

С.Й. Цимбал

ПІДЗЕМНЕ БУДІВНИЦТВО

Навчальний посібник

Київ 2004

19

624.1(075)
Ц 61

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
Київський національний університет
будівництва і архітектури

102

С.Й. Цимбал

ПІДЗЕМНЕ БУДІВНИЦТВО

Рекомендовано
Міністерством освіти і науки України
як навчальний посібник для студентів
вищих навчальних закладів,
які навчаються за напрямом “Будівництво”

Київ 2004

УДК 624.153.383

ББК 38.624.1

Ц 61

Рецензенти: М.М. Кризький, д-р техн. наук, професор
О.Є. Кошляков, канд. геол.-мін. наук, доцент
І.В. Ципріянович, канд.техн.наук, доцент

Рекомендовано Міністерством освіти і науки України як навчальний посібник для студентів вищих навчальних закладів, які навчаються за напрямом "Будівництво" (лист Міністерства освіти і науки України № 14/18.2-2174 від 12 грудня 2003 року).

Цимбал С.Й.

Ц 61 Підземне будівництво: Навчальний посібник. – К.: КНУБА, 2004. – 148 с.

ISBN 966-627-089-7

Викладено класифікацію та загальні відомості про підземні споруди, дано характеристику їхніх конструкцій, наведено розрахунки підземних споруд, що будуються відкритими, опускними і закритими способами. Розглянуто приклади вирішення конкретних задач.

Призначений для студентів будівельного факультету.

УДК 624.153.383

ББК 38.624.1

ISBN 966-627-089-7
НТБ ВНТУ
М.Вінниця

© С.Й. Цимбал, 2004
© КНУБА, 2004

Зміст

Вступ	4
1. Загальні відомості про підземні споруди	5
1.1. Класифікація підземних споруд	5
1.2. Підземні споруди і навколишнє середовище.....	7
2. Особливості інженерних вишукувань для проектування і будівництва підземних споруд	10
2.1. Інженерно-геологічні вишукування.....	10
2.2. Інженерно-геодезичні вишукування.....	16
3. Конструкції підземних споруд	22
3.1. Матеріали для підземних споруд	22
3.2. Конструкції підземних споруд, що будуються відкритим способом	25
3.3. Конструкції підземних споруд, що будуються способом “стіна в ґрунті”	35
3.4. Конструкції підземних споруд, що будуються опускним способом.....	42
3.5. Конструкції підземних споруд, що будуються закритим способом	49
3.6. Гідроізоляція підземних споруд	59
4. Навантаження і розрахунок конструкцій підземних споруд	69
4.1. Загальні положення.....	69
4.2. Розрахунок кріплення котлованів	71
4.3. Розрахунок конструкцій підземних споруд, що будуються способом “стіна в ґрунті”.....	83
4.4. Розрахунок конструкцій підземних споруд, що будуються опускним способом.....	109
4.5. Розрахунок конструкцій підземних споруд, що будуються закритим способом	130
Список літератури.....	146

ВСТУП

Зростаючі обсяги житлового і комунального будівництва, подальший розвиток шляхово-транспортних мереж, зведення нових інженерних об'єктів і споруд, промислових підприємств і т.п. потребують відведення значної міської території, дефіцит якої, особливо в центральних районах міст із кожним роком зростає. При цьому у великих містах усе гостріше відчувається недостача земельних ділянок для розбивки нових скверів і парків, створення пішохідних зон, спортивних площадок та ін. Тому необхідні підвищення щільності забудови, утворення нових штучних рівнів, використання об'ємних містобудівних рішень. Сучасні міста розширюються не тільки по горизонталі, але і по вертикалі з використанням наземного і підземного простору. Вертикальне зонування сприяє поділу транспортних і пішохідних потоків, транзитного і місцевого, швидкісного і звичайного транспорту. Успішному вирішенню міських проблем сприяють комплексне освоєння і використання підземного простору, тобто розміщення під землею різних об'єктів і споруд для пропуску транспорту і прокладки інженерних комунікацій, тимчасових і постійних стоянок автомобілів, об'єктів інженерного устаткування, промислових об'єктів, підприємств торгівлі, комунального обслуговування і т.п.

Будівництво підземних споруд у містах зв'язане зі значними труднощами, що виникають на стадії вишукувальних робіт, проектування, будівництва й експлуатації. Це вимагає високої спеціальної підготовки майбутніх спеціалістів. Але відсутність комплексної цілеспрямованої літератури для проектування підземних споруд і методики проведення практичних розрахунків їхніх конструкцій ускладнюють вивчення даної дисципліни. Тому систематизація практичних методів розрахунків підземних споруд, які будуються відкритим, опускним і закритим способами, допоможе студентам поглибити знання в розумінні статичної роботи підземних споруд і оволодіти сучасними методами їх розрахунків.

Навчальний посібник складено відповідно до програми дисципліни цільової підготовки “Фундаменти спецспоруд і підземне будівництво”, що за навчальним планом призначена для підготовки інженерів-будівельників, які навчаються за спеціальністю “Промислове і цивільне будівництво” і виконують дипломний проект на кафедрі “Основи і фундаменти”.

1. ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ ПРО ПІДЗЕМНІ СПОРУДИ

1.1. Класифікація підземних споруд

Для будівництва підземних споруд у сучасних великих містах все більше використовується підземний простір для пропуску або збереження транспортних засобів (тунелі, гаражі), розміщення промислових, комунально-побутових, торгових і видовищних підприємств, а також для споруд багатocільового призначення – поєднання транспортних, інженерних об'єктів, підприємств торгівлі, споруд цивільної оборони та ін. Вищезазначені споруди можуть бути розташовані під землею цілком або частково. Наприклад, підземними можуть бути окремі приміщення наземних споруд: гаражів, вокзалів, аеропортів, торгових центрів, висотних житлових і адміністративних будинків.

Відповідно до планувальної схеми розрізняють протяжні підземні споруди – *тунелі*, довжина яких у багато разів перевищує розміри поперечного перерізу, і *підземні споруди обмеженої довжини* (рис. 1.1). Тунелі залежно від призначення можуть бути транспортними: *автодорожними, залізничними, для метрополітену, швидкісного трамвая, спеціальних видів транспорту* (потяга монорельсової дороги, потяга на магнітній або повітряній подушці, засобу пневмотранспорту і т.п.), а також *пішохідними або сполученими* для руху різних видів транспорту і пішоходів. Наприклад, по різних відсіках одного тунелю можуть переміщатися автомобілі, потяги метрополітену, потяги міської залізниці і пішоходи.

Підземні транспортні споруди обмеженої довжини можуть бути призначені для збереження транспортних засобів (*автостоянки і гаражі*), розміщення *станцій метрополітену, швидкісного трамвая* або міської залізниці, пристрою пересадних вузлів і перетинань підземних автомагістралей, окремих приміщень або вокзалів аеропортів, для створення *пішохідних рівнів і багатоярусних транспортних комплексів*.

Вони можуть розташовуватися під забудованою і незабудованою міською територією. У першому випадку підземні споруди можуть бути ізольованими від поверхневих будинків і споруд, а також убудованими або прибудованими.

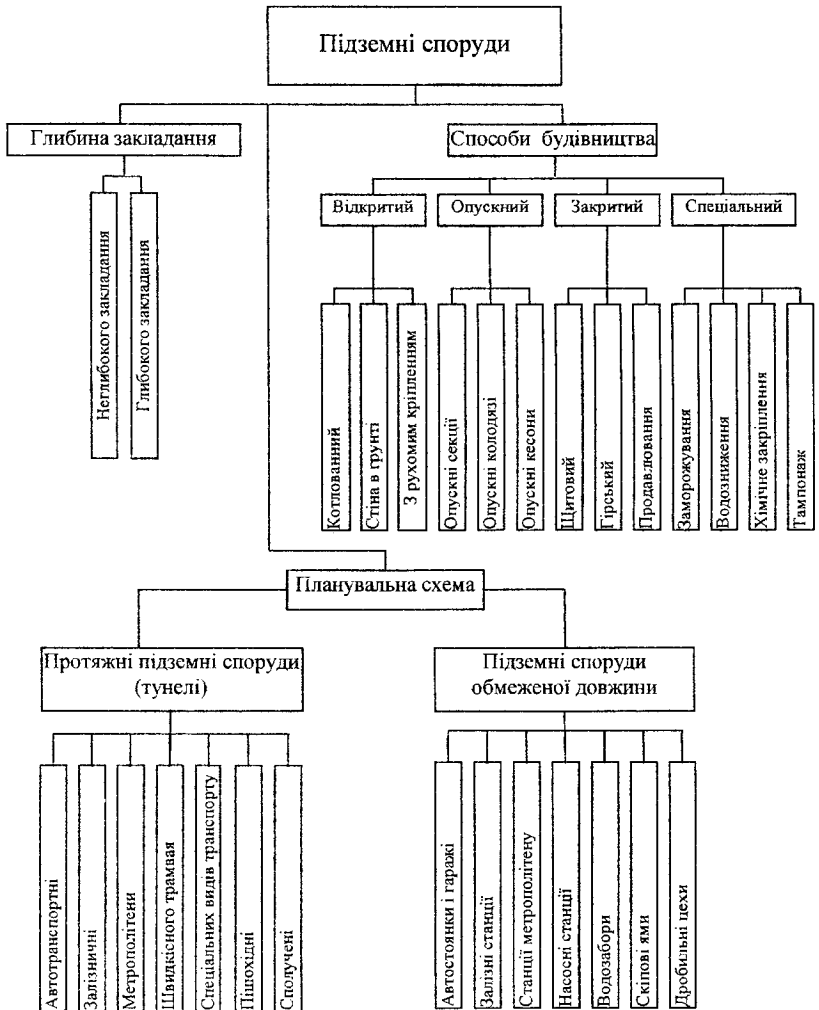


Рис. 1.1. Класифікація підземних споруд

При розташуванні підземних споруд на вільних від забудови ділянках міської території їх розміщують під позавуличними швидкісними автомагістралями і залізницями, під скверами, парками, а також під різними природними або штучними перешкодами. Так, для перетинання пагорбів і інших височин, що розділяють міста на частини і ускладнюють сполучення між окремими міськими районами, споруджують транспортні і пішохідні *тунелі гірського типу*. У деяких випадках у таких висотних перешкодах розміщують підземні гаражі і комплекси.

У більшості великих міст присутні різні водотоки і водойми: ріки, канали, озера, водоймища і т.п. Для постійного транспортного зв'язку між берегами споруджують не тільки мости, але і *підводні тунелі*. Під водними перешкодами можуть розташовуватися також і інші транспортні споруди: автостоянки, гаражі, багатоярусні комплекси.

Підземні транспортні споруди можуть розташовуватися на різній глибині від поверхні землі. Розрізняють підземні споруди *неглибокого закладення*, розташовані на глибині H до 10—12 м, і *глибокого закладення* — $H \geq 10—12$ м. Існують і напівпідземні споруди, верхнє перекриття яких піднімається над поверхнею землі.

Залежно від глибини закладення підземних споруд, їх містобудівних і конструктивних особливостей, а також інженерно-геологічних умов будівництво споруд здійснюють різними способами: *відкритим, опускним, гірським, щитовим, продавлювання*, причому в деяких випадках ці способи застосовують у сполученні зі спеціальними роботами, такими як *штучне заморожування, хімічне закріплення ґрунтів, водозниження* та ін.

1.2. Підземні споруди і навколишнє середовище

Підземні споруди позитивно впливають на оздоровлення навколишнього середовища, оскільки дозволяють звільнити

території на поверхні землі і перевести частину транспортних потоків у підземні умови. Це, у свою чергу, сприяє поліпшенню планувальної структури міських районів, упорядкуванню пішохідного руху, зниженню кількості дорожньо-транспортних випадків і підвищенню безпеки руху. Крім того, розгалужена мережа підземних транспортних споруд поліпшує санітарно-гігієнічний стан повітряного басейну, оскільки, з одного боку, зменшуються загазованість, шум і вібрація, а, з іншого боку, території що звільнилися можуть бути пристосовані під сквери, парки, зелені насадження.

У багатьох випадках підземні споруди будують спеціально для захисту навколишнього середовища від шкідливих впливів автомобільного транспорту, для збереження цілісності територій і архітектурного вигляду міських районів. Так, при розташуванні траси автомобільної дороги в безпосередній близькості від житлових будинків, навчальних закладів, лікарень, бібліотек, концертних залів рух на окремих ділянках переводять у тунелі, обладнані системою штучної вентиляції і засобами захисту від шуму і вібрації. Про ефективність такого рішення свідчить досвід будівництва транспортних тунелів у великих містах нашої країни і за рубежом.

Характер і ступінь впливу підземних транспортних споруд на стан міського середовища багато в чому визначаються їхнім призначенням, об'ємно-планувальними і конструктивними схемами, глибиною закладання, наявністю в них того або іншого експлуатаційного устаткування. Наприклад, автотранспортні і пішохідні тунелі неглибокого закладання, розташовані в найбільш завантажених вузлах перетинання, примикання або розгалуження магістралей, забезпечують розподіл автотранспортних і пішохідних потоків, усувають зупинки автомобілів перед світлофорами і деякою мірою сприяють оздоровленню навколишнього середовища. Однак варто мати на увазі, що будівництво по трасі автомагістралі коротких та часто розташованих транспортних тунелів

неглибокого закладання не завжди доцільно з точки зору охорони міського середовища, тому що це призводить до погіршення поздовжнього профілю магістралі. Чергування підйомів і спусків на крутих рампових ділянках викликає підвищені газовиділення автомобільних двигунів і створює додатковий транспортний шум. У зв'язку з цим може виявитися доцільніше створення більш протяжних тунелів глибокого закладання, що дублюють ділянки наземної дорожньої мережі й ізолюють інтенсивні транспортні потоки. Особливо ефективно будівництво таких тунелів у щільно забудованих центральних районах, де звичайні засоби захисту від газів і шуму: посадки зелених насаджень, створення шумостійких огорожень, виїмок і насипів – практично нездійсненні.

