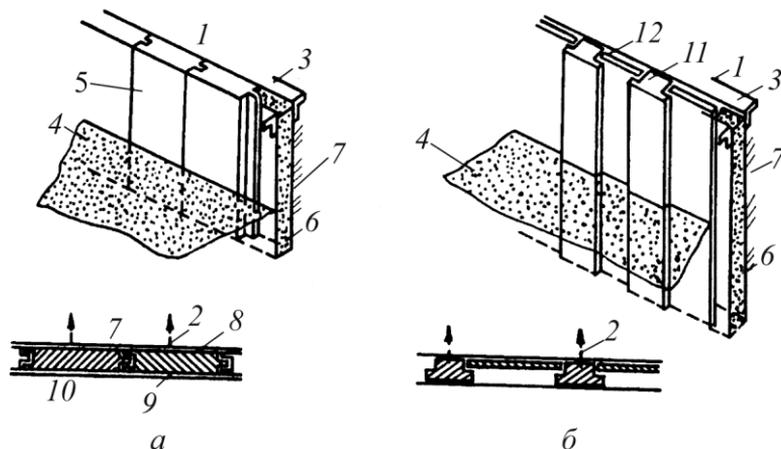


Рис. 4.20. Стенки в грунте из сборных панелей: *а, б* – стенки из плит и балок и плит; *1* – поверхность грунта; *2* – место расположения анкера; *3* – воротник траншеи; *4* – дно котлована; *5* – стеновая панель; *6* – раствор; *7* – неразрабатываемый грунт; *8* – раствор; *9* – раствор, удаляемый при разработке котлована; *10* – грунт, удаляемый при разработке котлована; *11* – балка; *12* – плита

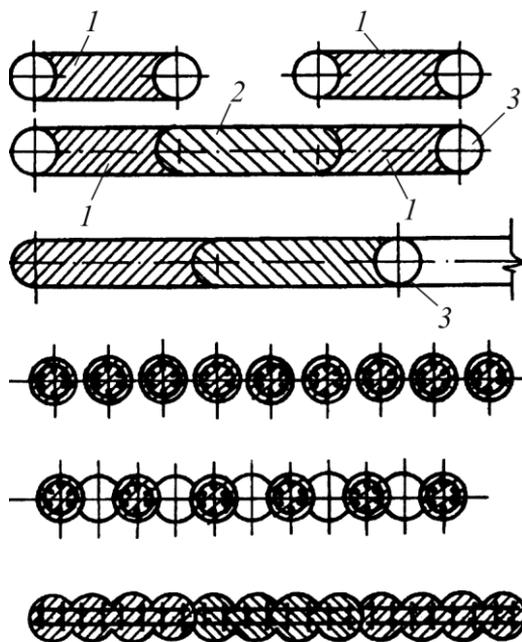


Рис. 4.21. Виды траншейных и свайных стен:
 1, 2 – последовательность операций; 2 – ограничитель

По мере извлечения грунта из котлована, ограниченного стенами, монтируются перекрытия или устанавливаются анкеры, воспринимающие силы давления грунта.

Стены в грунте стремятся погрузить на 2–3 м в водонепроницаемый слой грунта даже ценой значительного (на 5–10 м) увеличения глубины стены по сравнению с необходимой. При этом часть стены ниже днища подземного сооружения, играющая роль противофильтрационной завесы, выполняется без армирования из соответствующих материалов (рис. 4.22).

При врезке стен в водоупор извлечение грунта из огражденного стенами котлована ведется в сухих условиях без водоотлива. Лишь в крайних случаях при строительстве способом стена в грунте применяют водопонижение или разрабатывают грунт подводным способом.



Рис. 4.22. Устройство фундаментов «стена в грунте» из секущих буровых свай в центре г. Мюнхена (Германия)

При откопке траншей под глинистым раствором в грунте, примыкающем к стене, образуется тонкий закольматированный слой, обеспечивающий надежную гидроизоляцию стены.

Днище сооружений, возводимых способом стена в грунте, имеет такую же конструкцию, как и у опускных колодцев, включая гидроизолирующий слой.

4.4. Возведение сооружений подращиванием

Метод подращивания применяется при строительстве заглубленных сооружений в устойчивых необводненных грунтах при отсутствии в ходе строительства нагрузки на стены (рис. 4.23). Он заключается в наращивании стены вниз по мере откопки котлована. Стены сооружения возводятся из сборных элементов: ребристых тубингов с болтовым соединением (рис. 4.24) или плоских панелей со сварными, омоноличиваемыми бетоном соединениями. В стеновых элементах предусматривают трубки для нагнетания тампонажного раствора в заобделочное пространство. Высота яруса (незакрепленного участка вертикального откоса у забоя) определяется устойчивостью грунтовой стенки.

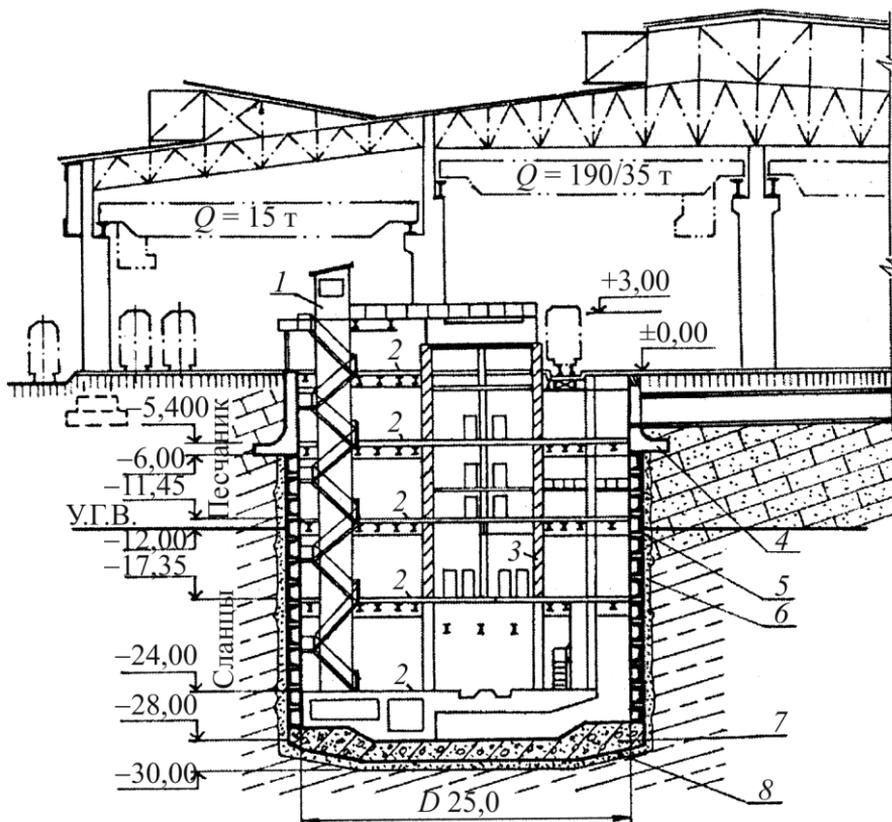


Рис. 4.23. Возведение подземных сооружений подрачиванием: 1 – лифт; 2 – междуэтажные перекрытия; 3 – внутренняя камера; 4 – оголовок; 5 – тубинги; 6 – тампонажный слой; 7 – монолитное днище; 8 – гидроизоляция

Железобетонное монолитное днище предусматривают с расположением под нижним ярусом обделки и опиранием на нее снизу (рис. 4.25).

Земляные работы выполняют экскаваторами и бульдозерами с применением в твердых породах буровзрывного рыхления. Подъем грунта из забоя и подвеску сборных стеновых элементов производят обычными строительными кранами. Тампонаж заобделочного пространства производят снизу вверх.

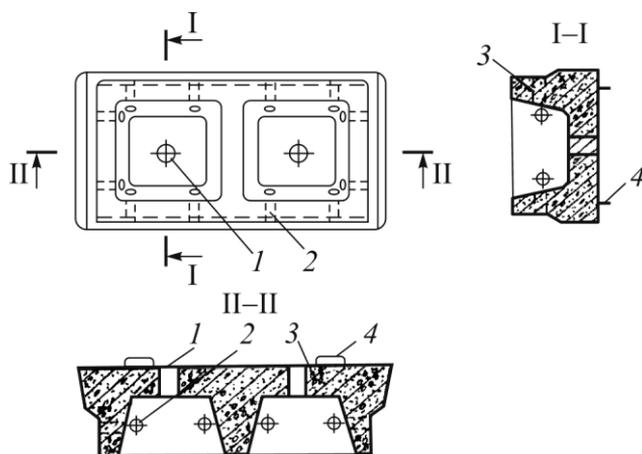


Рис. 4.24. Конструкция тьюбинга: 1 – отверстие для нагнетания тампожа; 2 – отверстие для стяжных болтов; 3 – паз для чеканки; 4 – монтажные скобы

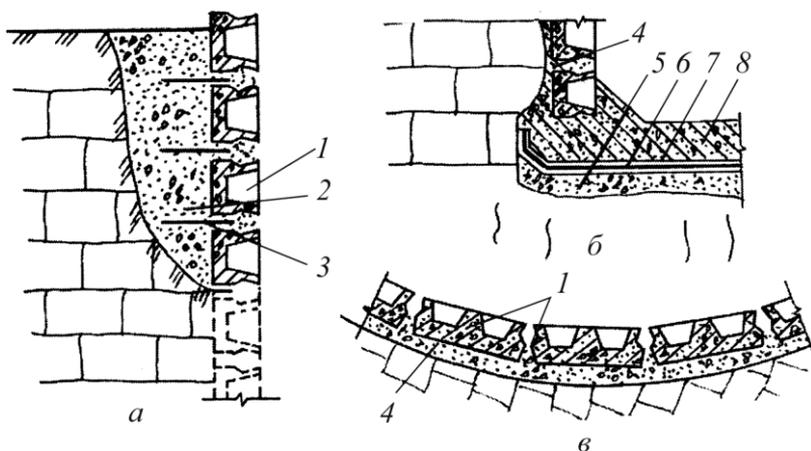


Рис. 4.25. Конструкция стен сооружения, возводимого методом подрачивания: а – воротник; б – сопряжение с дном; в – фрагмент плана: 1 – тьюбинги; 2, 4 – тампожаж; 3 – выпуски арматуры; 5 – бетонная подготовка; 6 – гидроизоляция; 7 – защитная стяжка; 8 – железобетонное днище

В последние годы подрачиванием построены такие крупные сооружения, как корпус дробления Коршуновского железорудного комбината с подземным колодцем глубиной 47 м и диаметром 30 м, цех машин непрерывного литья Донецкого металлургического завода и другие.

4.5. Устройство нулевых циклов методом сверху вниз

Строительство глубоких котлованов в стесненных городских условиях требует применения особой технологии, которая обеспечит безопасную эксплуатацию окружающей застройки. К такой технологии относится возведение нулевых циклов методом сверху вниз (UP-DOWN).

Технология строительства нулевых циклов методом сверху вниз (рис. 4.26) включает устройство проектных плит перекрытий сначала на верхних этажах, откопку грунта из-под этих перекрытий, а затем возведение перекрытий на нижележащих этажах, откопку грунта из-под них и строительство фундаментной плиты. Во время строительства все плиты перекрытия опираются на временные сваи и ограждение котлована. После возведения проектных колонн и стен, набора соответствующей прочности их бетона и узлов соединения с перекрытиями все временные конструкции удаляются.



Рис. 4.26. Возведение здания методом сверху вниз

Роль распорок в котлованах по этой технологии играют проектные плиты перекрытия, жесткость которых значительно выше, чем традиционных стальных конструкций.

Сложнейшей задачей является обеспечение безопасности непосредственно на строительстве при откопке котлована сверху вниз. Следует таким образом конструировать узлы сопряжения временных и постоянных конструкций нулевого цикла, чтобы нагрузку от верхних строений перенести с временных на постоянные проектные конструкции.

Один из примеров подобного строительства является объект, запроектированный и построенный ООО «НПФ «Фундаментстройпроект», –

здание нового корпуса галереи А. Шилова. Участок строительства расположен на склоне полого уступа второй надпойменной террасы Москва-реки. На глубине до 7 м площадка строительства представлена насыпными грунтами в виде твердой супеси, ниже (слоем 6–8 м) залегают верхнечетвертичные аллювиальные отложения, пласт на глубине от 13,5 до 24 м составляет толща нижнечетвертичных ледниковых и водно-ледниковых отложений (рис. 4.27). Уровень подземных вод расположен на 15–20 м от поверхности грунта в песках и супесях аллювиально-флювиогляциального горизонта. Мощность водоносных пород достигает 15 м и имеет безнапорный характер.

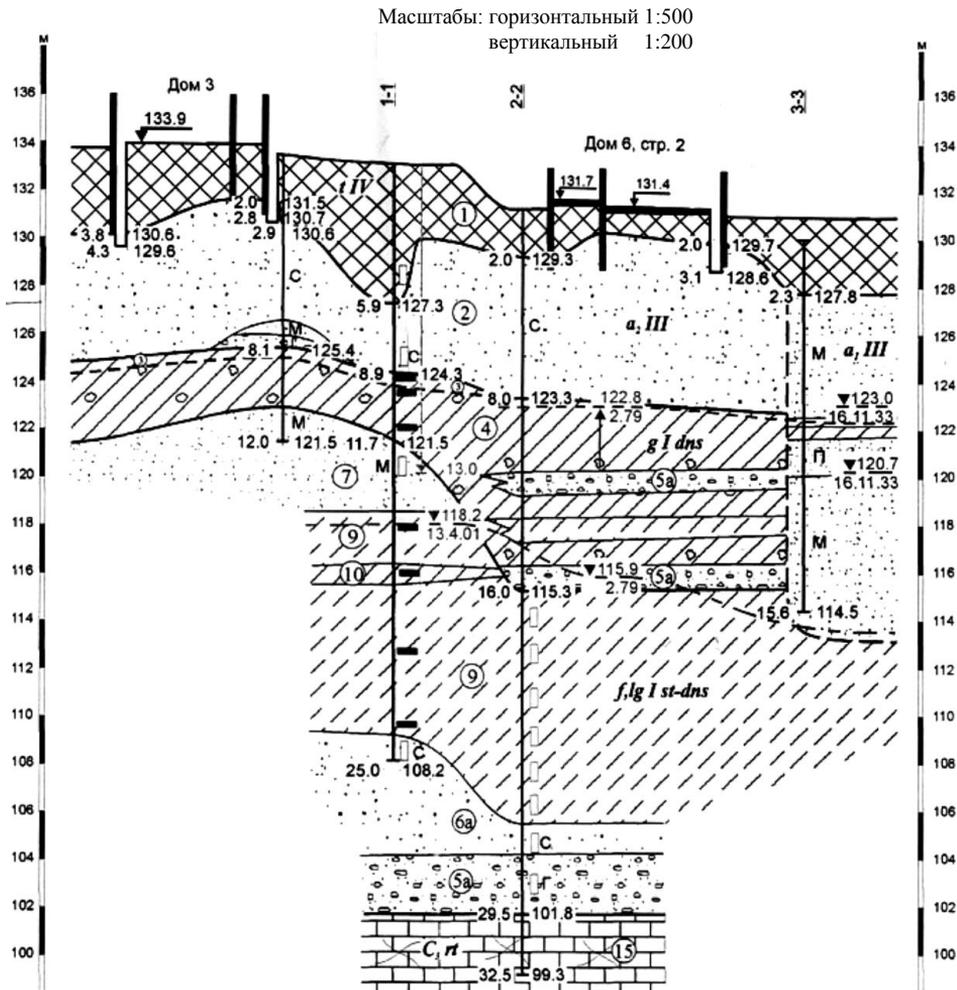


Рис. 4.27. Геологический разрез площадки строительства

Поскольку при производстве работ было установлено, что фундаменты под несущими стенами ленточные, из обломков кирпича и буто-

вого камня-известняка на известковом растворе, который практически полностью разрушен и материал фундаментов ничем не связан (фундаменты разбираются вручную), то требуется усиление прилегающих к площадке строительства зданий и сооружений.

Производство подземных работ при строительстве нового корпуса осложнялось наличием старых фундаментов и большим количеством инженерных коммуникаций, пересекающих строительную площадку. До начала работ по устройству ограждения котлована были перенесены электрические кабели, кабели связи, напорные трубопроводы водопровода и газоснабжения.

Технологическое решение по возведению подземной части нового корпуса галереи включало: усиление оснований фундаментов существующего здания по стене, прилегающей к строительной площадке. С этой целью были выполнены: цементация контакта фундамент-грунт (рис. 4.28); химическое закрепление грунтов под подошвой фундаментов на глубину 8 м, несколько превышающую глубину котлована; цементация тела фундамента с устройством монолитной железобетонной рубашки толщиной 15 см и высотой 1,75 м в предварительно откопанной захватками по 2 м траншее на всю глубину до подошвы фундамента с последующей обратной засыпкой.



Рис. 4.28. Усиление существующих фундаментов

По первоначальному проекту предполагалось построить здание нового корпуса галереи А. Шилова, откапывая грунт в котловане на всю глубину. При этом шпунтовое ограждение требовалось выполнить из

труб диаметром 325 мм, и почти столько же металла требовалось на распорную систему.

В качестве распорной системы было принято перекрытие на отм. 0.00, что позволило:

- отказаться от дорогостоящей распорной системы;
- повысить жесткость и уменьшить деформации существующего дома;
- снизить диаметр шпунта до 219 мм;
- уменьшить технологическое воздействие при лидерном бурении меньшим диаметром;
- снизить расход металла на шпунт.

Однако такая технология имеет два существенных недостатка: удорожание разработки грунта и увеличение количества временных свай.

Шпунтовое ограждение котлована было выполнено из металлических труб диаметром 219 мм с шагом 0,5 м, погружаемых в грунт на глубину от 11 до 14 м с помощью пневмопробойника СО-166.

Разработка первого яруса грунта в котловане до отметки низа плиты перекрытия подвала, расположенной на глубине около 2 м от дневной поверхности, осложнялась необходимостью разборки старых фундаментов, фрагмента неиспользуемого инженерного коллектора с кабелями связи и отдельно расположенных инженерных сетей. На отм. $-0,30$ м, соответствующей низу плиты перекрытия подвала, к шпунтовому ограждению приваривалась обвязочная балка. Конструкция этих узлов позволяет перенести всю нагрузку от перекрытия на временные сваи и шпунт. После возведения колонн и стен нижнего этажа труба сваи вырезается и удаляется, а швеллер вдоль шпунта режется по длине плиты перекрытия.

При устройстве опалубки плиты перекрытия следует предусмотреть множество технологических отверстий для удаления грунта из-под плиты и подачи бетона под плиту. Армирование такой плиты перекрытия усложнено множеством выпусков арматуры вверх и вниз в местах сопряжения стен и колонн.

Плита перекрытия подвала в этом случае выполняет несколько функций: она позволяет одновременно вести работы по устройству подвальной части здания и возводить надфундаментное строение, а также играет роль распорки шпунтового ограждения, что дало возможность отказаться от металлических распорных креплений, уменьшить длину и диаметр труб ограждения и существенно ускорить производство работ в котловане (4.29, 4.30). При сборке арматурного каркаса плиты были заранее смонтированы выпуски арматуры для стен и колонн подвала и первого этажа, а также

оставлены технологические отверстия для разработки грунта в котловане и подачи бетона в конструкции колонн и стен подвала.



Рис. 4.29. Монтаж плиты перекрытия

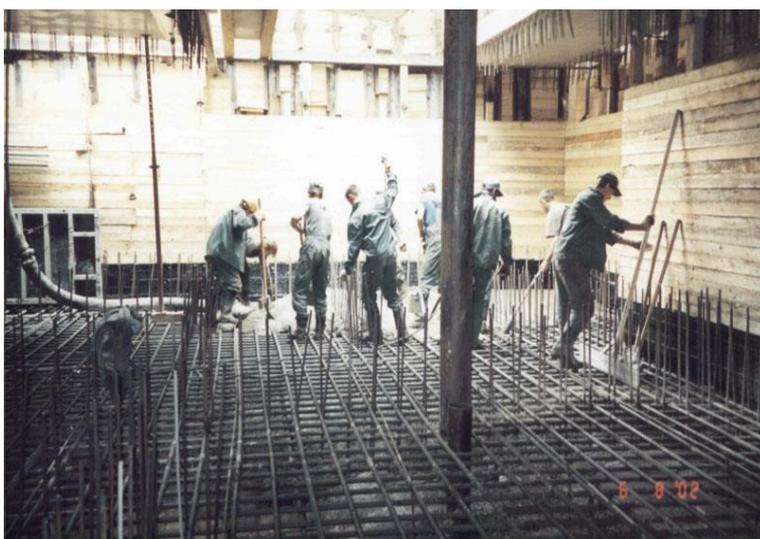


Рис. 4.30. Армирование плиты перекрытия

Разработка грунта в котловане под плитой перекрытия велась через проем будущей лестничной клетки.

По мере разработки грунта выпрямлялись выпуски арматуры, снимались сверху деревянные балки и фанера-опалубка перекрытия. Плита перекрытия покоилась на сваях и шпунте. Разработка грунта велась с оставлением берм вдоль шпунтового ограждения и последующей дора-

боткой грунта в них вручную с параллельным возведением деревянной забирки. Затем проводились бетонирование фундаментной плиты и демонтаж временных свай.

Таким образом, применение технологии сверху вниз позволяет реализовать проекты устройства нулевых циклов глубиной свыше 5 м при наличии в зоне влияния строительства многоэтажных сооружений, аварийных зданий и памятников архитектуры в сжатые сроки, может отсрочить строительство подвала на несколько лет после возведения надземной части здания, при стесненности средств застройщика позволяет вводить в эксплуатацию здание частями.

4.6. Проходка продавливанием и проколом

Метод продавливания – это, по существу, метод «горизонтального опускного колодца» (рис. 4.31). С равным основанием его можно назвать и методом «длинного щита». Сущность метода состоит в том, что герметичная тубинговая крепь монтируется кольцо за кольцом в специальной камере, удаленной от забоя. В этой же камере находятся домкраты, вдавливающие крепь по мере разработки грунта в забое. Для уменьшения трения крепи о массив грунта в затубинговое пространство нагнетается глинистый раствор.

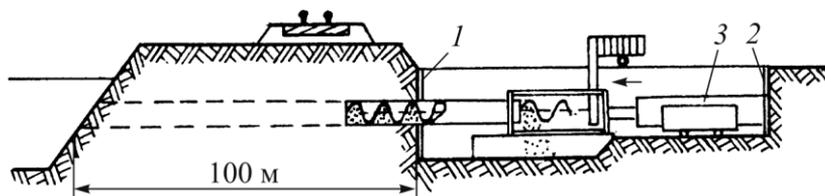


Рис. 4.31. Схема способа продавливания:
1 – крепление передней стенки рабочего котлована;
2 – упор; 3 – гидравлический домкрат

Методом продавливания в г. Линц (Австрия) был проложен коллекторный тоннель под Дунаем длиной 373 м в мергелях. Разработка грунта в забое велась комбайном со стреловидным рабочим органом. Установки, для вдавливания имели усилие 2,2 МН.

Метод вдавливания используется также при прокладке труб под железнодорожными и автодорожными насыпями. При вдавливании труб диаметром до 900 мм для разработки грунта в забое нашли применение бурошнековые машины.

Методом продавливания (см. рис. 4.31) был сооружен участок тоннеля железнодорожного вокзала «Венеция» в г. Милане (Италия). Тоннель проходил в центральной части города на глубине 4 м и имел размеры 28,8×22,8 м. Общая длина туннеля составила 207 м. В тоннели размещались два железнодорожных пути и две пассажирские платформы. Для задавливания применялись сегменты железобетонных труб диаметром 210 см и длиной 200 см. Затем сегменты стыковались и заполнялись бетоном. Вид готового тоннеля представлен на рис. 4.32. Этим же методом построен автомобильный тоннель в г. Перми (рис. 4.33).



Рис. 4.32. Железнодорожный тоннель вокзала «Венеция» в г. Милане (Италия)

Метод прокола используется для прокладки труб диаметром до 600 мм под насыпями, дорогами. От метода продавливания отличается тем, что объем грунта, занимаемый прокладываемой трубой, не удаляется, а отжимается в сторону. Метод прокола применяется в двух вариантах: протаскивание лебедкой и вдавливание домкратом (рис. 4.34). Необходимое усилие для трубы диаметром 0,5 м в песчано-глинистых и насыпных грунтах составляет 150–1500 кН в зависимости от плотности или консистенции.

При *горизонтальном бурении* конец трубы имеет режущую коронку увеличенного диаметра, трубу приводят во вращение от двигателя, установленного на бровке котлована. Грунт, заполняющий трубу, удаляют, как при способе продавливания (рис. 4.35).



Рис. 4.33. Устройство автомобильного тоннеля на ул. Локомотивная в г. Перми методом продавливания

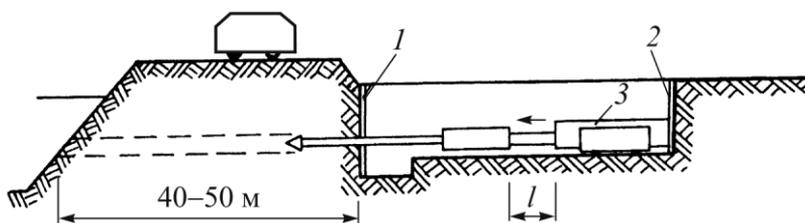


Рис. 4.34. Схема способа прокола:
 1 – крепление передней стенки рабочего котлована;
 2 – упор; 3 – гидравлический домкрат

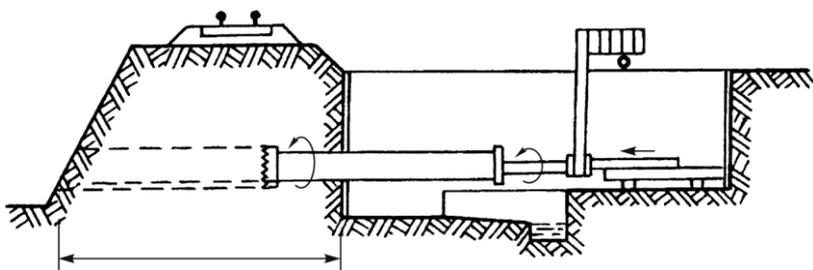


Рис. 4.35. Схема горизонтального бурения

4.7. Методы закрепления и замораживания грунтов

Закрепление грунтов заключается в искусственном преобразовании строительных свойств грунтов в условиях их естественного залегания разнообразными физико-химическими методами. В процессе закрепления между частицами грунта возникают прочные структурные связи за счет инъецирования в грунт и последующего твердения определенных реагентов. Это обеспечивает увеличение прочности грунтов, снижение их сжимаемости, уменьшение водопроницаемости и чувствительности к изменению внешней среды, особенно влажности. Важным условием применимости инъекционных методов закрепления является достаточно высокая проницаемость грунтов (табл. 4.1).

Таблица 4.1

Применимость методов закрепления

Способы закрепления	Вид грунта	Коэффициент фильтрации, м/сут
Цементация	Крупнообломочный и песчаный	80–500
Силикатизация: двухрастворная	Песчаный	2–80
	Крупнообломочный и песчаный	0,5–5 80–500
газовая	Просадочный	Не менее 0,1
однорастворная	Просадочный	Не менее 0,2
Электросиликатизация	Глинистый и песчаный	0,005–0,5
Термическое закрепление	Просадочный суглинков и глина	При любом коэффициенте фильтрации

Методы инъекционного закрепления грунтов, не сопровождаемые механическими, в особенности динамическими воздействиями, в основном применяют для усиления оснований сооружений (рис. 4.36), защи-

ты существующих зданий и сооружений при строительстве новых, в том числе подземных, сооружений, создания противofильтрационных завес. Вследствие их высокой стоимости целесообразность применения методов закрепления грунтов на вновь осваиваемых строительных площадках должна обосновываться технико-экономическим расчетом.

Цементация грунтов. Этот метод применяют для упрочнения насыпных грунтов, галечниковых отложений, средних и крупнозернистых песков при коэффициенте фильтрации упрочняемых грунтов K_f более 80 м/сут. Цементацию используют также для заполнения карстовых пустот, закрепления и уменьшения водопроницаемости трещиноватых скальных грунтов.

Цементационный раствор обычно состоит из цемента и воды при водоцементном отношении 0,4 : 1,0.

Для цементации грунтов применяют забивные инъекторы или инъекторы-тампоны, опускаемые в пробуренные скважины. Инъекторы представляют собой трубу диаметром 25–100 мм, снабженную перфорированным звеном длиной 0,5–1,5 м. После погружения инъектора в грунт или скважину в трубу под давлением подается чистая вода и скважина промывается. Затем через трубу нагнетается цементный раствор, который, проникая в грунт, цементирует его (рис. 4.37).

При цементации карстовых пустот и трещиноватой скалы применяют цементационный раствор при небольшом водоцементном отношении. Кроме того, в раствор часто добавляют песок.

Радиус закрепления грунта, давление нагнетания, расход цементного раствора и прочность зацементированных грунтов устанавливают в процессе опытных работ.

Метод цементации применяют также для усиления конструкции самих фундаментов. Для этого в теле фундаментов пробуриваются шпурсы, через которые в материал или кладку фундамента под высоким давлением нагнетается цементный раствор.

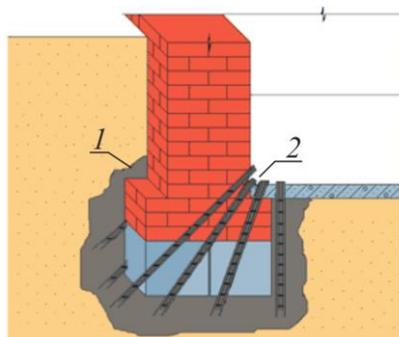


Рис. 4.36. Схема инъектирования грунтов:
1 – зона распространения раствора;
2 – буринъекционные скважины

В материалах XII Международного конгресса по механике грунтов и фундаментостроению (Рио-де-Жанейро, 1989) как перспективные предложены смеси типа «Актизол», в состав которых входят: цемент, бентонит, силикатная и минеральная добавки. Считается наиболее эффективным применение таких смесей для укрепления аллювиальных (наносных) грунтов и устройства надежных противofiltrационных завес. Основными преимуществами смеси являются отсутствие загрязнения окружающей среды, возможность использования многих типов цемента, высокая подвижность при коротком времени схватывания.

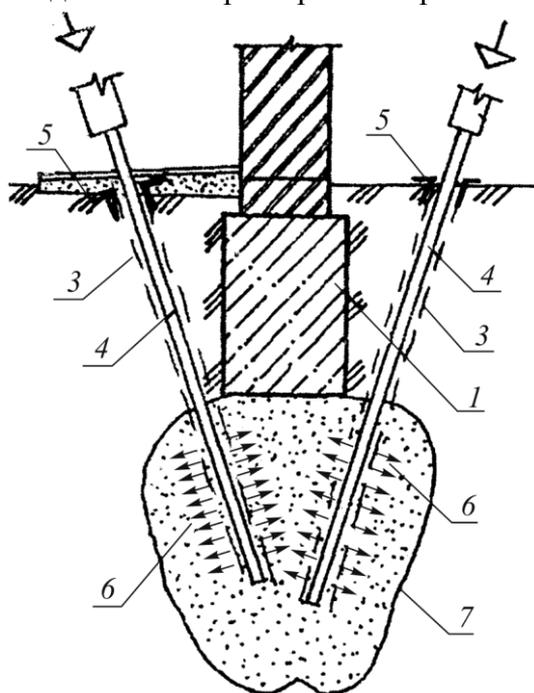


Рис. 4.37. Схема закрепления грунтов методом цементации:
 1 – существующий фундамент; 2 – вертикальная шахта;
 3 – скважины (наклонные, горизонтальные); 4 – инъекторы для нагнетания растворов под высоким давлением (до 10 МПа); 5 – манжеты для поддержания давления;
 6 – направление распространения нагнетаемых растворов;
 7 – контуры упрочненного грунта

Силикатизация грунтов. Применяют для химического закрепления песков с коэффициентом фильтрации от 0,5 до 80 м/сут, макропористых просадочных грунтов с коэффициентом фильтрации от 0,2 до 2,0 м/сут и отдельных видов насыпных грунтов. Сущность метода заключается в том, что в грунты нагнетается силикат натрия в виде раствора (жидкое

стекло), которым заполняется поровое пространство и при наличии отвердителя образуется гель, твердеющий с течением времени.

Песчаные грунты с коэффициентом фильтрации 2–80 м/сут закрепляются двухрастворным способом силикатизации, разработанным Б.А. Ржаницыным. Способ заключается в следующем. В грунт погружаются инъекторы, представляющие собой трубы диаметром 38 мм с нижним перфорированным звеном длиной 0,5–1,5 м. Через инъекторы в грунт нагнетается раствор силиката натрия под давлением до 1,5 МПа. Через соседнюю трубу нагнетают раствор хлористого кальция. Инъекторы погружаются попарно на расстоянии 15–25 см друг от друга. Иногда оба раствора поочередно нагнетаются через один и тот же инъектор. Раствор силиката натрия вводится в грунт заходками 1 м по глубине при погружении инъектора. Затем такими же заходками, но уже в процессе извлечения инъектора производится нагнетание второго раствора. Радиус закрепления грунта составляет 30–100 см. Процесс гелеобразования протекает очень быстро. После полного твердения геля, на что требуется 28 дней, закрепленный песчаный грунт приобретает прочность на одноосное сжатие 2–5 МПа.

При закреплении мелких песков и плывунов, имеющих коэффициент фильтрации в пределах 0,5–1,0 м/сут, в грунт нагнетается подготовленный заранее гелеобразующий раствор, представляющий собой смесь растворов крепителя и отвердителя. Варьируя состав отвердителя, можно регулировать в широких пределах (от 20–30 мин до 10–16 ч) время гелеобразования. Для обеспечения необходимого радиуса закрепления в малопроницаемых грунтах применяются рецептуры с большим временем гелеобразования.

Прочность гелей кремниевой кислоты по однорастворным рецептурам невелика. Закрепленные ими пески и плывуны приобретают прочность на одноосное сжатие порядка 0,2 МПа, за исключением кремнефторсиликатной рецептуры, придающей прочность до 2–4 МПа, и силикатно-органических рецептур.

Силикатизация эффективна для закрепления макропористых лессовых грунтов вследствие их высокой проницаемости. Особенностью силикатизации лессов является то, что в состав этих грунтов входят соли, выполняющие роль отвердителя жидкого стекла. Поэтому силикатизация лессов проводится классическим однорастворным методом, осуществляемым инъекцией в толщу лессовых грунтов раствора силиката натрия. Процесс закрепления происходит мгновенно, прочность растет

очень быстро и может достигать для закрепленного массива 2 МПа и более. Закрепление водоустойчиво, что обеспечивает ликвидацию просадочных свойств.

В нашей стране по предложению В.Е. Соколовича применяют газовую силикатизацию песчаных и макропористых лессовых грунтов, основанную на использовании в качестве отвердителя жидкого стекла углекислого газа (диоксида углерода). Технология способа состоит в том, что в грунт через забитые инъекторы или специально оборудованные скважины нагнетаются углекислый газ для предварительной активизации грунта, затем раствор силиката натрия и вторично углекислый газ для отверждения. Прочность закрепленных методом газовой силикатизации песков составляет 0,8–1,5 МПа, лессовых грунтов – 0,8–1,2 МПа.

Для сплошного закрепления массива грунта инъекторы располагают в шахматном порядке. Уточнение технологической схемы и параметров закрепления производится путем проведения опытных работ. Качество закрепления грунтов проверяют бурением контрольных скважин с отбором кернов, вскрытием шурфов с отбором образцов, определением удельного водопоглощения, методами электрокаротажа и зондирования.

Смолизация. Метод закрепления грунтов смолами получил название смолизации. Сущность его заключается во введении в грунт высокомолекулярных органических соединений типа карбамидных, фенолформальдегидных и других синтетических смол в смеси с отвердителями-кислотами, кислыми солями.