Місця розміщення підземних автостоянок, гаражів і промислових об'єктів варто вибирати таким чином, щоб забезпечити населенню зручності з погляду транспортної доступності. У той же час такі споруди повинні бути віддалені від житлової забудови, щоб шум і вібрація не заважали будинків. У деяких випадках підземні споруди повинні бути відділені від сусідніх наземних будинків захисними стінками або траншеями, заповненими глинистим розчином, шпунтовими огороженнями і т.п.

Конструкції підземних транспортних споруд крім міцності і довговічності повинні забезпечувати також звукопроникність і віброзахист. Сильний шум у підземних спорудах виникає, головним чином, через недостатнє поглинання звуку внутрішньою поверхнею кріплення. Тому варто застосовувати спеціальне внутрішнє оздоблення – архітектурно-акустичне оформлення. Акустичний захист повинні мати і допоміжні притунельні споруди: вентиляційні камери, дренажні перекачування, тяглово-знижувальні підстанції й ін. Захисні міри дозволяють виключити або зменшити проникання шуму на міську територію.

Щоб уникнути передачі вібрації, що виникає при русі автомобілів у тунелях, сусідніх будинках і спорудах, підземні

конструкції повинні мати підвищену вібропоглинаючу здатність. Це може бути досягнуто, зокрема, за рахунок збільшення товщин елементів конструкцій, їхньої жорсткості і маси, що значно знижує частоту власних коливань конструкції.

Запитання для самоперевірки

1. Як класифікуються підземні споруди за способом будівництва, глибиною закладання та планувальною схемою?
2. Як впливають підземні споруди на навколишнє середовище?
3. Які конструктивні заходи необхідно передбачити при проектуванні підземних споруд для зменшення їхнього впливу на навколишнє середовище?

2. ОСОБЛИВОСТІ ІНЖЕНЕРНИХ ВИШУКУВАНЬ ДЛЯ ПРОЕКТУВАННЯ І БУДІВНИЦТВА ПІДЗЕМНИХ СПОРУД

2.1. Інженерно-геологічні вишукування

Для проектування підземних споруд необхідні вихідні дані, що характеризують умови того середовища, в якому об'єкт повинний бути зведений, – це топографічні умови місцевості, характер планування і забудови міського району, розташування наземних і підземних штучних споруд і комунікацій, геологічні особливості ґрунтового масиву, розташування і режим підземних вод, кліматичні фактори і т.п. Виявлення цих умов є задачею *інженерних вишукувань* – одного з етапів у загальному комплексі «вишукування – проектування – будівництво».

На основі результатів інженерних вишукувань визначають технічну можливість будівництва підземної споруди, вибирають оптимальний варіант об'ємно-планувального і конструктивного рішення, обчислюють навантаження на несучі конструкції, уточнюють розрахункові схеми і складають проект проведення робіт. Дані інженерних вишукувань використовують також для прогнозування можливих змін навколишнього середовища у зв'язку з будівництвом і експлуатацією підземних споруд.

Інженерні вишукування проводять відповідно до розробленої програми на всіх основних стадіях проектування і будівництва підземної споруди, а окремі види робіт— на стадії експлуатації.

Інженерна геологія в підземному будівництві відіграє особливо важливу роль, що обумовлено специфікою підземних споруд, з усіх боків оточених ґрунтом. Ґрунтове середовище є основою підземної споруди і створює основні навантаження на його несучі конструкції.

При зведенні підземних споруд необхідно враховувати цілий комплекс інженерно-геологічних факторів, сукупність яких і визначає конкретну геологічну ситуацію. Серед численних факторів слід зазначити:

- властивості ґрунтів і умови їхнього залягання;
- режим і фізико-хімічні властивості підземних вод;
- характер прояву фізико-геологічних і інженерно-геологічних процесів;
- режим і властивості підземних газів.

Властивості ґрунтів багато в чому визначають технологію підземно-будівельних робіт, спосіб розробки і навантаження ґрунту, тип тимчасового кріплення. Характеристики властивостей ґрунтів необхідні при визначенні величин навантажень на підземні конструкції, виборі розрахункової схеми підземних споруд, встановленні параметрів тимчасового кріплення тощо.

Інженерно-геологічна ситуація не може бути повною без

знання гідрогеологічних умов: глибини залягання, режиму і фізико-хімічних властивостей підземних вод. Як відомо, підземна виробка вносить порушення в сталий режим підземних вод, що призводить до збільшення швидкості фільтрації й активізації фізико-хімічної дії води. У процесі проходки в товщі водомістких ґрунтів відбувається приплив підземних вод у виробки, що вимагає спеціальних заходів для водовідливу, водозниження, хімічного закріплення або заморожування ґрунтів. Ґрунтові води передають гідростатичний тиск на конструкції, утворюється небезпека підняття підземної споруди, порушується стійкість ґрунтового масиву за рахунок розм'якшення твердих і розрідження незв'язних ґрунтів.

При проектуванні і будівництві підземних споруд необхідно враховувати геодинамічний стан території, який характеризується можливістю прояву й інтенсивністю несприятливих фізико-геологічних процесів і явищ: зсувів, селевих потоків, древніх і сучасних розмивів, тектонічних порушень, землетрусів, просадочності і т.п. Поряд з фізико-геологічними варто брати до уваги інженерно-геологічні процеси і явища, що супроводжують будівництво розташованих поблизу наземних або підземних споруд.

Насамперед необхідно враховувати процеси і явища, викликані зміною напруженого стану ґрунтового масиву під дією статичних і динамічних навантажень унаслідок будівництва доріг, будинків, штучних споруд, розкриття котлованів, проходки підземних виробок, а також процеси і явища, пов'язані з підвищенням або зниженням рівня ґрунтових вод. Усе це в остаточному підсумку призводить до ущільнення або розуцільнення ґрунтів, що супроводжується зрушеннями і деформаціями ґрунтового масиву і поверхні землі, порушеннями стійкості будинків.

Якщо підземна споруда розташована в газоносних ґрунтах, повинні бути прийняті особливі заходи для запобігання можливих вибухів і пожеж, а також виключення

отруйної дії газів на людей і руйнування матеріалів конструкцій. Для цього насамперед необхідно установити види підземних газів, місця їхніх виходів і можливий об'єм.

При проектуванні підземних споруд необхідно знати також кліматичні умови даного району, які впливають на вибір системи і визначення параметрів штучної вентиляції тунелів, освітлення в'їзних і виїзних ділянок, систем водовідводу, способу обігріву проїзної частини транспортних і сходових пішохідних тунелів і т.п.

Етапи і методи інженерно-геологічних вишукувань. Склад і обсяг інженерно-геологічних вишукувань визначаються видом підземної споруди, її розмірами в плані і глибиною закладання, а також ступенем вивченості району будівництва. Ступінь деталізації вишукувань визначається стадією проектування підземної споруди (техніко-економічне обґрунтування, технічний проект, робочі креслення).

Основні етапи інженерно-геологічних вишукувань:

- рекогносцировка місцевості;
- великомасштабна зйомка місцевості;
- геолого-технічна розвідка.

При проведенні *інженерно-геологічної рекогносцировки місцевості* використовують існуючі архівні дані: карти, аерофотоматеріали, геологічні розрізи, дані лабораторних досліджень, отримані при будівництві сусідніх підземних споруд. Оцінюють інженерно-геологічні умови, використовуючи різні природні фактори: клімат, рельєф і геоморфологічні умови, фізико-геологічні явища і т.п. Виявляють показники властивостей ґрунтів, потужність окремих шарів, умови їхнього залягання, а також рівень розташування підземних вод; оцінюють характер їхнього живлення і дренажу. Крім того, вивчають усі деформації наземних і підземних споруд, що знаходяться в зоні будівництва, які виникли у зв'язку з інженерно-геологічними процесами.

За матеріалами рекогносцировки складають висновок, що характеризує в першому наближенні інженерно-геологічні умови даного району. Це дає можливість запроєктувати варіанти підземної споруди і вибрати з них найбільш перспективні.

Великомасштабна зйомка місцевості проводиться з метою загальної оцінки інженерно-геологічних умов території і вибору оптимального варіанта підземної споруди.

Великомасштабна зйомка місцевості включає вивчення рельєфу і геологічної будови ґрунтового масиву, віку і генезису ґрунтів, їхніх класифікаційних ознак, характеру прояву фізико-інженерно-геологічних процесів. Інженерно-геологічну зйомку виконують у масштабі 1:10000 для простих і 1:5000 для складних умов в основному наземними методами. У ряді випадків одночасно з проведенням зйомки організують стаціонарні спостереження за станом ґрунтів і режимом підземних вод у період будівництва, а іноді й експлуатації підземної споруди. У результаті великомасштабної зйомки одержують дані, необхідні і достатні для обґрунтованого вибору остаточного варіанта підземної споруди.

Для обраного варіанта споруди виконують детальні інженерно-геологічні вишукування – *геолого-технічну розвідку*. Основна мета розвідки – одержання кількісних характеристик, які необхідні при визначенні навантажень на підземну конструкцію, при виборі розрахункової схеми споруди, методів розробки ґрунту, параметрів тимчасового кріплення, а також прогнозування динаміки розвитку фізико- і інженерно-геологічних процесів, напружено-деформованого стану ґрунтового масиву, його водяного і температурного режимів.

Програму проведення розвідки намічають з урахуванням аналізу даних, отриманих у результаті рекогносцировки і великомасштабної зйомки. При цьому встановлюють границі сфери взаємодії даної підземної споруди з геологічним середовищем, тобто таким обсягом ґрунту, у межах якого можливі які-небудь зміни природних умов на стадії

будівництва або експлуатації підземної споруди. Масштаби проведення розвідувальних робіт визначаються видом і конструктивними особливостями підземної споруди, ступенем складності і вивченості геологічної ситуації. Основним засобом геолого-технічної розвідки є *буріння свердловин*. Місця розташування і кількість розвідувальних свердловин визначаються конкретними умовами будівельного об'єкта з урахуванням розташування підземних комунікацій. Для протяжних підземних споруд (транспортних і пішохідних тунелів, гаражів лінійного типу) свердловини забурюють уздовж їхньої осі через кожні 150 – 200 м (для техніко-економічного обґрунтування) або 30 – 50 м (для технічного проекту), а також у поперечному від осі напрямку.

При вишукуванні на трасі підземних споруд, що мають обмежені розміри в плані, свердловини забурюють по контуру стін і по осях колон споруди, причому відстані між свердловинами можуть змінюватися від 200 до 20 м. Глибину свердловин устанавлюють з урахуванням їх заглиблення на 8 – 10 м нижче днища підземної споруди або входження на 2 – 3 м у водотривкий шар.

У процесі геолого-технічної розвідки забурюють *свердловини геологічні* – для відбору зразків ґрунту і *гідрогеологічні* для вивчення режиму підземних вод. Ґрунт із геологічних свердловин відбирають через 0.5 м і направляють у лабораторію для досліджень. Гідрогеологічні параметри в гідрогеологічних свердловинах вивчають шляхом пробних відкачок води, наливом у шурфи або у свердловини. Крім тимчасових розвідницьких забурюють довгостроково діючі геологічні і гідрогеологічні свердловини для проведення стаціонарних спостережень.

Для візуального спостереження будови ґрунтового масиву, випробування кожного ґрунтового шару і визначення характеристик міцності і деформативності, крім свердловин проходять допоміжні *розвідувальні виробки*: шурфи, штольні, шахтні стовбури та ін.

Для уточнення геологічних умов на трасі підземних споруд застосовують *статичне і динамічне зондування*.

При геолого-технічній розвідці також обстежують стан існуючих будівель і споруд у районі передбачуваного будівництва. При цьому реєструють усі деформації будинків, їхніх фундаментів, а також ґрунтового масиву, установлюють причини цих деформацій і оцінюють ефективність захисних заходів.

Усі матеріали, отримані в результаті рекогносцировки, великомасштабної зйомки і геолого-технічної розвідки, піддаються *камеральній обробці*. У разі потреби для прогнозування взаємодії підземних конструкцій із ґрунтом на стадії інженерно-геологічних вишукувань проводять експериментальні дослідження.

2.2. Інженерно-геодезичні вишукування

Будівництво підземних споруд практично неможливо без геодезичного обґрунтування, що забезпечує винос проекту споруди в натуру, контроль за його положенням і габаритними розмірами. Геодезичні роботи виконують на всіх стадіях створення підземної споруди: у процесі інженерних вишукувань, проектування і будівництва, а також у період експлуатації. Вони містять у собі цілий комплекс геодезичних вимірів і побудов, методика і техніка виконання яких визначаються відповідно до виду підземної споруди, особливостями його об'ємно-планувальної схеми, способами виконання робіт.

До складу геодезичних вишукувань, що виконуються до початку будівництва підземної споруди, входять:

- топографічна зйомка;
- створення планової і висотної геодезичних основ;
- проектування траси і винос осей споруди в натуру.

Для побудови наземної геодезичної основи і проектування траси підземної споруди необхідно мати топографічну карту або план даного району, зроблені на основі

топографічної зйомки, яку виконують методами інженерної геодезії.

Для розробки технічного проекту будівництва підземної споруди складають плани в масштабах 1:2000, 1:1000 і 1:500, а для розробки робочих креслень – у масштабі 1:500. Для проектування необхідні також топографічні плани з існуючими і проектними інженерними мережами і комунікаціями в масштабі 1:500 і 1:200 і їхні поперечні профілі по пікетах (через 20 – 40 м). Зйомку підземних інженерних комунікацій роблять з використанням колодязів, а також шляхом виконання розкопок.

Маючи план місцевості, приступають до створення планової і висотної геодезичних основ у районі будівництва підземної споруди. Наземна основа являє собою систему геодезичних пунктів, що спираються на знаки існуючої державної мережі. Залежно від виду, розмірів підземної споруди як планову основу влаштовують триангуляційну мережу, наземну полігонометрію, аналітичну мережу й ін.