Через определенное время в результате взаимодействия с отвердителями смола полимеризуется. Обычное время гелеобразования 1,5–2,5 ч при времени упрочнения до 2 сут. Метод смолизации рекомендуется для закрепления сухих и водонасыщенных песков с коэффициентом фильтрации 0,5–25 м/сут. Прочность на одноосное сжатие закрепленного карбамидной смолой песка колеблется в пределах 1–5 МПа и зависит в основном от концентрации смолы в растворе.

Организация работ по закреплению грунтов смолами аналогична организации работ по силикатизации. Радиус закрепленной области основания составляет 0,3–1,0 м в зависимости от коэффициента фильтрации песка. Метод относится к числу дорогостоящих. Закрепление карбамидными смолами успешно применялось при строительстве Новолипецкого завода, Харьковского метрополитена.

В последние годы появились работы о возможности создания нетоксичных либо слаботоксичных составов для закрепления грунта с использованием карбамидных смол. Указывается, что при соблюдении предлагаемых технологически сложных приемов можно снизить канцерогенность этих смол. В связи с усиленным вниманием к охране окружающей среды необходимо более строго подходить ко всем рекомендуемым «универсальным» химическим реагентам. Так, не подвергается сомнению вредное воздействие на окружающий незакрепленный грунт и подземные грунтовые воды широко рекомендуемых кислот и щелочей высокой концентрации. Специальными исследованиями В.Е. Соколовича в НИИОСПе были выявлены токсичность и экологическая несостоятельность целого ряда реагентов, рекламируемых для закрепления грунтов в условиях реконструкции, в частности, акриловых, фенольно-формальдегидных, фурановых, хромлигниновых и карбамидных смол с несвязным формальдегидом.

В рекомендациях по укреплению водонасыщенных слабых грунтов защелачиванием (Уфа, НИИпромстрой) предлагается нагнетать под давлением в слабые пылевато-глинистые грунты концентрированные растворы каустика. Предполагается, что под воздействием высококонцентрированного каустика произойдет частичное поверхностное растворение глинистых минералов с образованием щелочных алюмосиликатных гелей, способных надежно закреплять слабые грунты. Расчет указывает на чрезмерное количество опасного реагента на 1 м^3 закрепляемого глинистого грунта (от 100 до 160 кг). Под небольшое общежитие в Нижнем Новгороде необходимо закачать 300 т каустической соды. Учитывая высокий уровень грунтовых вод, помимо всего прочего, можно ожидать подщелачивания вод. Сам автор Ф.Е. Волков отмечает, что «защелачивание глинистых грунтов сопровождается их активным химическим пучением, приводящим к сильным деформациям сооружений, возведенных на таких грунтах».

Глинизация и битумизация. Глинизацию применяют для уменьшения водопроницаемости песков. Технология глинизации заключается в нагнетании через инъекторы, погруженные в песчаный грунт, водной суспензии бентонитовой глины с содержанием монтмориллонита не менее 60 %. Глинистые частицы, выпадая в осадок, заполняют поры песка, в результате чего его водопроницаемость снижается на несколько порядков.

Битумизацию применяют в основном для уменьшения водопроницаемости трещиноватых скальных пород. Метод сводится к нагнетанию через скважины в трещиноватый массив расплавленного битума или специаль-

ных битумных эмульсий. При этом происходит заполнение трещин и пустот, и массив становится практически водонепроницаемым.

Электрохимическое закрепление грунтов. Метод применяют для закрепления водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов в сочетании с электроосмосом. В этом методе через аноды в грунт подают водные растворы солей многовалентных металлов, которые, соединяясь с глинистым грунтом, коагулируют глинистые частицы. Создаются глинистые агрегаты, сцементированные между собой гелями солей железа и алюминия. При этом прочность грунтов существенно возрастает, резко снижается их способность к набуханию (рис. 4.38).

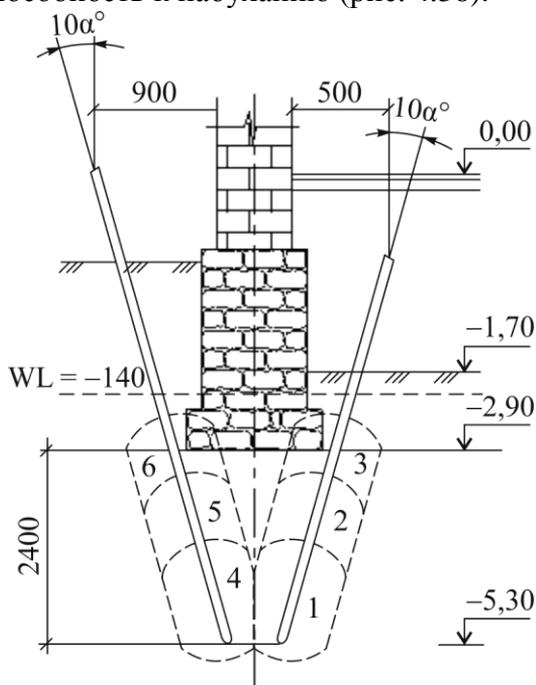


Рис. 4.38. Электрохимическое закрепление слабых грунтов в основании фундаментов: 1–6 – номера захваток

Напряжение тока при электрохимическом закреплении составляет 80–100 В, плотность тока 5–7 А/м², расход энергии 60–100 кВтч на 1 м³ закрепляемого грунта.

Химическое закрепление грунтов позволяет успешно решать многие задачи реконструкции при достаточно сложных инженерно-геологических условиях. Приведем характерный пример из практики в Петербурге. В 1959–60 гг. для предотвращения аварийных осадок стен сценической части здания Мариинского театра было выполнено химическое закрепле-

ние грунтов в основании ленточных фундаментов. Закреплению подлежал песок пылеватый с коэффициентом фильтрации 0,5–1,5 м/сут и пористостью $n = 0,44$. Толща песков составляла 3–4,5 м ниже подошвы фундамента. Закрепление производили по традиционной схеме с использованием карбамидной смолы плотностью 1,076–1,08 г/см³ и 3%-ного раствора соляной кислоты.

Вначале нагнетали раствор соляной кислоты (400 л), затем – 50 л воды и после этого – раствор смолы (400 л). Нагнетание осуществлялось плунжерными насосами ПСБ-4 и НР-3 при давлении 0,3 МПа. Объем одной заходки, приходящейся на 1 иньектор, составил 0,6–0,7 м³.

Термическое закрепление грунтов. Применяют для упрочнения маловлажных пылегато-глинистых грунтов, обладающих газопроницаемостью. Наиболее часто этот метод используется для устранения просадочных свойств макропористых лессовых грунтов. Глубина закрепляемой толщи достигает 20 м.

Сущность метода термической обработки заключается в том, что через грунт в течение нескольких суток пропускают раскаленный воздух или раскаленные газы. Под действием высокой температуры отдельные минералы, входящие в состав скелета, оплавляются. В результате этого образуются прочные водостойкие структурные связи между частицами и агрегатами грунта. Кроме того, при обжиге грунты теряют значительную часть химически связанной воды, что изменяет свойства грунтов и уменьшает или полностью ликвидирует просадочность, размокаемость, способность к набуханию.

Температура газов, которыми производится обработка грунта, не должна превышать 750–850 °С. Если температура газов окажется выше, стенки скважин оплавляются и становятся газонепроницаемыми. При температурах ниже 300 °С ликвидации просадочности лессов не происходит.

Существуют различные способы, оборудование и технологические схемы термического закрепления. Одна из технологий заключается в следующем (рис. 4.39): пробуривают скважины диаметром 100–200 мм, которые закрывают специальными керамическими затворами. В затворе оборудуется камера сгорания, к которой подают топливо (горючие газы, соляровое масло, нефть и т.п.) и воздух под давлением. Для обеспечения заданной температуры обжига необходимо, чтобы количество воздуха, нагнетаемого в скважину, было не меньше установленной величины.

Для поддержания температуры 750–850 °С расход воздуха на 1 кг горючего составляет 34–39 м³. При указанном количестве воздуха и средней газопроницаемости грунта порядка 25 м³/ч количество сгораемого горючего на 1 м длины скважины не должно превышать 0,85 кг/ч. Термическая обработка производится непрерывно в течение 5–12 сут. После обработки скважины аппаратуру затворов снимают и переставляют на скважины следующего участка. В результате термической обработки получается упрочненный конусообразный массив грунта диаметром поверху 1,5–2,5 м, а понизу на глубине 8–10 м около 0,2–0,4 диаметра поверху.

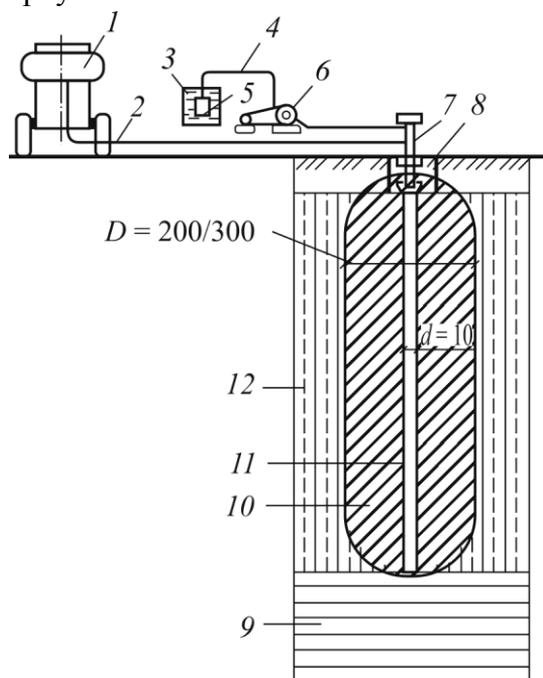


Рис. 4.39. Установка для обжига просадочного грунта: 1 – компрессор; 2 – трубопровод для холодного воздуха; 3 – емкость для жидкого горючего; 4 – трубопровод для горючего; 5 – фильтр; 6 – насос для подачи горючего под давлением в скважину; 7 – форсунка; 8 – затвор с камерой сгорания; 9 – непросадочный грунт; 10 – зона термического упрочнения грунта; 11 – скважина; 12 – просадочный лессовый грунт

Образуется как бы коническая свая из обожженного непросадочного грунта с прочностью до 10 МПа. Каждая такая свая вследствие понижения температуры по мере удаления от скважины окружена оболочкой просадочного грунта в пределах зоны температур ниже 300 °С.

Применяется также другая технология, которая позволяет сжигать топливо в любой по глубине части скважин, в том числе и в нижней части. В результате этого можно создавать обожженные грунтовые массивы (термосвай) постоянного сечения с уширением внизу или вверху. Сроки обжига в этом случае несколько сокращаются, упрощается технология работ.

Способ состоит в том, что по длине скважины передвигается камера сгорания, позволяющая обжигать грунт на любом участке скважины. Участок обжига отделяется от остальной части скважины жароупорными диафрагмами-отсекателями. Так, при применении жидкого или газообразного топлива форсунка для его сжигания устанавливается в верхней части передвижной камеры сгорания непосредственно под нижней регулируемой раздвижной диафрагмой.

Грунты обжигают в виде отдельных грунтостолбов под фундаментом колонн промышленных цехов или гражданских зданий, а в некоторых случаях производят обжиг грунтового массива в основании всего здания. В этом случае грунтостолбы размещают таким образом, чтобы обожженные упрочненные зоны соприкасались между собой.

Контроль процесса термического закрепления сводится к определению количества тепла, которое прошло через скважину в окружающий грунт. После окончания работ отбирают образцы закрепленного грунта на различном расстоянии от скважины и испытывают их в лабораторных условиях. При термическом закреплении массива в виде отдельных термосвай рекомендуется проведение опытного закрепления с испытанием термосвай статической нагрузкой. При сплошном обжиге грунтов в основании, когда грунтостолбы соприкасаются друг с другом, испытывают обожженный массив штампами площадью не менее 10 000 см².

Метод предварительного замораживания грунтов применяется при откопке котлованов, опускных колодцев, проходе шахтных стволов и тоннелей в водонасыщенных пльвунных грунтах. К достоинствам метода относятся: полное устранение водопритока и исключение опасности прорыва пльвунов; к недостаткам – трудность разработки мерзлого грунта, высокая стоимость замораживания, отрицательная температура в забое.

Для охлаждения и замораживания грунта пробуриваются скважины, которые оборудуются замораживающими колонками. По питающей трубе диаметром 25–50 мм в колонку подается охлаждающий раствор. Поднимаясь по внешней трубе диаметром 100–114 мм, он отнимает

теплоту у грунта. В качестве охлаждающего раствора чаще всего применяется водный раствор (рассол) хлористого кальция с плотностью 1,23–1,25 г/см³, температура замерзания которого равна –28...–35 °С.

Рассол выполняет функцию переносчика холода: в замораживающих скважинах он отнимает тепло у грунта, а на замораживающей станции отдает тепло, охлаждаясь сам. Получение низких температур на замораживающих станциях основано на принципах испарения кипящих при низкой температуре жидкостей – хладоагентов (аммиак, углекислота, фреоны). На холодильных установках в качестве хладоагентов чаще всего используется аммиак. Переход аммиака в газообразное состояние (испарение) происходит в испарителе. Тепло для испарения аммиак получает от рассола. Из испарителя пары аммиака всасываются компрессором при температуре –25 °С и давлении 0,155 МПа. Сжатый горячий газообразный аммиак поступает в конденсатор, где охлаждается водой до +15...20 °С и переходит в жидкое состояние. Из конденсатора под давлением 0,8–1,0 МПа аммиак направляется к испарителю, на входе которого стоит дроссель для понижения давления с 0,8–1,2 до 0,155 МПа. Аммиак закипает, температура его падает и цикл повторяется. Вторым замкнутым циклом на холодильных установках является движение рассола. Из замораживающих скважин рассол поступает нагретым на 3–5 °С.

Третьим замкнутым циклом на холодильной установке является движение воды для охлаждения. Отнимая тепло у горячего аммиака в конденсаторе, она охлаждается в градирне или водоеме.

Для нормального протекания процесса замораживания грунта хладопроизводительность установки должна быть порядка 250 ккал/ч на каждый квадратный метр площади боковой поверхности замораживающих колонок. Таким образом, для 100 колонок глубиной по 20 м необходимая хладопроизводительность составляет:

$$Q = \pi dl \cdot 100 \cdot 250 = 3,14 \cdot 0,1 \cdot 20 \cdot 100 \cdot 250 = 157\,000 \text{ ккал/ч.} \quad (4.1)$$

Серийно выпускаемые замораживающие установки (рис. 4.40) имеют производительность от 60 до 400 тыс. ккал/ч. Радиальная скорость нарастания ледогрунтового цилиндра вокруг скважин составляет в среднем в песках ~2,5 см/сут, в глинах ~1–1,5 см/сут. Замораживающие скважины располагают на расстоянии друг от друга 0,9–1,2 м; таким образом, теоретически за 20–30 дней образуется сплошная, водоне-

проницаемая, прочная ледопородная стена. Практически промораживание ведут не менее двух месяцев. После этого холодопроизводительность может быть снижена до 30–40 % от первоначальной; этого достаточно для поддержания грунта в замороженном состоянии.

В интервале температур от -10 до -20 °С предел прочности льда на сжатие составляет 2,0–4,0 МПа, глины – 7–15 МПа. При расчетах ледо-грунтовых стенок на прочность величина расчетного сопротивления принимается ~25 % от предела прочности (табл. 4.2), так как льдистые грунты при напряжениях свыше этого уровня проявляют значительную ползучесть.

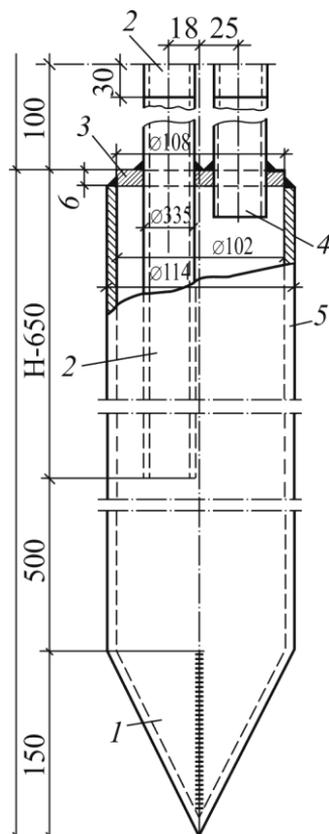


Рис. 4.40. Замораживающая колонка:
 1 – башмак; 2 – питательная труба;
 3 – диафрагма; 4 – отводящая трубка;
 5 – замораживающая труба

Таблица 4.2

Пределы прочности грунтов

Грунт	Предел прочности (МПа) при температуре, °С			
	от -1 до -5	от -5 до -10	от -10 до -5	от -15 до -20
Песок	2,5–8,5	8,5–12,7	12,7–14,4	14,4–15,2
Супесь	2,0–6,5	6,5–8,5	8,5–10,5	10,5–12,2
Суглинок и глина	1,5–4,5	4,5–6,0	6,0–7,5	7,5–9,0
Илы	1,0–1,5	1,5–3,5	3,5–4,5	4,5–6,5
Лед	–	–	1,3–1,8	1,8–2,0

Толщина стенки замороженного грунта δ (м) определяется расчетом на давление воды и давление грунта во взвешенном состоянии. При кольцевой форме стенки в плане и осесимметричной гидростатической нагрузке расчет выполняют по формуле Ломе:

$$\delta = 0,6D_v \left(\sqrt{\frac{R}{R-2p}} - 1 \right), \quad (4.2)$$

где D_v – внутренний диаметр ледопородной стенки, м; R – расчетное сопротивление на сжатие мерзлого грунта, МПа; p – суммарное расчетное давление воды и грунта на ледопородную стенку на уровне дна котлована, МПа.

В мировой практике существует богатый арсенал различных химических реагентов, способных закрепить грунт основания на достаточно длительный период. К достоинствам химических способов относятся: высокая степень механизации всех операций; возможность упрочнения грунтов до заданных проектом параметров в их естественном залегании; сравнительно малая трудоемкость, резкое сокращение ручного неквалифицированного труда по откопке траншей, а также сравнительно невысокая стоимость исходных материалов (возможность использования отходов производства) (рис. 4.41). В начале 60-х гг. для улучшения



Рис. 4.41. Инъектирование грунтового массива методом цементации

свойств грунтов основания широко использовался кубовый остаток – отход производства кремнийорганических соединений (этилсиликат натрия). Были укреплены грунты в основании фундаментов здания тяговой подстанции трамвая в г. Усолье-Сибирское Иркутской области. Деформации этого относительно легкого здания произошли из-за неравномерных поднятий силами морозного пучения и соответствующих просадок при оттаивании расструктуренного грунта. Фундаменты имели заглубление 1,2 м от планировочной отметки при промерзании грунтов в этом регионе до 2,7–3,0 м. С использованием этилсиликата натрия были стабилизированы аварийные осадки двух складских неотапливаемых построек и одного жилого здания на морозоопасных и просадочных грунтах.

4.8. Анкеры в грунте

Анкеры представляют собой устройства, служащие для передачи выдергивающих усилий от строительных конструкций на грунтовую толщу. Применение анкеров для поддержания шпунтовых и тонких бетонных стен допускается во всех грунтах за исключением глинистых текучей и текучепластичной консистенции торфов, илов (рис. 4.42).



Рис. 4.42. Закрепление откосов насыпи автодороги Милан–Неаполь (Италия) посредством устройства грунтовых анкеров

Наиболее распространенные конструкции анкеров изображены на рис. 4.43. Грунтовые анкеры применяют в промышленном, гражданском, транспортном и гидротехническом строительстве. Их используют для закрепления ограждений котлованов, стен подземных сооружений, опускных колодцев, откосов и склонов, фундаментов дымовых труб, мачт и башен и т.д.

Широкое использование анкеров объясняется исключительно положительным эффектом их применения. Так, при устройстве глубоких котлованов применение анкеров позволяет не только сделать ограждающую конструкцию более легкой, но и вести строительные работы рядом с существующими сооружениями, не опасаясь развития в них чрезмерных деформаций. Кроме того, применение анкеров позволяет полностью освободить внутреннее пространство котлована от распорок и стоек, тем самым значительно упростив и ускорив производство строительных работ.

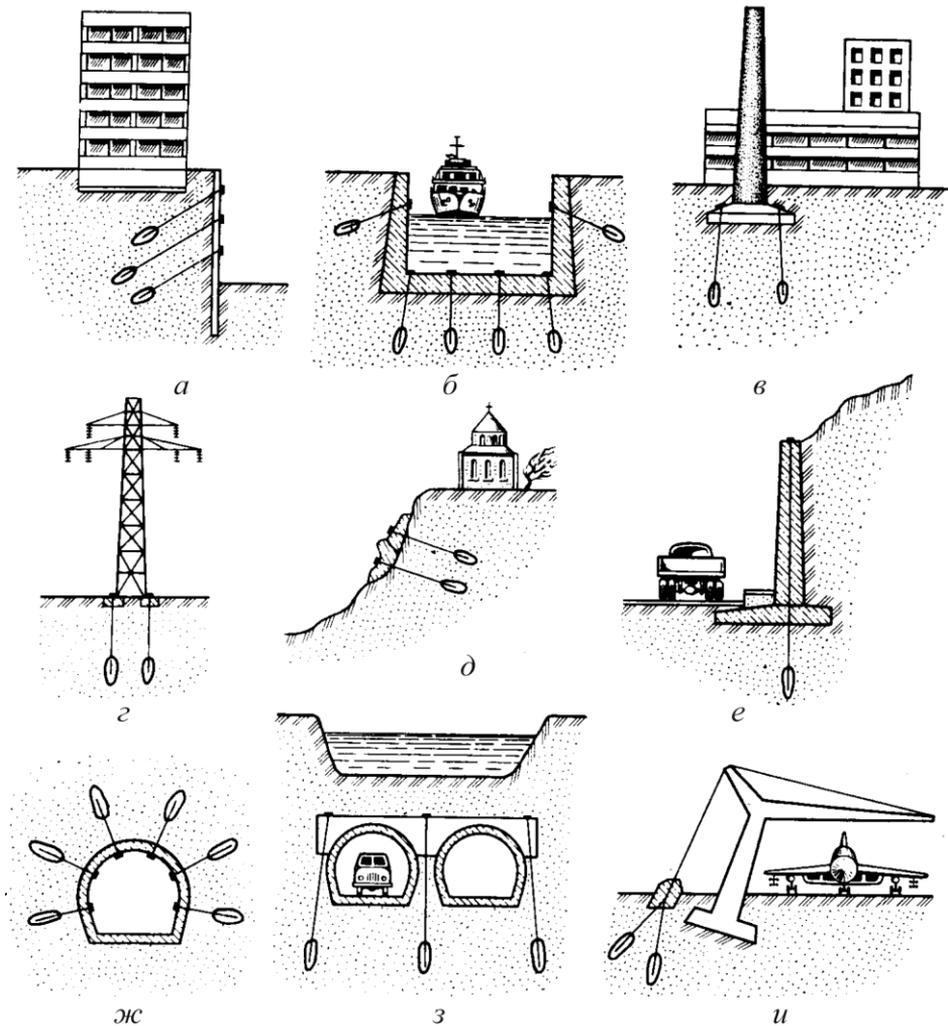


Рис. 4.43. Применение анкерных устройств: *а* – крепление котлована; *б* – крепление днища и стенок дока или шлюза; *в, г* – восприятие выдергивающих сил в фундаментах дымовых труб и мачт ЛЭП; *д* – крепление откоса; *е* – усиление подпорной стенки; *ж* – крепление свода подземного перехода; *з* – противодействие взвешивающему давлению грунтовой воды на тоннели; *и* – восприятие опрокидывающего момента от перекрытия ангара

Анкеры препятствуют всплытию заглубленных сооружений, что позволяет делать их более легкими. Крепление анкерами днищ сооружений, заглубленных ниже уровня подземных вод, уменьшает изгибающие моменты, что дает возможность сократить расход материалов. Применение анкеров для восприятия опрокидывающего момента в фун-

даментах дымовых труб, опор линий электропередачи и т.д. позволяет не только улучшить устойчивость сооружения, но и уменьшить его массу и размеры.

Эффективно также применение анкеров при креплении оползневых склонов, сооружении подпорных стенок, обделке подземных сооружений и во многих других случаях.

Анкеры можно использовать в различных грунтах, за исключением набухающих, просадочных и сильносжимаемых грунтов, илов, торфов и глин текучей консистенции.

Конструкции анкеров и технология их устройства. Конструкция анкера зависит от вида возводимого сооружения, его назначения и срока службы, геологических и гидрогеологических условий строительной площадки и ряда других факторов.

По сроку службы анкеры подразделяют на временные и постоянные. Временные анкеры устраивают на срок выполнения строительно-монтажных работ или для крепления временных сооружений, таких как шпунтовые стенки при отрывке глубоких котлованов. Постоянные анкеры являются составной частью конструкции и устраиваются на весь срок службы капитального сооружения. Постоянные анкеры отличаются от временных усиленной антикоррозионной защитой.

По схеме взаимодействия с грунтом анкеры разделяют на наземные и заглубленные. Наземные (гравитационные) анкеры применяют главным образом как временные. Конструкции их довольно разнообразны. Простейшая из них представляет железобетонную плиту с гладкой подошвой. Плита укладывается на спланированную поверхность грунта или в небольшое углубление. Лучший эффект достигается, когда поверхность подошвы плиты имеет шипы ступенчатой формы. Наземные анкеры как бы выполняют функции тяжелого якоря.

Заглубленные анкеры находятся внутри массива и работают за счет сопротивления грунта. Конструктивно заглубленный анкер состоит из трех основных частей: оголовка, анкерной тяги и анкерной заделки. Оголовок воспринимает усилие от конструкции, которую крепит анкер, анкерный тяж передает это усилие на безопасное расстояние в толщу грунта, анкерная заделка обеспечивает дальнейшую передачу усилия с тяги на окружающий грунт (рис. 4.44). В зависимости от способа устройства заделки заглубленные анкеры бывают засыпными, буровыми, инъекционными, забивными, завинчивающимися и т.д. Наиболее прогрессивными и надежными считаются инъекционные предварительно напряженные анкеры.

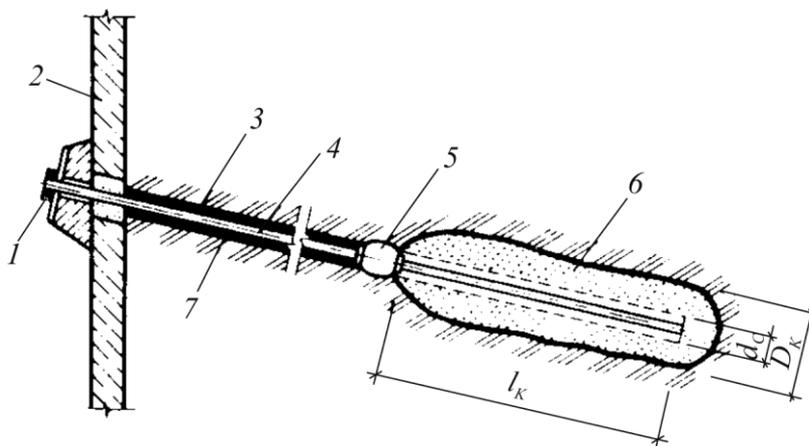


Рис. 4.44. Инъекционный анкер: 1 – головка; 2 – анкеруемая конструкция; 3 – скважина; 4 – анкерная тяга; 5 – пакер; 6 – зона инъецированного грунта (корень); 7 – состав для защиты тяги от коррозии

Анкер передает усилие на анкерную плиту 2. Несущий элемент цилиндрического анкера 4 погружается в скважину, заполненную песчано-цементной смесью либо скважина заполняется смесью после погружения в нее несущего элемента. При устройстве инъекционного анкера после погружения в скважину несущего элемента нижняя часть скважины перекрывается пробкой (пакером 5), и затем под давлением подается песчано-цементный раствор, иногда в два приема: сначала под давлением 0,3–0,5 МПа, а позднее под давлением 2–3 МПа. Вокруг донной части скважины создается зона уплотненного и пропитанного цементом грунта 6, благодаря чему анкер приобретает повышенную несущую способность.

Скважины для анкеров пробуриваются или пробиваются ударными механизмами (рис. 4.45, 4.46). В качестве несущего элемента применяются сплошные металлические стержни, трубы и тросы.

Постоянные анкеры должны иметь антикоррозийную защиту. Для подачи инъекционного раствора в буровую полость к анкерной тяге прикрепляют инъекционные трубки. Если анкерной тягой служит металлическая труба, то ее используют для подачи твердеющего раствора в скважину, для чего в зоне заделки труба имеет отверстия для выпуска раствора в грунт. Подъему раствора из зоны заделки вверх по скважине препятствует особое устройство – пакер. На рис 4.47 представлен элемент инъекционного анкера в грунте.

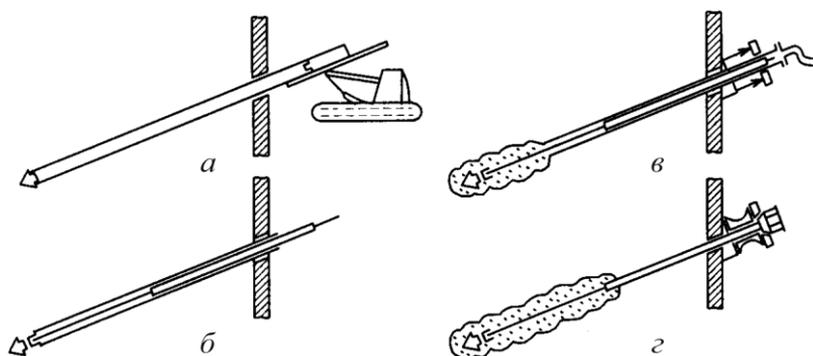


Рис. 4.45. Последовательность технологических процессов при устройстве анкеров в пробитых скважинах: *а* – бурение скважины; *б* – погружение анкера; *в* – нагнетание раствора; *г* – натяжение анкера и блокировка

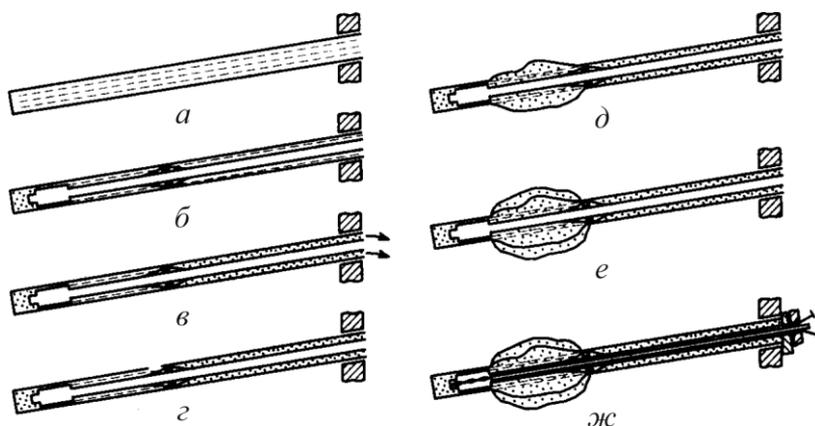


Рис. 4.46. Технология устройства анкера с инъекционной трубой: *а* – бурение скважины; *б* – погружение манжетной трубы; *в* – установка иньектора и нагнетание раствора; *д, е* – инъекция раствора; *ж* – блокировка анкера

Бетонируемый участок анкера должен находиться в безусловно устойчивой части массива грунта за пределами призмы активного давления. Небетонируемый участок скважины заполняется песком или грунтом.

Предварительное натяжение анкеров производят для предотвращения или максимального ограничения перемещении анкеруемой конструкции. Натяжение обычно осуществляют с помощью домкратов.



Рис. 4.47. Инъекционный анкер в грунте

При устройстве анкеров проводят пробные, контрольные и приемочные испытания. Пробные испытания выполняют на опытной площадке проектируемого сооружения для определения применимости выбранных типа и конструкции анкера, уточнения технологии устройства анкера и его несущей способности по грунту.

Испытанию подвергаются 3–5 анкеров. При контрольных испытаниях определяют соответствие фактической несущей способности рабочих анкеров расчетной нагрузке, заложенной в проекте. Число контрольных испытаний должно составлять не менее 10 % от общего числа устанавливаемых анкеров.

При приемочных испытаниях определяют пригодность анкера к эксплуатации. Если при выдержке во времени на испытательной нагрузке, превышающей рабочую, разность деформаций в интервалах времени остается одинаковой или уменьшается, то анкер считается пригодным. Приемочным испытаниям подвергаются все анкеры, кроме прошедших контрольные испытания.

Устройством анкерных ограждений занимаются достаточно большое количество известных геотехнических фирм, таких как «Krupp GFT», «SCHEBECK GMBH», «DSI», «Stump Spezialtiefbau GMBH», «Pacchiosi drill» и др. На рис. 4.48 представлено успешное инженерное решение по закреплению стенок тоннеля Святой Готарнд в Швейцарии. Длина тоннеля 450 м, рабочая высота – 7,313 м, ширина – 12,1 м. При строительстве тоннеля использовались стальные анкеры «ТИТАН» фирмы «SCHEBECK GMBH» с усилием натяжения 150–300 кН.



Рис. 4.48. Закрепление стенок тоннеля анкерными элементами «ТИТАН»

Анкеры траншейного типа обычно применяются для крепления подпорных и шпунтовых стен небольшой высоты. Для крепления высоких подпорных стен с несколькими ярусами анкерного крепления, как правило, используют инъекционные анкеры.

4.9. Стены подвалов

В открытых котлованах и траншеях выполняют самые различные сооружения. Среди них необходимо выделить подпорные стены, *стены подвалов*, сооружения с днищами, в том числе емкостные, а также сооружения из армированного грунта, тоннели и коллекторы.

Стены подвалов подразделяются по назначению, по форме в плане, по статической схеме работы, по материалам, по типам конструкций.

По форме в плане они подразделяются на протяженные или замкнутые. По статической схеме работы – на ленточные или контрфорсные.

Наружные стены подвалов по конструктивному решению подразделяют на массивные и гибкие (рис. 4.49).

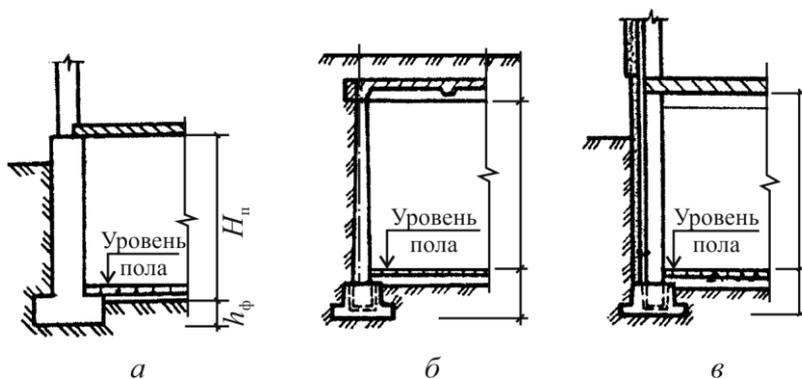


Рис. 4.49. Типы наружных стен подвала: *а* – массивная стена; *б* – гибкая стена, опертая на перекрытие; *в* – гибкая стена, опертая на колонну

Массивные стены подвалов выполняют из бетона, бетонных блоков, каменной кладки. Работают они в основном на сжатие. Гибкие стены выполняют из монолитного железобетона или сборных железобетонных панелей и работают они на сжатие и изгиб в вертикальной и горизонтальной плоскостях.

Выбор типов стен производят в зависимости от глубины подвалов, нагрузки на прилегающей территории, типа здания и иных условий.

Массивные стены подвалов рекомендуют применять в зданиях с наружными несущими стенами из блоков, панелей и каменной кладки при глубине подвалов до 3,0 м и нагрузке на прилегающей территории до $1,0 \text{ тс/м}^2$ ($0,1 \text{ кгс/см}^2$, или $0,01 \text{ МПа}$).

В подвалах каркасных зданий с навесными панелями применяют гибкие стены подвалов. При глубине более трех метров и значительных нагрузках на прилегающей территории применяют стены подвалов из сборных панелей, работающих на изгиб в вертикальной плоскости (см. рис. 4.49, *б*), а при незначительной глубине панели опираются на колонны и работают на изгиб в горизонтальной плоскости (см. рис. 4.49, *в*).

Стены из вертикальных сборных железобетонных панелей, опертых на перекрытие, применяются в подвалах при значительных нагрузках на

пол цеха, например в цехах заводов черной металлургии, и при большом заглублении подвалов. Стены из сборных железобетонных плит, располагаемых горизонтально и опирающихся на фундаменты колонн зданий, используют главным образом в многоэтажных промышленных зданиях каркасного типа (рис. 4.50).



Рис. 4.50. Устройство стен подвалов из бетонных блоков

Наибольшее распространение в промышленном строительстве получили конструктивные решения подвалов в виде каркасной схемы с вертикальными плоскими стеновыми панелями и опирающимися на них ребристыми плитами. В многопролетных подвалах применяются сборные железобетонные ригели и прямоугольные колонны. Примеры конструктивного решения одноэтажных и двухэтажных подвалов в таком исполнении приведены на рис. 4.51 и 4.52.

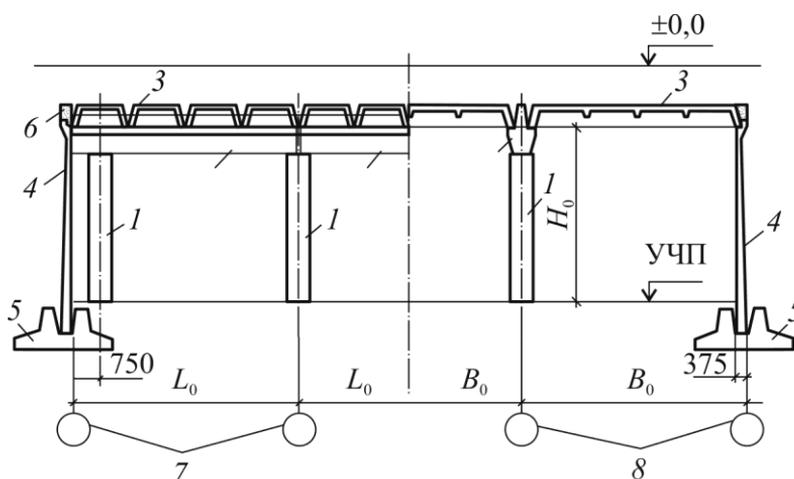


Рис. 4.51. Пример конструктивного решения одноэтажного подвала: 1 – колонна; 2 – ригель; 3 – панель перекрытия; 4 – панель стеновая; 5 – фундамент стеновой панели; 6 – балка об-

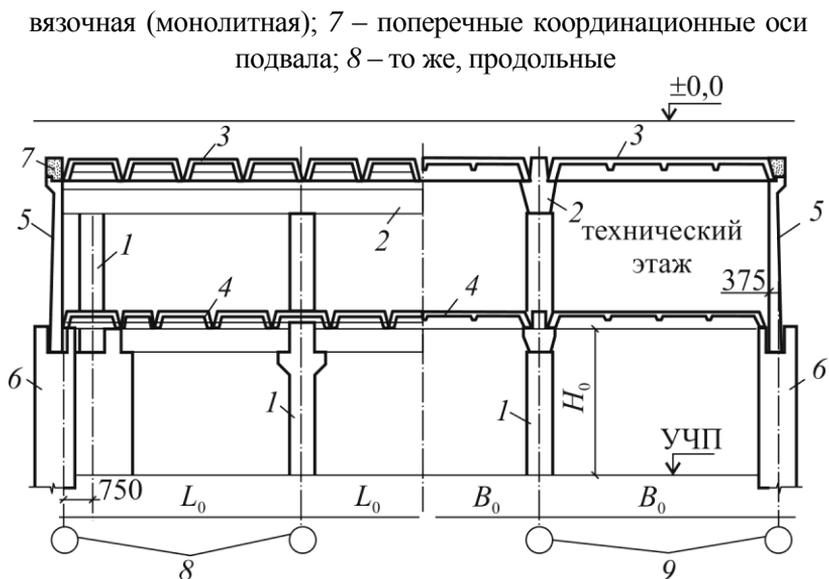


Рис. 4.52. Пример конструктивного решения подвального помещения с техническим этажом: 1 – колонна; 2 – ригель; 3 – панель перекрытия; 4 – панель междуэтажного перекрытия; 5 – панель стенная; 6 – фундаментная стена (монолитная); 7 – балка обвязочная (монолитная); 8 – поперечные координационные оси подвала; 9 – то же, продольные

Монтажные и эксплуатационные проемы в перекрытиях подвальных помещений должны быть прямоугольными. Монтажные проемы следует перекрывать съемными плитами в уровне верха конструкции перекрытия подвала, имеющими предел огнестойкости такой же, как перекрытие. Эксплуатационные проемы следует перекрывать съемными плитами в уровне отметки чистого пола цеха.

Полы подвальных помещений следует предусматривать с уклоном к трапам (прямкам) канализации с обособленной системой отвода воды. Непосредственное соединение прямков с ливневой и другими типами канализации запрещается.

Подвальные помещения при наличии подземных вод должны быть защищены гидроизоляцией от проникания воды в соответствии с требованиями действующих нормативных документов. В качестве основной меры защиты следует предусматривать пластиковые дренажи под всем полом подвала. При отсутствии подземных вод поверхность конструкций, обращенных в сторону засыпки, должна быть покрыта окрасочной гидроизоляцией или битумной мастикой.

Температурно-усадочные швы в подвалах следует предусматривать на расстоянии не более 60 м для монолитных и 120 м для сборных и сборно-монолитных конструкций подвалов (без расчета на температурно-усадочные деформации). При назначении предельных расстояний между температурно-усадочными швами необходимо устраивать временный шов посередине температурного блока (рис. 4.53).

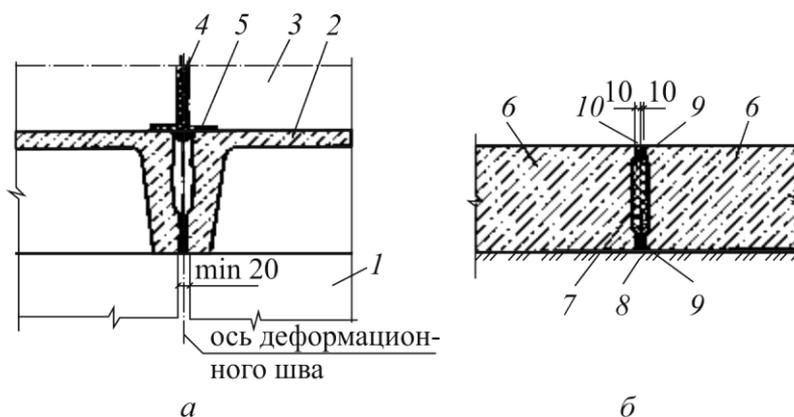


Рис. 4.53. Пример решения температурно-усадочного шва: *а* – перекрытия подвала; *б* – стены подвала; 1 – ригель; 2 – панель перекрытия; 3 – пол цеха; 4 – деформационный шов в полу цеха в соответствии со СНиП II-V. 8-71; 5 – компенсатор; 6 – стеновая панель; 7 – битумная мастика; 8 – тиоколовый герметик; 9 – просмоленная пакля; 10 – цементный раствор



Рис. 4.54. Устройство монолитных стен подвалов

Обратную засыпку пазух котлована следует производить с двух противоположных сторон подвала с перепадом по высоте не более 1 м. Уплотнение засыпки следует производить согласно требованиям нормативных документов с коэффициентом уплотнения k_u , не менее 0,95. Устройство монолитных стен подвалов показано на рис. 4.54.

4.10. Грунтоцементные технологии

Анализируя материалы последних международных конференций, симпозиумов, а также отечественных публикаций и разработок, можно отметить в качестве перспективного направления метод «jet grouting» – высоконапорных инъекций твердеющего раствора в грунт. Этот метод, известный также под названием «струйная технология», разработан в середине 70-х гг. в Японии и широко используется в ФРГ, Италии, Франции, Англии. Инженерная идея оказалась настолько плодотворной, что в течение последнего десятилетия технология струйной цементации мгновенно распространилась по всему миру, позволяя не только более эффективно решать традиционные задачи, но и найти новые решения иных многочисленных сложных проблем в области подземного строительства (рис. 4.55, 4.56).

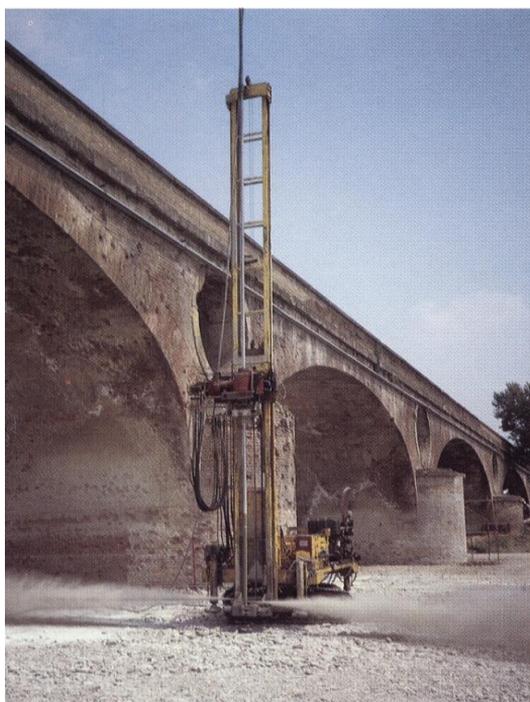


Рис. 4.55. Работа установки («jet grouting») струйной цементации

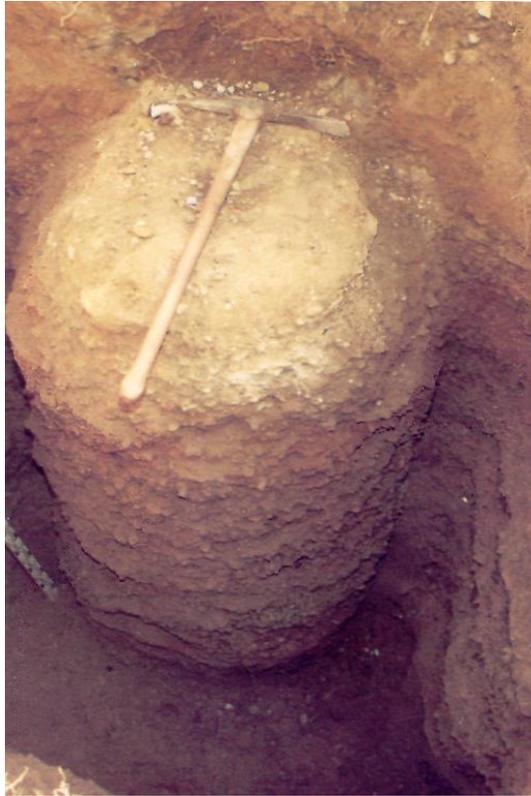


Рис. 4.56. Готовая свая (массив), полученная по технологии струйной цементации

Сущность технологии заключается в использовании энергии высоконапорной струи цементного раствора для разрушения и одновременного перемешивания грунта с цементным раствором в режиме «mix-in-place» (перемешивание на месте). После твердения раствора образуется новый материал – грунтобетон, обладающий высокими прочностными и деформационными характеристиками.

Технологическая последовательность работ по такому методу заключается в следующем (рис. 4.57): производят бурение скважины 1; в скважину погружают иньектор 2 со специальным калиброванным отверстием – соплом; подают под большим давлением (до 100 МПа) иньекционный раствор; осуществляют подъем иньектора с одновременным его вращением; формируют сваю нужного диаметра или стенку из свай.

Важным фактором укрепления массива грунта или усиления фундаментов с использованием струйной технологии является возможность поддержания больших давлений (до 80–100 МПа). Это предъявляет определенные требования к используемому оборудованию, подводящим трубопроводам и пр. Поскольку разрушение и замешивание грунта требуют высоких значений кинетической энергии струи раствора, для реализации схемы струйной цементации необходимо применение мощного высоконапорного цементировочного насоса от 400 до 1000 атм.

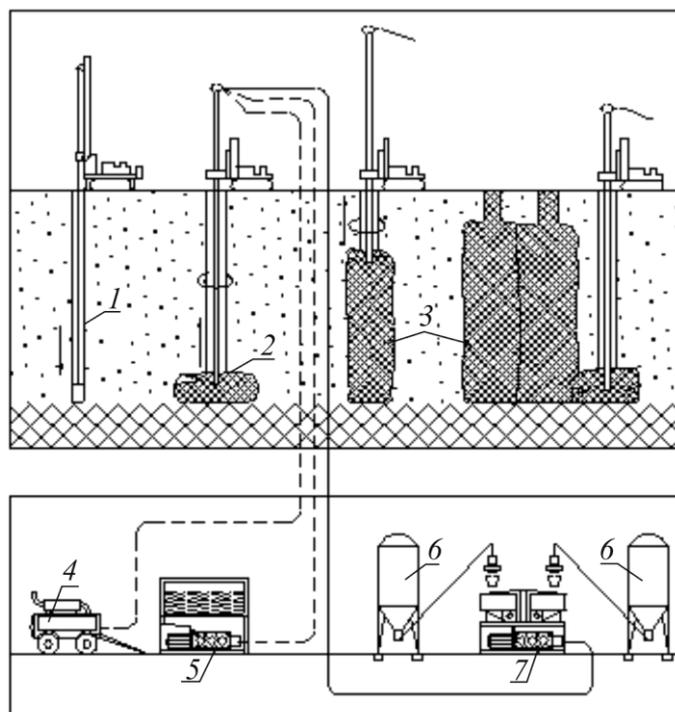


Рис. 4.57. Схема устройства стенки из свай с использованием струйной технологии («jet grouting»): 1 — буровая скважина до плотных грунтов; 2 — иньектор; 3 — формируемая свая; 4 — компрессор; 5 — насос для подачи воды; 6 — емкости цемента и песка; 7 — растворонасос

Другой важной частью технологического оборудования является монитор, оснащенный соплами. Назначение сопел — преобразование высокого давления раствора, развиваемого цементировочным насосом, в кинетическую энергию струи. В связи с высокими абразивными свойствами цементного раствора сопла изготавливаются из специального металлокерамического состава. В зависимости от типов грунтов и необ-

ходимого рабочего давления, которое создается на выходе из сопла, различают три основных типа мониторов. Мониторы первого типа позволяют нагнетать в грунт однокомпонентный цементный раствор под давлением до 800 атм (рис. 4.58).

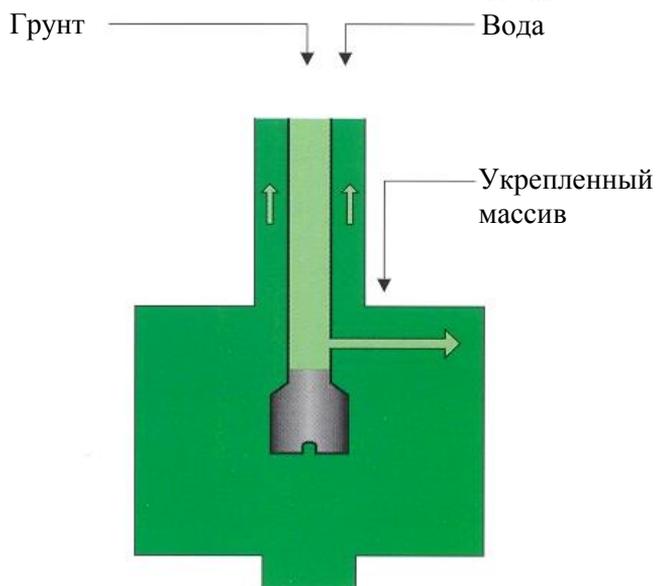


Рис. 4.58. Монитор первого типа

Мониторы второго типа совместно с цементным раствором при давлении до 500 атм нагнетают в грунтовый массив воздух с давлением до 12 атм или воду под давлением до 500 атм (рис. 4.59). Такое технологическое решение позволяет расширить объем инъецированного грунта.

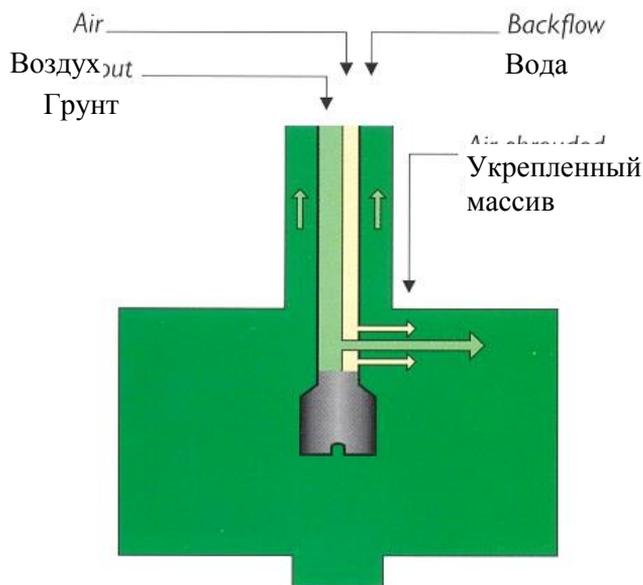


Рис. 4.59. Монитор второго типа

Мониторы третьего типа позволяют производить тройную инъекцию грунта (цементный раствор + вода + воздух) с давлением до 700 атм (рис. 4.60). В этом случае производится разрыв межмолекулярных связей между частицами грунта и создаются благоприятные условия для инъекции.

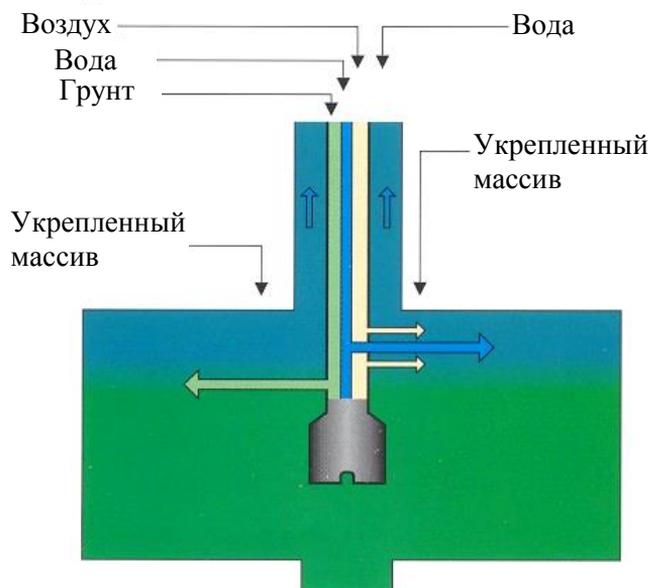


Рис. 4.60. Монитор третьего типа

В качестве примера можно привести успешно реализованные проекты усиления оснований и фундаментов опоры моста через р. Дунай (рис. 4.61) и памятника военной архитектуры в Вене (казармы Россауэр).



Рис. 4.61. Усиление фундаментов опоры моста
Последний был построен в 1870 г. на деревянных сваях (рис. 4.62).

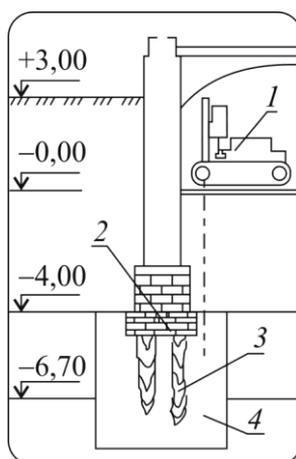


Рис. 4.62. Усиление основания памятника военной архитектуры в Вене (казармы Россауэр); 1 – буровой станок SC-1 (Keller); 2 – существующий фундамент; 3 – деревянные сваи; 4 – укрепленные массивы грунта

Необходимость усиления определили 2 фактора: резкое увеличение нагрузок в связи с заменой перекрытий и гниение голов свай из-за понижения горизонта подземных вод. Разрабатывались конкурсные варианты усиления оснований и фундаментов. Была выбрана струйная тех-

нология. Фактически принятая технология удовлетворяла всем расчетным геотехническим и конструктивным требованиям:

- исключение из работы деревянных свай со сгнившими головами;
- передача давления от массивного 5-этажного здания с размерами в плане 136×275 м на прочные гравийно-щебенистые грунты;
- исключение нарушений в работе коммуникаций, идущих вдоль здания с наружной стороны;
- полная стабилизация всех осадок при увеличенной нагрузке.

Учитывая необычность такого рода усиления и дискуссионность отдельных технологических моментов, остановимся подробно на деталях, имеющих отношение к дальнейшему анализу. Для инъекции растворов использовали буровую установку на гусеничном ходу SC-1 фирмы «Keller» (ФРГ). Габариты установки позволяли ей перемещаться через проем шириной 0,8 м и работать в подвальном помещении при высоте 2,8 м.

Основные преимущества струйной технологии в условиях слабых грунтов: возможность ведения работ в любых неблагоприятных грунтовых и в стесненных условиях; экологическая чистота всех технологических операций. По сравнению с традиционными технологиями инъекционного закрепления грунтов струйная цементация позволяет укреплять практически весь диапазон грунтов – от гравийных отложений до мелкодисперсных глин и илов (рис. 4.63).

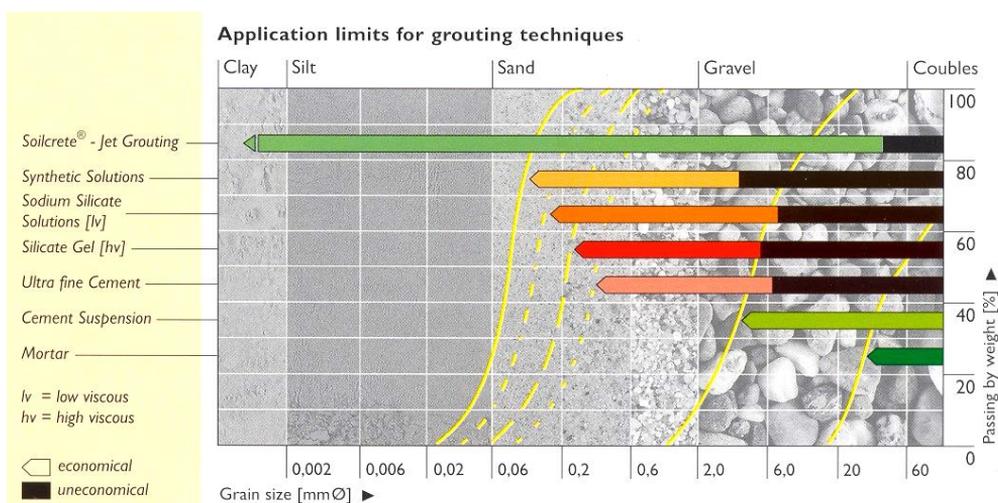


Рис. 4.63. Область применения струйной технологии для различных типов грунтов по данным фирмы «Keller»

Однако струйная технология имеет и ряд недостатков, основными из которых являются: *опасность локальных деформаций* в процессе времен-

ного размыва грунтового массива под фундаментом до набора прочности; *высокая стоимость и материалоемкость* из-за больших объемов закрепления грунта; *повышенная опасность* при работе с высоким давлением.

4.11. Подпорные стены из армированного грунта

В условиях плотной застройки с учетом сложившейся экологической и антропогенной ситуации в крупных городах в настоящее время строителям приходится использовать строительные площадки, сложенные структурно-неустойчивыми грунтами (слабые, водонасыщенные, техногенные грунты и т.п.). Использование известных строительных подходов в данных проблемных инженерно-геологических условиях, как правило, приводит к значительным материальным затратам, не соизмеримым с ожидаемым экономическим эффектом.

Одним из конструктивных способов преобразования грунтовых условий, в сторону их улучшения, является армирование грунтовых оснований. Армирование грунта заключается во введении в грунт специальных армирующих элементов. Армированный грунт использовался человечеством с давних времен. До наших дней дошли сведения о строительстве крупных сооружений на основаниях, армированных ветвями, лианами, тростником. Армирование глины и кирпичей упоминается еще в Библии. Описаны случаи использования таких приемов в Древнем Вавилоне, Древнем Риме, на некоторых участках Великой Китайской стены и т.д. (рис. 4.64).



Рис. 4.64. Великая Китайская стена

В современное время эта идея возродилась в 60-х гг. XX в., когда французский инженер Анри Видаль предложил при возведении насыпей использовать стальные ленты в качестве армирующих элементов (рис. 4.65). Взаимодействие между грунтом и армирующими элемента-

ми обеспечивалось за счет трения по контакту «грунт–арматура». Термин «армированный грунт» был введен в употребление также Видалем для определения нового композитного материала, образуемого плоскими армирующими полосами, которые укладываются горизонтально в грунт. На рис. 4.66 представлена подпорная стенка, выполненная из армированного грунта по технологии, предложенной А. Видалем. Стенка сооружена на объездной автодороге А-86 вокруг г. Парижа (Франция), общая площадь стенки составляет 30 000 м².

В качестве армирующих элементов в настоящее время применяется большое число различных материалов. Вначале при применении в строительной практике армированного грунта использовалась преимущественно металлическая арматура в виде полос или сеток. Однако использование металлической арматуры часто требует применения дорогостоящих антикоррозионных мероприятий, особенно в пылевато-глинистых грунтах. Поэтому в последнее время металлическую арматуру практически повсеместно вытеснили синтетические материалы (геосинтетика) – быстроразвивающееся семейство материалов, используемых в геотехническом строительстве. На мировом рынке выпускаются геосинтетические материалы разнообразных видов и типов. Они почти исключительно изготавливаются из полимеров. Наиболее часто применяются геосинтетики из полиэфира, полипропилена и полиамида, но в специальных случаях могут применяться полиэтилен и полиарамид.



Рис. 4.65. Укладка стальных полос в тело подпорной стенки



Рис. 4.66. Подпорная стенка из армированного грунта

Основные типы геосинтетических материалов:

- геотекстильные материалы;
- георешетки;
- геосетки;
- геомембраны;
- геокомпозиты.

Наиболее широко на мировом рынке производятся и используются геотекстильные материалы. В настоящее время в мире геотекстиль выпускается на 130 предприятиях мира и количество производимых наименований превышает 860. Геотекстиль – это сплошные, пористые, гибкие, полимерные ткани. Они подразделяются на две большие группы – тканые и нетканые материалы, каждая из которых имеет свою область применения. Тканые материалы изготавливаются из моноплетей или полиплетей (пряжи) по технологии, аналогичной производству обычных тканей. Нетканые геотекстили представляют собой спутанно-волоконистую беспорядочную структуру, состоящую из отдельных волокон и упрочненную механическим или термическим способом. Геотекстильные материалы наиболее универсальны, они могут одновременно выполнять несколько функций.

Менее распространены и имеют более узкие области применения георешетки и геосетки – объемные или плоские решетчатые полимерные материалы и геомембраны – герметичные полимерные пленки.

Особую группу занимают появившиеся сравнительно недавно геосинтетические материалы под названием геокомпозиты. Это слоистые или сложной формы комбинации различных типов геосинтетических материалов иногда с включением стекловолокна, стали, битума и других материалов для придания им требуемых свойств.

Для армирования оснований применяются чаще всего геотекстили, так как они более дешевы, чем несколько реже используемые георешетки и геокомпозиты.

Использование различных типов геосинтетических материалов в зависимости от требуемых инженерных функций приведено в табл. 4.3.

Таблица 4.3

Типы геосинтетических материалов и их инженерные функции

Тип	Выполняемые функции				
	Разделение	Армирование	Фильтрация	Дренаж	Гидроизоляция
Геотекстиль	Основная и дополн.	Основная и дополн.	Основная и дополн.	Основная и дополн.	Не применяется
Георешетки	Дополнительная	Основная	Не применяется	Не применяется	Не применяется
Геосетки	Дополнительная	Не применяется	Не применяется	Основная	Не применяется
Геомембраны	Дополнительная	Не применяется	Не применяется	Не применяется	Основная
Геокомпозиты	Основная и дополн.	Основная и дополн.	Основная и дополн.	Основная и дополн.	Основная и дополн.

В настоящее время уже накоплен большой опыт по применению армированных оснований, который выявил высокую эффективность использования таких конструкций.

В качестве основных областей применения геосинтетических материалов можно выделить следующие:

1) промышленное и гражданское строительство:

- увеличение несущей способности оснований различных сооружений на слабых грунтах путем армирования их синтетическими материалами;

- возведение подпорных стен различного назначения из армированного грунта;

- использование геомембран в качестве гидроизоляции при сооружении хранилищ отходов;

- укрепление откосов и озеленение при ландшафтном проектировании;

2) транспортное строительство:

- армирование откосов и оснований высоких насыпей и выемок для обеспечения их устойчивости;

- повышение трещиностойкости асфальтобетона путем его армирования синтетическими сетками;

- применение геосинтетических материалов в дренажных конструкциях;

- использование прослоек из синтетических материалов для регулирования водно-теплового режима конструкций;
- сепарационные прослойки;
- защита откосов насыпей.

Армированный грунт – это сравнительно новый способ устройства подпорных стен и других сооружений. Сущность его заключается в том, что на специально подготовленной поверхности грунта (спланированной и уплотненной) укладывают арматурную сетку (рис. 4.67) и засыпают ее слоем грунта, после уплотнения этого слоя укладывают следующую арматурную сетку и засыпают следующий по высоте слой грунта с уплотнением его до заданных расчетом величин.

Сетки в торце одной из сторон прикрепляют по мере их укладки к элементам торцевого ограждения, например оболочки, под которые до начала работ устраивают фундаментную плиту согласно расчету.

Конструкции из армированного грунта, выполненные по методу Йорка (США) из сборных элементов, показаны на рис. 4.68 и 4.69.

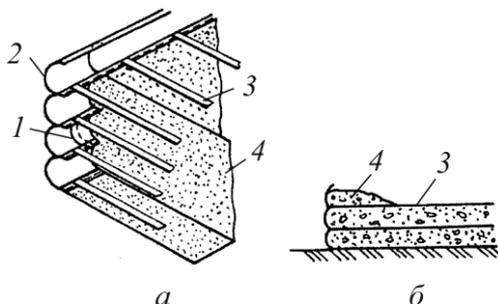


Рис. 4.67. Армированный грунт: *а* – конструкция армированной стенки; *б* – технология устройства; 1 – соединение внахлест; 2 – металлический элемент оболочки; 3 – арматура; 4 – грунт

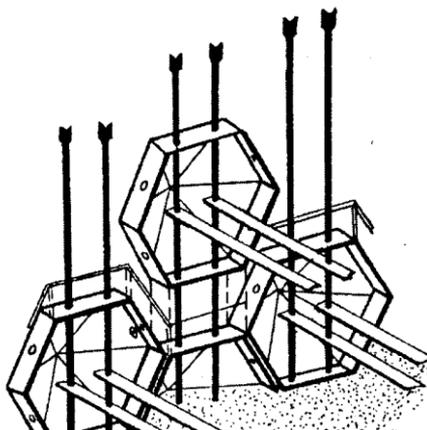


Рис. 4.68. Конструкция, применяемая для армирования грунта по методу Йорка

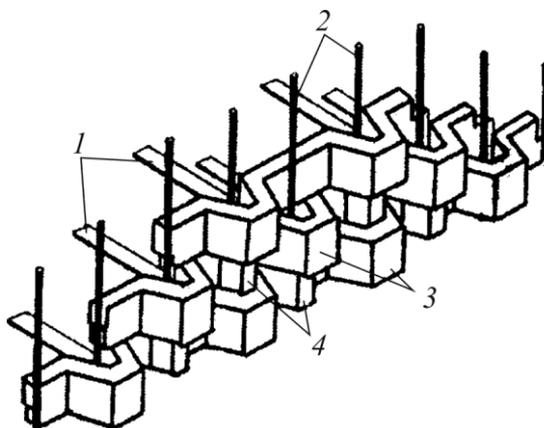


Рис. 4.69. Наружная оболочка по методу Йорка:
1 – армирующие полосы; 2 – вертикальные стержни;
3, 4 – элементы ограждения

Профилированные тонколистовые элементы из стали имеют гальваническое покрытие. Толщина листов – 3 мм и высота – 330 мм, длина – до 10 м. Такие элементы соединяют в фальц, вертикальные стыки соединяют внахлестку. Арматурные стержни и полосы крепят через 0,3...1,0 м по расчету. При возникновении бокового давления грунта усилия через тонколистовой профиль, работающий как растянутая мембрана, передаются на анкерные арматурные полосы.

Подпорная стенка с ограждением из крестовидных бетонных плит с половинными доборными нижними и верхними плитами позволяет получать интересные решения фасадов. Для большей технологичности монтажа предусмотрена система вертикальных анкерных стержней, которые не только обеспечивают точность установки, но и способствуют большей монолитности стенки. Анкерные арматурные полосы изготавливают из оцинкованных стальных листов толщиной 3 мм и шириной 60, 80, 100, 120 мм, длиной до 25 м. Расход цинка достигает 185 г на 1 м² поверхности. Раньше полосы получали нарезкой, а в настоящее время – прокаткой.

Насыпные грунты для стенок должны допускать высокую степень уплотнения, позволяющего получить как можно большее сопротивление трению на максимально коротком участке. Грунты заполнения должны быть водопроницаемыми и стойкими против выветривания.

Область применения армированного грунта не ограничивается только подпорными сооружениями. Благодаря экономической эффек-

тивности, преимуществ по экономическим параметрам армированный грунт широко используется в современном зарубежном строительстве для самых различных целей. В нашей стране в настоящее время армирование грунтов начинает все шире и шире применяться. На рис. 4.70 представлен вариант устройства подпорной стенки, применяющейся в г. Перми. Облицовка подпорной стенки выполнена из бетонных фундаментных блоков по ГОСТ 13579-78*. В качестве армирующих элементов применяется сетка из стержней А-I диаметром 10 мм и шагом 100 мм, распределительная арматура из стержней А-I диаметром 6 мм шагом 250 мм. Армирующие элементы заанкериваются за блоки облицовки. Засыпка предусмотрена из тщательно уплотненной песчано-гравийной смеси. Длина армирующих элементов переменная – от 8,0 м в нижней зоне до 10,5 м в верхней зоне армированного грунта. Шаг армирующих элементов принят равным 0,6 м, кроме верхней зоны, где расстояние между армирующими элементами уменьшается до 0,3 м. Для предотвращения коррозии стальная арматура должна быть покрыта антикоррозийным слоем (например, оцинковка). Возможно применение синтетической арматуры с прочностью на разрыв не менее 50 кН/м. Блоки облицовки опираются на фундаментную подушку из монолитного бетона класса В-15. Под фундаментной подушкой устраивается щебеночная подготовка толщиной 200 мм. В грунте обратной засыпки предусмотрен дренаж.