При будівництві підземних споруд, що мають невеликі розміри в плані, наземну основу виконують у вигляді аналітичної мережі квадратів або прямокутників зі сторонами 50, 100 або 200 м, спираючи її на державну триангуляцію. Пункти такої мережі розташовують на поверхні землі по можливості ближче до елементів підземної споруди, що виносяться в натуру.

Висотну наземну основу створюють переважно методами *геометричного нівелювання*. Ходи нівелювання утворює мережа замкнутих полігонів із прив'язкою до реперів і марок міського нівелювання.

Побудовану і закріплену на поверхні землі планову і висотну основи переносять на плани місцевості. Після цього на плані розбивають головні і другорядні осі підземної споруди, обчислюють усі необхідні геометричні характеристики, роблять прив'язку осей до знаків наземної основи і до характерних точок на місцевості. Крім того, визначають координати осей окремих елементів підземних конструкцій.

ІНГБ ВІСНУ
м. Вінниця

колон, фундаментів, стін, перекриттів і т.п. За таким планом виносять осі підземної споруди в натуру.

Розбивочні роботи з виносу осей підземної споруди в натуру роблять від наземної основи з закріпленням напрямків і висотних позначок постійними або тимчасовими знаками. Для передачі координат і дирекційних кутів від пунктів наземної основи до шахтних стовбурів, похилих виробків, будмайданчиків і т.п. додатково прокладають одиночні ходи невеликої довжини або замкнуті полігони.

Геодезично-маркшейдерські роботи. У процесі будівництва підземної споруди здійснюється його орієнтування щодо наземної основи, створення підземної геодезичної основи і розбивка всіх конструктивних елементів у плані і профілі, а також періодичний контроль за положенням опорних пунктів основи і розбивочних осей споруди. Крім того, виконуються систематична реєстрація процесу проведення робіт, підрахунок обсягів земляних робіт і матеріалів, використаних у будівництві, а також контроль за положенням елементів підземної споруди відповідно до проекту.

Орієнтування підземних споруд роблять по-різному залежно від способу будівництва. Так, при будівництві підземних споруд відкритим і опускним способами, а також при проходці коротких тунелів на прямих у плані з боку порталів закритим способом передачу напрямків і висотних позначок здійснюють безпосереднім продовженням наземних ходів. Якщо підземні виробки споруджують закритим способом, то орієнтування виробок вимагає виконання спеціальних геодезичних операцій і проводиться через одну вертикальну шахту, дві шахти, шахту і свердловину, горизонтальні або похилі виробки.

Для передачі дирекційних кутів і координат опорних точок застосовують різні способи орієнтування залежно від виду допоміжної виробки і глибини закладання підземної споруди. Орієнтування підземних виробок через один шахтний стовбур виконують найчастіше способом створу двох висків або сполучених трикутників.

При першому способі виски розташовують у створі закріпленого теодолітом напрямку, що відповідає напрямку підземні виробки. Потім теодоліт встановлюють у створі висків під землею і провішують ось виробки, закріплюючи її маркшейдерськими знаками *I* і *II* (рис. 2.1, *а*).

Для передачі координат у підземну виробку вимірюють відстань між висками, відстань від теодоліта до найближчого виска на поверхні землі, а також відстань від одного з висків до маркшейдерського знака і між знаками в підземній виробці.

При способі сполучених трикутників у безпосередній близькості від висків (але не в створі) установлюють два теодоліти: один – на поверхні землі, а другий – у підземній околотвольній виробці. Першим теодолітом вимірюють кут між напрямком на виски і прилеглий кут, а також відстань між висками і відстані від осі теодоліта до кожного виска. В утвореному в такий спосіб трикутнику обчислюють значення кутів, а далі визначають дирекційний кут лінії, що проходить через площину створу висків.

Аналогічні виміри й обчислення виконують у підземній виробці, приймаючи дирекційний кут площини висків за вихідний. За допомогою теодоліта виносять координати знаків, закріплених у підземній виробці, і обчислюють дирекційний кут пристовбурної лінії, що потім включають у мережу підземної полігонометрії.

Висотні позначки передають у підземні виробки через шахтні стовбури або свердловини за допомогою встановлених на поверхні землі й у підземній виробці нівелірів, сталеві мірної стрічки – виска і рейок (рис. 2.1, *б*). Для орієнтування підземних виробок поряд з розглянутими геометричними застосовують фізичні способи: гіроскопічний, магнітний, оптичного клина, світлового потоку, автоколлімаційний та ін., сутність і методика застосування яких викладені в спеціальній літературі.

Після орієнтування підземних виробок виконують цілий комплекс геодезично-маркшейдерських робіт, що включає

створення підземної геодезичної основи, розбивку контурів підземної споруди, забезпечення збійок прохідних назустріч виробок, ведення по трасі щитів і тунелепрохідних машин і т.п.

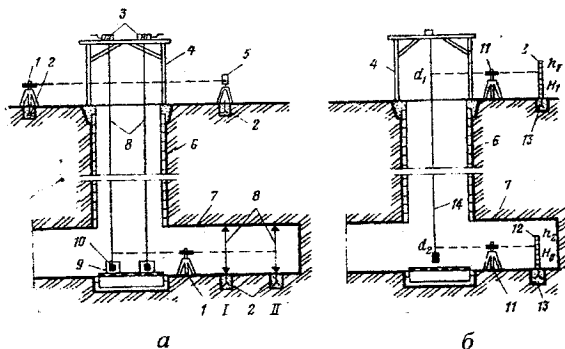


Рис. 2.1. Орієнтування підземної виробки за способом створу висків (а) і передача висотних позначок (б) через шахтний стовбур:

1 – теодоліт; 2 – геодезичний знак; 3 – лебідки; 4 – копер; 5 – візирна марка; 6 – шахтний стовбур; 7 – підземна виробка; 8 – виски; 9 – бак з олією; 10 – вантаж; 11 – нівелір; 12 – рейка; 13 – репер; 14 – мірна стрічка

При закритому способі будівництва підземних споруд плановою геодезичною основою служить підземна полігонометрія, що встановлює положення опорних пунктів під землею в наземній системі координат. Підземну полігонометрію прокладають у вигляді ходів різної довжини і зв'язують з наземною геодезичною мережею через портали, шахтні стовбури, штольні й інші допоміжні виробки (рис.2.2).

У якості висотної підземної основи прокладають мережу геометричного нівелювання від порталу або шахтного стовбура. Нівелірні ходи також є «висячими» і прокладаються по знаках підземної полігонометрії, що одночасно виконують функцію реперів. Знаки підземної геодезичної основи закладають у підшві виробки або в кріпленні на рівні проїзної частини.

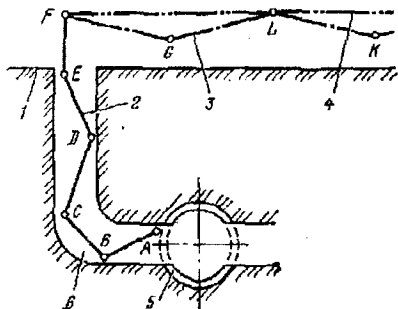


Рис. 2.2. Схема підземної полігонометрії:
 1 – тунель; 2 – підхідна полігонометрія; 3 – робоча полігонометрія; 4 – основна полігонометрія; 5 – шахтний стовбур; 6 – підхідна виробка

Наявність планової і висотної підземної основ дає можливість виносити вісь підземної споруди, забезпечувати точний контур прохідної виробки, установлювати проектне положення кріплення, опалубки, вести по трасі щити і тунельні машини і т.п.

Запитання для самоперевірки

1. Які особливості інженерних вишукувань при проектуванні підземних споруд?
2. Які основні етапи інженерно-геологічних вишукувань?
3. Який склад інженерно-геологічних вишукувань до початку будівництва підземних споруд?
4. Які геодезично-маткшейдерські роботи виконуються під час будівництва підземних споруд?

3. КОНСТРУКЦІЇ ПІДЗЕМНИХ СПОРУД

3.1. Матеріали для підземних конструкцій

Несучі конструкції підземних споруд призначені для сприйняття всіх діючих навантажень, а також для захисту споруд від підземних вод. Матеріали, з яких зводять підземні конструкції, повинні мати підвищену міцність, водонепроникність, невивітрюваність, морозостійкість, вогнестійкість й стійкість до хімічної й електрохімічної агресії. У зв'язку зі складністю реконструкції підземних споруд термін їхньої служби повинен бути більше, ніж наземних, а отже, матеріали для виготовлення таких конструкцій повинні бути більш довговічними.

Матеріалами, що відповідають цим вимогам, є бетон, залізобетон, сталь і чавун. При зведенні бетонних конструкцій клас бетону по міцності повинен бути не менше В 15, а товщина несучих елементів – не менше 20 см. Для попередньо напружених залізобетонних конструкцій клас бетону повинен бути не менше В 25. Марка бетону по водонепроникності повинна бути не менше В-6 для конструкцій, що знаходяться у водонасичених ґрунтах, і не менше В-4 для конструкцій, закладених у ґрунтах природної вологості. Розрахункові опори бетону в бетонних і залізобетонних конструкціях приймають відповідно до діючих нормативних документів.

У практиці підземного будівництва поряд із звичайними застосовують особливі види бетонів, що характеризуються меншою питомою вагою, підвищеною міцністю на розтягання, меншою водопроникністю і т.п. Широке поширення в тунелебудуванні одержав *набризг-бетон*, що наноситься на поверхню виробки під дією стиснутого повітря. Товщина окремих шарів набризг-бетону складає близько 3 – 5 см, а повна товщина покриття може досягати 20 см і більше. При товщині покриття більш 8 – 10 см набризг-бетон армують сталеву сіткою. Набризг-бетон має досить високі

характеристики міцності, причому міцність на розтягання майже на 10 % вище, ніж у звичайного бетону. До переваг набризг-бетону відноситься достатнє зчеплення його із ґрунтом і з арматурою, а також підвищена щільність і водонепроникність.

При щитовій проходці тунелів у ряді випадків успішно застосовують монолітне кріплення з *пресованого бетону*. Бетонна суміш, склад якої практично не відрізняється від складу звичайних сумішей, з водоцементним відношенням 0,5 – 0,6 укладається за опалубку і пресується щитовими домкратами або автономними домкратними пристроями під тиском до 5 МПа. За рахунок віджимання частини води бетонна суміш набуває водоцементне відношення 0,3 – 0,35 і кріплення виходить міцним і водонепроникним. Уже через добу міцність бетону може досягати 10 МПа.

При зведенні підземних конструкцій іноді доцільне застосування *полегшених або легких бетонів* на пористих заповнювачах. Бетони на штучних заповнювачах (керамзит, трепел, аглопорит і ін.) чи на природних заповнювачах вулканічного походження (пемза, шлак, туф) можуть бути полегшеними (щільністю 1,8 – 2,2 т/м³) і легкими (щільністю 0,5 – 1,8 т/м³). Такі бетони характеризуються підвищеною тріщиностійкістю, довговічністю і морозостійкістю. Оскільки значення модуля пружності в них приблизно на 30 % нижче, ніж у важких бетонів, поліпшуються умови спільної роботи конструкції з навколишнім ґрунтом. Виготовлені з полегшених і легких бетонів збірні елементи мають порівняно невелику масу і більш низьку вартість, ніж елементи з важких бетонів.

Для будівництва підземних конструкцій можна використовувати *полімербетони*, у складі яких як в'язуче застосовують синтетичні смоли. Полімербетони характеризуються високою міцністю на стиск (до 70 – 80 МПа) і більш високою, ніж звичайні бетони, міцністю на розтягання (6,4 – 7 МПа). Виготовлені з полімер-бетону зразки непроникні для води при тиску до 2 – 2,5 МПа. Полімербетон має стійкість

до хімічної агресії, та високі показники зчеплення з арматурою (6,5 – 8 МПа). Він може застосовуватися як для зведення монолітних, так і для виготовлення збірних конструкцій. Однак широкому впровадженню полімербетонів у підземне будівництво перешкоджає його підвищена повзучість і не визначена поки довговічність.

Перспективним у підземному будівництві може виявитися *самонапружений бетон* на цементі, що напружує, (НЦ). Останній виготовляють шляхом спільного помелу портландцементного клінкера, глиноземистого шлаку і гіпсового каменю у співвідношенні 70:15:15. Цемент, що напружує, здатний розширюватися після набору міцності порядку 13—15 МПа, за рахунок чого в бетоні й арматурі створюються попередні напруження. Самонапружений бетон характеризується підвищеною щільністю, водо- і газонепроникністю і може бути використаний як для зведення монолітних, так і для виготовлення збірних конструкцій підземних споруд.

Широке поширення при будівництві підземних конструкцій одержав *залізобетон*. Найбільш ефективно використовувати у міських умовах конструкції зі збірного залізобетону, які більш якісні, ніж монолітні і виготовлені безпосередньо на місці підземного будівництва. Збірні конструкції можуть мати готову гідроізоляцію по зовнішній поверхні й обробку по внутрішній.

Для виготовлення несучих конструктивних елементів: перекриттів, колон і прогонів каркасних підземних споруд, тубінгів тунельних кріплень, а також елементів тимчасового кріплення використовують арматурну сталь класу А-II, А-III.

При будівництві підземних споруд у складних інженерно-геологічних умовах як несучі конструкції застосовують кріплення з чавунних тубінгів. Тубінги виготовляють шляхом виливка їх у формах із чавуну з наступною механічною обробкою бортів, розрахункові опори стиску якого складають 180 – 210, а розтягання – 60 – 80 МПа.

3.2. Конструкції підземних споруд, що будуються відкритим способом

Збірні залізобетонні конструкції транспортних тунелів.

Тунелі неглибокого закладання мають різні конструкції в межах закритої тунельної частини і на відкритих рампових ділянках. Конструкції тунелів на закритій ділянці влаштовують звичайно у вигляді одно-або двопрольотної замкнутої рами зі збірного чи монолітного залізобетону, а також комбінованої збірно-монолітної конструкції.

При котлованному способі робіт конструкції тунелів зводять переважно зі збірного залізобетону. Конструкції чотирьох- і шестиполосних автотранспортних тунелів влаштовують двопрольотними і збирають із семи типів блоків: стінових, фундаментних, опорних, колон, прогонів, лоткових блоків і блоків перекриття (рис. 3.1). Блоки перекриття і прогони виготовляють з бетону класу В 40, стінові блоки і колони – В 30, лоткові блоки – В 25, а фундаментні й опорні – В 15. Усі блоки армують звареними каркасами з гарячекатаної арматури гладкого і періодичного профілю.

Стінові блоки трапецієподібного поперечного перерізу шириною 1 – 1,5 м, висотою 6,25 – 6,76 м і товщиною вгорі 0,2 – 0,25 м мають масу 5 – 7 т. До низу стінові блоки розширюються з ухилом 1:20, і їхня товщина в опорному перетині досягає 0,5 – 0,6 м. У верхній частині стінові блоки мають консольні виступи для обпирання блоків перекриття. Стінові блоки жорстко замурують у *фундаментні блоки*, що утворює суцільний стрічковий фундамент із пазом для установки стін. Ширина фундаментного блоку складає 2,5 – 4 м, довжина – 2 – 3 м.

У середній частині двопрольотних тунелів установлюють *опорні блоки-підколонники* шириною 3,5 – 4 м, довжиною 2,6 м і висотою 1 м. Підколінники мають конструкцію, аналогічну фундаментним блокам, а в центрі мають гніздо для установки колон. Між фундаментними й опорними блоками укладають *лоткові блоки*. Вони виконані у вигляді плоских плит товщиною 20 – 30 см, шириною 3 м, довжиною 1 – 3 м.

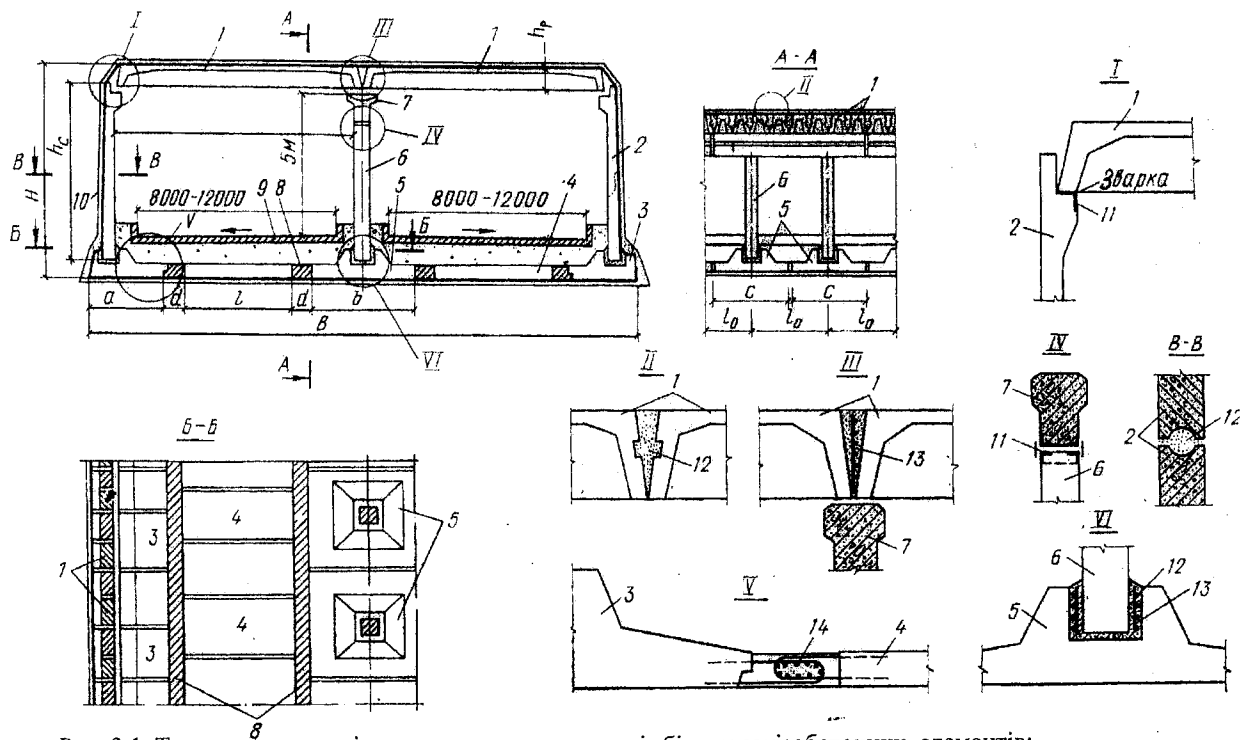


Рис. 3.1. Типова конструкція транспортного тунелю зі збірних залізобетонних елементів:
 1 – блок перекриття; 2 – стіновий блок; 3 – фундаментний блок; 4 – лотковий блок;
 5 – підколонник; 6 – колона; 7 – прогін; 8 – монолітна обв'язка; 9 – проїжджа частина;
 10 – гідроізоляція; 11 – закладні деталі; 12 – цементний розчин; 13 – сталеві сітка;
 14 – арматурні випуски

Колони квадратного поперечного перерізу розміром 40X40 або 50X50 см мають висоту до 5,5 м. Їх встановлюють у гнізда опорних блоків через 3 – 4 м по довжині тунелю. Поздовжні прогони-ригелі мають прямокутний або тавровий поперечний переріз і виконуються у вигляді двоконсольних однопрольотних балок довжиною до 8 і висотою до 1,2 м. Використовують також прогони у вигляді однопрольотних розрізних або багатопрольотних нерозрізних балок із залізобетонними стиками в місцях спирання їх на колони або в прольоті.

Блоки перекриття тунелів мають найчастіше П-подібний перетин і спираються на стіни і прогін. При довжині блоку 12,15 м, ширині 1,55 м і висоті 0,85 м. Такі блоки мають високу несучу здатність і жорсткість. Висоту блоків перекриття визначають залежно від прольоту, що перекривається.

Об'єднання всіх збірних елементів у єдину рамну конструкцію роблять зварюванням арматурних випусків або закладних деталей, бетонуванням стиків, заливанням швів цементним розчином.

Можливі деякі модифікації типової конструкції автотранспортних тунелів за рахунок зміни конфігурації, розмірів і типів окремих блоків.

Розглянуті конструкції транспортних тунелів вимагають використання великої кількості монтажних елементів, що призводить до утворення протяжних швів і розривів між блоками, що підлягають бетонуванню. У зв'язку з цим доцільно створення конструкцій тунелів з укрупнених об'ємних залізобетонних елементів П- або [-подібної форми довжиною до 6 – 8 м. Конструкції транспортних тунелів, що споруджуються у відкритих котлованах, можуть бути запроєктовані таким чином, щоб їхні стіни служили огороженням котловану замість дефіцитного і дорогого пальового або шпунтового металевих кріплення.

Збірно-монолітні залізобетонні конструкції транспортних тунелів. Якщо транспортні тунелі розташовуються на криволінійних ділянках траси, проходять поблизу будинків або безпосередньо під їхніми фундаментами

і розміри поперечного перетину тунелів змінюються по довжині (збірні залізобетонні конструкції можуть виявитися неприйнятними). У цих випадках застосовують конструкції з монолітного залізобетону або комбіновані збірно-монолітні, котрі легко пристосовуються до різних містобудівних і інженерно-геологічних умов.

Однопрольотні тунелі з монолітного залізобетону, побудовані котлованним способом, являють собою замкнуту раму, що складається з лотка, стін і перекриття (рис. 3.2, *a*). Товщина стін змінюється від 0,3 до 0,5 м, лотка – від 0,4 до 0,8 м, а ребристого перекриття – від 0,6 до 1 м і більше. Сполучення стін з лотком і перекриттям влаштовують за допомогою кутів, забезпечуючи необхідну жорсткість вузлів. Стіни і лоток найчастіше роблять плоскими, а перекриття залежно від прольоту – плоским або ребристим.

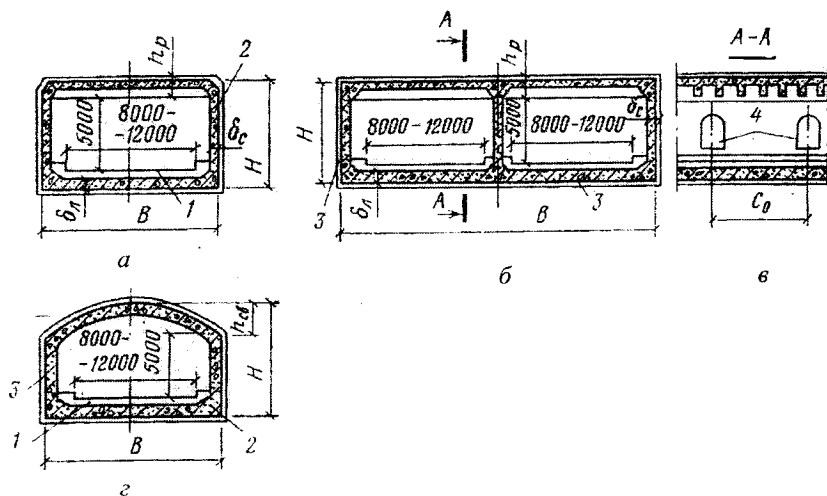


Рис. 3.2. Конструкції транспортних тунелів з монолітного залізобетону:

- 1 – проїзна частина; 2 – кріплення;
3 – гідроізоляція; 4 – прорізи

Конструкції чотири- і шестисмугових транспортних тунелів виконують у вигляді двопробольотної залізобетонної рами із середньою розділовою стінкою (рис. 3.2, б). Крупнопробольотні конструкції з монолітного залізобетону можуть бути виконані зі склепінним перекриттям (рис. 3.2, в).

Прямокутні конструкції з монолітного залізобетону характеризуються підвищеною жорсткістю кутів і працюють як статично невизначені рамні системи замкнутого контуру. Це обумовлює деяке зниження зусиль в елементах конструкції в порівнянні зі збірними залізобетонними конструкціями. Разом з тим, такі конструкції чутливі до деформацій основи, тому їх варто застосовувати при наявності щільних і міцних ґрунтів.

У слабких або просадочних ґрунтах монолітні конструкції спирають на пальові фундаменти (рис. 3.2, г). У ряді випадків доцільне влаштування комбінованих конструкцій, що складаються частково з монолітних і збірних елементів.

Конструкції пішохідних тунелів. Підземні пішохідні переходи складаються із закритої (тунельної) частини і відкритих сходових, пандусних або ескалаторних входів і виходів. Конструкції пішохідних тунелів багато в чому аналогічні конструкціям транспортних тунелів, однак мають свої особливості.

Розроблено типові збірні залізобетонні конструкції однопробольотних і двопробольотних систем. Однопробольотні конструкції шириною 4 – 6 м збирають із трьох типів блоків: лоткового, двох стінових і блоку перекриття (рис. 3.3). Оскільки розміри пішохідних тунелів значно менші, ніж транспортних, і зусилля, що передаються на ґрунт, порівняно невеликі, необхідність у спеціальних фундаментних блоках відпадає. Тому стінові блоки пішохідних тунелів мають у нижній частині консольну п'яту, яка спирається на ґрунт, а у верхній частині виступа для установки плит-перекриття.

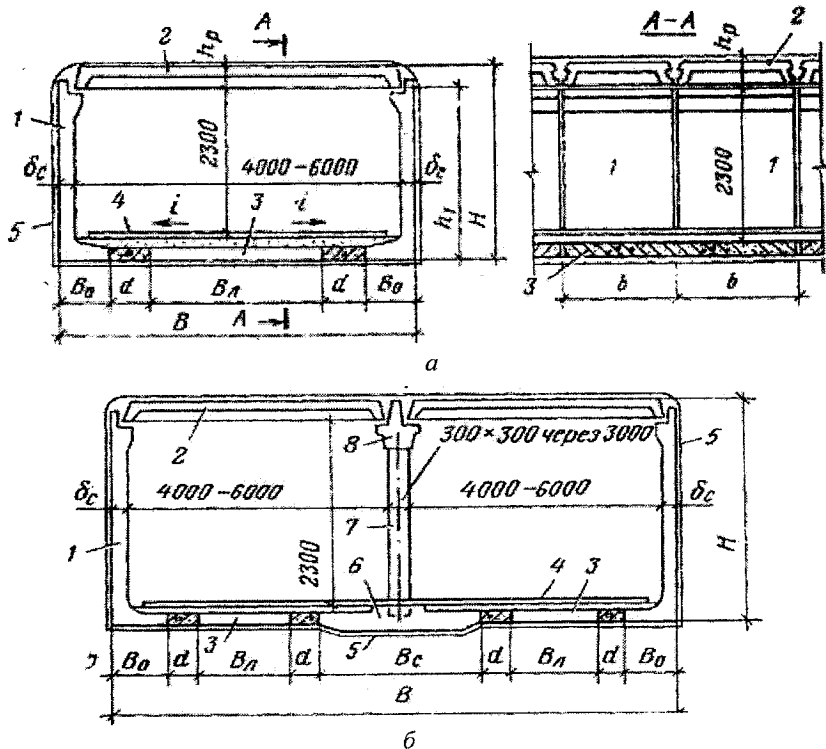


Рис. 3.3. Конструкції однопрольотного (а) і двопрольотного (б) пішохідних тунелів із збірних залізобетонних елементів: 1 – стіновий блок; 2 – блок перекриття; 3 – лотковий блок; 4 – покриття підлоги; 5 – гідроізоляція; 6 – підколонник; 7 – колона; 8 – прогін

Стінові блоки мають ширину 1,48 товщину 0,2 – 0,25 м. Блоки перекриття П-подібного поперечного перерізу довжиною 4,12 і 6,1 м і шириною відповідно 1,48 і 1,31 м мають висоту 0,3 і 0,45 м. Зв'язок між окремими блоками влаштовується так само, як у конструкціях транспортних тунелів.

Двопрольотні пішохідні тунелі складаються з двох відсіків шириною по 4, 6 м і більше, розділених рядком колон, розташовуваних через 3 м по осі тунелю (рис. 3.3, б). Колони

прямокутного поперечного перерізу спираються на підколонники і несуть поздовжній прогін прямокутного чи таврового перетину.