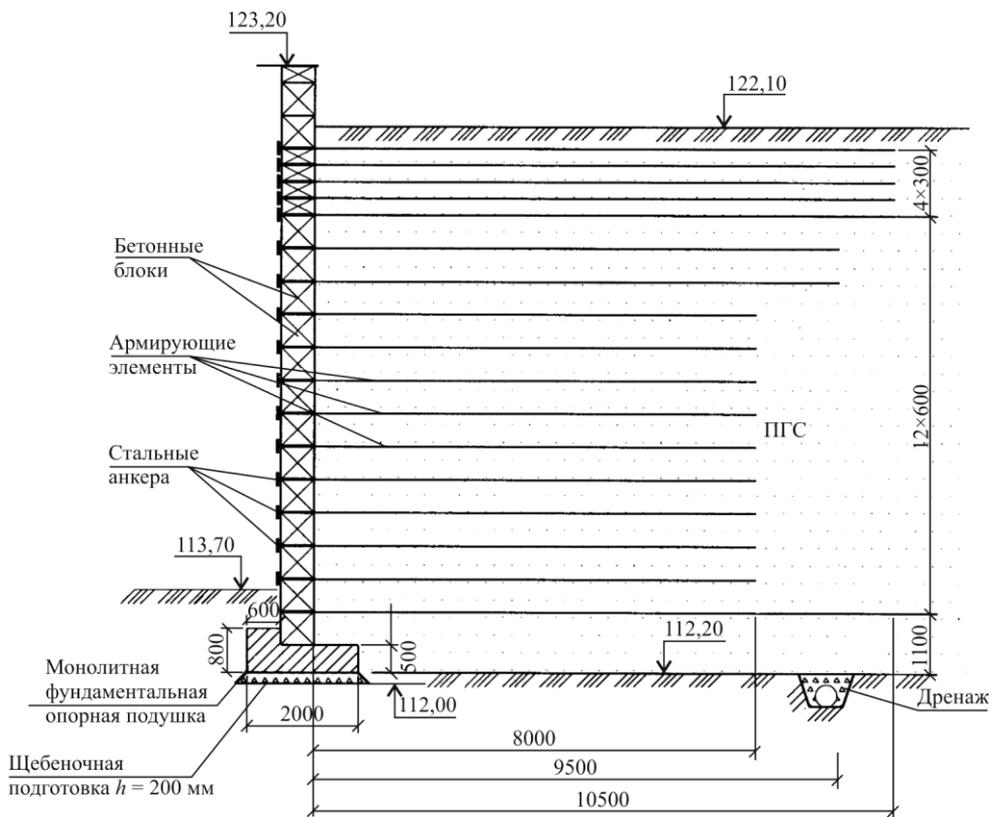


Рис. 4.70. Конструкция подпорной стенки из армированного грунта

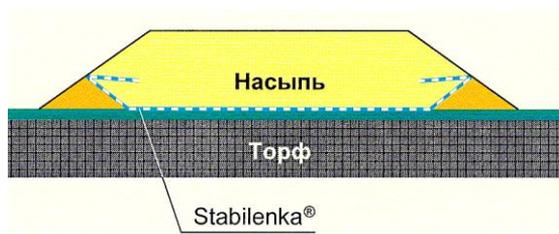


Рис. 4.71. Пример применения армирующего материала Stablenka® для обеспечения устойчивости насыпи на слабом основании



Рис. 4.72. Применение геосеток для армирования грунтовых оснований на реконструируемых городских территориях

Имеются примеры эффективного строительства из армированного грунта не только самых различных подпорных сооружений, но и пример использования этого способа для укрепления береговых устоев мостовых сооружений, плотин, насыпей (рис. 4.71), фундаментов и оснований для различных сооружений в дорожном, жилищном и промышленном строительстве (рис. 4.72), сводов подъемных сооружений и для многих других целей.

4.12. Технологии прокладки тоннелей и метрополитенов

При *щитовой проходке* (рис. 4.73) разработку грунта и устройство стенок туннеля ведут под защитой цилиндрической оболочки щита, представляющего собой кольцевую, открытую с обеих сторон конструкцию, временный диаметр которой равняется наружному диаметру

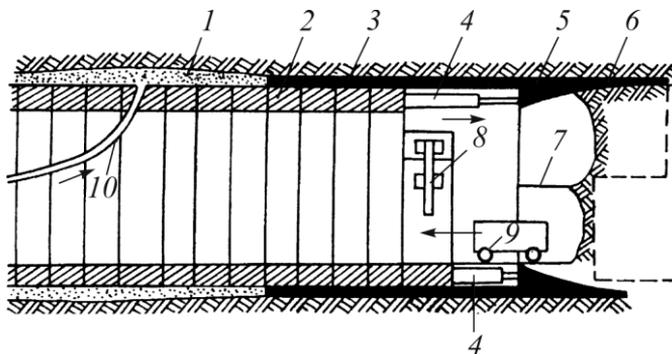


Рис. 4.73. Схема проходки туннеля с помощью щита: 1 – полость, заполненная бетонной смесью; 2 – обделка туннеля из тубингов; 3 – обойма щита; 4 – домкраты; 5 – режущий

край; 6 – защитный козырек; 7 – рабочая платформа;
8 – эректор; 9 – вагонетка; 10 – рукав растворонасоса
сооружаемого туннеля (рис. 4.74). Продвижение щита сопровождается
врезанием его режущего края в грунт и происходит под действием гид-
равлических домкратов, расположенных по всему периметру щита и
упирающихся с одной стороны в выступ режущего края, а с другой – в
край обделки туннеля.



Рис. 4.74. Строительство туннеля Маркштейн
в г. Штутгарте (Германия) методом щитовой проходки

С помощью щитового оборудования фирмы CSM (Франция)
(рис. 4.75) в историческом центре г. Праги (Чехия) был построен автомо-
бильный туннель для связи северной и южной части города (рис. 4.78).



Рис. 4.75. Оборудование фирмы CSM (Франция)
для проходки тоннелей

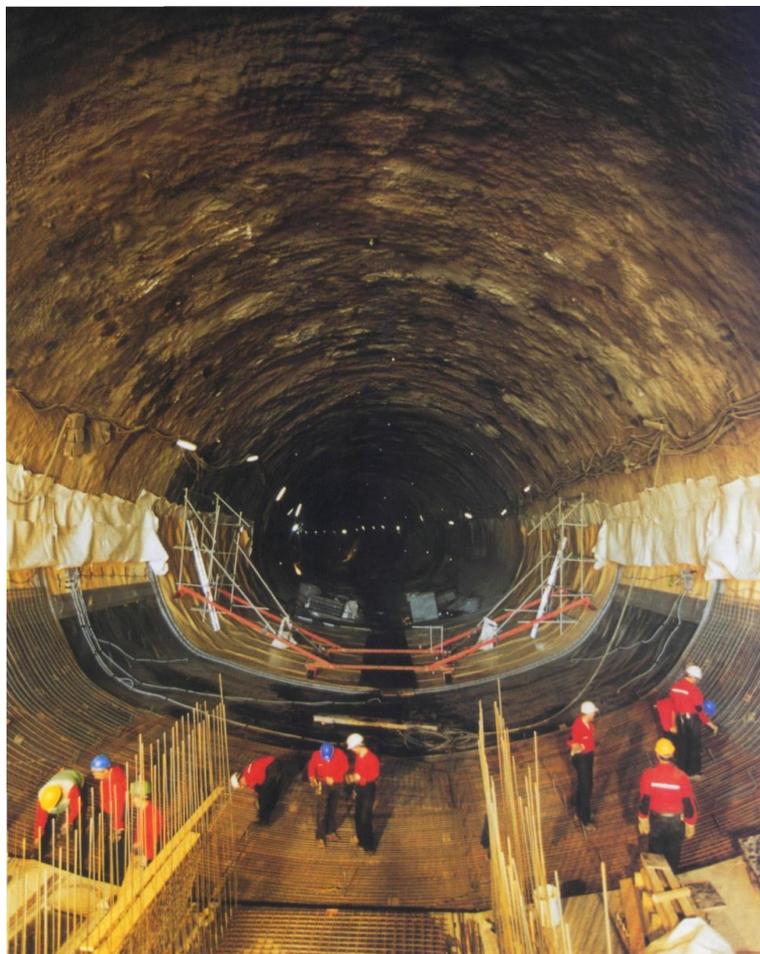


Рис. 4.76. Строительство тоннеля «Мразовка»
в г. Праге (Чехия)

Общая длина тоннеля 1004 м, и он имел четыре полосы движения.
Общий объем извлеченного грунта составил 351 778 м³.

Глава 5. ГИДРОИЗОЛЯЦИЯ И ЗАЩИТА ПОДЗЕМНЫХ ТЕРРИТОРИЙ

5.1. Подземные воды и их воздействие на сооружения

Дождевая и талая воды образуют на поверхности временные скопления – *поверхностные воды*. При их просачивании в грунт образуются временные потоки безнапорных фильтрационных вод. Степень влажности грунта в зоне фильтрационного потока меньше единицы. Если на пути фильтрационных вод встречается ограниченный по площади слой водонепроницаемого грунта или кровля подземного сооружения, то над ним может сформироваться временный водоносный горизонт грунтовых вод.

Во временных и постоянных водоносных горизонтах поры грунта полностью заполнены водой, степень водонасыщения равна единице, а ниже поверхности грунтовых вод существует напор. Выше этой поверхности есть зона капиллярного увлажнения, при этом уровень капиллярного поднятия определяется гранулометрическим составом грунта и изменяется от десятков сантиметров в песках до нескольких метров в пылеватых и глинистых грунтах. Степень влажности в капиллярной зоне изменяется от единицы на уровне поверхности грунтовой воды до уровня молекулярной влажности на верхней границе. Напор капиллярной воды – отрицательный, поскольку она испытывает воздействие растягивающих напряжений.

При соприкосновении безнапорных фильтрационных или капиллярных вод с ограждениями подземных сооружений происходит их увлажнение за счет капиллярного подсоса. На внутренней стороне стен появляются сырость, плесень. Испаряющаяся вода повышает влажность воздуха в помещении, а выделяющиеся при ее испарении соли образуют высолы, приводят к отслоению краски, разрушению штукатурки и материала стен (рис. 5.1).

Если сооружение находится ниже поверхности грунтовых вод или верховодки, то пьезометрическое давление воды вызовет ее напорную фильтрацию вплоть до затопления сооружения.

Агрессивные минерализованные поверхностные и грунтовые, морские воды, канализационные и промышленные стоки, вступая в контакт с конструкциями, приводят к их разрушению.

Гидроизоляция предназначена для обеспечения водонепроницаемости сооружений (антифильтрационная гидроизоляция) и долговечности строительных конструкций при физической или химической агрессивности подземных вод (антикоррозийная гидроизоляция).



Рис. 5.1. Разрушение стен подвального помещения в результате замачивания подземными водами

В ряде случаев приходится устраивать гидроизоляцию для предотвращения проникновения воды и иных жидкостей из резервуаров, бассейнов, гидротехнических тоннелей в окружающий грунт.

Гидроизоляция подземных сооружений – один из самых трудоемких и ответственных процессов. Составляя в промышленном строительстве в среднем от 0,1 до 0,5 % сметной стоимости строительно-монтажных работ, устройство гидроизоляции требует до 3 % общего объема трудозатрат по возведению сооружения.

5.2. Типы гидроизоляции

Трем видам воздействия воды – под давлением, без давления и капиллярному – соответствуют три типа гидроизоляции: *противонапорная, для защиты от поверхностных и фильтрационных вод, для защиты от капиллярной влаги*. Если на разных участках подземного сооружения имеются различные условия обводнения, то на них должны предусматриваться соответственно и различные типы гидроизоляции.

При выборе типа и состава гидроизоляции необходимо учитывать назначение данного подземного сооружения, установить вначале степень допустимого увлажнения и трещиностойкости ограждающих конструкций, затем пригодность данного типа гидроизоляции по всем требуемым свойствам и после этого определить состав принятой гидроизоляции (количество слоев, толщину).

По степени допустимого увлажнения ограждающие конструкции делятся на три категории:

I – конструкции с сухой поверхностью, на которой допускаются лишь отдельные сырые пятна общей площадью не более 1 % поверхности;

II – конструкции с поверхностью, на которой допускаются отдельные влажные участки (без выделения капельной влаги) общей площадью не более 20 % поверхности;

III – конструкции с поверхностью, на которой допускаются отдельные влажные участки с выделением капельной влаги (кроме поверхности потолков) с общей площадью увлажненных участков не более 20 % поверхности. Для отвода просачивающейся воды в полу таких помещений необходимо предусматривать водосборные лотки и приямки со сбросом воды в канализацию или с откачкой.

К категории I относят ограждающие конструкции помещений станций метрополитена, пешеходных тоннелей, убежищ ГО, других помещений, требующих поддержания определенного влажностного режима или эстетического состояния внутренней отделки.

К категории II относят коммуникационные, автомобильные тоннели, производственные помещения без постоянного присутствия людей.

К III категории относят помещения технического назначения, в которых не содержится электрическое или иное оборудование, не допускающееся к эксплуатации в условиях повышенной влажности.

В убежищах во всех случаях предусматриваются водоприемники с насосом.

Выделяют следующие (рис. 5.2) типы гидроизоляции: наружная противонапорная, внутренняя противонапорная, гидроизоляция водосборников, гидроизоляция от безнапорных поверхностных или фильтрационных вод, гидроизоляция для защиты от капиллярной влаги.

Наружная противонапорная изоляция (см. рис. 5.2, а) является более экономичным видом защиты от грунтовых вод, чем внутренняя, и обычно устраивается при строительстве новых зданий.

Внутренняя напорная гидроизоляция (см. рис. 5.2, б) должна противостоять напору вод, который полностью передается на нее, иметь упоры против всплытия. Внутреннюю противонапорную гидроизоляцию, как правило, устраивают в существующих помещениях при их реконструкции или повышении уровня грунтовых вод.

Гидроизоляция водосборников (см. рис. 5.2, в) отличается от внутренней напорной направлением силового воздействия воды, поэтому

внутреннее ограждение слоя гидроизоляции водосборника может быть более легким.

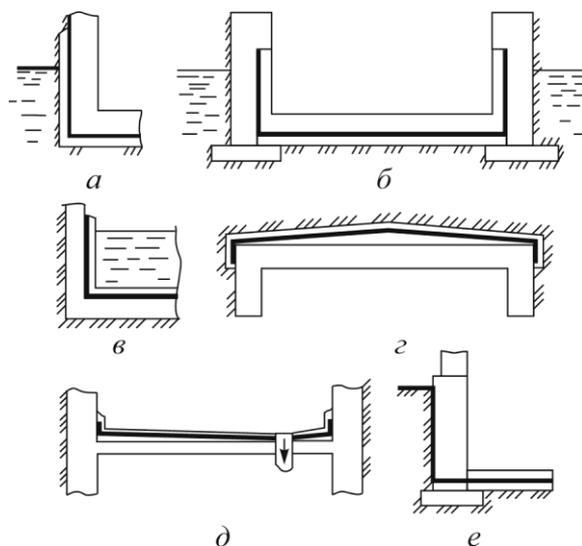


Рис. 5.2. Типы гидроизоляции: *a* – наружная противонапорная изоляции; *б* – внутренняя напорная гидроизоляция; *в* – гидроизоляция водосборников; *г* – гидроизоляция крышевидной формы для защиты от поверхностных или фильтрационных вод; *д* – гидроизоляция лотковой формы внутренних помещений; *е* – гидроизоляция для защиты от капиллярной влаги

Гидроизоляция от безнапорных поверхностных вод (см. рис. 5.2, *г, д*) не несет силовых нагрузок, однако должна быть водонепроницаемой.

Противокапиллярная гидроизоляция (см. рис. 5.2, *е*) не обязательно должна быть водонепроницаемой. Прерывание капиллярного потока обеспечивается слоем гидрофобного или крупнопористого материала, не содержащего капиллярных каналов. Этого можно достичь, инъецируя в стены или пристенный грунт вещества, придающие им гидрофобные свойства, или укладывая слой макропористого материала без капиллярных пор (например, минеральной ваты).

Так, в простейшем случае, когда необходимо защитить от капиллярной влаги надземные помещения, достаточно ограничиться устройством по выровненной поверхности всех стен на высоте 15–20 см от верха отмостки или тротуара непрерывной водонепроницаемой прослойки из жирного цементного раствора толщиной 2–3 см или 1–2 слоев рулонного материала на битумной мастике (рис. 5.3, *а*).

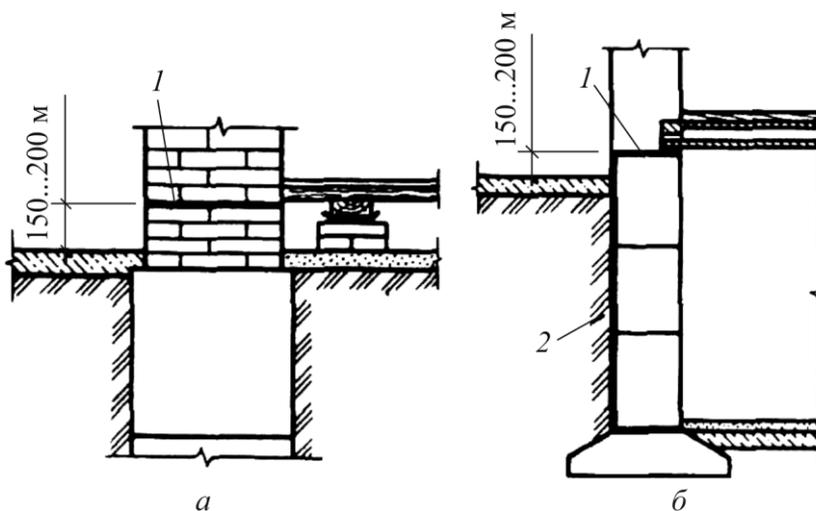


Рис. 5.3. Изоляция стен от сырости: *а* – стена бесподвального здания; *б* – стена подвального помещения; 1 – цементный раствор или рулонный материал; 2 – обмазка битумом за два раза

Гидроизоляция от сырости и грунтовых вод подвальных и заглубленных помещений является значительно более сложной, выбор типа такой гидроизоляции зависит от гидрогеологических условий строительной площадки, уровня подземных вод, их агрессивности, особенностей конструкций и назначения помещений. Если уровень подземных вод находится ниже пола подвала (рис. 5.3, *б*), то изоляция от сырости подвальных и заглубленных помещений осуществляется обмазкой за 1–2 раза наружной поверхности заглубленных стен горячим битумом и прокладкой рулонной изоляции в стене на уровне пола подвала. С внутренней стороны пол и штукатурку выполняют из плитки или в виде цементного слоя с железнением. Если уровень подземных вод находится выше отметки пола подвала, то гидроизоляцию устраивают в виде сплошной оболочки, защищающей заглубленное помещение снизу и по бокам.

Гидроизоляцию фундаментов, находящихся в неагрессивных средах, как правило, предусматривать не следует, а для защиты стен и других стоящих на фундаменте конструкций от капиллярной влаги устраивается сплошная гидроизоляционная прокладка, пересекающая стену и внутреннюю штукатурку.

Горизонтальная гидроизоляция для защиты заглубленных помещений снизу наклеивается на гладко выровненную цементной стяжкой поверхность подготовки и предохраняется сверху цементным или асфальтовым слоем толщиной 3–5 см. Гидростатическое давление воды при

уровне подземных вод до 0,5 м выше пола подвала компенсируется весом конструкции пола над изоляцией или пригрузочным слоем бетона, вес которого на единицу площади должен быть не менее гидростатического давления (рис. 5.4, а).

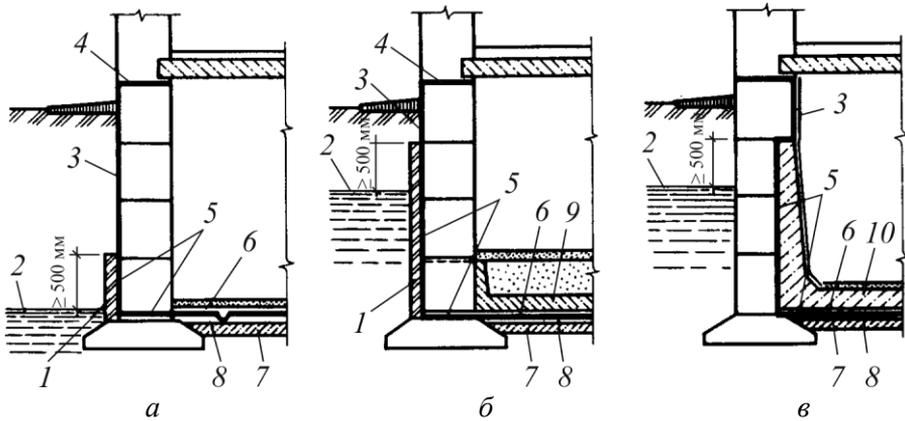


Рис. 5.4. Гидроизоляция подвальных помещений: а – при небольших напорах подземных вод; б, в – при больших напорах подземных вод; 1 – защитная стенка; 2 – уровень подземных вод; 3 – битумная обмазка; 4 – цементный раствор или рулонный материал; 5 – рулонная изоляция; 6 – защитный цементный слой; 7 – бетонная подготовка; 8 – цементная стяжка; 9 – железобетонное ребристое перекрытие; 10 – железобетонная коробчатая конструкция

Если уровень подземных вод поднимается выше отметки пола подвала более чем на 0,5 м, то давление воды воспринимается специальной конструкцией. Это могут быть заделанные в стены или в опоры здания железобетонные плиты, обратнорребристые и безбалочные перекрытия, коробчатые конструкции и т.д. (рис. 5.4, б, в). При использовании коробчатых конструкций (кессонов) гидроизоляция наклеивается на внутреннюю поверхность стен заглубленных помещений (внутренняя гидроизоляция). Указанные железобетонные конструкции могут использоваться и как сплошные фундаментные плиты для передачи части давления от сооружения на грунт.

При любом виде гидроизоляции водонепроницаемый ковер ниже расчетного уровня подземных вод должен быть непрерывен по всей заглубленной поверхности и устраиваться на высоту, превышающую на 0,5 м максимальную отметку уровня подземных вод.

Способ защиты подземных конструкций от коррозии выбирается в основном в зависимости от степени агрессивности подземных вод.

В слабоагрессивных водах защитой может служить глиняный замок из хорошо перемятой и плотно утрамбованной глины, который устраивают по всей высоте защитной стенки и с боков фундаментов (рис. 5.5).

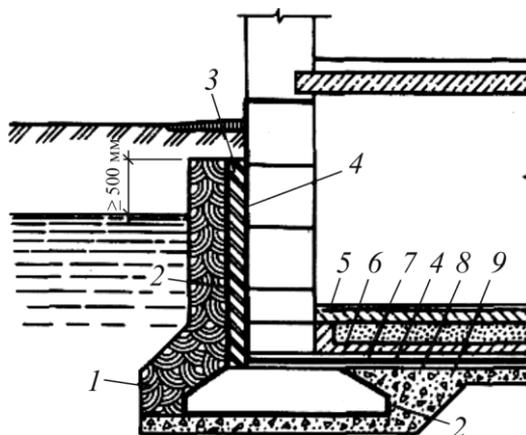


Рис. 5.5. Изоляция фундаментов от агрессивных подземных вод: 1 – глиняный замок из перемятой глины; 2 – обмазка битумом за три раза; 3 – защитная стенка; 4 – рулонная изоляция; 5 – чистый пол; 6 – железобетонное перекрытие; 7 – защитный слой; 8 – цементная стяжка; 9 – щебеночная или гравийная подготовка на битуме

В более агрессивных водах до устройства глиняного замка поверхность защитной стенки и фундаментов покрывают за два раза битумной или полимерной мастикой. Снизу фундамента, где арматура защищена лишь небольшим слоем бетона, изоляция должна быть более сложной. Для этого подготовку под фундамент выполняют из втрамбованного в грунт и пропитанного битумом слоя щебня, который сверху за 2–3 раза покрывают битумной мастикой или мастикой из полимерных смол.

В процессе строительства и эксплуатации в конструкциях могут появляться трещины: в монолитном бетоне – усадочные, в сборных конструкциях – раскрытие стыков вследствие осадок грунта, температурных деформаций и т.д.

По ожидаемой величине раскрытия трещин изолируемые конструкции делятся на три группы:

- 1 – трещиностойкие (без раскрытия трещин по данным расчета);
- 2 – ограниченные по расчету раскрытием трещин (до 0,1 мм);
- 3 – рассматриваемые только на прочность с возможным образованием трещин более 0,1 мм.

При необходимости электроизоляции подземного сооружения от окружающего грунта с целью исключения проникновения в сооружение или из него блуждающих токов гидроизоляция должна удовлетворять требованию неэлектропроводности.

По способам технологии устройства выделяют следующие виды гидроизоляции: пропиточную, окрасочную, штукатурную, оклеечную и монтируемую.

5.2.1. Пропиточная и окрасочная гидроизоляции

Пропиточная (проникающего действия) гидроизоляция предназначена для повышения водонепроницаемости пористых камней и бетона путем заполнения их пор водоустойчивым веществом. Пропитанные водоустойчивым веществом изделия отличаются высокой морозоустойчивостью, повышенной прочностью и стойкостью к агрессивным водам. Пропитке подвергают сваи и трубы, сборные элементы подземных и гидротехнических сооружений, блоки и кирпичи для кладки стен.

В качестве пропиточных материалов используются термопластичные материалы и полимеры в расплавленном виде (битум, каменноугольный пек, полиэтилен), а также терморезактивные смолы (стирол, метилакрилат) с последующей полимеризацией. Пропитка производится либо в открытых ваннах, либо в автоклавах под давлением. Пропиточная гидроизоляция свай не нарушается при забивке.

Для придания гидрофобных свойств существующим конструкциям и защиты их от притока капиллярной влаги выполняется инъекционная пропитка. Для инъекций применяются кремнийорганические жидкости типа ГКЖ и другие составы. В инжецируемой стене (рис. 5.6) пробуриваются 2 или 3 ряда шпуров по сетке $0,3 \times 0,3$ м, в которые вставляются с уплотнением трубки, подсоединяемые к баку с нагнетаемой жидкостью. Жидкость самотеком в течение 1–2 суток подается в шпур и по капиллярам распространяется в кладке. Перед инжецированием кладка подсушивается штыревыми электронагревателями, вставляемыми в шпур.

На рис. 5.7 показан фрагмент восстановления гидроизоляции по технологии проникающего действия цокольного участка наружной стены Зимнего дворца в г. Санкт-Петербурге с применением оборудования фирмы «KM Terrasond AB» (Швеция).

В настоящее время наиболее перспективными видами пропиточной гидроизоляции являются гидроизоляции *проникающего действия*. Такие виды гидроизоляции применяются для придания водонепроницаемости

как монолитному бетону, так и сборным конструкциям. Они предотвращают проникновение воды при давлении, защищают бетон от химических, кислот, промышленных сбросных вод, соленой воды, агрессивных грунтовых вод, карбонатов, хлоридов, сульфатов, нитратов, а также повышают морозостойкость и прочность бетона. В настоящее время известно достаточно много видов гидроизоляции проникающего действия, выпускаемых различными производителями, к ним можно отнести «Пенетрон», «Гидротекс», «Ремикс» и др. На рис. 5.8 приведено типовое решение устройства гидроизоляции проникающего действия одного из производителей этой продукции.

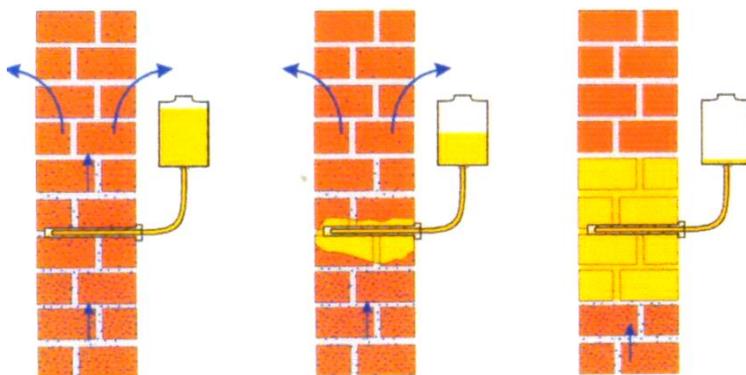


Рис. 5.6. Инъекционная пропитка кирпичных стен для создания горизонтальной гидроизоляции



Рис. 5.7. Восстановление гидроизоляции наружной стены

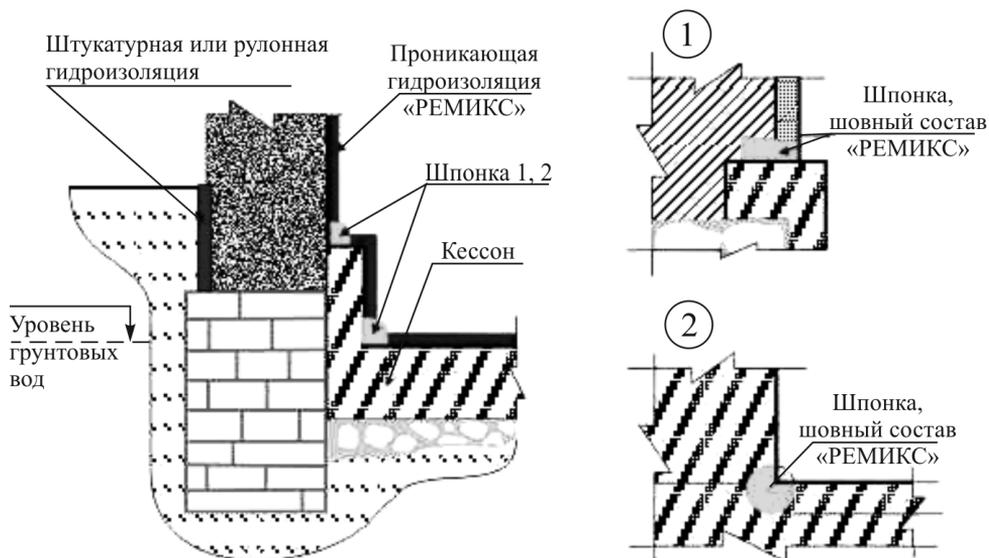


Рис. 5.8. Типовые узлы технологии устройства гидроизоляции для бетонных и железобетонных конструкций с применением сухих противofильтрационных смесей «Ремикс»

Гидроизоляция проникающего действия представляет собой сухую смесь, которая состоит из специального цемента, заполнителей и наполнителей определенной гранулометрии, а также запатентованных активных химических добавок, которые действуют просто, но очень эффективно. При нанесении сухой смеси на тщательно увлажненную бетонную поверхность химические реагенты взаимодействуют с ионными комплексами кальция и алюминия, различными оксидами и солями металлов, содержащимися в бетоне, формируя нерастворимые кристаллические образования в виде игловидных, хаотично расположенных кристаллов. Этот процесс протекает не только на поверхности бетона и примыкающих площадях, но и продолжается в глубь бетонной конструкции в основном благодаря осмотическому давлению. Осмос стремится выровнять высокий химический потенциал поверхности с низким потенциалом внутренней структуры. Эти химические реакции протекают как при положительном, так и при отрицательном давлении воды. При отсутствии влаги компоненты бездействуют. При появлении влаги компоненты проникающей гидроизоляции автоматически начинают реакцию и рост кристаллов в глубь бетона продолжается. Таким образом, компоненты изоляции из-за своей химической природы постоянно блокируют капилляры. Скорость и глубина роста кристаллов зависят от

многих факторов, в частности, от плотности и пористости бетона. В ряде случаев глубина проникновения может достигать 90–100 см.

После окончания процесса схватывания проникающая гидроизоляция становится составной частью бетона, формируя с ним единое целое. Как правило, гидроизоляционная и защитная система на 100 % совместима с бетоном. Вновь созданные кристаллические новообразования блокируют проникновение воды, однако бетон сохраняет паропроницаемость.

Проникающая гидроизоляция применяется при устройстве и восстановлении гидроизоляции любых новых и старых монолитных и сборных бетонных конструкций I и II групп трещиностойкости (с раскрытием трещин до 0,3 мм), в том числе: в резервуарах, бассейнах, очистных сооружениях, туннелях, фундаментах, дамбах, шахтах, подвальных помещениях, производственных зданиях, насосных станциях, гидротехнических сооружениях.

К положительным особенностям изоляции проникающего действия можно отнести следующие:

- становится составной частью бетона;
- глубоко проникает в бетон, заполняя капилляры и трещины до 0,4 мм (группа трещиностойкости изолируемых конструкций I и II);
- может наноситься как с внутренней, так и с внешней стороны;
- в случае повреждения поверхности бетона гидроизоляционные и защитные свойства обработанной конструкции или поверхности не меняются;
- эффективна даже при прямом высоком гидростатическом давлении (выдерживает давление воды на отрыв до W20 – столб воды 200 м);
- проста в использовании;
- бетон, обработанный материалами изоляции проникающего действия, сохраняет паропроницаемость;
- сопротивляется воздействию химических веществ и разрушающему воздействию циклов заморозания и оттаивания;
- можно использовать как на старом, так и на новом бетоне;
- может применяться по влажной или свежесалитой бетонной поверхности;
- защищает бетон и железобетон от коррозии.

Окрасочная гидроизоляция – наиболее распространенный и дешевый способ антикоррозийной защиты поверхности бетонных сооружений и защиты от капиллярной влажности. В качестве окрасок применяются нефтяные битумы, этинолево-битумные шали и полимербитумные мастики, наносимые механическим путем в горячем виде или в виде холодных эмульсий и растворов.

Чисто битумное покрытие, нанесенное в расплавленном виде или в виде красок на органическом растворителе, отличается низкой водостойкостью. В чистых битумах диффузионное водопоглощение идет быстро, и уже через три года строительные битумы разрушаются.

Устойчивость битума резко возрастает, если его структура упрочнена поверхностными адсорбционно-сольватными силами, как в асфальтовых смесях, либо «сшита» конденсационными цепями каучука, как в полимербитумных композициях.

Резинобитумные и полимербитумные мастики для горячего нанесения состоят из битума с добавками 5–12 % латексов, битумкаучука, низкомолекулярного полиэтилена.

Полимербитумные составы для холодного нанесения содержат повышенный процент полимерных добавок (до 30–50 %) и полимеризующие добавки. Они разжижаются органическим растворителем или приготавливаются в виде водных эмульсий.

Для гидроизоляции широко применяются составы на основе этинолевого лака, дешевого и недефицитного отхода производства синтетического каучука. Этинолево-битумная мастика содержит лак, минеральный наполнитель и ~15 % битума.

Перед нанесением окрасочного слоя гидроизолируемая поверхность должна быть прогрунтована разжиженным окрасочным составом. Окрасочная гидроизоляция наносится в 2–4 слоя общей толщиной 3–6 мм. Ее устойчивость против растрескивания, оплывания может быть увеличена армированием стеклотканью.

Засыпку стен с окрасочной гидроизоляцией следует производить только мягким грунтом.

Окрасочную гидроизоляцию следует применять в основном для защиты от капиллярной влажности; при гидростатическом напоре до 2 м ее можно применять при отсутствии деформационных швов и если будет создана возможность периодического осмотра и ремонта гидроизоляции. При нанесении окрасочной гидроизоляции с внутренней стороны капиллярное увлажнение конструкций не устраняется, но исключается испарение влаги в помещение, то есть обеспечивается пароизоляция.

5.2.2. Штукатурная гидроизоляция

Штукатурная гидроизоляция представляет собой водонепроницаемое покрытие толщиной от 5 до 50 мм, наносимое в несколько слоев или наметов штукатурным способом. В зависимости от материала различают цементную и асфальтовую (горячую и холодную) штукатурки.

Цементная штукатурная гидроизоляция представляет собой покрытие из цементно-песчаного раствора состава от 1:1 до 1:2, наносимого методом торкретирования или другим способом на увлажненную поверхность (рис. 5.9). Ручным способом цементную гидроизоляцию допускается наносить при небольших объемах работ на конструкции III категории при безнапорных водах.



Рис. 5.9. Устройство гидроизоляции методом торкретирования

Метод торкретирования следует применять для трещиностойких конструкций II категории. При напоре воды до 10 м торкретирование производится со стороны напора в два намета общей толщиной 25 мм, а при напоре 10–30 м – в три намета общей толщиной до 30 мм поверх торкретного слоя, наносимого по наружной поверхности стен, следует предусматривать окрасочную битумную изоляцию. Повышению водонепроницаемых свойств цементной штукатурки способствует добавка в цемент хлорного железа, жидкого стекла, полиамида. Для повышения трещиностойкости штукатурок применяются безусадочный цемент ВБЦ или расширяющийся цемент ВРЦ.

Два недостатка присущи торкрету: неравномерность состава раствора и его зависимость от квалификации рабочего, следствием чего являются усадочные трещины, значительный отскок смеси (25–30 %).

Более качественные штукатурные покрытия наносятся при приготовлении точно отдозированных и тщательно перемешанных смесей в смесительном агрегате с транспортировкой по шлангам к набрызгивающему агрегату уже готовой смеси. Однако смеси на обычном цементе с малым водоцементным отношением, необходимым для штукатурок, недостаточно подвижны для транспортировки по шлангам. Смеси повышенной подвижности, так называемые коллоидные цементные растворы (КЦР), приготавливаются на основе высокодисперсного цемента М-500, тонкомолотого порошка-наполнителя и песка-заполнителя при соотношении В/Ц = 0,35 и повышенных добавках поверхностно-активных веществ (ПАВ).