Подальше удосконалювання збірних конструкцій пішохідних тунелів багато в чому пов'язано зі зменшенням кількості типів блоків і укрупнення останніх (рис. 3.4).

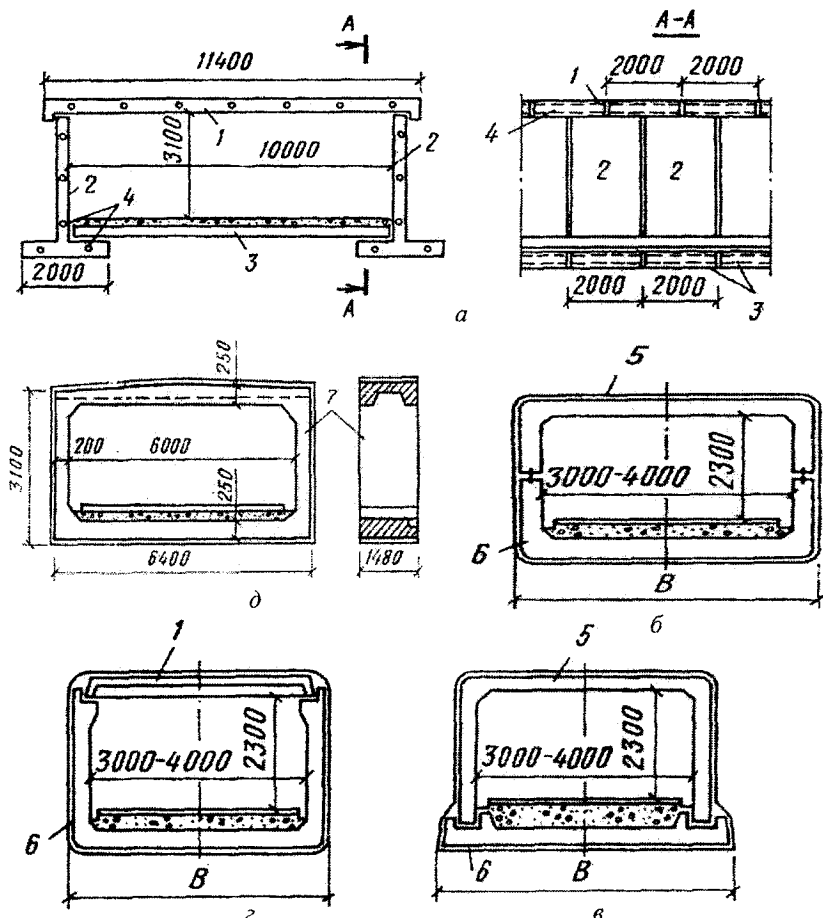


Рис. 3.4. Великоблочні конструкції пішохідних тунелів: а - з трьох типів блоків; б - з двох типів блоків; в, д - з одного типу блоків; 1 - блок перекриття; стіновий блок; 3 - лотковий блок; 4 - отвір для тяжів; 5 - верхній блок; 6 - нижній блок; 7 - суцільна секція

Стик верхніх і нижніх блоків улаштовують шляхом зварювання випусків арматури з наступним бетонуванням або за допомогою стержневих фіксаторів, розміщених у циліндричних пазах, передбачених по торцях верхнього і нижнього блоків, з нагнітанням цементного розчину. Основним недоліком конструкції з U- і П-подібних блоків є велика довжина поздовжніх швів.

Найбільшою мірою вимогам індустріалізації будівництва відповідають *суцільносекційні* кріплення пішохідних тунелів, що складаються з окремих просторових елементів замкнутої конструкції. Їх виконують зі звичайного залізобетону прямокутного, склепінного чи кругового окреслення.

Конструкції підземних автостоянок і гаражів. Підземні автостоянки і гаражі лінійного типу шириною до 15—18 м проектують, як правило, однопрольотними без проміжних опор-стійок. Конструкції їх складаються з лоткової частини, фундаментів, зовнішніх стін, верхнього і між'ярусних перекриттів (рис. 3.5, а). Підземні гаражі і комплекси зального типу шириною більше 18 – 25 м виконують двох- або багатопрольотними. У цьому випадку несучі конструкції крім лотків, фундаментів і стін включають і *каркасно-ригельну систему*, що складається з одного чи декількох рядів колон, на які спираються повздовжні прогони-ригелі, а по них укладають блоки перекриття (рис. 3.5, б).

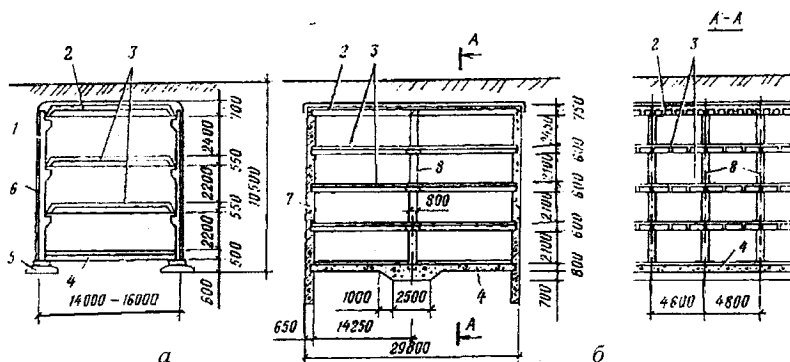


Рис.3.5. Конструкції підземних гаражів: а – однопрольотна; б – двохпрольотна; 1 – стіновий блок; 2 – верхнє перекриття; 3 – між'яруснє перекриття; 4 – лоток; 5 – фундамент; 6 – гідроізоляція; 7 – траншейна стіна; 8 – колони

Колони можуть мати консольні виступи для обпирання на них ригелів або розширення – капітелі для обпирання плитного безбалкового перекриття.

Перекриття підземних гаражів і комплексів найчастіше виконують з монолітного або збірного залізобетону. Конструкції перекриття аналогічні застосовуванню при будівництві транспортних і пішохідних тунелів. В основному використовують ребристі, рідше безбалочні перекриття з монолітного або збірного залізобетону, причому в підземних гаражах і комплексах кругового окреслення в плані блоки перекриття виконують трапецевидної форми, спираючи їх на кільцеві ригелі і колони. Якщо прольоти перекриття перевищують 12 – 15 м, використовують попередньо напружені залізобетонні блоки, а при прольотах більше 25 – 30 м доцільно застосування залізобетонних або металевих ферм, а також склепінного перекриття.

Рампи. Ділянки в'їзду і виїзду міських транспортних тунелів, підземних автомагістралей, підводних тунелів, автостоянок, гаражів і комплексів, що сполучають закриту підземну частину з наземними магістралями, виконують у вигляді відкритих виїмок. У тих випадках, коли територія над підземними спорудами досить вільна, можливе влаштування відкритих виїмок із природними укосами.

У більшості випадків міські підземні транспортні споруди розташовуються на густо забудованій території, у зв'язку з чим на рампових ділянках потрібно влаштовувати несучі конструкції. Вони являють собою жорстку раму незамкнуту зверху прямокутного профілю і перемінної висоти. Стіни рампи можуть закріплювати укоси виїмки на всю висоту або тільки в їхній нижній частині з влаштуванням у верхній частині природних укосів.

Залежно від містобудівних і інженерно-геологічних умов зустрічаються різні конструкції рамп із монолітного або збірного залізобетону, а також комбіновані збірно-монолітні. Застосування монолітного залізобетону в ряді випадків може

виявитися більш доцільним, що пов'язано з необхідністю безупинної зміни висоти стін рампи. Конструкції з монолітного залізобетону мають U-подібний перетин і складаються із стіни перемінної товщини, що переходить вниз у лоткову плиту. Така конструкція є простішою і застосовується при глибині рампи до 3—4 м (рис. 3.6).

При влаштуванні рампових конструкцій у водонасичених ґрунтах забезпечують їхню стійкість проти спливання, що досягається збільшенням ваги конструкції за рахунок збільшення товщини стін і лотка або укладання баластового вантажу на лоткову плиту, яку в цьому випадку доцільно робити криволінійною, щоб не збільшувати висоту стін.

Найбільш ефективний засіб проти спливання рампових конструкцій – це заанкерування їх у ґрунт.

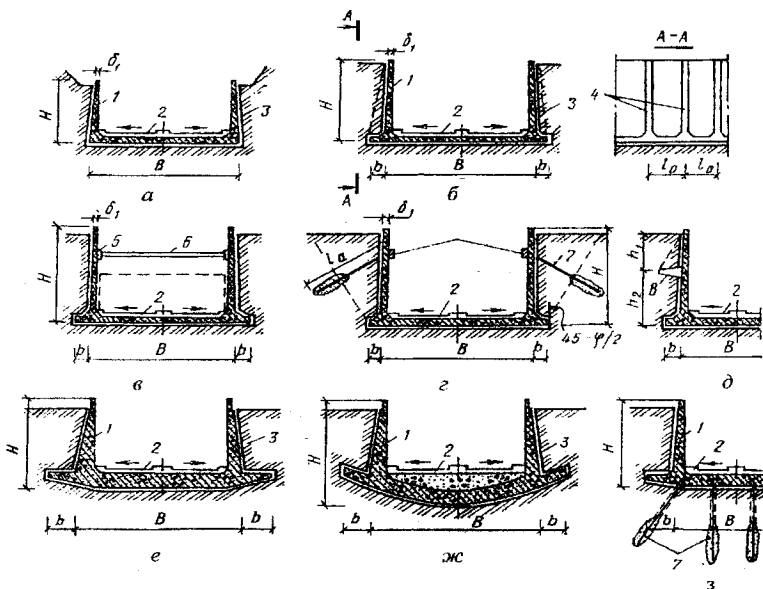


Рис. 3.6. Конструкції рампи із монолітного залізобетону з консольними стінками (а, б, е, ж), з розпірками (в), з анкерами (г, з) і з консольними плитами, що розвантажують, (д):

- 1 – рама; 2 – проїзна частина; 3 – гідроізоляція;
 4 – контрфорси; 5 – пояс; 6 – розпірка; 7 – анкер;
 8 – консольна плита, що розвантажув

3.3. Конструкції підземних споруд, що будуються способом „стіна в ґрунті”

Об'ємно-планувальні рішення заглиблених споруд, що будуються методом “стіна в ґрунті”, приймаються відповідно до призначення споруди і технології будівельного виробництва. Основним конструктивним елементом є стіни заглиблених споруд, які можуть бути із монолітного і збірного залізобетону.

Споруди зі збірного залізобетону. Споруди зі збірного залізобетону виконують із плоских і ребристих стінових панелей, а також об'ємних пустотних блоків. Плоскі стінові панелі доцільно застосовувати в прямокутних і круглих у плані спорудах глибиною до 10 – 12 м, ребристі стінові панелі ефективні для прямокутних споруд у плані глибиною до 14 – 15 м, а пустотні об'ємні блоки ефективні для пристрою підпірних стін глибиною до 15 – 18 м. Членування стіни на збірні елементи виконується залежно від розрахункової схеми споруди. У даний час членування стін на збірні елементи виконується вертикальними швами. При влаштуванні стін глибиною понад 12 – 15 м (крім стін з коробчатих блоків, довжина яких досягає 24 м) між стіновими панелями передбачається влаштування горизонтальних швів.

Плоскі стінові панелі, як правило, виконують товщиною 300 – 400 мм, хоча відомі випадки, коли їхня товщина досягала 900 мм. Панелі виконували суцільними чи пустотними, якщо їхня товщина перевищувала 600 мм.

У даний час одержали поширення два типи вертикальних стиків між збірними елементами – відкриті і закриті. Відкриті стики виконуються робочими, тобто їхня міцність дорівнює міцності панелей, або неробочими (конструктивними). У конструкціях з робочими стиками панелі навантажені в горизонтальному напрямку й у стиках мають місце напруження, що розтягують. Робочі стики застосовуються в спорудах, що мають у плані круглу і прямокутні форми, коли

співвідношення прольотів забезпечує роботу стіни у двох напрямках (рис. 3.7).

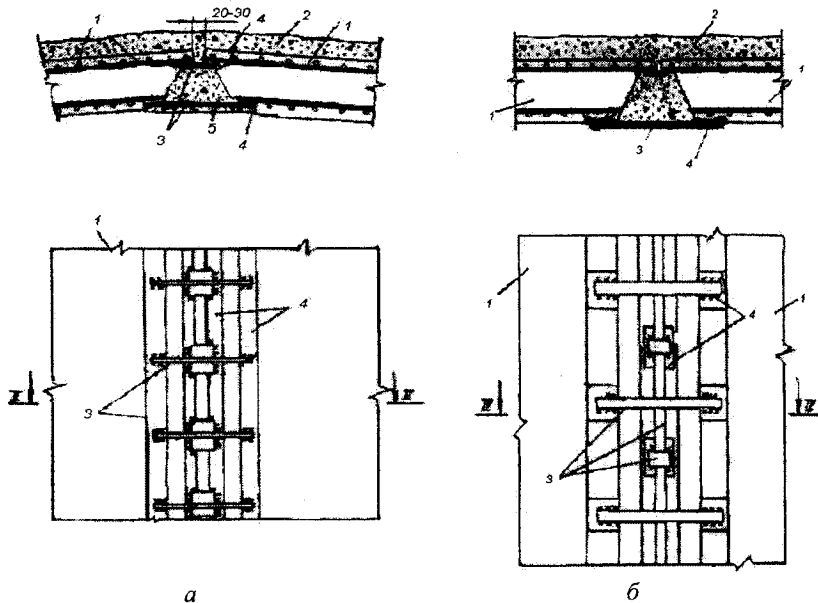


Рис.3.7. Клиноподібні відкриті стики: *а* – робочий; *б* – неробочий (конструктивний); 1 – панелі, що стикаються; 2 – тампонаж зовнішньої пазухи; 3 – накладки; 4 – закладні частини; 5 – монолітний бетон

Закриті стики виконуються тільки неробочими (конструктивними). Їх застосовують у лінійних спорудах типу підірних стін, спорудах прямокутної форми в плані, коли довжина стіни значно (у 3-5 разів) перевищує її глибину, а також у круглих спорудах, за умови забезпечення роботи стика як шарніра. У конструкціях з неробочими стиками стіни працюють на вигин тільки у вертикальній площині, у стиках не виникають розтяжні зусилля, але вони працюють на зріз.