Еще более подвижен и эффективен в качестве штукатурной гидроизоляции коллоидный полимерцементный раствор (КПЦР), отличающийся добавками (3–5 % от массы цемента) латексов, полиэтиленовой эмульсии, эпоксидной эмульсионной пасты, которые повышают подвижность смеси настолько, что даже при В/Ц = 0,2 ее можно подавать по шлангам растворомасосом. Одновременно резко увеличивается трещиностойкость покрытий: растяжимость штукатурки из КПЦР составляет 0,05 % против 0,01 % у цементных штукатурок без полимерных добавок.

Повышению трещиностойкости цементных штукатурок содействует добавка в их состав рубленого стекловолокна.

Тем не менее относительно низкая трещиностойкость является общим недостатком всех цементных штукатурок, так что даже штукатурку из КПЦР нельзя применять при ожидаемом раскрытии трещин более 0,15 мм и на сборных конструкциях. В остальных же случаях простота технологии, относительно небольшая трудоемкость и стоимость покрытий позволяют считать цементно-штукатурные покрытия целесообразными.

В США получили распространение цементно-бentonитовые штукатурные гидроизоляционные покрытия.

Горячая *асфальтовая* штукатурная гидроизоляция представляет собой водонепроницаемое, пластичное и прочное покрытие толщиной 5–25 мм, состоящее из нескольких слоев или наметов асфальтового раствора или мастики. При напорах воды более 5 м и при защите помещений I категории количество наметов должно быть не менее 3 мм, а толщина – 10–15 мм. Асфальт состоит из 15–18 % битума, 25–35 % порошкообразного минерального наполнителя, 5–8 % коротковолокнистого асбеста, 50–55 % среднезернистого песка.

Благодаря высокой прочности горячую асфальтовую гидроизоляцию можно применять на наружных стенах опускных колодцев, а благодаря пластичности – покрывать конструкции с ожидаемым раскрытием трещин до 2 мм. Асфальт наносится асфальтометом. Существенным недостатком этого вида гидроизоляции является необходимость применения материалов в горячем состоянии при температуре 150–200 °С, что усложняет гидроизоляционные работы, требует предварительной просушки изолируемых поверхностей и их грунтовки разжиженными битумами. На горизонтальные поверхности горячая асфальтовая гидроизоляция наносится методом разлива.

Защитного ограждения горячей асфальтовой гидроизоляции ввиду ее высокой прочности не требуется.

Холодная асфальтовая гидроизоляция состоит из ~5 % битума и ~50 % минерального порошка (известняк, цемент, асбест). Битум применяется в виде водной эмульсионной пасты, которая при добавке минерального порошка приобретает пастообразную консистенцию. Технология устройства данной гидроизоляции отличается простотой, высокой степенью механизации нанесения, возможностью нанесения на влажные поверхности.

Толщина покрытия составляет 5–7 мм при защите от капиллярной влаги, 10–15 мм – при напоре до 10 м, 15–20 мм (4–5 слоев) – при напоре 10–30 м, а также при защите помещений I категории.

Холодная асфальтовая гидроизоляция может применяться для защиты наружных поверхностей монолитных железобетонных конструкций подземных сооружений с допустимым раскрытием трещин до 0,3 мм, а при армировании ее стеклосеткой – и для защиты поверхностей ограждений из сборных железобетонных элементов. Она широко применяется и для внутренней гидроизоляции при отрывающем гидростатическом напоре 2–3 м. Таким способом осушены подвалы более 500 домов в Санкт-Петербурге.

На горизонтальных поверхностях холодная асфальтовая гидроизоляция должна быть защищена цементной или бетонной стяжкой, а на вертикальных – защитной стенкой из кирпича или слоем цементной штукатурки. Если ожидаемые осадки сооружения не превышают 5 мм, асфальтовую гидроизоляцию в раскрепленных котлованах и при проходке тоннелей подземным способом можно наносить на ограждение и скальные стенки выработки, которые будут служить опалубкой при бетонировании несущих конструкций сооружения.

5.2.3. Оклеечная гидроизоляция

Оклеечная гидроизоляция является более дорогим, но и более надежным видом. Она представляет собой водонепроницаемое покрытие из нескольких слоев рулонных материалов. Ее, безусловно, следует применять при защите сооружений I категории от напорных вод. В качестве наиболее «древнего» оклеечного рулонного материала для гидроизоляции подземных конструкций обычно применяется рубероид на гнилостойкой основе (стеклоткань, асбокартон) с толстым слоем битума с обеих сторон. Толщина его составляет 3–5 мм, масса – 1,5–3 кг/м² (в зарубежной практике – до 5 кг/м²). Предельная деформация битумной гидроизоляции составляет около 2 %, что позволяет использовать ее на нетрещиностойких конструкциях.

Все большее применение находят синтетические рулонные материалы: толстые полиэтиленовые и полихлорвиниловые пленки, бутилкаучуковые полотна. Достоинством синтетических материалов является высокая растяжимость (обычно 100–200 %), что повышает надежность гидроизоляции при возникновении в бетоне усадочных трещин и прочих значительных деформаций.

Другим важнейшим преимуществом полимерных гидроизоляционных материалов является их большая долговечность по сравнению с традиционными (рубероид, гидроизол). По данным ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, разрушение полиэтиленовой пленки толщиной 0,2 мм, находящейся в водной среде под слоем грунта более 3 м, наступит через 122 года.

Полимерные материалы прибивают или пристреливают дюбелями, защищая ленту и шляпки гвоздей и дюбелей от коррозии (рис. 5.10). Такой способ весьма трудоемок. В большинстве случаев полиэтиленовые материалы наклеивают на стены на битуме, что ведет к необходимости устройства защитных стенок.

Гидроизолируемая поверхность должна быть тщательно подготовлена перед наклейкой гидроизоляции. Допускаются неровности не более 2 мм; при необходимости неровную поверхность следует покрывать выравнивающей штукатуркой. Перед наклейкой поверхность грунтуют раствором в бензине битумом или водной битумной эмульсией.

Наклейка гидроизоляции производится расплавленным битумом, холодными соляробитумными мастиками. Прогрессивным способом наклейки толстой битумной гидроизоляции является наплавление ее с помощью передвижных пропановых горелок. Качество гидроизоляции при этом намного повышается, оклеиваемая поверхность подсушивается, гидроизоляционные работы не зависят от погоды.



Рис. 5.10. Устройство гидроизоляции в тоннеле из полимерной мембраны

Гидроизоляция наклеивается в 2–5 слоев, в зависимости от категории изолируемого помещения и напора подземных вод полотна гидроизоляции укладываются внахлест с перекрытием стыков на 10–15 см, их тщательной склейкой; стыки полотен в последовательных слоях изоляции не должны совпадать.



Рис. 5.11. Сварка полимерных листов гидроизоляции

Термопластичные листы полимерной гидроизоляции свариваются на стыках электронагревателями или струей горячего воздуха (рис. 5.11).

5.2.4. Монтируемая гидроизоляция

Монтируемая гидроизоляция представляет собой покрытия, монтируемые из ранее изготовленных металлических или пластмассовых листов. Металлическая гидроизоляция дорогах, и ее применение допускается только для защиты от напорных вод конструкций I категории. Она используется при повышенных требованиях механической прочности, высокой агрессивности воды, ремонте гидроизоляции внутри помещений и отрывающемся напоре.

Изоляция устраивается, как правило, по внутренней поверхности подземного сооружения, что дает возможность в процессе эксплуатации устранять течи.

Металлическая гидроизоляция выполняется в виде сплошного покрытия из стальных листов толщиной не менее 4 мм, свариваемых герметичным швом.

При бетонировании она служит опалубкой и крепится к арматуре стены с помощью анкеров. Металлическая гидроизоляция днища устраивается после его бетонирования, при этом в днище должны быть забетонированы закладные детали для крепления листов гидроизоляции сваркой. После монтажа гидроизоляции днища через специально оставленные трубки в пространство между листами и бетоном нагнетается цементно-песчаный раствор (Ц/П = 1/1). По окончании работ по нагнетанию трубки срезаются, а отверстия завариваются.

Гидроизоляция и анкера рассчитываются на отрыв гидростатическим напором.

При установке по внешней поверхности стен металлическая гидроизоляция снаружи покрывается окрасочной гидроизоляцией. Скорость коррозии стали в грунте и под водой составляет менее 0,2 мм/год, а на большой глубине – менее 0,07 мм/год (легированные стали – 0,05 и 0,005 мм/год соответственно).

Гидроизоляционное покрытие из пластмассовых листов выполняется либо на анкерах и прижимных планках, либо путем их наклейки с последующей сваркой стыков. Применяются листы полиэтилена, винилпласта, гидробутила толщиной 2–5 мм. Стоимость такого покрытия может конкурировать с оклеечной гидроизоляцией.

Сборные железобетонные изделия изготавливают на заводах или полигонах сразу же с полиэтиленовым листовым покрытием. При изго-

товлении монолитных конструкций листы крепят к опалубке на месте строительства до бетонирования: при гидроизоляции днищ – ребрами вверх (рис. 5.12), а при гидроизоляции вертикальных поверхностей – ребрами параллельно вертикальной оси сооружения.

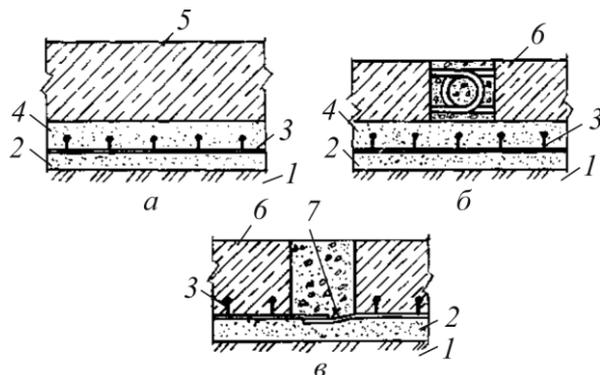


Рис. 5.12. Узлы гидроизоляции из полимерного листа:
а – монолитные конструкции; *б, в* – сборные элементы;
1 – уплотненное основание; *2* – песчаная подушка; *3* – полимерный лист; *4* – защитная стяжка; *5* – монолитное днище;
б – сборные плиты; *7* – сварной шов

Наилучшее закрепление листов в бетоне получается при расположении листов ребрами вверх. Втапливание ребристого листа в свежеложенный бетон ребрами вниз ухудшает анкеровку. Поэтому при устройстве гидроизоляции перекрытий листы укладывают на перекрытие ребрами вверх, а стяжкой из раствора или бетона на мелком щебне выполняют требуемый уклон. Листы укладывают с напуском у края покрытия, загибают листы вниз и приваривают их к покрытию стен продольным швом.

При применении профилированных листов из полиэтилена стены рекомендуют выполнять сборными (заводского изготовления) или сборно-монолитными. В последнем случае тонкая железобетонная плита, облицованная в заводских условиях полиэтиленовым листом, служит наружной несъемной опалубкой.

В некоторых случаях, когда требуется гидроизоляция с внешней и внутренней стороны стен, например при возведении реакторных отделений атомных электростанций, используют схему армоблоков. С обеих сторон стены устанавливают несъемную опалубку из облицованных листом железобетонных плит, соединенных между собой арматурным каркасом. В пространство между плитами укладывают бетонную смесь.

Полиэтилен, как известно, обладает неплохими антифрикционными свойствами. Коэффициент трения полиэтиленового листа по суглинку равен 0,17, а при увлажнении грунта – менее 0,17. Поэтому при погружении опускного колодца с полиэтиленовой гидроизоляцией можно обойтись без использования тиксотропной рубашки.

Это достоинство полиэтиленовой гидроизоляции широко используется при строительстве способом опускного колодца сооружений в грунтах, не имеющих скальных включений.

Большие габариты листов (ширина 3,0 м и более, длина 30–50 м) позволяют обходиться небольшим количеством сварных швов.

Гидроизоляция из профилированного полиэтиленового листа, укладываемая взамен трехслойной из традиционных материалов, более экономически эффективна и менее трудоемка.

Благодаря тому, что полиэтиленовое покрытие выполняет функции как гидроизоляции, так и избирательной химической защиты, его рекомендуют применять:

- для подземных сооружений, работающих в условиях агрессивных напорных подземных вод;
- емкостей и резервуаров, предназначенных для хранения химически агрессивных жидкостей, а также для очистных сооружений, контактирующих с агрессивными средами;
- коллекторов и лотков, транспортирующих химически агрессивные промышленные стоки, в том числе и для внутрицеховых лотков для приема с пола агрессивных сточных вод;
- внутренней гидроизоляции стеновых панелей сооружения с повышенной влажностью внутри помещений, строящихся в зоне с отрицательной температурой внешней среды;
- атомных электростанций, где к гидроизоляции предъявляются требования повышенной надежности и стойкости против радиации.

5.2.5. Детали гидроизоляционных покрытий

При устройстве бетонных полов и перекрытий большой площади необходимо устройство компенсационных швов. Во избежание прорыва изоляции под воздействием деформаций в шве или давления воды применяют различные специальные конструкции усиления изоляции в швах.

В случае устройства безнапорной оклеечной гидроизоляции швы перекрываются всеми слоями покрытия и двумя дополнительными слоями стеклоткани или частой стальной сетки. В условиях гидростатического напора при небольших (3–5 мм) раскрытиях швов гидроизоляция

над ними усиливается несколькими дополнительными слоями и металлическими лентами шириной 40–50 мм. В зарубежной практике используются рифленные медные и алюминиевые ленты. При раскрытиях швов 1–1,5 см для гидроизоляции применяют профильные металлические или резиновые компенсаторы (рис. 5.13).

При необходимости осуществляется жесткое соединение слоев бетона по обе стороны гидроизоляции с помощью анкеров (рис. 5.14).

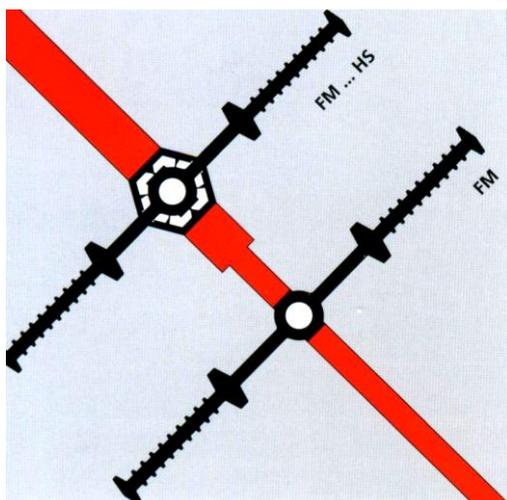


Рис. 5.13. Узел применения полимерных профилей фирмы «Tricosal» для герметизации внутренних деформационных швов



Рис. 5.14. Узел жесткого соединения гидроизоляции и конструкций

На рис. 5.15 представлены конструкции пропусков труб и кабелей через стены с гидроизоляцией. Оклеенный пропуск проще, однако не допускает смещений пропускаемой трубы относительно стены. Сальниковый пропуск необходимо использовать для трубопроводов с переменной температурой, которые вследствие температурных деформаций будут перемещаться в пропуске, а также для коммуникаций, требующих частого ремонта или замены.

При строительстве подземных сооружений работы по гидроизоляции дна и стен обычно разделены значительными интервалами времени. Нередко при этом применяются и различные виды гидроизоляции.

Если строительство ведется котлованным способом, то на подготовленное основание укладывается гидроизоляция дна, бетонируется дно и лишь после этого возводятся стены и покрываются гидроизоляцией (рис. 5.16).

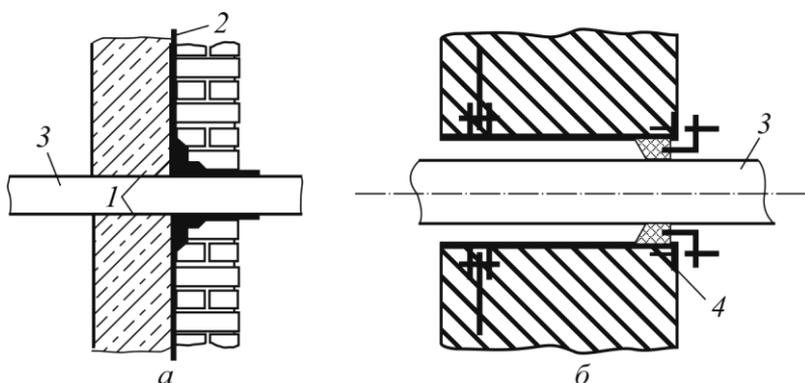


Рис. 5.15. Гидроизоляция пропусков труб и кабелей: *а* – оклеенный пропуск, *б* – сальниковый пропуск; *1* – оклеенная гидроизоляция трубы; *2* – гидроизоляция стены; *3* – металлическая труба пропуска, *4* – сальниковая набивка



Рис. 5.16. Устройство выпусков гидроизоляции перед монтажом стен

5.3. Водозащита

Обводненность грунтов в процессе строительства вызывает технологические сложности. В процессе эксплуатации подземного сооружения подземные воды порождают архимедову силу взвешивания, которая при недостаточной нагрузке сверху может привести к всплытию сооружения. Кроме того, опасность для конструкций представляют агрессивные под-

земные воды. Наличие напорных вод на контакте с сооружением требует тяжелых и дорогих видов гидроизоляции. Водопонижение – это система мер по снижению уровня грунтовых или напора межпластовых вод. Элементами водопонижения являются: *дренаж* – система дрен и фильтров, собирающих подземную воду и отводящих ее от котлована или сооружения, *водоотлив* – откачивающая система (насосы, трубопроводы), *водозащита* – преграда на пути поверхностных и подземных вод.

Поверхностная водозащита котлованов от попадания атмосферных вод состоит в устройстве обвалования по контуру котлована и водоотводящих канав с нагорной стороны котлована.

В качестве глубинной водозащиты применяют противофильтрационные диафрагмы (рис. 5.17) и завесы, а также льдогрунтовые ограждения, создаваемые методом искусственного замораживания грунтов. Диафрагмы устраивают по способу «стена в грунте», а завесы выполняют путем инъекции тампонажных и закрепляющих растворов в грунт. Диафрагмы и завесы могут быть временными и постоянными, льдогрунтовые ограждения – временными. Для постоянных диафрагм и завес обычно принимают коэффициент фильтрации 0,001 м/сут, а для временных – 0,01 м/сут.

Водозащитные ограждения подразделяют на совершенные и несовершенные. Совершенные ограждения полностью пересекают (перехватывают) пути фильтрация за счет их заглубления в водоупорный слой грунта. Несовершенные ограждения не полностью перекрывают пути фильтрации из-за недостаточного заглубления.

Замкнутые ограждения перекрывают фильтрационный поток со всех сторон сооружения. Незамкнутые могут использоваться при локальном источнике поступления воды. Водозащитные ограждения должны обладать необходимыми противофильтрационными свойствами и сохранять эти свойства в течение всего периода функционирования.

В наибольшей степени этим требованиям отвечают диафрагмы, различают по характеру статической работы пластичные, жесткие и эластичные диафрагмы. Пластичные диафрагмы выполняются из глин, тяжелого суглинка, глиногрунтовых и других естественных или искусственных нетвердеющих материалов. Жесткие диафрагмы выполняются из твердеющих материалов – грунтоцемента, грунтобетона, бетона, в особых случаях – из железобетона и металла. В настоящее время за рубежом широко применяют полимерные жесткие диафрагмы (рис. 5.18). Главный элемент эластичных диафрагм – синтетическая пленка. Для ее защиты от механических повреждений и грызунов используют дешевые местные строительные материалы.



Рис. 5.17. Устройство противofильтрационной бентонитовой диафрагмы



Рис. 5.18. Применение полимерной диафрагмы HDPE «Geolock»

Самым надежным решением противofильтрационной защиты является устройство совершенного и замкнутого ограждения. Однако не всегда требуется полная ликвидация фильтрации. В большинстве случаев необходимо лишь ограничить водопиток.

Решение о выборе водозащитного ограждения должно производиться на основании технико-экономического расчета, исходя из требования минимума совокупных затрат на устройство ограждения и откачку профильтровавшейся через него воды.

Простейшим и древнейшим методом осушения котлованов является открытый водоотлив (рис. 5.19). В этом случае воду откачивают насосами непосредственно из котлована. Для организации открытого водоотлива на дне котлована устраивают систему водосборных канавок глубиной 0,3–0,6 м, по которым воду отводят в приемки (зумпфы) глубиной 0,5–0,7 м, откуда она систематически откачивается насосом. Мощность насоса принимается в зависимости от ожидаемого фильтрационного притока воды, который, в свою очередь, зависит от градиента напора воды и фильтрационных свойств грунтов и наиболее точно устанавливается пробной откачкой при гидрогеологических изысканиях. Приблизительно фильтрационный приток воды на 1 м² дна котлована (м³/ч) можно принимать следующим:

для мелких песков0,05...0,16;
 для среднезернистых песков0,10...0,24;
 для крупнозернистых песков.....0,30...3,0;
 для трещиноватой скалы.....0,14...0,25.

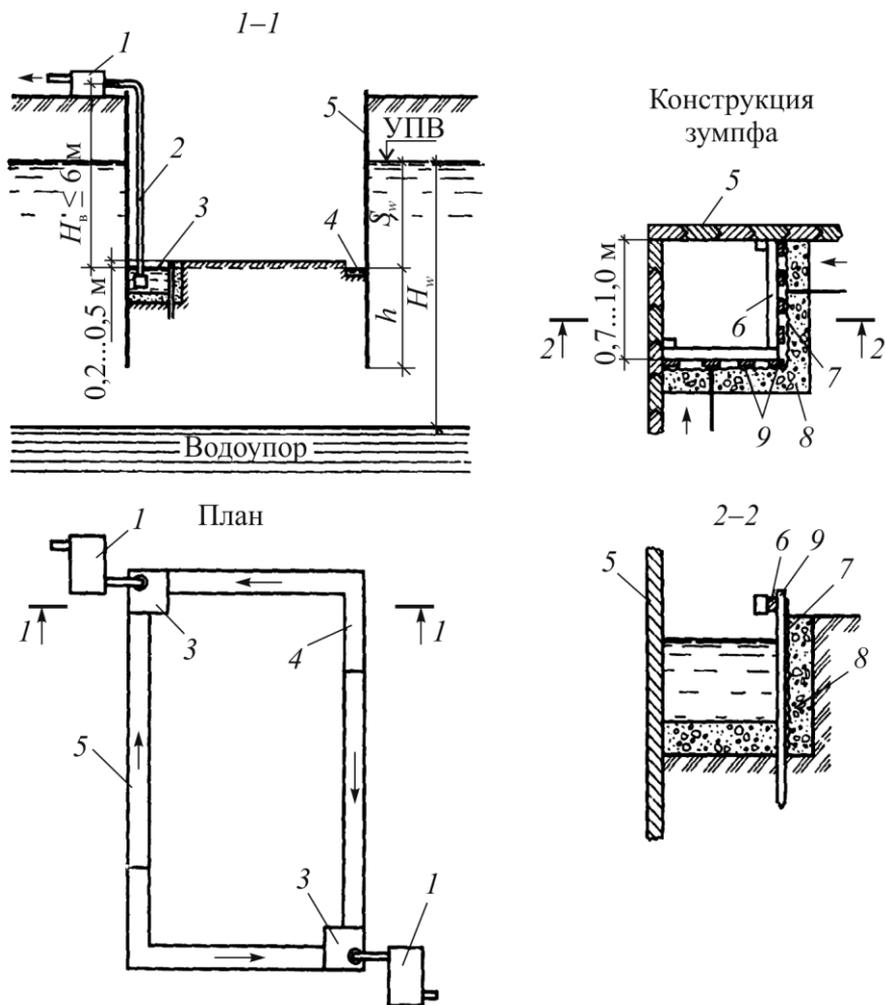


Рис. 5.19. Схема открытого водоотлива: 1 – насос; 2 – всасывающий шланг; 3 – зумпф; 4 – канавки; 5 – шпунты; 6 – обвязка; 7 – металлическая сетка; 8 – фильтрующая отсыпка из песка и гравия слоем 15–20 см; 9 – доски, забитые вертикально

При откачке необходимо следить, чтобы зумпфы не переполнялись и вода не покрывала дно котлована, так как это может привести к ухудшению свойств грунтов в основании.

В принципе применение открытого водоотлива не имеет ограничений в зависимости от видов грунта и их фильтрационных свойств, но в

мелкозернистых грунтах его применение может привести к оплыванию откосов котлована и разрыхлению грунта основания. Чтобы избежать этих нежелательных последствий открытой откачки воды, откосы котлованов приходится пригружать песчано-гравийной смесью, а канавки выкладывать щебнем или гравием, что значительно усложняет и удорожает строительство. Поэтому на практике открытый водоотлив применяют при вскрытии котлованов только в скальных, обломочных и гравийно-галечных грунтах, а в случае мелкозернистых грунтов – глубокий водоотлив, который исключает просачивание подземных вод через откосы и дно котлована.

Недостатками открытого водоотлива являются попадание грунтовых вод в котлован, размокание грунта, а при интенсивных притоках – суффозия и разуплотнение грунта.

Предварительное понижение уровня грунтовых вод до откопки котлована позволяет существенно улучшить условия ведения котлованных работ.

Глубинный водоотлив заключается в искусственном понижении уровня подземных вод в районе котлована. Водопонижающие работы выполняются чаще всего с помощью иглофильтров. В тех случаях, когда погружение иглофильтров невозможно или приток воды велик, например, если вблизи имеется водоем, водопонижение осуществляется откачкой воды из трубчатых колодцев, оборудованных глубинными насосами.

Иглофильтр представляет собой стальную трубу диаметром 38–50 мм, собранную из отдельных звеньев. Нижнее звено на конце оборудовано специальным фильтрующим устройством, через которое производятся всасывание и откачка воды. Фильтрующее устройство не пропускает даже мельчайшие частицы грунта, что обеспечивает водопонижение без нарушения структуры грунтов в районе котлована. Поскольку при глубинном водопонижении вода откачивается из зоны, расположенной ниже дна котлована, то возникающее при движении воды гидродинамическое давление способствует уплотнению грунтов, а следовательно, улучшению их строительных свойств.

Для осуществления водопонижения иглофильтры располагают по периметру будущего котлована, погружая их на 3–7 м ниже его дна. В результате откачки уровень воды вокруг иглофильтров понижается, образуя депрессионную воронку. При расположении иглофильтров с шагом 0,75–1,5 м депрессионные воронки соединяются и уровень подземных вод становится ниже дна котлована, как это показано на рис. 5.20, а, в результате чего земляные работы и устройство фундаментов ведутся насухо.

Иглофильтры погружают в грунт под действием собственного веса благодаря интенсивному подмыву водой или в специально пробуренные скважины.

Отдельные иглофильтры водопонижающей установки соединяют с коллектором из труб диаметром 100–200 мм гибкими шлангами. Коллектор, в свою очередь, соединяется с одной или несколькими насосными установками.

В зависимости от фильтрационных свойств грунтов и необходимой глубины водопонижения применяют различные типы иглофильтровых установок.

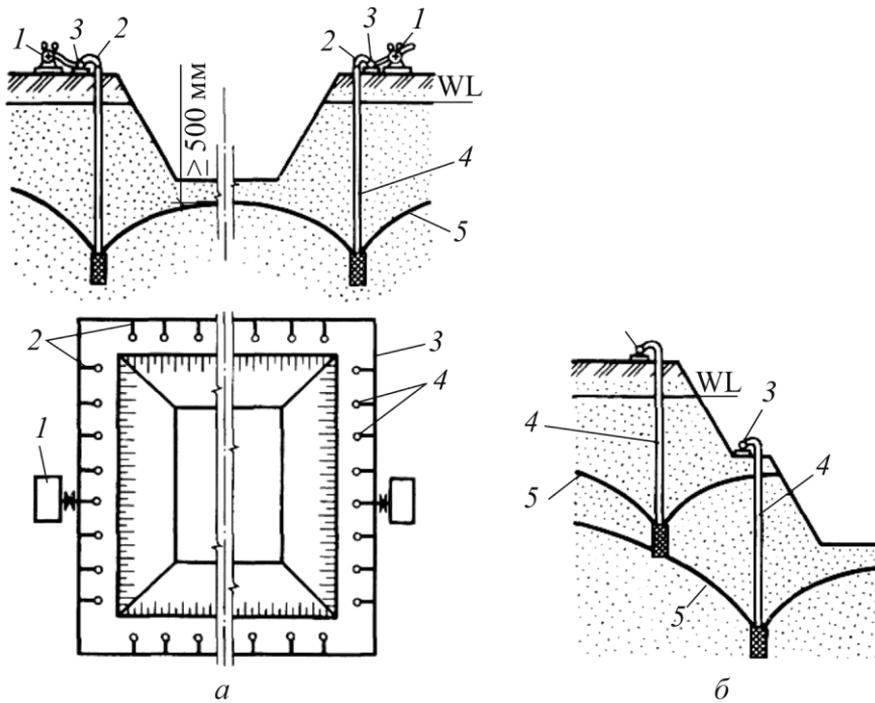


Рис. 5.20. Схемы глубинного водопонижения: *а* – одноярусное расположение иглофильтров; *б* – то же, многоярусное; 1 – насосная станция; 2 – гибкие шланги; 3 – коллектор; 4 – иглофильтры; 5 – депрессионная воронка

Легкие иглофильтровые установки (ЛИУ) служат для понижения уровня подземных вод на глубину 4–5 м в песчаных отложениях. При необходимости понижения подземных вод на большую глубину иглофильтры располагают в несколько ярусов (рис. 5.20, *б*) или применяют специальные эжекторные иглофильтры (водоструйные насосы, создающие большое разрежение около фильтрующего элемента, что способ-

ствует увеличению всасывания), позволяющие при их однорядном расположении понизить уровень подземных вод на глубину до 25 м.

ЛИУ отличаются мобильностью, возможностью быстрого погружения иглофильтров в грунт в собранном виде, простотой и надежностью эксплуатации. Их применение наиболее эффективно в крупных, средних и мелких песках. Эжекторные иглофильтры как более мощные применяют в пылеватых песках и супесях с коэффициентом фильтрации более 0,1 м/сут.

При осуществлении водопонижения в грунтах, имеющих коэффициент фильтрации меньше 0,1 м/сут, используют специальные методы водопонижения – *вакуумирование* и *электроосушение*.

При применении *вакуумного* метода в скважинах и на наружной поверхности фильтров создается и непрерывно поддерживается вакуум. Этот метод, требующий повышенных затрат электроэнергии, используют при осушении мелкозернистых грунтов (пылеватые и илистые пески, супеси, легкие суглинки, илы, лессы) с коэффициентом фильтрации не ниже 0,01 м/сут при требуемом понижении уровня подземных вод до 20 м. Вакуумные скважины отличаются от открытых водопонизительных скважин тем, что их устья герметизируются и из них откачиваются вода и воздух.

Электроосушение (электроосмотическое водопонижение) применяют в глинистых грунтах с низкой водоотдачей. Способ электроосушения основан на свойстве передвижения воды в глинистых грунтах под действием постоянного тока (электроосмос). Для электроосушения по периметру котлована вдоль его бровки забивают стальные стержни из арматуры или труб. Затем на расстоянии 1,5–2 м от бровки котлована погружают иглофильтры, располагая их в шахматном порядке относительно стержней (рис. 5.21).

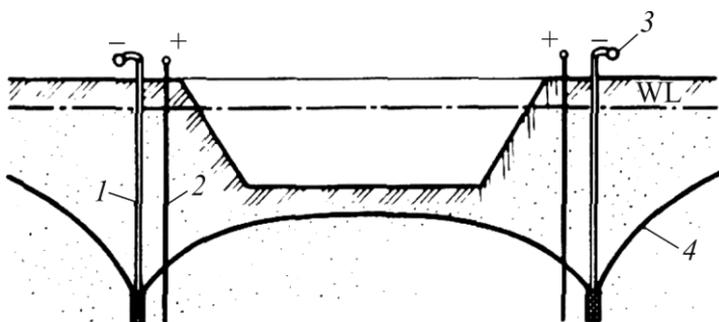


Рис. 5.21. Схема электроосмотического водопонижения:
1 – иглофильтр-катод; 2 – стержень-анод; 3 – коллектор;
4 – депрессионная кривая

Стержни подключают к положительному полюсу источника постоянного тока с напряжением 30–60 В, а иглофильтры (через коллектор) – к отрицательному. Под воздействием пропускаемого тока, перемещаясь от анода к катоду, грунтовая вода поступает в иглофильтр и откачивается всасывающим насосом. Практика показала, что на 1 м³ осушенного грунта расходуется от 5 до 40 кВт·ч электроэнергии.

Применение электроосушения требует соблюдения соответствующих правил техники безопасности.

5.4. Дренаж территорий

Осушение грунтов дренированием является одной из наиболее важных задач в комплексе водозащитных мероприятий.

Дренаж – это система дрен и фильтров, предназначенная для перехвата, сбора и отвода от сооружения подземных вод. Попавшие в дренажную систему грунтовые воды самотеком направляются к водоотводящим коллекторам или водосборникам насосных станций. Дренажи могут устраиваться как для одного здания или сооружения (кольцевой дренаж), так и для их комплекса в период инженерной подготовки территории (систематический дренаж), что более экономично, так как в этом случае дренажная сеть получается менее протяженной.

В современной практике строительства находят применение следующие виды дренажей: траншейные, закрытые беструбчатые, трубчатые и пластовые.

Траншейные дренажи (открытые траншеи и канавы) применяют для осушения территорий, предназначенных под застройку. Являясь эффективным средством водопонижения, они в то же время занимают большие площади, осложняют устройство транспортных коммуникаций и требуют существенных эксплуатационных затрат для поддержания их в рабочем состоянии.

Закрытый беструбчатый дренаж представляет собой траншею, заполненную фильтрующим материалом (гравий, щебень, камень и др.) от дна до уровня подземных вод (рис. 5.22, а). Этот тип дренажа предназначен в основном для сравнительно недолговременной эксплуатации, например, на период производства работ по устройству фундаментов.

Трубчатый дренаж является наиболее распространенным и представляет собой дырчатую трубу с обсыпкой песчано-гравийной смесью или с фильтровым покрытием из волокнистого материала (рис. 5.22, б, в). Для устройства трубчатых дренажей в агрессивной среде применяют керамические или чугунные трубы, при неагрессивной среде можно также использовать трубы из асбестоцемента, бетона, железобетона и т.д. Дренаж-

ные трубы укладывают с минимальным уклоном 0,005 при их диаметре до 150 мм и с уклоном 0,003 при диаметре 200 мм и выше.

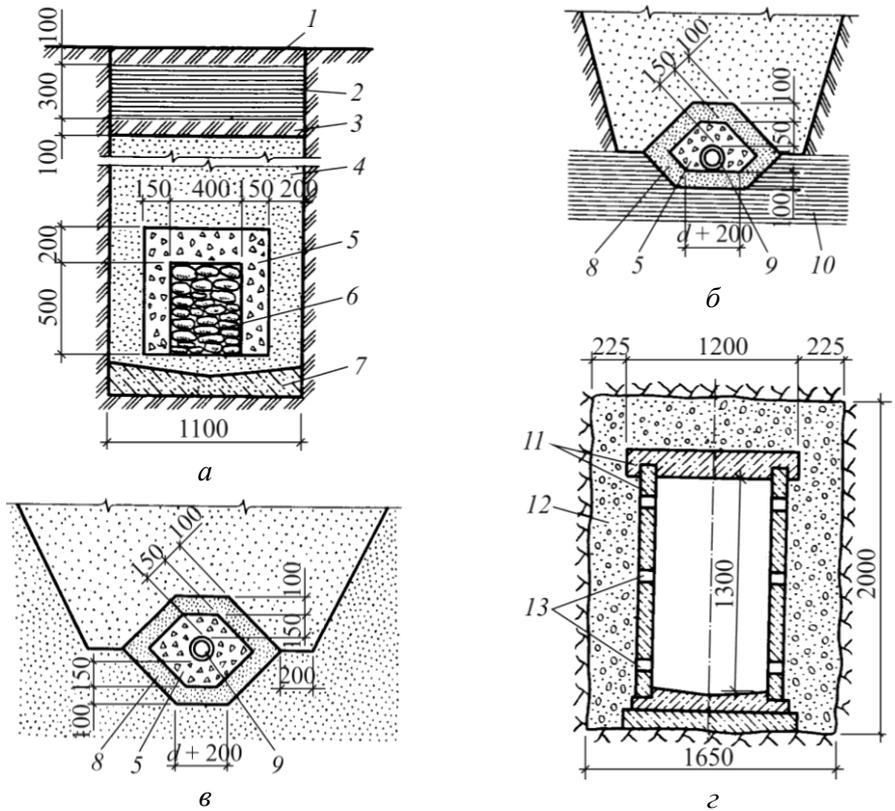


Рис. 5.22. Виды дренажей: *а* – закрытый беструбчатый; *б* – трубчатый совершенного типа; *в* – трубчатый несовершенного типа; *г* – дренажная галерея; 1 – дерн корнями вниз; 2 – уплотненная глина; 3 – дерн корнями вверх; 4 – обратная засыпка из местного песчаного грунта; 5 – щебень; 6 – каменная кладка; 7 – глинобетонная подушка; 8 – песок средней крупности; 9 – труба; 10 – водоупор; 11 – обделка из сборных железобетонных элементов; 12 – дренажная засыпка; 13 – отверстия для воды

Дренажные галереи (галерейный дренаж) применяют только в наиболее ответственных случаях, например, для особо надежной долговременной эксплуатации, в процессе которой переустройство дренажа в случае выхода его из строя будет невозможным. В дренажной галерее устраивают бетонный лоток (рис. 5.22, *г*) или водоотводную канавку, высоту галереи принимают не менее 1,3 м, а уклон в сторону выпуска должен составлять не менее 0,003.