Неробочий стик менш трудомісткий у виконанні за рахунок зменшення обсягу зварювальних робіт. Арматура верхньої і нижньої сітки панелей у відкритих робочих стиках

приварюється до закладних металевих смуг, що з'єднують накладками з арматурної сталі. У водонасичених ґрунтах замість накладок застосовують суцільні металеві пластини, що приварюються до закладних частин суцільним швом. Ребристі стінові панелі стикують також неробочим відкритим стиком (рис. 3.8).

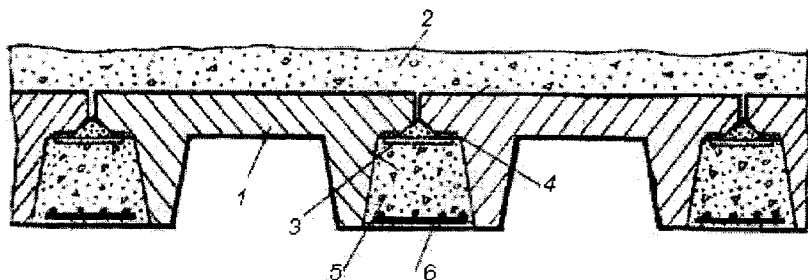


Рис.3.8. Конструкція стиків ребристих панелей:

- 1 – стінова панель; 2 – тампонаж зовнішньої пазухи;
- 3 – накладка з арматурної сталі; 4 – заставна частина;
- 5 – монолітний бетон; 6 – арматурна сітка бетону стику

Закриті стики виконують шпонкового типу (рис. 3.9). Омонолічування їх роблять шляхом подачі розчину знизу нагору по спеціальній трубці, що опускається в стик або закладеної в тіло панелі. Для забезпечення водонепроникності закриті стики закриваються суцільною смугою-накладкою, що установлюється зсередини споруди, яка приварюється до закладних частин суцільним швом у міру розробки ґрунту.

Споруди з монолітного залізобетону. Стіни з монолітного залізобетону можна зводити практично будь-якої необхідної глибини. Товщина монолітних стін у ґрунті визначається шириною робочого органа механізму, що розробляє, і складає 600 – 1200 мм. Монолітні стіни зводяться окремими захватками, довжина яких 3,0-6,0 м. Довжина захваток призначається залежно від типу ґрунту, характеристики умов будівництва механізму, що розробляє ґрунт, навантаження на борт траншеї та інших факторів.

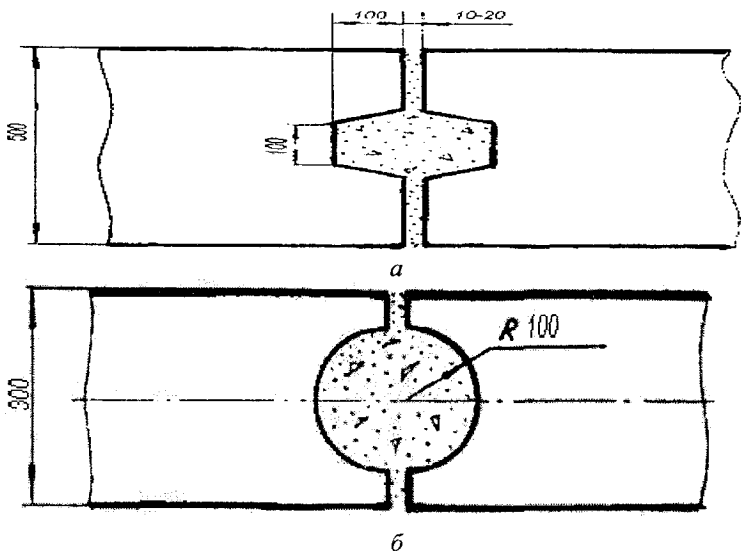


Рис. 3.9. Закриті шпонкові стики:

а – трапецеїдальної;

б – круглої форми

Між захватками встановлюються обмежувачі – торцева опалубка, за допомогою яких формуються вертикальні стики між блоками бетонування. Залежно від конструкції обмежувачів стики між блоками виконуються робочими або неробочими.

При влаштуванні неробочих стиків використовуються обмежувачі із металевих труб або паль, які витягаються або не витягаються. На рис. 3.10, а показана конструкція обмежувачів, що витягаються із металевих труб, а на рис. 3.10, б, в показана конструкція обмежувачів, що не витягаються, із залізобетонних паль. Приведені обмежувачі захваток використовуються для глибин до 10-12 м. Понад цієї глибини передбачають обмежники спеціальні конструкції.

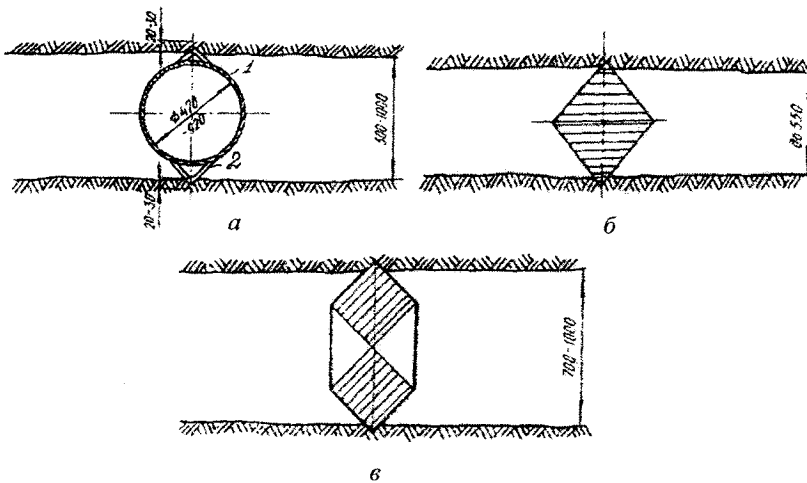


Рис. 3.10. Обмежувачі захваток: *а* – знімний (інвентарний) обмежувач; *б, в* – незнімні стаціонарні обмежувачі з паль; *1* – хомут з арматурної або смугової сталі; *2* – палі

У робочих стиках арматура стикується шляхом перепуски, довжиною 30-50 d . Обмежувачі в робочих стиках виконані у вигляді металевих діафрагм або залізобетонних розділових елементів. Арматурні каркаси монолітних стін виконуються розміром на захватку. Ширина їх на 150 – 200 мм менше ширини траншеї. З боків каркаса приварюються направляючі полозки зі смуги шириною 30- 50 мм або бетонні котки, установлені на горизонтальних осях. Ширину армокаркаса з направляючими приймають на 50 – 70 мм менше ширини траншеї. У верхній частині каркаса приварюють поперечні стержні з прокату, за допомогою яких каркас підвішують на бортах траншеї. Як робочу арматуру застосовують сталь періодичного профілю А-III. Для поперечної і конструктивної арматури застосовується сталь класу А-1. Відстань між подовжніми стержнями арматури визначається з необхідного розрахунку на міцність кількості робочої арматури, але повинно бути не менш 100 мм.

Жорстке (рамне) з'єднання стін із днищем і з внутрішніми стінами виконують шляхом з'єднання з випусками арматури з каркасів або шляхом приварки арматури до закладних деталей. Випуски виконують зі сталі А-1 і на період занурення в траншею їх відгинають по напрямку занурення каркасів у траншею (рис. 3.11).

Днище, перекриття і внутрішні стіни. Конструкцію основи під днищем підземних споруд вибирають залежно від прийнятого способу розробки ґрунту з середини споруди (рис. 3.12). При розробці ґрунту насухо з водозниженням або з водовідливом під днище укладають шар дренажного матеріалу, після чого влаштовують підготовку з пісного бетону. При розробці ґрунту з-під води в основі влаштовують бетонну подушку або водонепроникний вантаж з каменю. Бетонні подушки виконують при будівництві споруд малого розміру в плані з відстанню між стінами до 10 м. При влаштуванні днищ у спорудах більшого прольоту передбачають влаштування проникного привантаження з бутового каменю, а потім тришаровий зворотний фільтр. Днище завжди виконують із монолітного залізобетону. Армують його двома рядами арматурних сіток – верхнім і нижнім (рис. 3.11). Сітки укладають взаємно перпендикулярно. При шарнірному з'єднанні стіни з днищем по контуру останнього укладають гнуті сітки. Верхні сітки укладають на підтримуючі каркаси. При великих розмірах днища передбачають розріз днища на блоки бетонування.

Перекриття заглиблених споруд проектують у збірному залізобетоні по типу міжповерхових перекриттів промислових будинків. У круглих у плані спорудах ділянки, котрі примикають до стін, виконують монолітними. При проектуванні перекриттів враховують їхню роботу в площині на стиснення, викликане тиском ґрунту на стіни.

Внутрішні стіни виконують із збірних залізобетонних панелей. Обпирання на стіни – шарнірне.

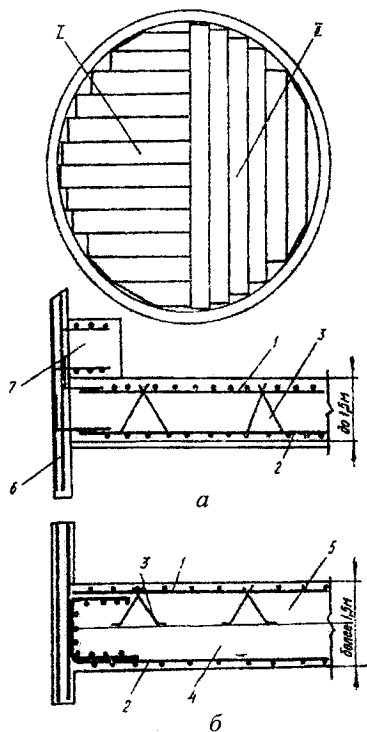


Рис. 3.11. Схема армування дна:
a і *б* – розрізи дна, відповідно при
 одному і двох ярусах бетонування;
 I – план нижніх сіток; II – план
 верхніх сіток; 1 – верхні арматурні
 сітки; 2 – нижні арматурні сітки;
 3 – опорні каркаси; 4 – бетон першого
 ярусу; 5 – бетон другого ярусу;
 6 – стіна; 7 – опорне кільце

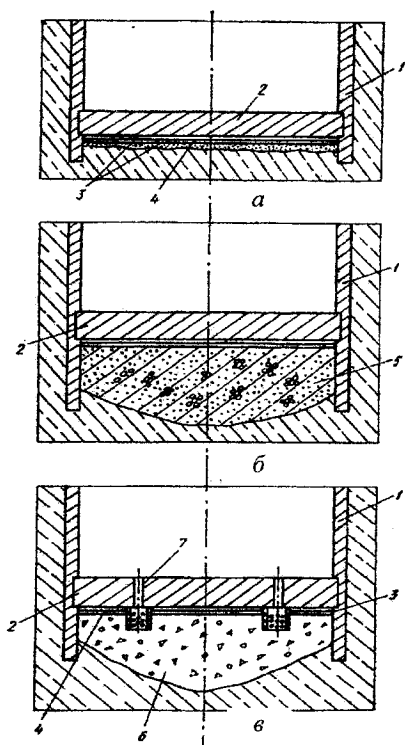


Рис. 3.12. Конструкція основ дна:
a – основа в сухих або осушених
 ґрунтах; *б* – основа у вигляді бетонної
 пробки, що укладається методами
 підводного бетонування; *в* – основа з
 кам'яного привантаження, що
 укладається під воду; 1 – стіни споруди;
 2 – дніще; 3 – бетонна підготовка;
 4 – гідроізоляція; 5 – бетонна пробка;
 6 – проникний привантажувач;
 7 – колодязі для відкачки води, що
 дрениється

Комір траншеї. Комір влаштовують тільки при будівництві несучих стін у траншеях під глинистим розчином. Він може бути постійним і входити до складу споруди як самостійний конструктивний елемент або тимчасовим і влаштовуватися тільки на період копання траншеї. На період

розробки траншеї і монтажу в ній стінових конструкцій комір використовують для закріплення її верхньої частини і перерозподілу навантажень від монтажних кранів і механізму, що розробляє ґрунт, і тимчасового закріплення стінової панелі в монтажному положенні. У період експлуатації споруди комір траншеї може використовуватися як верхнє опорне кільце, експлуатаційний балкон, анкер-площадка проти підйому. Коміри траншеї мають різну конструкцію. Найбільше використання мають наступні форми комірив: Г-подібна, балкова, L-подібна, плитна. Комір включає вертикальне облицювання траншеї і горизонтальну частину – плиту. Він виконується з монолітного, збірного або збірно-монолітного залізобетону.

3.4. Конструкції підземних споруд, що будуються опускним способом

Опускні колодязі і кесони. Способом опускних колодязів або кесонів можуть бути побудовані підземні автостоянки, гаражі і багатоярусні комплекси, окремі ділянки автотранспортних (підземних і підводних) тунелів, шахтні стовбури, вентиляційні, дренажні, монтажні і демонтажні щитові камери, сходи в пішохідні тунелі та ін.

Опускні колодязі і кесони можуть мати різні конструкції залежно від призначення і місця розташування підземної споруди, форми і розмірів поперечного перерізу.

Опускні колодязі являють собою залізобетонну оболонку кругового, прямокутного або овалодіального перетину відповідно до планувальної схеми підземної споруди. Найбільш розповсюдженою формою поперечного перерізу опускних колодязів є кругова. Така форма забезпечує раціональну статичну роботу конструкції на зовнішні навантаження і поліпшує умови опускання.

У поздовжньому розрізі колодязі можуть бути виконані у вигляді прямокутного циліндра зі стінками постійної товщини,

мати конічну або східчасту форму зі стовщенням стін до низу. При цьому внутрішню поверхню стін роблять вертикальною.