Пластовый дренаж представляет собой слой фильтрующего материала, уложенный под всем сооружением (рис. 5.23). Вода из пластового дренажа отводится с помощью обычных трубчатых дрен. Пластовый дренаж состоит, как правило, из двух слоев: нижний слой толщиной не менее 100 мм выполняется из песка средней крупности, а верхний, мощностью не менее 150 мм, – из щебня или гравия. В скальных и полускальных трещиноватых грунтах укладывается только слой щебня или гравия (однослойный дренаж). При защите отдельных зданий и сооружений пластовый дренаж сочетается с *пристенным* дренажем.

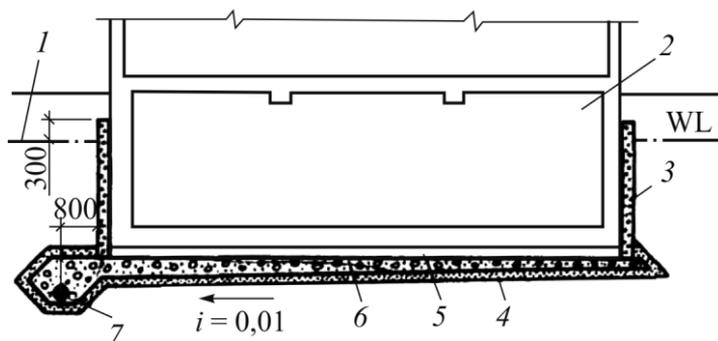


Рис. 5.23. Пластовый дренаж: 1 – уровень подземных вод; 2 – защищаемое заглубленное помещение; 3 – пристенный дренаж; 4 – песчаный слой; 5 – защитное покрытие щебеночного слоя; 6 – песчано-гравийный или щебеночный слой; 7 – труба

Пристенный (сопутствующий) дренаж представляет собой вертикальный слой из проницаемого материала, устраивается с наружной стороны фундамента и заглубляется ниже его подошвы. Соединение пластового дренажа с пристенным в зданиях с ленточными фундаментами осуществляется с помощью труб, а с отдельными фундаментами – через дренажные прослойки. При неглубоком залегании водоупора и слоистом основании иногда достаточно устройства только одного пристенного дренажа.

Отметим, что дренаж, полностью прорезающий водоносный слой и доходящий до водоупора, называется дренажем *совершенного* типа, а прорезающий этот слой частично – дренажем *несовершенного* типа.

Воды, собираемые и откачиваемые водопонижающими установками или дренажными системами, должны быть максимально использованы в народном хозяйстве. Неиспользованная часть воды отводится и сбрасывается в водоемы, дождевую канализацию или другие отведенные для сбросов места, где предусматриваются специальные защитные меры против размыва грунтов.

Глава 6. РАСЧЕТ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

При проектировании подземных и заглубленных сооружений следует учитывать уровень их ответственности в соответствии с [1] путем введения коэффициента надежности по ответственности γ_n .

Коэффициенты надежности по ответственности γ_n подземных и заглубленных сооружений следует принимать следующими:

- для I уровня ответственности – 1,0 (для уникальных сооружений – 1,2);
- для II уровня ответственности – 0,95;
- для III уровня ответственности – 0,9 (для временных сооружений – 0,8).

На коэффициент надежности по ответственности следует умножать в расчетах нагрузочный эффект (внутренние силы и деформации конструкций и оснований, вызываемые нагрузками и воздействиями).

Классификацию подземных и заглубленных сооружений, а также зданий и сооружений, на которые может оказывать влияние подземное строительство, по уровням ответственности следует принимать в соответствии с указаниями [1].

В том случае, если влияние проектируемого подземного или заглубленного сооружения оказывается на здания и сооружения более высокого уровня ответственности, уровень ответственности проектируемого сооружения должен быть повышен до уровня ответственности сооружения, на которое оказывается влияние.

6.1. Нагрузки на подземные сооружения

Нагрузки и воздействия на основание и конструкции подземных и заглубленных сооружений должны устанавливаться расчетом, исходя из совместной работы конструкций сооружения и основания.

При проектировании следует учитывать нагрузки и воздействия, возникающие на всех стадиях возведения и эксплуатации подземного сооружения.

К постоянным нагрузкам, учитываемым при проектировании, относятся: вес строительных конструкций подземного сооружения и надземных зданий или сооружений, опирающихся на него или передающих нагрузку через грунт; давление грунтового массива, вмещающего сооружение, и подземных вод при установившейся фильтрации; усилия натяжения постоянных анкеров, распорные усилия и пр.

К временным длительным нагрузкам и воздействиям относятся: вес стационарного оборудования подземных сооружений и другие полезные нагрузки; давление жидкостей и газов в резервуарах и трубопроводах; давление подземных вод при неустановившемся режиме фильтрации; нагрузки от складываемых на поверхности грунта материалов; температурные технологические воздействия; усилия натяжения временных анкеров; нагрузки, обусловленные изменением влажности, усадкой и ползучестью материалов и пр.

К кратковременным нагрузкам и воздействиям относятся: дополнительное давление грунтов, вызванное подвижными нагрузками, расположенными на поверхности грунта; температурные климатические воздействия и пр.

К особым нагрузкам и воздействиям относятся: сейсмические воздействия; динамические воздействия от эксплуатируемых линий метрополитена, транспортных сооружений или промышленных объектов; взрывные воздействия; воздействия, обусловленные деформациями основания при набухании и морозном пучении грунтов, и др.

В основные сочетания включают постоянные длительные и кратковременные нагрузки.

В особые сочетания, кроме постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, включают одну из особых нагрузок.

Включенные в сочетания временные нагрузки умножают на коэффициент сочетаний $\psi < 1$, численные значения которых зависят от количества временных нагрузок, действующих одновременно.

Расчетные нагрузки вычисляют обычно путем умножения их нормативных значений на коэффициенты надежности по нагрузке γ_f , учитывающие возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную сторону.

При проектировании промышленно-гражданских сооружений для всех нагрузок можно принимать коэффициенты надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$, если увеличение нагрузки ухудшает условия работы конструкций, и $\gamma_f = 0,9$, если уменьшение нагрузки ухудшает их. При расчете по второй группе предельных состояний коэффициенты надежности по нагрузке принимают равными единице.

Значения характеристик грунтов природного (ненарушенного) сложения следует устанавливать, как правило, на основе их непосредственного испытания в полевых или лабораторных условиях и статистической обработки результатов испытаний по [2].

Значения характеристик грунтов:

– нормативные – γ^n , φ^n и c^n ;

– для расчетов конструкций оснований по первой группе предельных состояний – γ_I , φ_I , и c_I ;

– то же по второй группе предельных состояний – γ_{II} , φ_{II} и c_{II} .

При отсутствии непосредственных испытаний грунта допускается принимать нормативные значения удельного сцепления c , угла внутреннего трения φ и модуля деформации E по табл. 1–3 прил.3, а нормативные значения удельного веса грунта γ^n равными 18 кН/м^3 ($1,8 \text{ тс/м}^3$).

Расчетные значения характеристик грунта ненарушенного сложения в этом случае принимаются следующими:

$$\gamma_I = 1,05\gamma^n; \gamma_{II} = \gamma^n; \varphi_I = \varphi^n\gamma_\varphi; \varphi_{II} = \varphi^n; c_I = c^n/1,5; c_{II} = c^n,$$

где γ_φ – коэффициент надежности по грунту, принимается равным 1,1 для песчаных и 1,15 для пылевато-глинистых грунтов.

Значения характеристик грунтов засыпки (γ' , φ' и c'), уплотненных согласно нормативным документам с коэффициентом уплотнения k_y не менее 0,95 от их плотности в природном сложении, допускается устанавливать по характеристикам тех же грунтов в природном залегании. Соотношения между характеристиками грунтов засыпки и грунтов природного сложения принимаются следующие:

$$\gamma'_{II} = 0,95\gamma_I; \varphi'_I = 0,9\varphi_I; c'_I = 0,5c_I, \text{ но не более } 7 \text{ кПа (} 0,7 \text{ тс/м}^2\text{);}$$

$$\gamma'_{II} = 0,95\gamma_{II}; \varphi'_{II} = 0,9\varphi_{II}; c'_{II} = 0,5c'_{II}, \text{ но не более } 10 \text{ кПа (} 1 \text{ тс/м}^2\text{).}$$

Для сооружений с глубиной заложения 3 м и менее предельные значения удельного сцепления грунта засыпки c'_I следует принимать не более 5 кПа ($0,5 \text{ тс/м}^2$), а c'_{II} не более 7 кПа ($0,7 \text{ тс/м}^2$). Для сооружений высотой менее 1,5 м c'_I следует принимать равным нулю.

6.2. Вертикальная нагрузка

Если минимальный горизонтальный размер подземного сооружения b (ширина) равен или превышает толщину слоя грунта над кровлей h (рис. 6.1, a), то вертикальное давление на кровлю сооружения равно полному весу столба грунта над сооружением:

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i + q \quad (\text{при } b/h \geq 1), \quad (6.1)$$

где γ_i – удельный вес (с учетом взвешивающего действия подошвы); h_i – мощность слоев грунта над кровлей; q – равномерно распределенная нагрузка на поверхности [4].

Если $b/h < 1$ и сооружение возведено открытым способом, то вертикальное давление засыпки существенно зависит от формы и размеров котлована. Если котлован узкий и имеет вертикальные стенки (траншея), то зависание грунта засыпки на стенах траншеи существенно уменьшает давление на сооружение (рис. 6.1, б). Напротив, если ширина котлована значительно превышает ширину сооружения, то оседание засыпки может вызвать зависание окружающего грунта на столбе грунта над сооружением и вызвать увеличение нагрузок (рис. 6.1, в). Давление на кровлю сооружения определяется формулой

$$\sigma_v = k\gamma h \quad (\text{при } b/h < 1), \quad (6.2)$$

где γ – удельный вес; h – высота засыпки над сооружением.

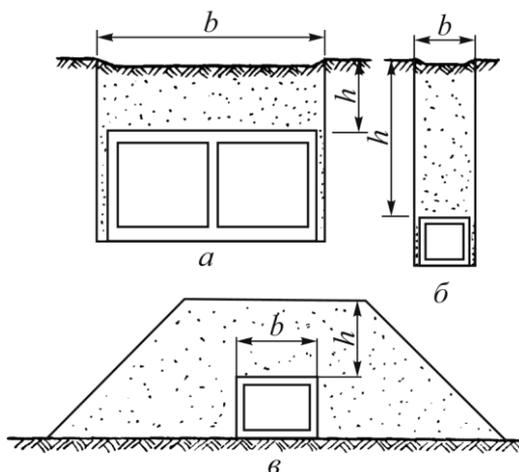


Рис. 6.1. Схемы к определению вертикального давления грунта [4]

Величина коэффициента k определяется по графикам профессора Клейна (рис. 6.2). Для траншеи величину k можно определить по формуле

$$k = \frac{1 - 2c / (\gamma b)}{2f \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi / 2)} \frac{b}{h} \left\{ 1 - \exp \left[- \frac{2fht \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi / 2)}{b} \right] \right\}, \quad (6.3)$$

где γ , c , φ – соответственно удельный вес, сцепление и угол внутреннего трения грунта засыпки; h , b – глубина и ширина траншеи выше кровли сооружения; f – коэффициент трения грунта о стенки траншеи, $f \approx \operatorname{tg} \varphi / 2$.

Давление грунта на обделку выработок, пройденных подземным способом (при $b/h \ll 1$), называется *горным давлением* и рассчитывается специальными методами, рассматриваемыми ниже.

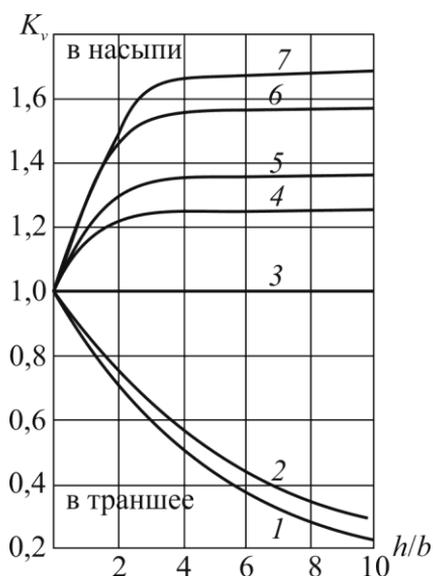


Рис. 6.2. Графики для определения коэффициентов давления грунта: 1 – для песчаных насыпок; 2 – для глинистых насыпок; 3 – для текучих глин; 4 – для мелких песков и мягкопластичных глин; 5 – для средних песков и пластичных глин; 6 – для крупных песков и твердых глин; 7 – для скальных и полу скальных пород

Нагрузка на днище сооружения со стороны грунта принимается равномерно распределенной и равной в сумме полному давлению грунта на кровлю плюс вес самого сооружения.

6.3. Горизонтальная нагрузка

Горизонтальное давление грунта на неподвижную или податливую преграду называется активным давлением σ_{ag} .

Горизонтальное давление (отпор) грунта на поверхность сооружения, смещающуюся в сторону грунта, называется пассивным давлением σ_{pg} .

Интенсивность горизонтального активного давления грунта от собственного веса P_γ , на глубине y (рис. 6.3, а) следует определять по формуле

$$P_\gamma = [\gamma\gamma_f h\lambda - c (K_1 + K_2)] y/h, \quad (6.4)$$

где K_1 – коэффициент, учитывающий сцепление грунта по плоскости скольжения призмы обрушения, наклоненной под углом θ_0 к вертикали; K_2 – то же по плоскости, наклоненной под углом θ_0 к вертикали.

$$K_1 = 2\lambda \cos\theta_0 \cos\varepsilon / \sin(\theta_0 + \varepsilon); \quad (6.5)$$

$$K_2 = \lambda [\sin(\theta_0 - \varepsilon) \cos(\theta_0 + \rho) / \sin \theta_0 \cos(\rho - \varepsilon) \sin(\theta_0 + \varepsilon)] + \operatorname{tg} \varepsilon, \quad (6.6)$$

где ε – угол наклона расчетной плоскости к вертикали; ρ – то же поверхности засыпки к горизонту; θ_0 – то же плоскости скольжения к вертикали; λ – коэффициент горизонтального давления грунта. При отсутствии сцепления грунта по стене $K_2 = 0$.

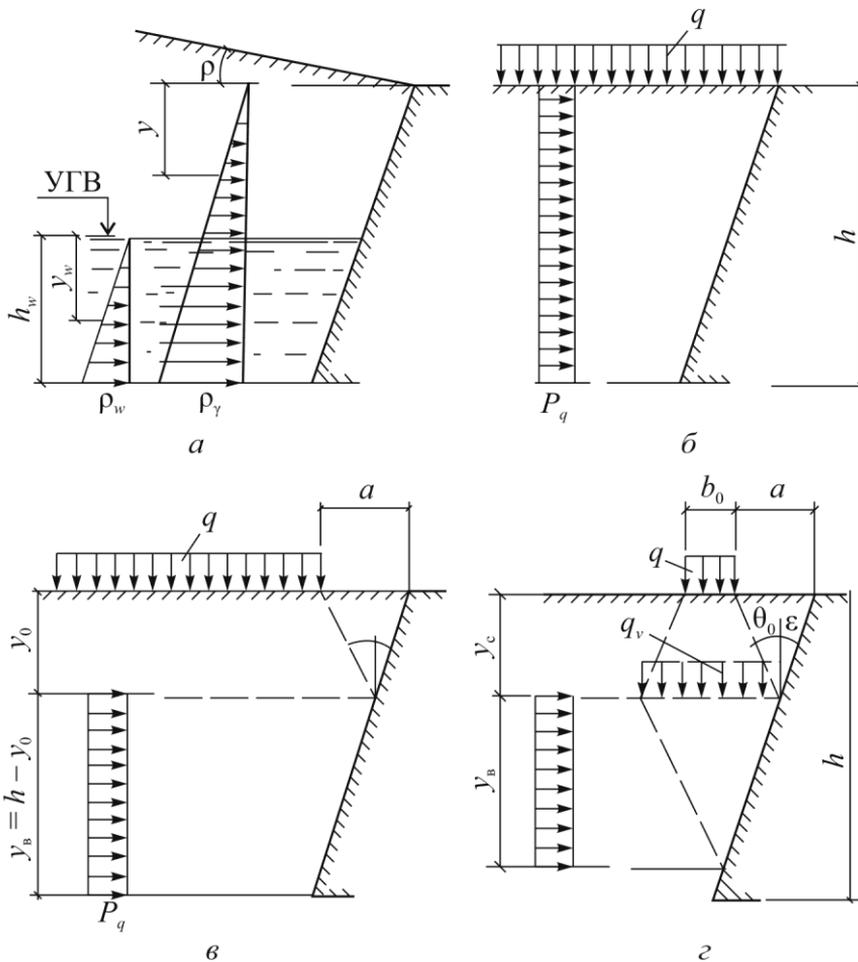


Рис. 6.3. Схема давления грунта: *a* – от собственного веса и давления воды; *б* – от сплошной равномерно распределенной нагрузки; *в* – от фиксированной нагрузки; *г* – от полосовой нагрузки

Коэффициент горизонтального давления грунта определяется по формуле

$$\lambda = \left[\cos(\varphi - \varepsilon) / \operatorname{cose} \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \rho)}{\cos(\varepsilon + \delta) \cos(\varepsilon - \rho)}} \right) \right]^2, \quad (6.7)$$

где δ – угол трения грунта на контакте с расчетной плоскостью (для гладкой стены $\delta = 0$, шероховатой $\delta = 0,5\varphi$, ступенчатой $\delta = \varphi$).

Угол наклона плоскости скольжения к вертикали θ_0 определяется по формуле

$$\operatorname{tg}\theta_0 = (\cos - \eta\cos\varphi)/(\sin - \eta\sin\varphi), \quad (6.8)$$

где $\eta = \cos(\varepsilon - \rho)/\sqrt{\lambda} \cos \varepsilon$.

При горизонтальной поверхности засыпки $\rho = 0$, вертикальной стене $\varepsilon = 0$ и отсутствии трения и сцепления со стеной $\delta = 0$, $K_2 = 0$ коэффициент бокового давления грунта λ , коэффициент интенсивности сил сцепления K_1 и угол наклона плоскости скольжения θ_0 определяются по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= \operatorname{tg}^2\theta_0 \\ K_1 &= 2\sqrt{\lambda}, \\ \theta_0 &= 45^\circ - \varphi/2. \end{aligned} \right\} \quad (6.9)$$

При $\rho = 0$, $\delta \neq 0$, $\varepsilon \neq 0$ значение угла наклона плоскости скольжения к вертикали θ_0 определяется из условия:

$$\operatorname{tg}\theta_0 = (\cos\varphi - \sqrt{\lambda})/\sin\varphi. \quad (6.10)$$

6.4. Горное давление

На обделку камеры и выработок, пройденных подземным способом, окружающий массив оказывает *горное давление*.

Исходное напряженное состояние массива на глубине z характеризуется вертикальными напряжениями $\sigma_z = \gamma z$ и горизонтальными напряжениями $\sigma_{xy} = \lambda\gamma z$. Величина коэффициента λ , связывающего вертикальные и горизонтальные напряжения, для четвертичных песчано-глинистых грунтов обычно составляет 0,6–0,8, причем большие значения относятся к глинам. В коренных скальных породах λ наблюдается в пределах от 0,3 до 2–3, причем в различных направлениях по азимуту горизонтальные напряжения не обязательно будут одинаковы. Высокие значения λ свойственны районам литосферы, испытывающим тектонические сжатия. В среднем же для коренных пород характерно гидростатическое напряженное состояние:

$$\sigma_z = \sigma_x = \sigma_y = \gamma z.$$

При проходке выработки (рис. 6.4) вес столба массива над ней перераспределяется на боковые части, вследствие чего на контуре выработки возникает концентрация напряжений. Если напряжения в местах наибольшей концентрации не превышают прочности пород, то выработка устойчива, и ее крепление не требуется. Если концентрация напряжений превышает прочность породы на одноосное сжатие, то вокруг

выработки развивается зона разрушенной породы, а максимум напряжений смещается от стенки выработки в глубь массива, в область всестороннего сжатия.

Разрушенную породу в кровле и стенках выработки необходимо поддерживать с помощью крепления, в противном случае она обрушится в выработку, а зона разрушений вокруг выработки разрастется. Величину давления, воспринимаемого креплением выработки, называют *горным давлением*.

Точный аналитический расчет величины горного давления крайне затруднителен ввиду сложности физико-механических свойств горных пород, особенно в пределах неупругой зоны, где состояние породы изменяется от почти монолитного на внешнем контуре зоны до почти полностью раздробленного на контуре выработки.

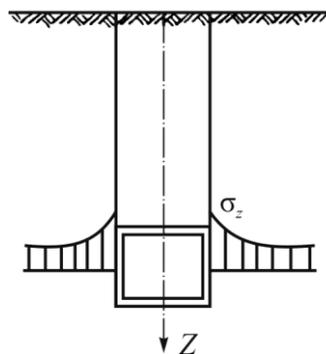


Рис. 6.4. Концентрация напряжений в стенках выработки

Поэтому для ориентировочной оценки горного давления используются упрощенные инженерные схемы, из которых ниже рассматривается лишь схема К. Терцаги (рис. 6.5). Согласно этой схеме в стенках выработки образуются поверхности скольжения под углом $(45^\circ - \varphi/2)$, по которым вышележащий столб шириной $B_1 = B + 2htg(45^\circ - \varphi/2)$ опускается вниз. Однако при движении вниз этот столб встречает сопротивление сил сцепления и сил трения по боковым поверхностям – проявление арочного эффекта. Таким образом, при абсолютно жесткой крепи, не допускающей никаких подвижек столба породы вниз, и мобилизации арочного эффекта, горное давление было бы равно уз. При податливой крепи за счет арочного эффекта давление снижается.

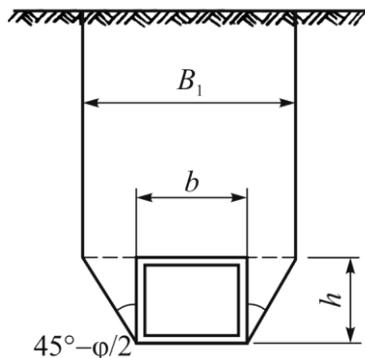


Рис. 6.5. Схема к расчету горного давления по методу Терцаги

Величина его определяется по формуле:

$$\sigma_v = B_1 \frac{\gamma - \frac{2c}{B_1}}{2\xi \operatorname{tg}\varphi}, \quad (6.11)$$

где ξ – коэффициент бокового распора грунта, обычно принимаемый равным 1; γ , c , φ , – удельный вес, сцепление и угол внутреннего трения грунта соответственно.

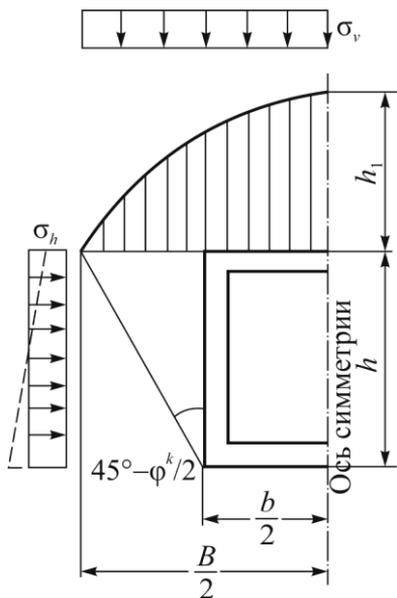


Рис. 6.6. Свод давления по М.М. Протодяконову

Предсказываемая схемой Терцаги зависимость горного давления от податливости крепления подтверждается экспериментальными наблюдениями.

Боковое давление грунта на крепление выработки по схеме Терцаги определяется по формуле

$$\sigma_{ag} = \sigma_v \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2). \quad (6.12)$$

В российской практике проектирования для расчета величины горного давления применяется схема профессора М.М. Протодяконова. По этой схеме над выработкой образуется свод обрушения, пролет B и высота h_1 которого над верхней точкой выработки определяются формулами (рис. 6.6):

$$B = b + 2h \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi^k/2); \quad h_1 = B/2f, \quad (6.13)$$

где φ^k – значение «кажущегося» угла внутреннего трения грунтового массива, $\varphi^k = \operatorname{arctg}f$; f – коэффициент крепости породы.

Вертикальное давление σ_v от веса породы свода обрушения и горизонтальное давление σ_h сдвигающихся боковых призм определяются как

$$\sigma_v = \gamma h; \quad \sigma_h = \gamma(h_1 + 0,5h) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi^k/2). \quad (6.14)$$

Коэффициент крепости породы f по определению профессора Протодяконова равен $0,1R_c$, где R_c – прочность кубика породы на одноосное сжатие, МПа (для пород с величиной $R_c \gg 10$ МПа). Для ряда дисперсных грунтов ориентировочные значения коэффициента крепости таковы:

плотная глина.....	1
легкая пластичная глина, лесс.....	0,8
легкий суглинок, сырой песок.....	0,6
песок, мелкий гравий.....	0,5
плывуны.....	0,1–0,3.

Наряду с упрощенными и инженерными схемами расчета горного давления все большее применение находят численные методы механики

сплошных и дискретных сред, требующие весьма подробной информации о механических свойствах массива и крепи, получение которой является сложной самостоятельной проблемой.

Достоверность расчетов горного давления по той или иной схеме невысока, поэтому при начале строительства крупного сооружения организуются экспериментальные измерения горного давления. Для этого между креплением и породными стенками укладываются плоские подушки из листового металла, заполненные внутри маслом. Давление в масле, пропорциональное горному давлению, измеряется манометрами. На основании результатов измерений корректируются проектные решения по конструкции крепления.

6.5. Давление подземных вод

Давление подземных вод на обделку подземных сооружений определяется выражением

$$P_w = H\gamma_w, \quad (6.15)$$

где H – напор воды, м; γ_w – удельный вес воды в принятой системе единиц (10 кН/м^3).

Интенсивность дополнительного горизонтального давления грунта, обусловленного наличием грунтовых вод P_w , кПа, на расстоянии y_w , от верхнего уровня грунтовых вод (рис. 5,3 а) определяется по формуле

$$P_w = y_w \{ 10 - \lambda[\gamma - 16,5/(1 + e)] \} \gamma_f, \quad (6.16)$$

где e – пористость грунта; γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, принимается равным 1,1.

Если обделка подземного сооружения имеет наружную гидроизоляцию, то давление грунта и воды развивается по наружной поверхности обделки. Если же обделка двухслойная, со слоем гидроизоляции в середине, то грунт оказывает давление по наружной поверхности обделки, а подземные воды давят на слой гидроизоляции. Гидростатическое давление воды снизу может вызвать всплытие сооружения. Аналогично при заполнении подземного сооружения (резервуара) жидкостью она будет оказывать давление на слой гидроизоляции изнутри.

Из прочих видов нагрузок при расчетах подземных и заглубленных сооружений учитываются временные нагрузки при возможных перекосах опускных колодцев; давление тиксотропного раствора при опускании колодца в тиксотропной рубашке; местные нагрузки на поверхности от зданий, механизмов; динамические и сейсмические нагрузки.

6.6. Конструкции стен подземных сооружений и схемы их расчета

Наружные стены подземных сооружений выполняют из каменной кладки, бетонных блоков, сборных железобетонных панелей или оболочек, монолитного бетона и железобетона. Выбор материала обуславливается технологическими и технико-экономическими соображениями, требованиями долговечности, водонепроницаемости, условиями производства работ, наличием средств механизации.

Для сборных железобетонных конструкций применяют бетон по прочности на сжатие класса В20 – В40, для монолитных железобетонных конструкций – В15 – В30. Предварительно напряженные железобетонные конструкции выполняют из бетона класса В30 – В60.

Из каменной кладки и сборных бетонных блоков выполняют, как правило, только стены одноэтажных подземных сооружений и подвалов. При этом используют хорошо обожженный полнотелый красный кирпич пластического прессования марки не ниже 200 на растворе марки не ниже 25, а при очень влажных грунтах – не ниже марки 50. Применение силикатного кирпича не допускается. Бетонные блоки делают из бетона марок В10 и В15.

Места сопряжения стен (углы, примыкания, пересечения), выполненные из каменных материалов и бетонных блоков, усиливают арматурой класса А-1 в виде отдельных стержней или сеток. Швы между бетонными блоками при водонасыщенных грунтах выполняют из водонепроницаемого раствора на безусадочном или расширяющемся и самоуплотняющемся цементе, либо на портландцементе с уплотняющими добавками в случаях, когда необходимо повысить жесткость стен из блоков на воздействие горизонтальной нагрузки, в вертикальные стыки, специально выполненные без перевязки, вводят арматурные каркасы.

В зоне сезонного промерзания стены могут подвергаться попеременному замораживанию и оттаиванию. Марка материалов по морозостойкости подбирается в зависимости от температурного режима и требуемой долговечности сооружения и принимается не менее $M_{pз}15$ для каменных материалов и F50 для тяжелого бетона.

Стены подземных сооружений подразделяются на массивные и гибкие. Массивные стены из каменной кладки, бетона и бетонных блоков, малоармированного железобетона работают в основном на внецентренное сжатие. Гибкие стены выполняют из монолитного и сборного железобетона. Они воспринимают изгибающие моменты и растягиваю-

щие силы. При применении гибких стен из сборных элементов стыки могут быть рабочими и нерабочими – конструктивными.

Массивные стены применяют при строительстве сооружений гражданской обороны, неглубоких (до 3 м) одноэтажных подземных сооружений и подвалов и небольшой нагрузке (до 10 кПа) на прилегающей поверхности, при возведении глубоких подземных сооружений методом опускного колодца, погружаемых без тиксотропной рубашки.

Определяющими факторами при назначении расчетной схемы стен подземного сооружения являются: конструктивная схема сооружения; конфигурация сооружения в плане и разрезе; способ возведения сооружения (открытый, закрытый и т.п.); последовательность производства работ при возведении сооружения; материал стен; технология возведения стен; конструкция каркаса и опорных элементов (поясов, рам, распорок, анкеров), обеспечивающих устойчивость и прочность стен; конструктивные решения сопряжения стен с другими элементами сооружения.

Применяются три конструктивные схемы подземных сооружений: бескаркасная, каркасная с полным каркасом, каркасная с неполным каркасом. При бескаркасной системе перекрытия опираются на внешние и внутренние стены. Сооружение с полным каркасом состоит из стен, колонн, ригелей, плит перекрытия. Колонны у наружных стен связаны со стенами. В сооружениях с неполным каркасом колонны у наружных стен отсутствуют либо имеются лишь в торцах сооружения.

В сооружениях с полным каркасом применяются продольный и поперечный виды расположения ригелей, в сооружениях с неполным каркасом используется, как правило, продольное расположение ригелей.

Конфигурация подземных сооружений в плане бывает круглой, прямоугольной, многоугольной, овалоидальной, а конфигурация в разрезе – круглой, прямоугольной, сводчатой.

В дальнейшем будут рассмотрены методы расчета только вертикальных стен круглых и прямоугольных в плане сооружений. Расчеты стен более сложных очертаний и обделок подземных сооружений, возводимых закрытым способом, рассматриваются в специальной литературе.

Наружные стены подземных сооружений могут быть несущими и самонесущими. Самонесущие стены воспринимают только боковую (горизонтальную) нагрузку, а несущие стены, кроме того, воспринимают нагрузку от перекрытий, покрытия или надземной части сооружения.

Важнейшие факторы, влияющие на условия работы стен, – наличие опорных элементов, обеспечивающих прочность и устойчивость стен, а также последовательность введения опорных элементов в работу в про-

цессе возведения сооружения. В бескаркасных подземных сооружениях устойчивость стен может обеспечиваться за счет: временных или постоянных анкерных креплений и распорок; защемления нижних частей стен в грунтовом массиве; распределительных рам и поясов жесткости, контрфорсов и т.п. Обычно применяют комбинацию опорных элементов разных видов. В сооружениях, имеющих каркас, в процессе строительства часто используют и временные распорные устройства. Например, при строительстве методом «стена в грунте» по технологии «снизу–вверх» котлован сразу отрывают на полную глубину, поскольку опорные элементы каркаса в этот период отсутствуют, устойчивость и прочность стен обеспечивают с помощью временных распорок или анкерных устройств.

Расчетная схема стены зависит от относительных размеров сторон стены. Для прямоугольных сооружений стены будут работать в условиях плоской деформации, если их длина L превышает высоту H более чем в 3 раза. Тогда любой участок размером 1 м по длине стены, выделенный двумя поперечными сечениями, будет работать в одинаковых условиях с другим подобным участком, так как они имеют одинаковую жесткость и одинаковые внешние нагрузки. Этот участок рассчитывается по схеме подпорной стенки на изгиб в вертикальной плоскости. Если отношение длины стены к высоте меньше трех, тогда необходимо учитывать изгиб и в горизонтальной плоскости.

С учетом вышеизложенного для вертикальных стен круглых, прямоугольных или многоугольных в плане сооружений выделяют четыре основные расчетные схемы стен:

1. Схема гибкой консольной подпорной стенки, устойчивость которой обеспечивается за счет защемления в грунте ее нижней части;
2. Схема гибкой подпорной стенки, устойчивость которой обеспечивается за счет защемления в грунте ее нижней части и дополнительных опорных элементов в верхней части (распорок, анкеров);
3. Схема замкнутого круглого или многоугольного кольца (в плане), устойчивость которого обеспечивается за счет пространственной жесткости сооружения;
4. Схема замкнутого круглого или многоугольного кольца, устойчивость которого обеспечивается за счет пространственной жесткости и дополнительных опорных элементов.

Стены одного и того же сооружения должны рассчитываться по различным расчетным схемам в зависимости от стадии и способа строи-

тельства сооружения, технологии возведения и материалов стен, последовательности производства работ.

Например, при возведении многоэтажного подземного сооружения с неполным каркасом способом «стена в грунте» методом «сверху-вниз» стены рассчитывают с учетом поэтажного извлечения грунта изнутри сооружения. Вначале стену рассчитывают по схеме 1 при глубине котлована, которая необходима для устройства опор верхнего яруса. Затем рассчитывают стену по схеме 2 при глубине котлована, необходимого для устройства опор второго яруса. Стена рассчитывается как одноанкерная тонкая подпорная стенка. Далее выполняются аналогичные расчеты до тех пор, пока котлован не будет выбран до проектной отметки низа днища. Стена в этом случае рассчитывается либо по схеме неразрезной балки на нескольких опорах, загруженной горизонтальным давлением, либо по схеме 4 с учетом пространственной жесткости сооружения.

Глава 7. ГЕОТЕХНИЧЕСКИЙ МОНИТОРИНГ ПРИ ПОДЗЕМНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

В предыдущих разделах пособия уже приводились не только достижения строителей и проектировщиков, но и проблемы, с которыми им приходилось сталкиваться при непосредственном возведении подземных сооружений в сложных инженерно-геологических и гидрогеологических условиях, а также в условиях плотной городской застройки. В частности, *наиболее опасными видами работ при подземном строительстве вблизи существующих зданий и сооружений* признаны [11]:

- разработка котлованов и траншей, прокладка подземных коммуникаций, тоннелей, особенно с использованием водопонижения и без крепления стенок котлованов и траншей;
- динамические нагрузки на основания существующих зданий от погружения вблизи них шпунта или свай;
- вибрационные или динамические воздействия от транспорта, метрополитена, производственного оборудования.

При этом к *неблагоприятным последствиям таких воздействий* на окружающую среду обычно относят:

- изменения уровня подземных вод;
- возникновение карстово-суффозионных процессов;
- снижение значений механических характеристик грунтов при их замачивании;
- возникновение аномалий теплового, электрического и других физических полей, развитие процессов, обусловленных динамическими и вибрационными воздействиями;
- эколого-биологические, радиационные и другие виды загрязнения среды.

Как отмечает проф. Р.А. Мангушев [5] с соавторами, «выявить развитие неблагоприятных тенденций в период производства работ нулевого цикла, возведения сооружения и в первый период его эксплуатации позволяют регулярное инструментальное наблюдение и оперативное управление ходом работ – *геотехнический мониторинг (геомониторинг)*. Его *цель* – обеспечение качества и соответствия техническим регламентам возводимых строительных конструкций и зданий и сооружений окружающей застройки, а *задачи* – регулярное отслеживание поведения строящегося сооружения, окружающих зданий и их грунтового основания, а также принятие мер по обеспечению дальнейшего безопасного строительства».

Проф. В.И. Теличенко и его коллеги выделяют такие *составные части системы геомониторинга*:

– *расчетный* (программа дополнительных инженерно-геологических и гидрогеологических изысканий, численное моделирование, сбор нагрузок, определение расчетного сопротивления грунта и дополнительных осадок);

– *проектно-конструктивный* (план противоаварийных мероприятий (рекомендаций) по усилению, план защитных мероприятий при ухудшении экологии);

– *визуально-инструментальный* (системы наблюдений за надземными сооружениями вокруг объекта подземного строительства; за деформациями конструкций возводимого сооружения; за состоянием окружающего массива грунта; гидрогеологические наблюдения; за экологической обстановкой);

– *аналитический* (анализ данных математического моделирования, оценка результатов обследования сооружения и окружающей застройки, прогноз поведения сооружения и окружающих зданий).

В общем случае выделяют следующие *методы геомониторинга*:

– фиксация раскрытия трещин в несущих строительных конструкциях существующих окружающих зданий;

– точные (обычно второго класса с точностью ± 1 мм) геодезические наблюдения за вертикальными и горизонтальными деформациями оснований, фундаментов и несущих строительных конструкций зданий и сооружений;

– определение (как инструментальное, так и с использованием апробированных геотехнических программных комплексов) изменений напряженного состояния в основаниях, фундаментах и несущих строительных конструкциях зданий и сооружений;

– фиксация параметров колебаний несущих конструкций объектов мониторинга и соответствующих динамических колебаний в грунтах;

– контроль за колебаниями уровня грунтовых вод;

– контроль за точностью и качеством устройства свай;

– контроль за качеством выполнения монолитных бетонных и железобетонных конструкций;

– контроль за качеством выполнения земляных работ (технологии откопки котлована, крепления его стенок, водопонижения, устройство искусственного основания и т.п.);

– технический контроль за состоянием возводимых конструкций.

По функциональному назначению геомониторинг состоит из разделов:

– объектного (наблюдения за состоянием оснований, фундаментов, несущих конструкций самого подземного сооружения, окружающих его зданий и объектов инфраструктуры);

– геолого-гидрологического (система режимных наблюдений за изменениями состояния грунтового массива, уровней и состава подземных вод, развитием эрозионных, оползневых процессов, карстово-суффозионных явлений, оседания земной поверхности и др.);

– эколого-биологического (система наблюдений за изменениями окружающей природной среды, радиационной обстановки и др.);

– аналитического (анализ и оценка результатов наблюдений, моделирование взаимодействия подземного сооружения, окружающих его зданий и объектов инфраструктуры с окружающим грунтовым массивом путем использования пространственных (иногда плоских) версий апробированных комплексов метода конечных элементов при упругопластических моделях грунта; сравнение прогнозируемых величин параметров с результатами натурных измерений; разработка мероприятий по предупреждению или устранению зафиксированных или прогнозируемых негативных последствий на объекты геомониторинга).

Геомониторинг чаще всего включает в себя три *этапа*:

– *подготовительный* (период, включающий предварительную оценку технического состояния сооружения, установку маяков (рис. 7.1) или датчиков на существующие трещины с указанием даты их постановки, устройство поверхностных (стеновых) марок, обычно на уровне цоколя, в несущих стенах зданий (рис. 7.2) для фиксации их осадок, установку оборудования для регулярных инструментальных наблюдений (датчики напряжений, послойных деформаций грунта, инклинометры, датчики порового давления, сейсмодатчики), тарировку его, снятие «нулевых» отсчетов, устройство скважин для контроля уровня грунтовых вод);

– *рабочий строительный* (период регулярных геодезических наблюдений за сооружениями (определяются осадки, просадки, подъемы основания, их горизонтальные перемещения, крены сооружений, углы наклона подошвы фундаментов), фиксация показаний датчиков, оценка качества уложенного бетона, контроль параметров свай, корректировка технологических строительных мероприятий и т.д.);

– *послестроительный* (период продолжения наблюдений за сооружениями, особенно получившими наиболее опасные деформации).

По данным процесса нивелирования поверхностных или глубинных осадочных марок от стационарного репера определяют: полную осадку каждой марки нарастающим итогом; максимальную и минимальную

осадку объекта; его среднюю осадку; максимальные абсолютную и относительную величины разности осадок; крен сооружения или его частей; перекося участков сооружения.



Рис. 7.1. Существующая трещина (а) в несущей стене объекта геомониторинга и гипсовый маяк (б) на ней с указанием даты его установки



Рис. 7.2. Поверхностные (стенные) марки на цоколя в несущих стенах объекта геомониторинга для фиксации их осадок

Для удобства анализа результатов геомониторинга данные нивелирования представляют в виде: графиков развития осадок марок во времени (и от изменения нагрузки); эпюр осадок этих марок по отдельным осям и для сооружения в целом (рис. 7.3).

Полученные результаты позволяют: принимать оперативные решения, направленные на предотвращение опасного развития деформаций зданий и сооружений (изменение технологии и организации их возведе-

ния, усиления фундаментов окружающих зданий или закрепления их оснований, а также их надземных несущих конструкций); корректировать ранее полученные при изысканиях значения геотехнических характеристик грунтов, а также расчетные схемы системы «сооружение – фундаменты – основание»; прогнозировать во времени развитие деформаций оснований подземных сооружений и окружающих их зданий; уточнять влияние опасных инженерно-геологических и технологических процессов на развитие деформаций зданий и сооружений.

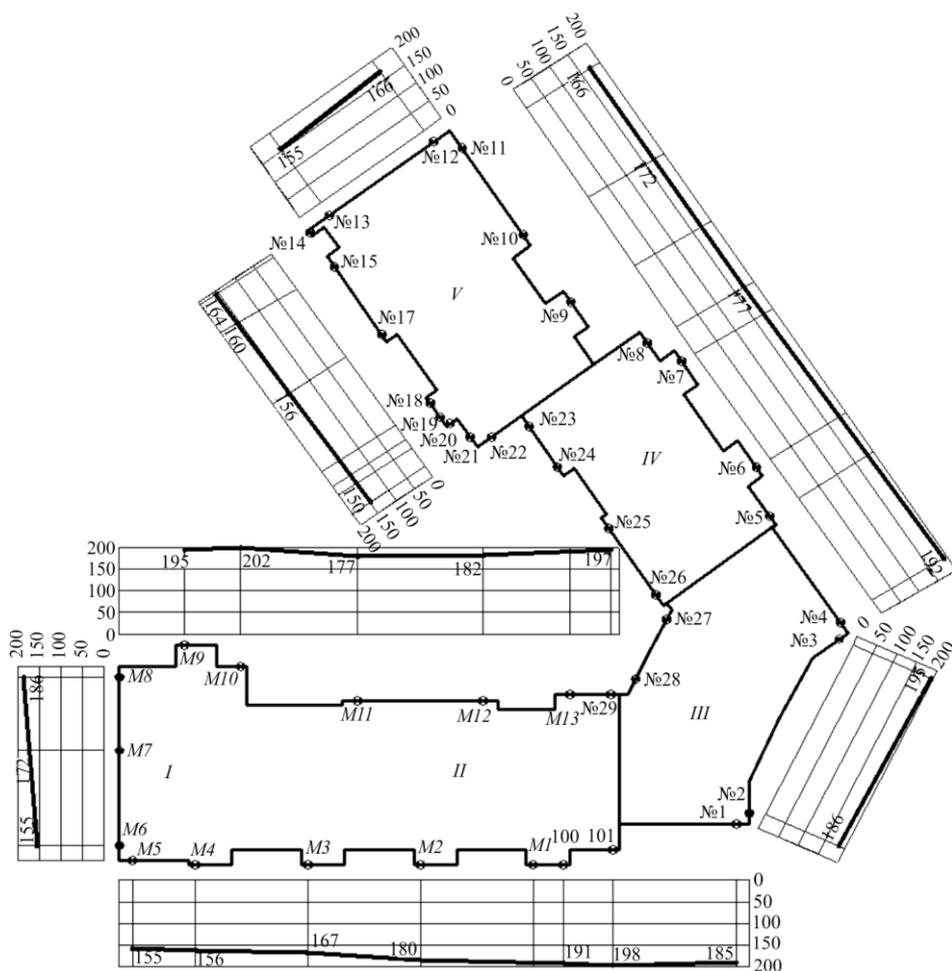


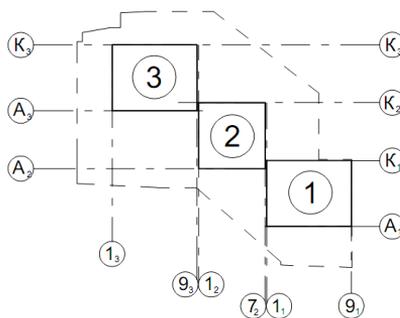
Рис. 7.3. Пример эюр осадок поверхностных марок объекта геомониторинга в целом

Ниже приведен пример геотехнического мониторинга за возведением высотных зданий в условиях, стесненных существующей застройкой и осложненных подземными выработками, из практики одесских и полтавских геотехников [6].

Объект геомониторинга – 22...24-этажный жилой дом по ул. Генуэзская, 24 д в г. Одессе, состоящий из трех отдельных секций с двухуровневым подземным паркингом. Жилые секции имеют следующие размеры в плане: секция № 1 – 32×25 м; секция № 2 – 25×24 м; секция № 3 – 29×24 м (рис. 7.4). Конструктивное решение секций – бескаркасные здания с несущими стенами из монолитного железобетона.



а



б



в

Рис. 7.4. Общий вид котлована и свайного поля (*а*), схема расположения секций здания (*б*), вид здания в процессе возведения (*в*)

Площадка строительства расположена в зоне существующей застройки и примыкает к эксплуатируемым зданиям. В геоморфологическом отношении она приурочена к правому склону Аркадийской балки

с абсолютными отметками поверхности 25,0...33,6 м. Природный рельеф территории изменен в процессе ранее проводившихся планировочных и строительных работ.

В геологическом строении площадки принимают участие четвертичные эолово-делювиальные лессовые суглинки. Ниже по разрезу залегают верхнеплиоценовые красно-бурые глины, которые подстилаются известняками понтического яруса неогена и меотическими глинами (ИГЭ-9). Первый от поверхности водоносный горизонт, приуроченный к подошве понтических известняков, залегает на глубине 17,0...23,4 м (абс. отм. – 9,1...9,6 м). Горизонт межпластовый, безнапорный.

При бурении поисковых скважин были обнаружены подземные выработки («катакомбы»). Обследованные выработки (региональный индекс К-70) в свету имеют высоту от 2,0 до 1,3 м, с индексом К-71 – от 2,4 до 1,4 м. Уменьшение высоты связано с заиливанием через ствол дна выработок почвой. Ширина выработок различна. Так, для К-70 около ствола она составляет 1,5 м, а в добычных выработках (в забоях) увеличивается до 4,0 м. Ширина выработки К-71 около ствола равна 1,5 м, а в добычных выработках она возрастает до 3,5 м. В некоторых местах ширина выработок достигает 5,5 м. Коэффициент подработки для К-70 составляет 0,25 (25 % площади участка находятся над пустотой), а для К-71 – 0,28.

На момент осмотра выработок, горнотехническое состояние их было удовлетворительным (рис. 7.5). Деформации кровли и стен – незначительны.

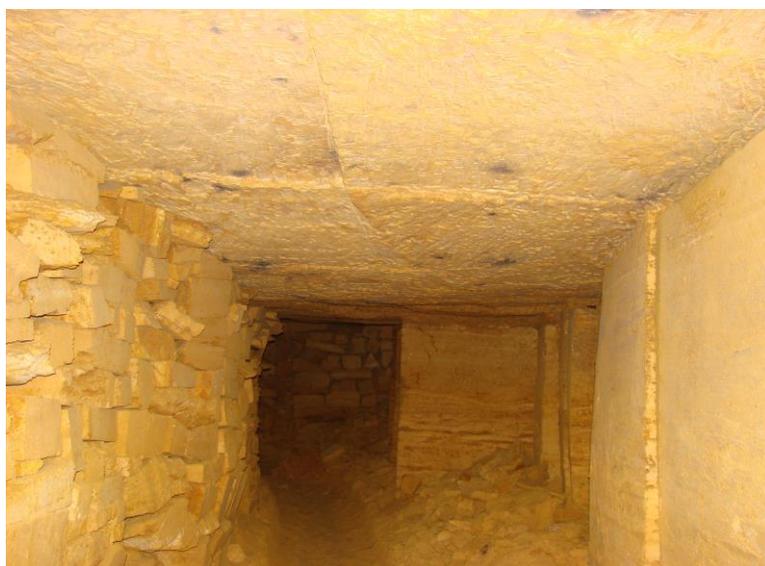


Рис. 7.5. Общий вид подземных выработок

Выработки сохранились в ненарушенном состоянии, что связано со спецификой строения толщи известняка, где над пыльным слоем залегает перекристаллизованный цементированный известняк – плита. Однако на небольшом участке отмечено обрушение кровли мощностью до 20 см. Принято решение о выполнении крепления выработок. Способ крепления – традиционный для Одессы – гидрозамыв песчаной пульпой с последующим «подбучиванием» кровли выработок цементно-песчаным раствором.

В качестве фундаментов каждой из секций принят свайно-плитный вариант. Сваи – буронабивные и буроинъекционные диаметром 630 мм, длиной 11...12 м с остановкой в ИГЭ-7 – известняке-ракушечнике. По сваям устроен плитный монолитный ростверк толщиной 1,5 м.

На участках, в пределах пятна здания, где выработки отсутствуют, приняты буронабивные сваи, в местах наличия выработок – буроинъекционные, изготавливаемые с использованием проходного шнека. Также на отдельных участках выработок как под «пятном» секций, так и на определенном по расчету расстоянии за пределами «пятна» запроектированы буроинъекционные сваи усиления. Использование буроинъекционных свай обусловлено тем, что их возможно устраивать без обсадки в выработках, которые затампонированы песком.

Схема расположения выработок и свайного поля приведена на рис. 7.6, а привязка свай к инженерно-геологическим колонкам показана на рис. 7.7. При этом точность совмещения схемы расположения подземных выработок с планом дневной поверхности составила 0,7 м.

Свойства известняков в основном изучались в лабораторных условиях. Для уточнения свойств грунтов выполнены их натурные испытания буронабивными сваями диаметром 500 мм (рис. 7.8) на площадке секции № 1. Опытная свая ИС-1 испытана на действие вдавливающих нагрузок, сваи ИС-2 и ИС-3 – на действие выдергивающих нагрузок. При этом рабочая длина свай составляла: для ИС-1 – 11,45 м, ИС-2 – 1,24 м, ИС-3 – 1,75 м. По результатам испытаний сваи ИС-1 нагрузка на сваю доведена до 2000 кН при стабилизированной осадке 0,95 мм.

По данным испытания сваи ИС-2, работающей в известняке-ракушечнике (ИГЭ-7), предельная выдергивающая нагрузка на сваю при стабилизированном перемещении 0,67 мм составила 325 кН. При дальнейшем росте перемещения сваи воспринимаемая ею нагрузка снижалась и при стабилизированном перемещении 15 см составила 255 кН. При испытании сваи ИС-3 из-за обрыва арматурных стержней выдергивающая нагрузка доведена до 800 кН при стабилизированном перемещении 0,45 мм.

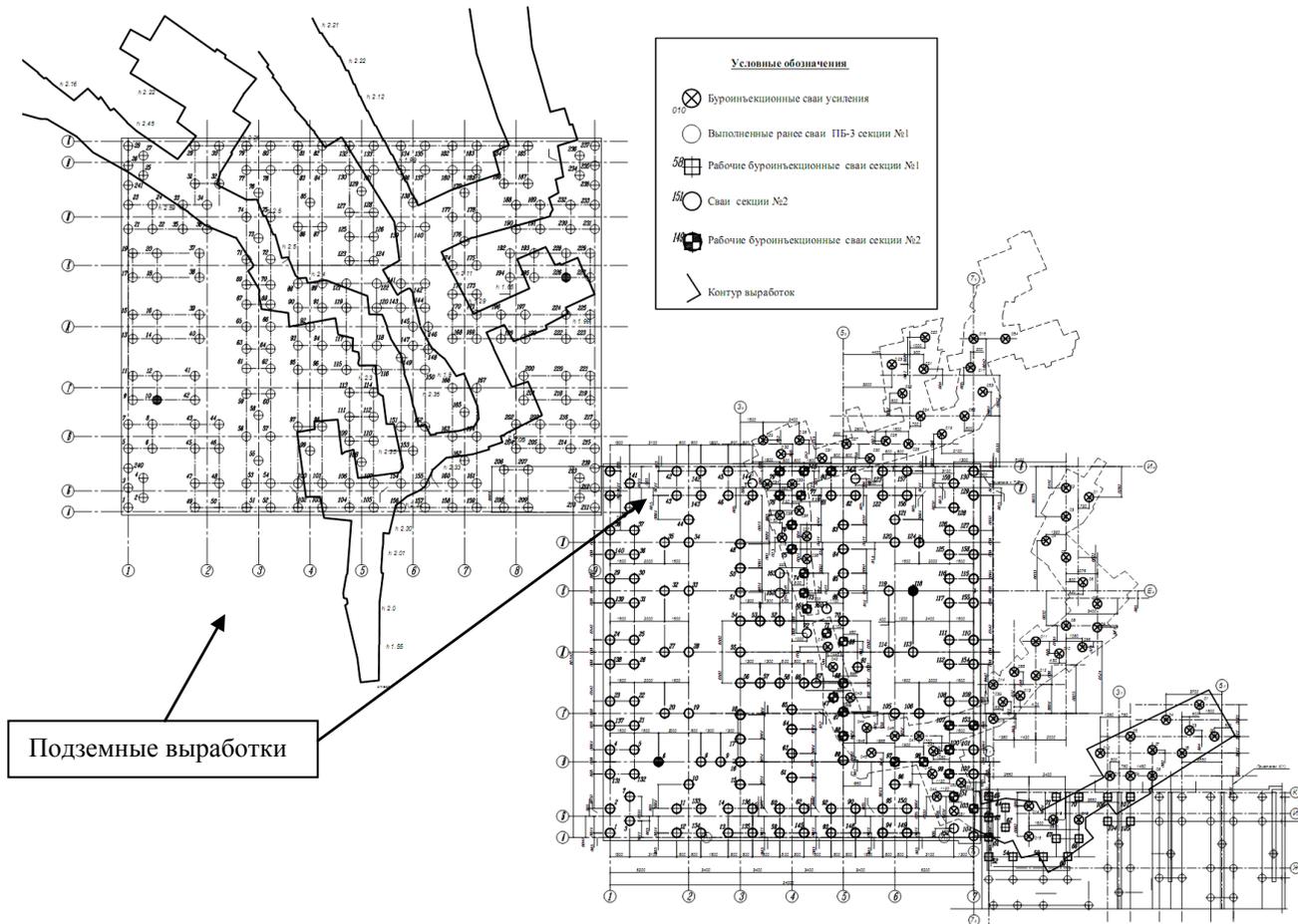


Рис. 7.6. Схема расположения выработок и свайного поля (укрепление выработок в районе 3-й секции условно не показано)

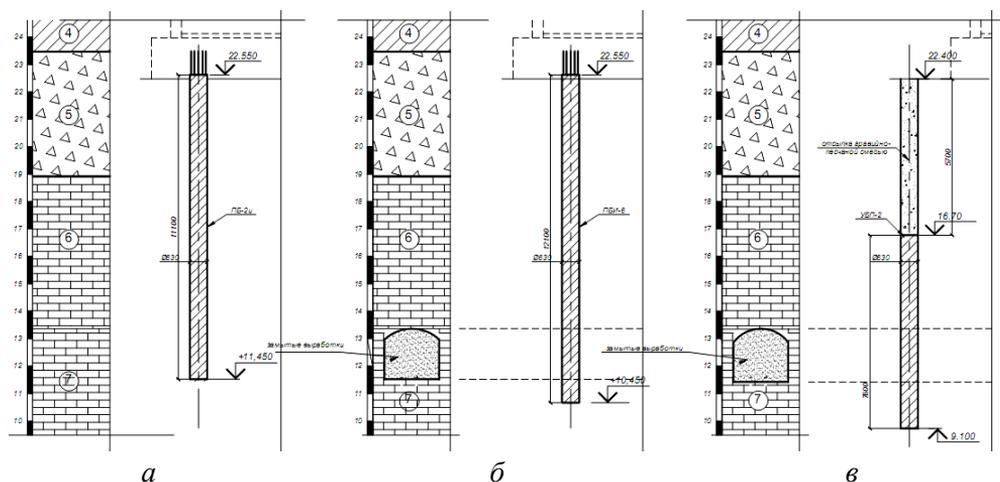


Рис. 7.7. Схема устройства свай секции № 2: *а* – рабочая свая вне зоны выработки; *б* – рабочая свая, которая попадает в зону выработки; *в* – свая усиления; ИГЭ-4 – глина твердой консистенции с включением карбонатов; ИГЭ-5 – известняк, выветрелый до глыб, щебня, дресвы, с глинистым заполнителем, маловлажный, влажный; ИГЭ-6 – известняк плитчатый, трещиноватый, низкой прочности, маловлажный; ИГЭ-7 – известняк трещиноватый, низкой прочности, «пильный камень», маловлажный, влажный



Рис. 7.8. Нагружение сваи выдергивающими нагрузками

Условия работы известняка ИГЭ-6 на срез определены испытанием его штампом, размещенным над выработкой. Процесс установки штампа в предварительно устроенную скважину с устроенным над выработкой целиком мощностью 0,5 м приведен на рис. 7.9. По данным испытаний среднее удельное сопротивление известняка на поверхности отрыва

составило $R_{ср1} = 0,28$ МПа при разрушении по плоскости, наклоненной под углом 33° к вертикали. Были выполнены и испытания известняков штампами, расположенными в выработках, для оценки их сжимаемости.

У отобранных из выработок образцов определялась прочность на сжатие и сопротивление при срезе.



Рис. 7.9. Общий вид штампа для испытаний ракушечника на продавливание

Анализ условий работы свайно-плитного фундамента, характеризующие наличием под напластованиями известняка более слабого подстилающего слоя (ИГЭ-8), показал, что есть опасность среза слоев известняков (ИГЭ-6 и ИГЭ-7) на участках, ослабленных выработками. Решено устроить в этих зонах дополнительные усиливающие элементы – буринъекционные сваи.

В расчетной схеме сопротивление песка, которым тампонируют выработки, не учитывалось из-за возможного образования после этого процесса полостей в так называемых «прикладах». Кроме того, подошва выработок на толщину до 30–50 см покрыта отходами камнепиления,

плотность сложения которых составляет 1,35–1,45 г/см³. Не всегда «подбучивание» полностью ликвидирует зазор между замытым песком и кровлей выработки.

Назначение усиливающих буроинъекционных свай – восприятие растягивающих усилий, возникающих от касательных напряжений по условным границам среза, и передача сжимающих усилий на массив грунта выше и ниже выработок за счет их работы по боковой поверхности. При этом длина заделки, шаг, диаметр и армирование свай усиления приняты из расчета, что равнодействующая нормальных напряжений от дополнительных нагрузок, приходящихся на определенную площадь участка с выработками в плане, полностью воспринимается сечениями усиливающих свай, расположенных на участке. Другими словами, эти параметры определялись, исходя из условия равнопрочности неослабленных выработками наклонных сечений слоев известняка-ракушечника и прочности сечения усиливающей сваи на растяжение и суммарных усилий по ее боковой поверхности.

Зона расстановки усиливающих свай в плане определялась, исходя из минимального и максимального угла наклона плоскости среза к вертикали (приняты соответственно 30 и 45°). Таким образом, участки с выработками исключены из работы массива и заменены на усиливающие сваи как при учете нормальных, так и касательных напряжений. Усилия от рабочих свай на грунты и на усиливающие сваи по их длине передаются равномерно, за счет трения по боковым поверхностям свай. Поэтому деформации грунтов основания, рабочих и усиливающих свай на произвольной глубине в пределах рассматриваемой толщи равны между собой.

На следующем этапе выполнялась проверка прочности слоев известняка и усиливающих свай по максимальным расчетным усилиям с учетом сейсмических воздействий. При посадке свайного поля секции № 3 на выработки (рис. 7.6) установлено, что дополнительная эксплуатационная нагрузка от здания при основном сочетании усилий приходится на сформированные проходками столбы пыльного известняка и одновременном «зависании» углов ростверка над проходками. Прочность известняка при возможности развития поперечных деформаций значительно ниже (до 30 %) прочности в условиях их ограничения.

Поэтому при принятой схеме фундамента в основании сформированы локальные жесткие связи пониженной прочности, деформированию которых в горизонтальной плоскости не препятствуют смежные элементы. Из анализа физической картины деформирования столбов в условиях ограничения поперечных деформаций исключительно песком гидрозамы-

ва, учитывая малые их величины, логичен вывод, что даже при достаточно плотном заполнении выработок такие поперечные деформации лишь незначительно уплотнят пески. При длительном уплотнении песков с естественным уменьшением объема не исключено образование зазоров между кровлей выработок и песком гидрозамыва. При этом неизбежны перераспределение усилий и догружение сформированных выработками столбов.

Введение в расчетную схему МКЭ интерфейсов, понижающих характеристики грунтов, в некоторой степени учитывает повышение дополнительных вертикальных деформаций, одновременно с этим не меняя условий горизонтального ограничения деформаций столбов, и более того, не учитывая возможное образование зазоров при длительном уплотнении песка. Следовательно, возможны непрогнозируемые неравномерные осадки фундаментов при локальном смятии сформированных выработками столбов пыльного известняка.

В связи с вышеуказанными причинами, а также учитывая возможные несовершенства при производстве работ по гидрозамыву и подбучиванию кровли выработок, были разработаны дополнительные мероприятия, повышающие надежность решений фундаментов секции №3 и совместность работы их с основанием, заключающиеся в таких положениях:

1. Плита ростверка и, соответственно, свайное поле расширяются в плане таким образом, чтобы максимально передать дополнительные нагрузки на неослабленные выработками участки слоя пыльного известняка-ракушечника. При этом исключается зависание углов ростверка над выработками.

2. Буроинъекционными рабочими сваями и дополнительными сваями усиления, воспринимающими и передающими на подошву слоя пыльного известняка сжимающие усилия от дополнительного давления, разгружаются столбы, сформированные подземными выработками.

3. Свайное поле формируется так, чтобы исключить образование рабочими сваями новых выделенных столбов пыльного известняка.

4. На периферийных участках фундаментов выполняются сваи усиления, воспринимающие растягивающие усилия от касательных напряжений в массиве известняков. Рабочие сваи на этих участках выполняются буроинъекционными, с армированием, достаточным для восприятия растягивающих усилий.

5. В зоне обширных по площади выработок на участке в осях I_3/A_3 секции № 3 выполняется локальное усиление основания методом твердеющей закладки за счет собственной жесткости, обеспечивающей совместность работы массива известняков и тела закладки при действии нормальных и касательных напряжений.

Обоснование принятых решений по устройству свайных фундаментов и крепления их основания в зоне подземных выработок в пятне жилых секций проверялось численным моделированием МКЭ напряженно-деформированного состояния (НДС) основания свайно-плитного фундамента.

При моделировании МКЭ НДС системы «здание – свайно-плитный фундамент – основание с подземными выработками» («здание – свайно-плитный фундамент – основание в зоне подземных выработок») использованы плоская и пространственная расчетные схемы. Моделирование плоской схемы (2D) выполнено в программном комплексе Plaxis 8.2 Profesional Version, пространственной схемы (3D) – в Plaxis 3D Foundation (Version 1.6).

Свойства и параметры инженерно-геологических элементов (ИГЭ), из которых состоит основание свай, фундаментной плиты и ограждения котлована приведены в табл. 7.1 и 7.2.

При этом для имитации поведения грунта приняты следующие модели: 1) упругопластическая с критерием прочности Мора – Кулона (МС); 2) упрочняющаяся модель Hardening Soil Model (HSM); 3) модель скального грунта Jointed Rock model (JRM). Вид модели использовался в соответствии со свойствами напластования грунта. Для моделирования бетона использована линейная упругая модель (Linear Elastic).

Для разграничения между упругим поведением тела сваи, где небольшие перемещения, и окружающего их грунтового массива, где возможно пластическое поведение с критерием прочности Кулона – Мора, использован интерфейс (interface strength). Это сделано для избежания появления пиковых напряжений и деформаций, которые не имеют реального физического смысла. Чтобы интерфейс остался упругим, напряжения сдвига должны удовлетворять выражению

$$|\tau| < \sigma_n \cdot \operatorname{tg}(\varphi_i) + c_i,$$

а для пластического поведения

$$|\tau| = \sigma_n \cdot \operatorname{tg}(\varphi_i) + c_i,$$

где φ_i , c_i – угол внутреннего трения и удельное сцепление интерфейса. В этом случае использован параметр $R_{\text{inter}} = 0,7$. Следовательно, характеристики прочности интерфейса меньше, чем у окружающего его грунта. Пространственная жесткость всех конструктивных элементов рассчитывалась в соответствии с проектными решениями здания.

Таблица 7.1

Механические модели и физико-механические свойства основания

№ ИГЭ, наименование материала	Модель материала	Удельный вес		Удельное сцепление c , кПа	Угол внутреннего трения φ , °	Модуль деформации (упругости) E , МПа	Коэффициент Пуассона ν
		грунта γ , кН/м ³	водонасыщен- ного грунта γ , кН/м ³				
1 – насыпной грунт	MC*** Drained	15,0	17	8	10	8	0,30
2 – суглинок лессовый, твердой консистенции	MC Drained	17,7	17,7	21	18	7	0,30
3 – суглинок тяжелый, твердой консистенции	MC Drained	18,0	18,0	18	19	8	0,30
4 – глина твердой консистенции	MC Drained	18,5	18,5	43	16	14	0,30
5 – известняк выветрелый до глыб, щебня, дресвы, с глинистым заполнителем, маловлажный и влажный	HSM Drained	18,4	18,4	27	30	10/100*	0,30
6 – известняк плитчатый, трещиноватый, низкой прочности, маловлажный	JRM Drained	20,0	20,0	280	28	100	0,15
7 – известняк трещинова- тый, низкой прочности, маловлажный	JRM Drained	14,5	14,5	200	28	40	0,15
8 – известняк плитчатый, трещиноватый, низкой прочности, насыщенный водой	JRM Drained	22,0	22,0	280	30	100	0,15

Окончание табл. 7.1

№ ИГЭ, наименование материала	Модель материала	Удельный вес		Удельное сцепление c , кПа	Угол внутреннего трения φ , °	Модуль деформации (упругости) E , МПа	Коэффициент Пуассона ν
		грунта γ , кН/м ³	водонасыщен- ного грунта γ , кН/м ³				
9 – глина полутвердой консистенции	MC Drained	18,7	18,7	44	16	16	0,30
10 – глина твердой конси- стенции	MC Drained	19,2	19,2	48	18	18	0,30
11 – глина полутвердой консистенции	MC Drained	19,9	19,9	64	20	21	0,30
Тампонаж**	MC Drained	19,2	19,2	1	30	25	0,30

Примечание: * – модуль упругости; ** – гидрозамыв выработки песком средней крупности при фактической плотности скелета грунта 1,60 г/см³; MC*** – упругопластическая модель с критерием прочности Мора – Кулона; HSM – смешанная модель уплотняющегося грунта; JRM – модель скального грунта.

Таблица 7.2

Механические модели и физико-механические свойства
конструктивных элементов (для плоской расчетной схемы)

№ ИГЭ, наименование материала	Модель материала	Удельный вес γ , кН/м ³	Нормальная жесткость EA , кН/м.п.	Изгибная жесткость EI , кПа/м.п.	Модуль упругости E , МПа	Коэффициент Пуассона ν
Свая	Linear Elastic	25,0	$9,34 \cdot 10^6$	$1,48 \cdot 10^5$	$2,7 \cdot 10^4$	0,20
Плита	Linear Elastic	25,0	$4,05 \cdot 10^7$	$7,59 \cdot 10^6$	$2,7 \cdot 10^4$	0,20
Ограждение котлована	Linear Elastic	25,0	$2,26 \cdot 10^6$	$1,44 \cdot 10^4$	$2,7 \cdot 10^4$	0,20

При использовании пространственных расчетных схем выполнены упрощения: 1) надземная и подземная часть здания заменялась объемными элементами (кластерами) по линейно-упругой модели с приведенными характеристиками: модуль упругости $E = 30$ МПа, коэффициент Пуассона $\nu = 0,20$, удельный вес $\gamma = 44$ кН/м³ (удельный вес соответствует весу всего здания, деленному на объем его подземной части, для имитации давления на основание); 2) буроинъекционные сваи и массив грунта вокруг них представлены как единое целое квазиоднородное тело конечной жесткости, которое характеризуется приведенными модулями общей упругости ($E_{пр}$) и коэффициентами Пуассона ($\nu_{пр}$), а удельный вес определялся как средневзвешенная величина между грунтом и бетоном по площади.

Для определения параметров квазиоднородного тела конечной жесткости использована методика проф. З.Г. Тер-Мартirosяна. При этом для эквивалентного свайно-грунтового массива определены такие характеристики: $E_{пр} = 200$ МПа, $\nu_{пр} = 0,25$, $\gamma_{пр} = 20$ кН/м³. Пространственная конечно-элементная расчетная схема для моделирования взаимного влияния фундаментов и основания с подземными выработками приведена на рис. 7.10.

Задача выполнялась поэтапно: 1) гравитационная загрузка расчетной области с существующими подземными выработками с собственным весом грунта и моделирование начального НДС массива (Gravity Loading); 2) устройство котлована, гидрозамыв полости пятна выработки, устройство свай и фундаментной плиты, моделирование загрузки от возведения секции № 1 (Sextion1) (рис. 7.11); 3) устройство котлована, гидрозамыв полости пятна выработки, устройство свай и фундаментной плиты, моделирование загрузки от возведения секции № 2 (Sextion2)

(рис. 7.12); 4) устройство котлована, гидрозамыв полости пятна выработки, устройство свай и фундаментной плиты, моделирование загрузки от секции № 3 (Sextion3) (рис. 7.13).