Розміри поперечного перерізу опускних колодязів визначаються головним чином призначенням підземної споруди. Так, опускні колодязі шахтних стовбурів звичайно мають внутрішні діаметри 4 – 10 м, а колодязі, застосовувані при зведенні багатоярусних підземних гаражів і комплексів, можуть мати діаметри до 50 – 60 м. Висота (глибина опускання) колодязя може змінюватися від 5 – 10 до 30 – 50 м.

Опускні колодязі виконують з монолітного чи збірною залізобетону або влаштовують їх комбінованою, збірно-монолітною конструкцією. Конструкції опускних колодязів звичайно роблять масивними з товщиною стін до 1 – 1,5 м і більше, що обумовлено не стільки вимогами міцності або жорсткості, скільки умовами опускання – необхідністю мати достатню масу для подолання сил тертя.

Широке впровадження прогресивного способу опускання колодязів у тиксотропній сорочці дозволило в багатьох випадках відмовитися від масивних колодязів і перейти до полегшених конструкцій, товщина стін яких не перевищує 60 – 80 см. Оболонки великих діаметрів (до 50 – 60 м) можуть бути зведені з монолітного залізобетону, що дозволяє легко створити потрібну масу для занурення колодязя.

Збірні оболонки колодязів діаметром 10 – 40 м і глибиною 10 – 30 м можуть монтуватися з окремих крупнорозмірних *плоских панелей* шириною до 2 м, висотою до 12 м і більше (рис. 3.13, а). У цьому випадку поперечний переріз колодязя має форму багатокутника, причому при великих діаметрах такий багатокутник близький до кола. Панелі з'єднують за допомогою петлевих випусків арматури чи з застосуванням сталевих накладок, що приварюються до закладних елементів.

Залежно від глибини занурення колодязя оболонка може збиратися по висоті з одного або декількох ярусів панелей. Довжину панелей при глибині опускання колодязя менш 15 м варто приймати рівній глибині колодязя. У багатоярусних

конструкціях окремі яруси з'єднують за допомогою суцільної монолітної обв'язки, до бетонування якої зварюють випуски арматури з верхніх і нижніх панелей. Горизонтальні стики можуть бути влаштовані також і на болтах. Для об'єднання панелей і вирівнювання їх по висоті у верхній частині влаштовують суцільний монолітний пояс.

Розроблені збірно-монолітні конструкції оболонок опускних колодязів діаметром до 50 м, що складаються з монолітного ножа товщиною 1 м із внутрішніми ребрами жорсткості висотою 2,45 – 3,15 м і плоских стінових панелей розмірами 9,65X2,3X0,3 м. Панелі закладають у паз, влаштований у верхній частині ножа, і поєднують між собою багатокутними монолітними пілястрами, арматурні каркаси яких зв'язуються з випусками арматури ножової частини (рис. 3.13, б). По верху стін влаштовують жорсткий обв'язочний пояс, в який замурують пілястри.

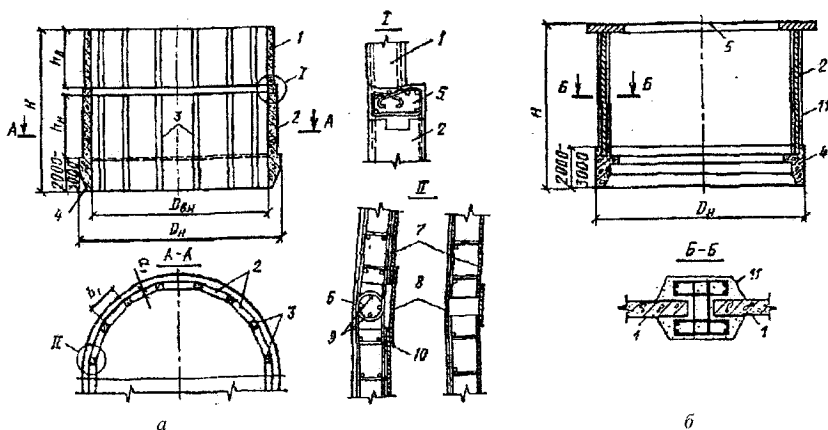


Рис. 3.13. Конструкції опускних колодязів із плоских залізобетонних панелей (а, б):

1 – верхня панель; 2 – нижня панель; 3 – шов замонолічування; 4 – ножова частина; 5 – монолітна обв'язка; 6 – випуски арматури; 7 – металоізоляція; 8 – сталеві накладки; 9 – вертикальні арматурні стрижні; 10 – зварені шви; 11 – пілястра

Дно опускних колодязів виконують у вигляді суцільної плоскої плити із монолітного залізобетону, який укладається на відповідну підготовку (див. рис. 3.12).

При необхідності влаштування підземних споруд у слабких водонасичених ґрунтах використовуються кесони (рис.3.14, а), у нижній частині яких влаштовують робочі камери. Окреслення і розміри робочої камери в плані відповідають конфігурації і розмірам колодязя. Висота камери приймається не менше 2,2 – 2,5 м із умов можливості роботи в ній людей і розміщення землерийного обладнання. В стелі кесона розміщують отвори для пропуску шахти, через яку в робочу камеру входять люди, подається матеріал і видається роздроблений ґрунт. Після опускання кесонна на проектну позначку робочу камеру заповнюють бетоном.

Поряд з опускними колодязями-кесонами застосовують так називані тунелі-кесони у вигляді окремих готових секцій, що мають унизу робочу камеру (рис. 3.14, б). Зовнішнє окреслення кесонів-тунелів може бути прямокутним або склепінним, а внутрішнє-прямокутним, склепінним або круговим. У більшості випадків застосовують склепінні конструкції, що краще, ніж прямокутні, працюють на сприйняття зовнішніх навантажень, що дуже істотно, тому що кесони-тунелі опускають на глибину до 35-40 м від поверхні землі, де вони піддаються дії значних навантажень. Довжину секції призначають, виходячи з необхідної просторової жорсткості конструкції.

Конструкції секцій тунелів-кесонів виконують з монолітного залізобетону. Товщину склепіння і стін в залежності від прольоту секції і величин зовнішніх навантажень приймають 40 – 60 см. По торцях кожної секції влаштовують тимчасові водонепроникні перегородки – діафрагми із залізобетону або сталі і передбачають необхідні пристрої для з'єднання сусідніх секцій між собою або з ділянкою готового тунелю.

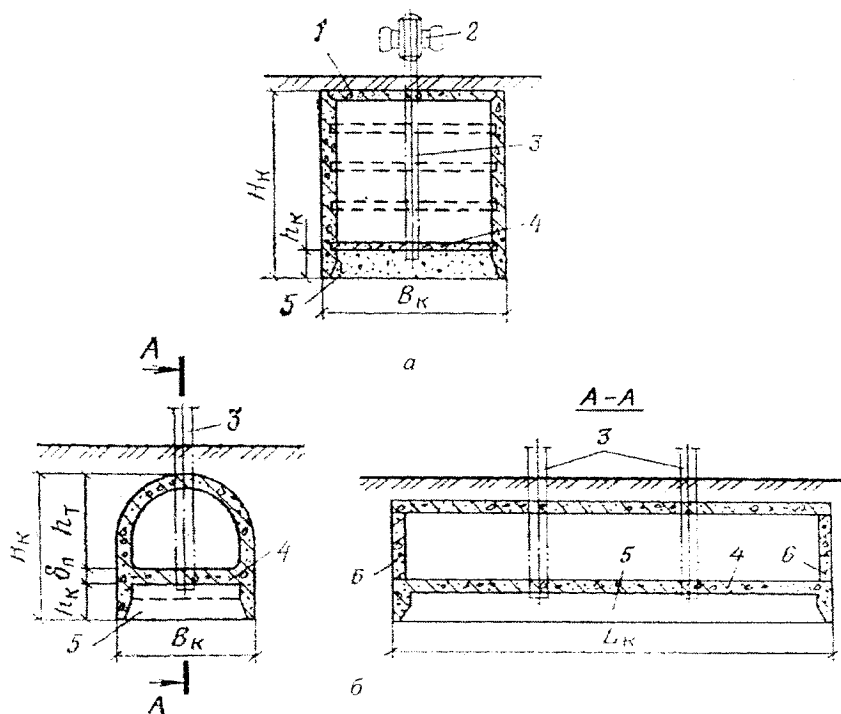


Рис. 3.14. Конструкція опускного колодязя-кесона (а) і секції тунелю-кесона (б):

1 – колодязь; 2 – шлюзовий апарат; 3 – шахтна труба;
4 – стеля кесона; 5 – кесонна камера; 6 – торцева діафрагма

Опускні секції підводних тунелів. При будівництві підводних тунелів широке поширення одержав спосіб опускних секцій. Залежно від призначення тунелю, інтенсивності руху по ньому, інженерно-геологічних умов, можливостей виготовлення секцій, стійкості основи й інших факторів тунельні секції можуть бути кругового, бінокулярного, прямокутного, склепінного, полігонального або еліптичного поперечного перерізу (рис. 3.15).

Тунельні секції виконують зі сталі, бетону і залізобетону, як правило, монолітної конструкції. Секції кругового

окреслення з монолітного залізобетону являють собою суцільну трубу товщиною 50 – 70 см, яка має з двох сторін торцеві діафрагми.

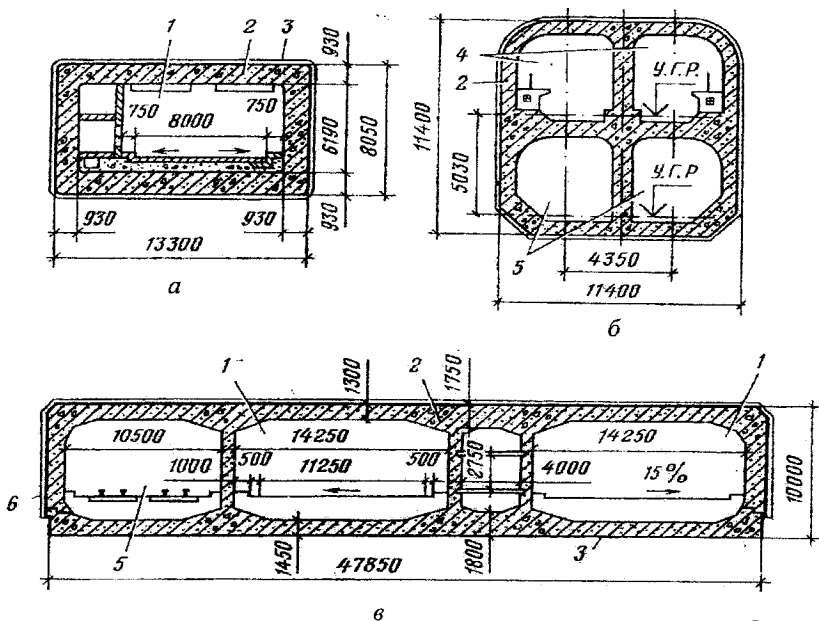


Рис. 3.15. Конструкції тунельних секцій прямокутного поперечного перерізу із залізобетону:

- 1 – простір для автомобільного руху; 2 – залізобетонне кріплення; 3 – металоізоляція; 4 – простір для потягів метрополітену; 5 – простір для залізничного руху; 6 – оклейова ізоляція

Найчастіше секції кругового внутрішнього окреслення виконують комбінованої конструкції: зі сталеві оболонки товщиною 7 – 10 мм, усередині якої розміщене залізобетонне або бетонне кріплення товщиною 40 – 50 см, а по зовнішньому контурі улаштована багатокутна бетонна обойма, покрита сталевими листами товщиною 5 – 6 мм. Бетонна обойма є баластом, який забезпечує необхідну негативну плавучість секції, і полегшує установку її на дно траншеї. Жорсткість

сталевій оболонки досягається зварюванням з нею сталевих діафрагм на відстані 3 – 4,5 м і поздовжніх зовнішніх ребер між діафрагмами. Основними недоліками таких тунельних секцій є велика витрата сталі і трудомісткість їхнього виготовлення.

Секції прямокутного поперечного перерізу виготовляють найчастіше цілком з монолітного залізобетону. Залежно від кількості відсіків секції можуть бути як однопрольотною, так і багатопрольотною рамною конструкцією.

При значних навантаженнях на тунель, а також при великих прольотах перекриття (більше 12 – 15 м) застосовують опускні секції з попередньо напруженого залізобетону. При цьому, за рахунок зменшення товщини лотка, стін, перекриття, скорочуються розміри поперечного перерізу секцій і зменшується їхня маса. Однак при використанні попередньо напружених залізобетонних елементів складніше переборювати піднімальну силу, що виникає при установці їх у траншею.

При заляганні в основі тунелю щільних і однорідних ґрунтів конструкції опускних секцій виконують жорсткими, вони складаються з єдиного блоку або з декількох блоків довжиною 15 – 30 м, з'єднаних зварюванням випусків арматури й бетонуванням стиків. Однак, якщо можливі нерівномірні деформації основи, конструкції секцій збирають по довжині з окремих об'ємних блоків довжиною 15 – 30 м, з'єднаних між собою за допомогою напівтвердих або гнучких стиків. При використанні напівтвердих стиків, улаштованих шляхом перехрещування арматурних випусків, допускається взаємний поворот суміжних блоків. При гнучких стиках, виконаних із застосуванням пружних прокладок, допускається не тільки поворот, але і невеликі горизонтальні зсуви торців суміжних блоків.

Стики між окремими секціями повинні бути рівноміцними з будь-яким перетином секції і цілком водонепроникними. При стикуванні секцій кругового окреслення випуски сталевій оболонки скріплюють болтами, зварюють зсередини й бетонують зовні. Як опалубку використовують торцеві діафрагми і закріплені на них збоку сталеві фігурні листи.

3.5. Конструкції підземних споруд, що будуються закритим способом

Кріплення склепінного окреслення. Конструкції міських підземних автомагістралей, тунелів гірського типу, а також підземних автостоянок і гаражів тунельного типу, що споруджуються гірським способом, виконують переважно у вигляді кріплень склепінного окреслення. У більшості випадків такі кріплення зводять з монолітного бетону або набризг-бетону, додаючи їм різні конструктивні форми залежно від властивостей і стану оточуючих тунель ґрунтів.