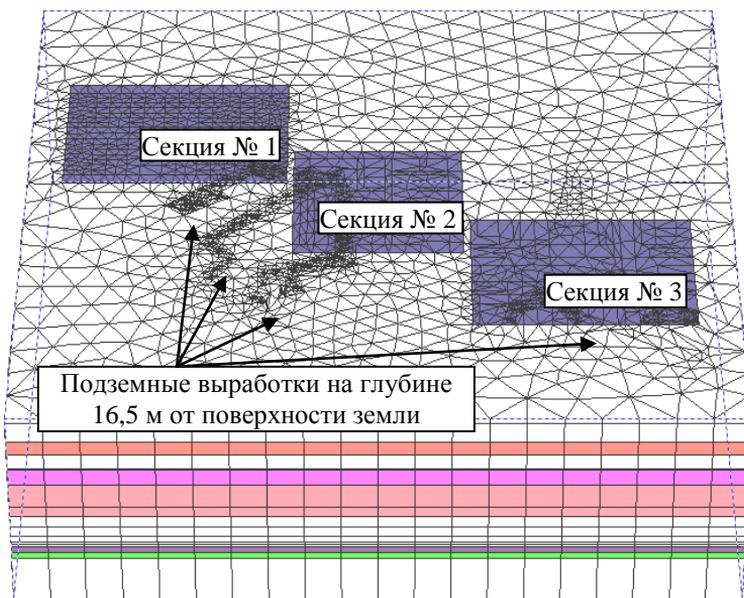


Рис. 7.10. Пространственная расчетная схема для моделирования взаимного влияния фундаментов и основания с подземными выработками секций № 1, 2 и 3

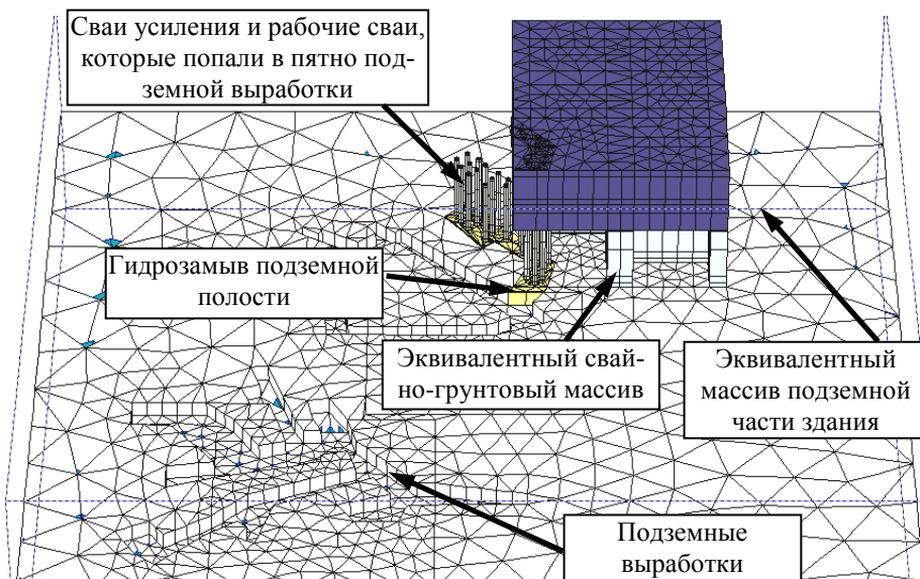


Рис. 7.11. Расчетная пространственная КЭ схема 2-го этапа моделирования с выключенными кластерами ИГЭ-1...ИГЭ-5

При имитации выемки котлована для уменьшения величины подъема его дна применялась модель HSM с модулем упругости, в 10 раз большим модуля деформации. Получены максимальные вертикальные перемещения основания свайно-плитного фундамента после строительства секции № 1 – $S = 9,9$ см. Крен фундаментной плиты в сторону подземной выработки составил менее $i = 0,0008$.

Максимальные вертикальные перемещения основания после строительства секции № 2 составят $S = 8,6$ см (рис. 7.14), а крен фундаментной плиты – менее $i = 0,0006$. Дополнительные осадки секции № 1 от возведения секции № 2 будут около $S_{\text{доп}} = 1,5$ см, а крен фундаментной плиты – $i = 0,0016$.

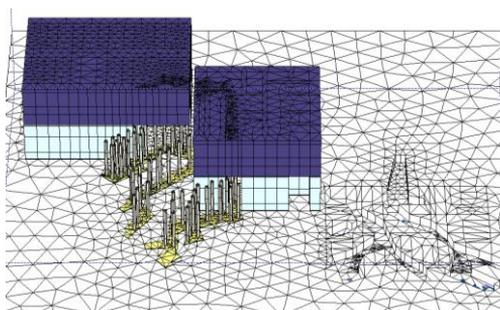


Рис. 7.12. Расчетная схема (2-й этап моделирования)

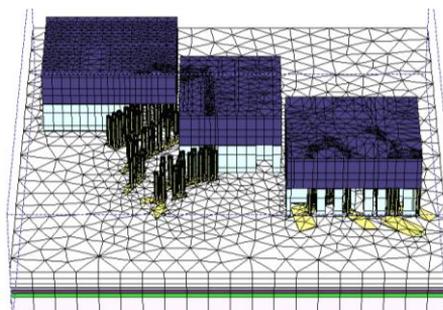


Рис. 7.13. Расчетная схема (3-й этап моделирования)

Максимальные вертикальные перемещения основания от возведения секции № 3 составят $S = 9,9$ см (см. рис. 7.14), крен плиты в сторону подземной выработки – до $i = 0,0008$. Дополнительные осадки секции № 2 от возведения секции № 3 составят около $S_{\text{доп}} = 1,8$ см при крене фундаментной плиты – $i = 0,0016$. Влияния строительства секции № 3 на секцию № 1 не будет. Максимальные суммарные осадки и крен не превысят предельно допустимые значения строительных норм ($S_u = 18$ см, $i_u = 0,005$).

Для пятна жилой секции №2 дополнительно выполнено моделирование в плоской постановке по двум опасным сечениям – вдоль и поперек выработки. Задача решена поэтапно: 1) гравитационная загрузка расчетной области собственным весом грунта и определение начального НДС грунтового массива (Gravity Loading); 2) устройство ограждения котлована и выемка грунта (Pit Excavation), приложение; 3) выполнение гидрозамыва выработки песком средней крупности (Tamponag); 4) устройство основных и усиливающих буроинъекционных свай (Pile Instalation); 5) устройство плиты и ее проектная загрузка от веса здания (Foundation Plate & Loading) (рис. 7.15).

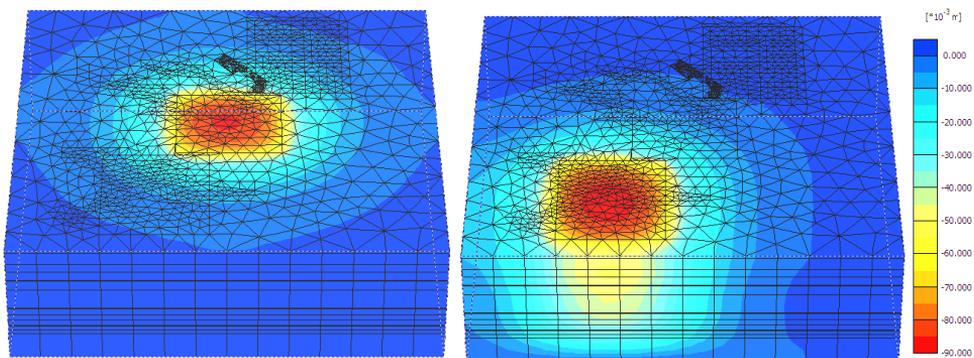


Рис. 7.14. Изополю вертикальных перемещений для 3D-сетки после строительства второй секции и третьей секции

В результате моделирования в плоской постановке (рис. 7.16) наибольшая осадка основания фундаментов по сечению 1–1 составила $S = 13,4$ см, по сечению 2–2 – $S = 15,8$ см, что не превышает требования строительных норм. Прочность сваи усиления по материалу обеспечена, и она может воспринять касательные напряжения по условным границам среза в местах подземных выработок.

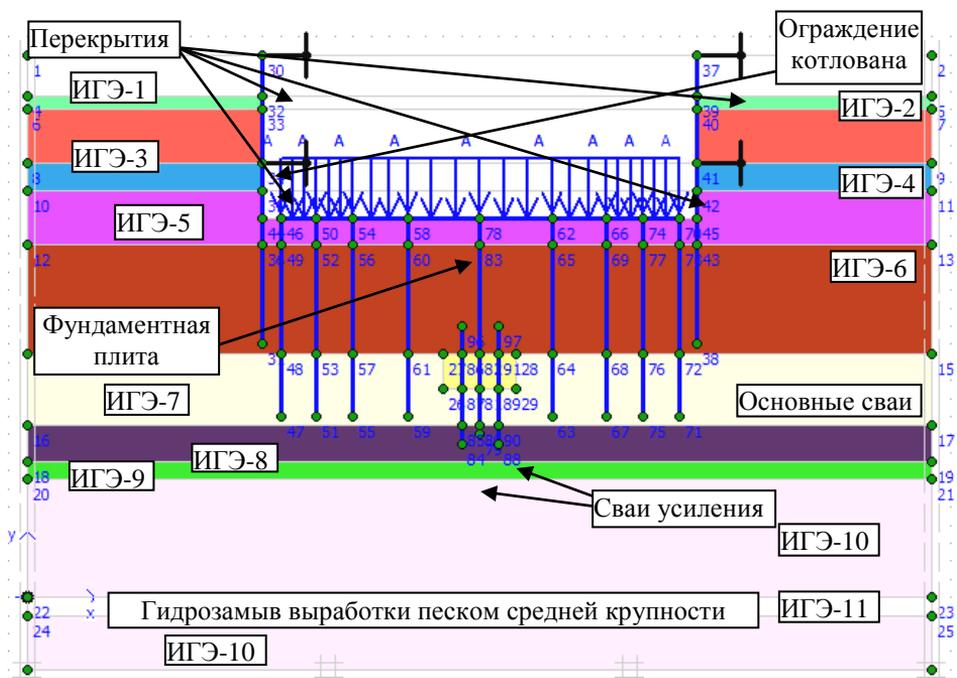


Рис. 7.15. Расчетная схема (сечение 2–2) для моделирования НДС системы «З – СПФ – ОПВ» в плоской постановке

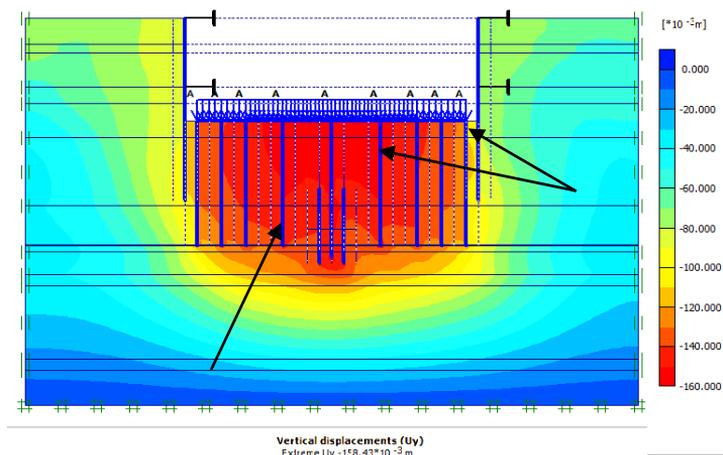


Рис. 7.16. Изополя вертикальных перемещений на последнем этапе расчета (по сечению 2–2)

Таким образом, на базе моделирования МКЭ НДС основания свайно-плитного фундамента, выполненного с использованием данных результатов геомониторинга на площадке строительства, разработано достаточно простое и надежное проектное решение по устройству свайно-плитных фундаментов секций многоэтажного жилого дома и укреплению их основания в зоне подземных выработок. На момент написания пособия здание успешно возведено без каких-либо превышений требований строительных норм.

Глава 8. ЭКСПЛУАТАЦИЯ ПОДЗЕМНЫХ СООРУЖЕНИЙ

К вопросам эксплуатации подземного сооружения относятся: поддержание требуемого температурно-влажностного режима и состава атмосферы, освещение, водоотлив и канализация, ремонт.

8.1. Поддержание температурного режима

Температура воздуха в подземных помещениях определяется назначением сооружения: в складских помещениях обычно $+5...15^{\circ}$ (в складах химических товаров, мехов, бумаги $+16...25^{\circ}$). Влажность воздуха обычно требуется 70–80 % (для складов, в которых хранятся меха, кожа – 40–50 %). В складах замороженных продуктов температура должна быть ниже $-18...-20^{\circ}$, в складах охлажденных продуктов – $(-3...+4^{\circ})$, во фруктохранилищах – $(-1...+7^{\circ})$, в изотермических хранилищах сжиженного пропана – $(-42,9^{\circ})$.

Заданная температура в подземном помещении обеспечивается системой отопления или охлаждения.

Потребная производительность нагревательных (охлаждающих) установок определяется с учетом: Q_1 – теплообмена с окружающей средой; Q_2 – теплообмена с поступающими в помещение материалами; Q_3 – затрат тепла (холода) на нагрев (охлаждение) поступающего воздуха; Q_4 – тепла, выделяемого людьми, осветительной аппаратурой, механизмами.

Затраты $Q_{2,3,4}$ рассчитываются так же, как для поверхностных сооружений.

Теплообмен с окружающей средой Q_1 у подземных сооружений значительно ниже, чем у поверхностных, из-за низкой теплопроводности пород. Если поддерживаемая в выработке температура отличается от естественной температуры пород, то вокруг выработки устанавливается зона ее температурного влияния. Расчет теплового потока от выработки в массиве можно вести, условно считая, что выработка окружена стеной, толщина которой равна радиусу влияния. Теплотери (или холодопотери) через 1 м^2 поверхности (Q , Вт) цилиндрической выработки определяется по формуле:

$$Q = \lambda \frac{t_0 - t_c}{r \ln(R / r)}, \quad (8.1)$$

где λ – коэффициент теплопроводности (для большинства пород 1–4 Вт/(мК)); t_0 , t_c – природная температура пород и температура стенки выработки соответственно, К; R , r – радиусы теплового влияния и выработки, м.

Поскольку радиус теплового влияния R входит в формулу под знаком логарифма, ошибки в его определении не сильно сказываются на результатах расчетов. С достаточной степенью точности можно принимать $R \approx 4r$.

Температура на стенках выработки t_c отличается от температуры воздуха. Для ее определения необходимо рассмотреть дополнительно уравнение теплопередачи от воздуха к поверхности стенки:

$$Q = \alpha(t_b - t_c), \quad (8.2)$$

где t_b – температура воздуха в выработке; α – коэффициент теплопередачи, зависящий от шероховатости поверхности и скорости движения воздуха V . При $V < 0,1$ м/с $\alpha \approx 7$ Вт/(м²К).

Поскольку теплотокоты от воздуха к поверхности стенки и от поверхности стенки в глубь массива равны, можно приравнять правые части уравнений (8.1) и (8.2) и решить полученное уравнение относительно t_c . Далее, подставив найденную величину t_c в любое из уравнений, определим величину тепло(холодо)потерь через 1 м² площади стены Q , а умножив Q на общую площадь стен, – суммарную величину теплообмена с окружающей средой Q_1 .

Если разница температуры воздуха в выработке и природной температуры грунтов составляет 10–20°, то величина тепло(холодо)потерь Q_1 составляет 2–4 Вт/м². На начальный период неустановившейся теплопроводности (3–6 месяцев), когда происходит прогрев (охлаждение) грунтов вокруг выработки, величина тепло(холодо)потерь составляет 10–20 Вт/м².

Обогрев подземных помещений производится обычными способами: водяными, электрическими радиаторами; при достаточно интенсивном воздухообмене – путем подогрева воздуха в калориферах. Для охлаждения применяются аммиачные и фреоновые холодильные установки, при этом охлаждающие элементы (испарители) устанавливаются в самом подземном помещении.

При устройстве подземных продуктовых складов в северных районах, в зоне вечной мерзлоты возможно глубокое охлаждение грунта в зимний период путем подачи в помещение наружного воздуха таким образом, что запасенного в грунте холода хватает на все лето без дополнительного искусственного охлаждения.

8.2. Вентиляция

Стены подземного сооружения в той или иной степени неизбежно увлажняются за счет инфильтрации подземных вод. Испарение влаги со стен приводит к возрастанию влажности воздуха, появлению плесени, порче материалов и оборудования, находящихся в подземном помещении. Для поддержания требуемой влажности в подземное помещение нужно подавать свежий воздух с низкой влажностью.

Коэффициент массоотдачи β г/(м²·ч·Па) характеризует процесс поверхностного испарения. При постоянном увлажнении поверхности, при $t^\circ = 0-20^\circ$ и давлении 1033 мм рт.ст. $\beta = 4,25$ (α – коэффициент теплоотдачи, см. формулу (6.2)). При хорошей гидроизоляции и наличии на поверхности иссушенного слоя величина β снижается, и в расчетах вентиляционных систем подземных помещений обычно принимается $\beta = 0,015 \dots 0,075$ г/(м²чПа).

Влаговыделение с 1 м² поверхности стен (или влаговыделяющих материалов, находящихся в помещении) определяется выражением

$$g = \beta e(1 - \varphi_0), \quad (8.3)$$

где φ_0 – заданная относительная влажность воздуха; e – упругость насыщенного пара при заданной температуре, Па.

Влагопоглощающая способность 1 м³ воздуха определяется по формуле

$$D = (d_2 - d_1), \quad (8.4)$$

где d_1 – содержание влаги в поступающем воздухе, г/м³; d_2 – содержание плат и воздухе на верхнем допустимом пределе влажности.

Содержание влаги в 1 м³ воздуха d при заданной величине относительной влажности φ определяется по формуле

$$d = d_{\text{нас}} \varphi, \quad (8.5)$$

где $d_{\text{нас}}$ – содержание влаги в 1 м³ воздуха при полном насыщении (относительная влажность $\varphi = 1,0$).

Значения $d_{\text{нас}}$ при различной температуре воздуха следующие:

$t^\circ, \text{с}$	0	5	10	15	20
$d_{\text{нас}}, \text{г/м}^3$	4,82	6,90	9,50	13,45	16,6

Необходимое количество воздуха для удаления из помещения избыточной влаги определяется как

$$V = \frac{gF}{D}, \quad (8.6)$$

где F – площадь стен, контактирующих с грунтом.

8.3. Проветривание подземных выработок

Согласно действующим санитарным нормам содержание вредных примесей в атмосфере подземного сооружения ограничено следующими пределами (% по объему): CO – 0,016; окислы азота – 0,0001; CO₂ – 0,5; метан – 1,0. Содержание кислорода должно быть не менее 20 %. При производстве взрывных работ в дыхании работающих людей содержание вредных примесей возрастает, а содержание кислорода понижается.

Поддержание необходимого состава атмосферы в проходимой выработке осуществляется искусственным проветриванием с помощью вентиляторов. Применяются всасывающие, комбинированные схемы проветривания, но наиболее эффективна и чаще всего используется нагнетательная схема. При этом воздух от вентилятора подается в забой проходимой выработки по трубам из листового железа или из прорезиненной ткани. Обрез трубы должен находиться не далее 8 м от забоя.

Количество воздуха для проветривания определяется с учетом наличия взрывных работ, количества людей, одновременно работающих в забое, необходимости обеспечения скорости воздушной струи в выработке не менее 0,15 м/с.

Количество воздуха, необходимое по фактору взрывных работ,

$$Q_1 = \frac{21,4}{t} \sqrt{AV}, \quad (8.7)$$

где t – время проветривания, к концу которого содержание ядовитых газов должно быть сведено до 0,008 (в пересчете на условную окись углерода), $t < 30$ мин; A – количество одновременно взрываемого ВВ, кг; V – объем выработки, м³.

Количество воздуха, необходимое наибольшему числу людей, работающих в забое,

$$Q_2 = nq, \quad (8.8)$$

где q – норма воздуха на одного человека, $q > 6$ м³/мин. Количество воздуха, необходимое для поддержания установленной минимальной скорости движения воздуха в выработке $V = 0,15$ м/с,

$$Q_3 = 9A, \quad (8.9)$$

где A – площадь поперечного сечения выработки, м^2 . Из трех найденных величин выбирается наибольшая Q_{\max} . На стыках труб происходят утечки воздуха. Общая сумма потерь зависит от типа соединения труб, длины их отдельных звеньев, общей длины трубопровода, качества монтажа, степени изношенности труб и характеризуется коэффициентом потерь:

$$P_n = \left(\frac{1}{3} kd \frac{L}{l} \sqrt{R} + 1 \right)^2, \quad (8.10)$$

где k – удельный стыковой коэффициент воздухопроницаемости ($k = 0,003 \dots 0,005$); d – диаметр труб, м; l – длина одного звена, м; L – длина трубопровода, м; R – аэродинамическое сопротивление трубопровода,

$$R = \frac{6,5aL}{d^5}, \quad (8.11)$$

где a – коэффициент сопротивления (для металлических труб равный $0,0003$ – $0,0005$, для труб из прорезиненной ткани – $0,00025$ – $0,00035$).

Необходимая производительность вентилятора:

$$Q_B = Q_{\max} \cdot P_n. \quad (8.12)$$

Депрессия трубопровода (мм вод. ст.):

$$h = \frac{6,5aL}{d^5} Q_B^2. \quad (8.13)$$

Необходимый напор вентилятора $H_B > h$. С учетом величин Q_B и H_B по техническим характеристикам, приводимым в справочной литературе, выбирается соответствующий вентилятор.

Мощность двигателя

$$N_B = 1,05 \frac{Q_B H_B}{102\eta}, \quad (8.14)$$

где η – КПД вентилятора, $\eta = 0,6 \dots 0,7$.

8.4. Освещение

Необходимость освещения подземных помещений, где находятся люди, повышает эксплуатационные расходы. Выбор типа и расчет мощности осветительной аппаратуры производится в соответствии с существующими нормами на искусственное освещение.

В качестве вспомогательного освещения может быть использована перископическая подача дневного света с поверхности. Расположенная на поверхности система, имеющая на входе линзу большого диаметра (1–2 м и более), концентрирует падающий на нее свет в тонкий пучок и с помощью зеркал направляет его в подземные помещения, где пучок двояковогнутой линзой направляется на рассеивающий (матовый) экран и освещает помещение. К большой входной линзе особых оптических требований не предъявляется. Это может быть пустотелая линза из плексигласа, заполненная жидкостью.

Для разводки пучка света по подземным помещениям перспективно применение световодов из стекловолоконных нитей.

8.5. Канализация

В подземное помещение, расположенное ниже уровня грунтовых вод, всегда можно ожидать поступления фильтрующейся воды. Для стока воды полам придается небольшой уклон (0,003–0,02). Если вблизи подземного сооружения имеется канализационный коллектор с большей глубиной заложения, чем пол подземного сооружения, то из подземного сооружения устраивается самотечная канализация.

Если же местные канализационные трассы имеют меньшую глубину, то в самой нижней точке подземного сооружения устраивается канализационный сборник и устанавливается насос, производящий периодическую откачку. В этот же канализационный сборник направляются стоки от санузлов и прочих источников загрязненных вод. Емкость сборника в расчете на возможные отключения электроэнергии или иные аварийные ситуации принимается максимальной из двух величин: суточного притока от бытовых источников или 3–5-дневного ожидаемого притока подземных вод. Производительность насоса, работающего в периодическом режиме с автоматическим включением, принимается с 2–3-кратным запасом по отношению к среднечасовому притоку. Обязательна установка резервного насоса. Если поступления малозагрязненных вод (фильтрующихся, при мытье полов, стен) велики, то эти воды направляются в ливневую канализацию, а для фекальных и прочих загрязненных вод устраивается отдельная канализационная система.

8.6. Ремонт подземных сооружений

Подземные сооружения защищены от атмосферных воздействий толщей грунтов и не имеют наружных стен. Благодаря этому затраты на ремонтные работы для них значительно ниже, что является одним из существенных достоинств подземного строительства.

Самым серьезным специфическим видом ремонта для подземных сооружений является восстановление поврежденной гидроизоляции. Основной причиной нарушения герметичности гидроизоляции (кроме строительных дефектов) являются неравномерные деформации сооружения. Например, подземная часть под высокой частью многоэтажного здания может получить большие осадки, чем под малоэтажной, вследствие чего могут появиться трещины в стенах, разрывы гидроизоляции. Особенно чувствительны к неравномерным деформациям сборные конструкции из крупных элементов, так как в них все деформации концентрируются в стыках и достигают больших абсолютных величин.

Если нарушения гидроизоляции и появившиеся притоки воды имеют сосредоточенный характер и обусловлены отдельными трещинами или разошедшимися швами, то восстановить герметичность можно нагнетанием за обделку тампонажных материалов – цементного раствора, битума, синтетической смолы. Расчищенные трещины, швы заполняются расширяющимся цементом с ускорителем схватывания.

Если повреждения изоляции имеют массовый характер и заобделочный тампонаж не приводит к успеху, может возникнуть необходимость устройства дополнительной внутренней гидроизоляции.

8.7. Противопожарные требования

Степень огнестойкости подземных сооружений следует принимать по табл. 8.1.

Таблица 8.1

Степень огнестойкости подземных сооружений

Наименование подземного сооружения	Степень огнестойкости в зависимости от этажности	
	Цокольный этаж	Подвальный и подземный этажи
Стоянки-гаражи	I	I
Склады (категории В1 – В4, Д)	II	I
Предприятия бытового обслуживания (категории В1 – В4, Д)	II	I
Предприятия общественного питания	II	I
Предприятия торговли	II	I
Предприятия культурно-просветительского и физкультурно-оздоровительного назначения (за исключением парильных, саун)	II	I

Подземные сооружения, встроенные в здания другого назначения, должны иметь степень огнестойкости не менее степени огнестойкости здания, в которое они встраиваются, и отделяться от помещений этих зданий противопожарными преградами (перекрытиями, стенами, перегородками), пределы огнестойкости которых приведены в табл. 8.2.

Таблица 8.2

Пределы огнестойкости противопожарных преград

Тип надземного здания	Тип подземного помещения	Этажность (вместимость) подземного помещения	Минимальный предел огнестойкости противопожарных преград, не менее	
			Перекрытия	Стены; перегородки
Жилые дома, общежития	Стоянки-гаражи (за исключением общежитий)	Не более 1 этажа	2-й тип (REI 60)	1-й тип (REI 150; EI 45)
	Предприятия бытового обслуживания	Не более 1 этажа, площадь не более 700 м ²	2-й тип (REI 60)	1-й тип (REI 150; EI 45)
	Предприятия торговли	Не более 1 этажа, площадь не более 1000 м ²	2-й тип (REI 60)	1-й тип (REI 150; EI 45)
Жилые дома, общежития	Предприятия общественного питания	Не более 1 этажа, с числом мест не более 50	2-й тип (REI 60)	2-й тип (REI 45; EI 15)
	Предприятия культурно-просветительские и физкультурно-оздоровительные	Не более 1 этажа, общая площадь для занятий не более 150 м ²	2-й тип (REI 60)	2-й тип (REI 45; EI 15)
Общественные здания и помещения с одновременным пребыванием не более 50 человек (исключая школы, детские дошкольные учреждения, лечебные учреждения со стационарами)	Стоянки-гаражи	Не более 1 этажа	2-й тип (REI 60)	1-й тип (REI 150; EI 45)
	Предприятия бытового обслуживания, торговли, общественного питания, культурно-просветительские и физкультурно-оздоровительные	Не более 1 этажа	2-й тип (REI 60)	2-й тип (REI 45; EI 15)

Окончание табл. 8.2

Тип надземного здания	Тип подземного помещения	Этажность (вместимость) подземного помещения	Минимальный предел огнестойкости противопожарных преград, не менее	
			Перекрытия	Стены; перегородки
Общественные здания и помещения с одновременным пребыванием более 50 человек	Предприятия бытового обслуживания, торговли, общественного питания, культурно-просветительские и физкультурно-оздоровительные	Не более 1 этажа	2-й тип (REI 60)	2-й тип (REI45; EI 15)

Площадь этажа подземного сооружения в пределах пожарного отсека следует принимать согласно табл. 8.3.

Таблица 8.3

Площадь этажа подземного сооружения в пределах пожарного отсека

Наименование подземного сооружения	Степень огнестойкости сооружения	Площадь этажа сооружения в пределах пожарного отсека, м ² (не более)
Стоянки-гаражи	I	10 400
Склады (категории В1 – В4 и Д)	I, II	10 500
Предприятия бытового обслуживания (категории В1 – В4 и Д)	I, II	2500
Предприятия общественного питания	I, II	6000
Предприятия торговли	I, II	3500
Предприятия культурно-просветительские и физкультурно-оздоровительные (за исключением парильных, саун)	I, II	6000

Несущие конструкции (стены, элементы каркаса) подземных сооружений, которые являются основанием расположенного над землей здания, должны иметь предел огнестойкости не менее REI 120.

Пожарные отсеки должны быть выделены противопожарными стенами с пределом огнестойкости не менее REI 120. Проемы в противопо-

пожарных стенах и перегородках следует защищать противопожарными дверями, воротами согласно СНиП 21-01-97.

Из каждого пожарного отсека должно быть предусмотрено не менее двух эвакуационных выходов, необходимое количество определяется расчетом. Расстояние до ближайшего эвакуационного выхода следует принимать согласно табл. 8.4.

Таблица 8.4

Расстояние до ближайшего эвакуационного выхода

Наименование подземного помещения	Протяженность путей эвакуации непосредственно наружу, м (не более)
Стоянки-гаражи	50*
Склады (категории В1 – В4 и Д)	50*
Предприятия бытового обслуживания (категории В1 – В4 и Д)	40*
Предприятия общественного питания	50*
Предприятия торговли	50*
Предприятия культурно-просветительские и физкультурно-оздоровительные (за исключением парильных, саун)	40*

Примечание. * Из помещений с выходами в тупиковый коридор или холл протяженность путей эвакуации следует уменьшить в два раза.

Доведение общих лестничных клеток до подвалов не допускается.

Лифтовые шахты, связывающие подземную и надземную части здания, должны быть с подпором воздуха при пожаре или перед лифтами должны устраиваться тамбуры-шлюзы.

В подземных стоянках-гаражах из каждого пожарного отсека следует предусматривать не менее двух выездов (въездов).

При размещении до 25 машино-мест допускается предусматривать один выезд наружу.

При въезде (выезде) в каждый пожарный отсек и между пожарными отсеками необходимо предусматривать пандусы высотой не менее 3 см для предотвращения растекания топлива.

Перекрытие, отделяющее подземную стоянку-гараж от надземной части здания, имеющего другое назначение, должно быть парогазонепроницаемым.

Прокладка коммуникаций через перекрытие над подземной стоянкой-гаражом не допускается.

Размещение в подвальном и цокольном этажах общественного здания помещений складского назначения, не связанных с ним технологически, не допускается.

8.8. Техника безопасности при строительстве подземных сооружений

Работы при строительстве подземных сооружений сопряжены с повышенной опасностью для здоровья и жизни персонала и регулируются правилами безопасности при подземных работах. Наиболее частыми видами травматизма и профзаболеваний являются: удары головой о низко расположенные предметы (трубы, элементы крепления и т.д.), травмирование обрушающимися с неподкрепленной кровли выработки кусками породы, электрическим током от установок, травмирование при производстве взрывных работ, отравление взрывными газами, несчастные случаи при внезапных прорывах воды и пльвунов, «кессонная болезнь» (при быстрой декомпрессии кессонных рабочих), силикоз (при работе в запыленной атмосфере с кварцевой пылью), простудные заболевания (при работе на струе холодного воздуха).

Во избежание травм головы обязательным является ношение каски. Перед входом в забой с недокрепленной кровлей необходимо предварительно произвести оборку кровли от неустойчивых кусков с безопасного расстояния длинными шестами.

Прорыв глинистого раствора тиксотропной рубашки в опускной колодец может привести к гибели людей и зависанию колодца.

Эксплуатация подземных электроустановок регулируется специальными правилами. Одним из основных условий безопасности является заземление корпусов всех машин и электроустановок. Гибкие кабели, подводящие ток к передвижным механизмам, обязательно имеют специальную заземляющую жилу, наиболее длинный штырь в разъемных муфтах обеспечивает упреждающее заземление установки. Исправность заземляющей цепи контролируется измерением ее сопротивления.

Выполнение взрывных работ регламентируется «Едиными правилами при производстве взрывных работ», которые определяют порядок хранения, транспортировки и применения взрывчатых веществ и материалов. К производству взрывных работ допускаются специально обученные лица, имеющие «Единую книжку взрывника». При обнаружении в забое невзорвавшихся зарядов необходимо прекратить работу. Запрещается бурить «стаканы», то есть донные части шпуров от предыдущей заходки, поскольку в них могут содержаться остатки невзорвавшихся зарядов.

Отравление взрывными газами, среди которых наиболее опасны окислы азота, возможно при недостаточной вентиляции застоев газов в тупиковых выработках.

Внезапные прорывы воды и плывунов возможны при неожиданной встрече забоем водообильных разломов, карстовых полостей, слоев грунтов с пловунными свойствами. Для предупреждения таких явлений из забоя ведут бурение опережающих скважин глубиной 15–20 м.

Кессонные работы регулируются специальными правилами безопасности. Основным требованием этих правил является строгое соблюдение режима шлюзования и вышлюзовывания рабочих забойной группы при входе и выходе из кессона, при котором постепенно повышается на входе и понижается на выходе давление в шлюзе. Если эти операции ускорить, то возможно выделение пузырьков воздуха в крови, закупорка сосудов головного мозга с тяжелыми последствиями.

При вдыхании запыленного воздуха с кварцевой пылью происходит засорение легких, вызывающее со временем тяжелую профессиональную болезнь – силикоз. Для борьбы с силикозом применяются различные способы пылеподавления: бурение с промывкой, орошение породы при погрузке водяной пылью и др. Если добиться подавления пыли до безопасного уровня не удастся, необходимо работать в противопыльных респираторах.

Скорость охлаждения человеческого организма зависит от температуры, влажности и скорости движения воздуха. В определенном диапазоне этих характеристик существуют так называемые комфортные условия, при которых достигается максимальная производительность труда и нет угрозы переохлаждения организма и сопутствующих этому простудных заболеваний. Если параметры атмосферы в подземном сооружении выходят за границы комфортности, необходимо подогреть (охладить) подаваемый воздух.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. ГОСТ 27751-88. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету.
2. ГОСТ 20522-96. Грунты методы статистической обработки результатов испытаний.
3. Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений / Б.И. Далматов, В.Н. Бронин [и др.] – М.: Изд-во АСВ; СПб.: Изд-во СПбГАСУ, 2006. – 428 с.
4. Драновский А.Н, Фадеев А.Б. Подземные сооружения в промышленном и гражданском строительстве. – Казань: Изд-во Казанского университета, 1993. – 355 с.
5. Основания и фундаменты / Р.А. Мангушев [и др.]. – М.: Изд-во АСВ, 2013.
6. Опыт устройства фундаментов и укрепления их основания в зоне подземных выработок / В.М. Митинский, С.В. Баранник, В.Т. Чепелев, Н.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников, М.А. Харченко // Світ геотехніки. – 2013. – № 3. – С. 26–32.
7. Пономарев А.Б. Реконструкция подземного пространства. – М.: Изд-во АСВ, 2006. – 232 с.
8. Руководство по комплексному освоению подземного пространства крупных городов / РААСН. – М., 2004. – 208 с.
9. СНиП 2.08.01-89*. Жилые здания.
10. СНиП 2.03.11-85. Защита строительных конструкций от коррозии.
11. Современные технологии комплексного освоения подземного пространства мегаполисов / В.И. Теличенко [и др.]. – М.: Изд-во АСВ, 2010.

Учебное издание

**Пономарев Андрей Будимирович,
Винников Юрий Леонидович**

ПОДЗЕМНОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО

Учебное пособие

Редактор и корректор *И.Н. Жеганина*

Подписано в печать 18.04.2014. Формат 70×100/16.
Усл. печ. л. 21,12. Тираж 100 экз. Заказ № 68/2014.

Издательство
Пермского национального исследовательского
политехнического университета.
Адрес: 614990, г. Пермь, Комсомольский пр., 29, к. 113.
Тел. (342) 219-80-33.