На вибір типу тунельного кріплення впливають численні фактори: міцність ґрунту, характер і ступінь його тріщинуватості, умови залягання, обводненість та ін., – різні комбінації яких вимагають майже в кожному конкретному випадку індивідуального підходу при проектуванні. Проте при встановленні доцільної області використання кріплень склепінного окреслення можливо в першому наближенні скористатися класифікацією ґрунтів проф. М.М. Протодьяконова, в основу якої покладений коефіцієнт міцності f .

У ґрунтах з коефіцієнтом міцності $f=8-10$, коли вертикальний тиск незначний, а бічного практично немає, кріплення виконують у вигляді *похилого склепіння, що спирається на ґрунт* (рис. 3.16, а). Стіни виробки роблять вертикальними або з невеликим нахилом до вертикалі і не закріплюють несучою конструкцією, а покривають лицевальним шаром або торкрету набризг-бетону товщиною 3 – 5 см. Склепіння може бути постійної чи перемінної жорсткості зі звичайного монолітного бетону або набризг-бетону, а також з набризг-бетону в сполученні з анкерами. Звичайно п'яти склепіння нахилені до горизонту під кутом 15 – 20°. Для підвищення їхньої стійкості влаштовують виступи – берми шириною 0,2 – 0,3 м.

У менш міцних і тріщинуватих ґрунтах з $f = 4 - 8$ роблять кріплення, що складається зі склепіння і стін. При розкритті виробки на повний профіль сполучення склепіння зі стінами роблять плавним, а кріплення здобуває вид *похилого склепіння*. Оскільки бічний тиск незначний, стіни влаштовують вертикальними і прямолінійними з деяким стовщенням у нижній частині для кращого обпирання на підшву виробки (рис. 3.16, б). Між стінами бетонують плоский лоток, що передає навантаження з проїзної частини тунелю на ґрунт. Кріплення у вигляді похилого склепіння можуть бути виконані і з набризг-бетону постійної жорсткості, посиленого сталевую сіткою й анкерами. Такі кріплення утворюють разом з частиною ґрунту жорстке і міцне склепіння.

У тріщинуватому і порушеному неміцному скельному і напівскельному ґрунтах знаходять застосування комбіноване кріплення (рис. 3.16, в). Таке кріплення, що поєднує у собі функції постійного, тимчасового кріплення й опалубки, складається з бетонної оболонки товщиною 10 – 15 см, шару набризг-бетону товщиною 5 – 8 см і профільованих гофрованих і профільованих сталевих листів товщиною 1 – 3 мм. Сталеві листи добре зчіплюються з бетоном і захищають його від ушкодження під час проведення буропідричних робіт.

При розкритті виробки частинами, що потрібно звичайно в ґрунтах з коефіцієнтом міцності $f = 2 - 4$, кріплення може складатися з положистого склепіння, що спирається на вертикальні стіни (рис. 3.16, г). У цьому випадку в місцях сполучення склепіння зі стінами виникає злам осі кріплення, що призводить до концентрації напружень у цих перетинах. Звичайно товщину склепіння і стін у місці їхнього сполучення роблять однаковими. Однак при спорудженні тунелю способом обпертого склепіння останній може мати розширену п'яту і спиратися частково на бетонні стіни, а частково на ґрунт, що трохи полегшує конструкцію стін і спрощує їхнє зведення (рис. 3.16, д).

При будівництві австрійським способом тунелів у порушених скельних і напівскельних ґрунтах зводять двохшарове кріплення замкнутого окреслення (рис. 3.16, е).

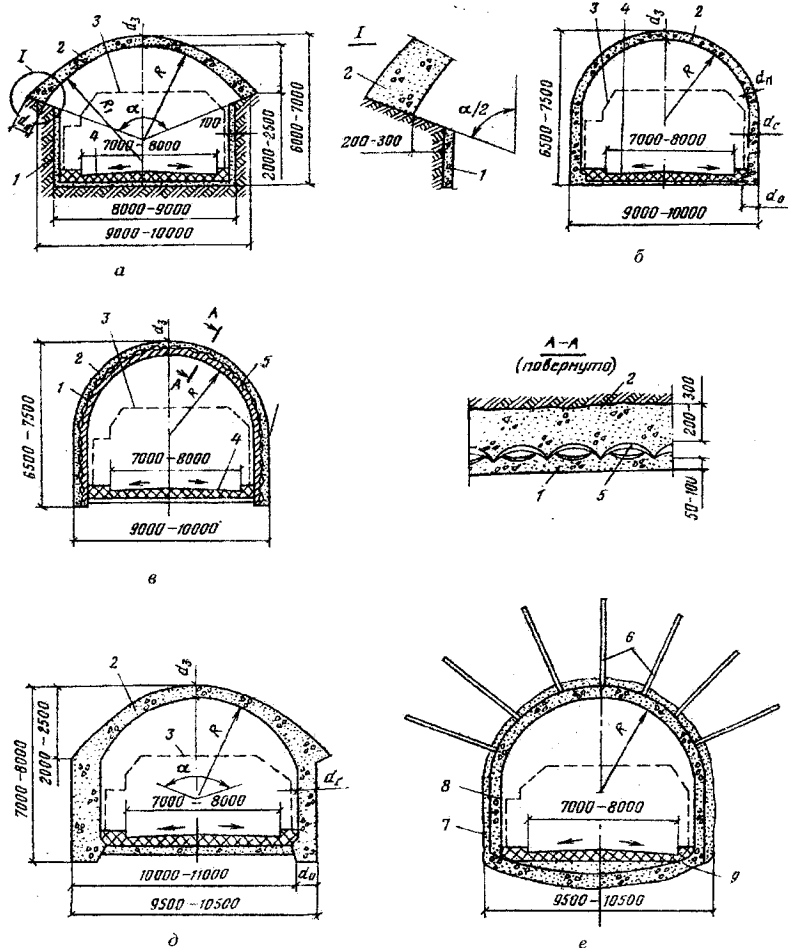


Рис. 3.16. Конструкції монолітних кріплень склепінного окреслення (а-е):

1 – облицювання; 2 – монолітний бетон; 3 – контур габариту; 4 – проїжджа частина; 5 – гофровані листи; 6 – анкери; 7 – первинне кріплення; 8 – вторинне кріплення; 9 – зворотна склепіння

Первинне кріплення виконується з набризг-бетону товщиною 10 – 20 см і підсилюється сталевим склепінням або анкерами, а вторинна – із монолітного бетону або набризг-бетону товщиною 25 – 35 см. При цьому досягаються найкращі умови спільної роботи кріплення з навколишнім ґрунтом і деякою економією матеріалів.

У ґрунтах з коефіцієнтом міцності $f < 2$, що виявляють значний вертикальний і бічний тиск, а іноді і тиск знизу, влаштовують кріплення у вигляді похилого склепіння, що спирається на зворотне склепіння. Для кращого сприйняття бічного тиску стіни мають криволінійний внутрішній обрис і трохи заглиблюються в ґрунт. Зворотне склепіння сприймає тиск знизу, розподіляє вертикальний тиск на велику площу і запобігає зміщенням стін усередину тунелю, викликане дією бічного тиску.

Товщину монолітних бетонних кріплень тунелів призначають виходячи з міцності навколишніх ґрунтів і класу бетону.

Кріплення з монолітного залізобетону що мають такі ж конструктивні форми, що і бетонні кріплення, але значно меншу, товщину склепіння і стін, застосовують, в основному, при гірському способі робіт з розкриттям тунельної виробки відразу на повний профіль.

Поряд з монолітними знаходять застосування збірні і збірно-монолітні кріплення склепінного окреслення. Такі кріплення збирають на місці робіт з готових елементів – бетонних, залізобетонних чи металевих блоків і тюбінгів. Збірне кріплення може бути виконане у вигляді положистого склепіння, що спирається на ґрунт (рис. 3.17, а), чи похилого склепіння з плоским лотком (рис. 3.17, в). Положисте склепіння зі збірних елементів може спиратися і на заздалегідь зведені стіни з монолітного бетону або

залізобетону (рис. 3. 17, б). Для обпирання на ґрунт або на стіни в складі кріплення повинні бути передбачені блоки з розширеною п'ятою.

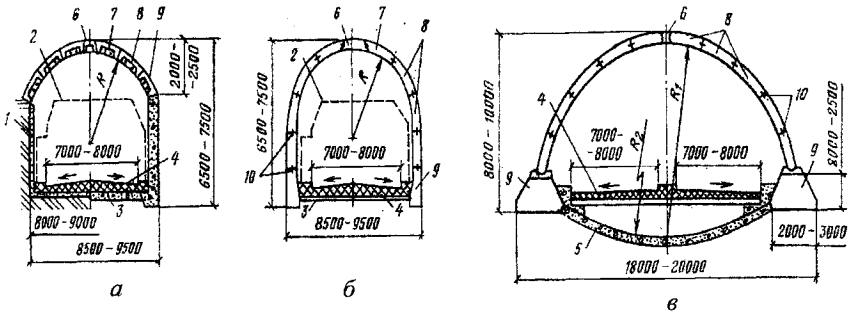


Рис. 3.17. Конструкції збірних кріплень склепінного окреслення:
 1 -- облицювання; 2 -- контур габариту; 3 -- лоток;
 4 -- проїзна частина; 5 -- зворотне склепіння;
 6 -- замковий блок; 7 -- суміжний блок; 8 -- нормальний блок;
 9 -- опорний блок; 10 -- фіксатори

Кріплення кругового окреслення з чавунних тюбінгів. Підземні автомагістралі, підводні і гірські тунелі, а також підземні автостоянки і гаражі тунельного типу, що споруджуються щитовим способом із застосуванням тунелепрохідних машин, як правило, мають кріплення кругового окреслення. Такої ж форми кріплення зводять при будівництві шахтних стовбурів і похилих тунелів.

Найбільше поширення одержали кругові кріплення збірної конструкції з металевих або залізобетонних елементів.

Збірні кріплення складаються з окремих кілець, кожне з яких збирається з однакових елементів суцільного чи ребристого перетину — блоків тюбінгів. Ширина кілець залежить від ступеня стійкості ґрунтів і від діаметра підземної виробки і змінюється від 0,5 до 1,2 м. Розбивають кільця на окремі елементи з урахуванням можливості виготовлення, транспортування і монтажу їх у підземних умовах. Якщо підземна виробка розташовується на прямолінійній трасі, застосовують кільця кріплення постійної ширини. При

необхідності повороту траси між такими кільцями укладають *клиноподібні* прокладки або застосовують *кутові конусні кільця*.

Існують різноманітні конструкції збірних кріплень кругового окреслення, елементи яких мають різні розміри, форму і масу, по-різному з'єднуються між собою. Відповідно до конструктивних особливостей усі збірні кріплення кругового окреслення можуть бути розділені на дві великі групи: жорсткі (зі зв'язками розтягання в радіальних стиках) і гнучкі (без зв'язків розтягання).

Розрізняють кріплення з постійними зв'язками розтягання, які забезпечують жорсткість і геометричну незмінюваність кілець кріплення як у період монтажу, так і на всій стадії експлуатації підземної споруди, і з тимчасовими зв'язками розтягання, що ставлять тільки на час монтажу.

У найбільш складних інженерно-геологічних умовах (у водоносних ґрунтах при гідростатичному тиску більше 0,15 – 0,2 МПа) одержали поширення кріплення з чавунних тюбінгів з постійними болтовими зв'язками в стиках.

Кожне кільце кріплення збирають із трьох типів тюбінгів: нормальних, двох суміжних і одного ключового (замкового) (рис. 3.18, *а*). Звичайно в кільці кріплення діаметром близько 10 м розміщується 10 – 16 тюбінгів. Нормальні тюбінги мають радіальні борти, суміжні – один радіальний і один скошений, а ключовий — два скошених борти. Це дозволяє замикати кільце кріплення при монтажі постановкою ключового тюбінга.

Останнім часом у метробудівництві почали застосовувати чавунні кріплення з *плоским лотковим блоком* замість ребристого нормального тюбінга (рис. 3.18, *б*). Це звільняє від необхідності багаторазового очищення від ґрунту лоткової частини тунелю й укладки спеціальних блоків для пристрою відкаточних шляхів у процесі проходки тунелю.

Кріплення з чавунних тюбінгів мають надлишкову несучу здатність і дорогі у виготовленні, тому застосування їх виправдано лише в особливо важких інженерно-геологічних умовах.

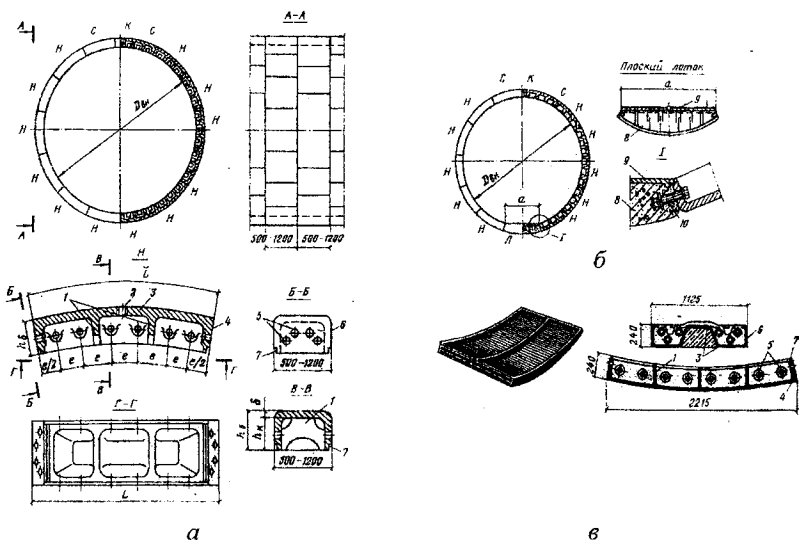


Рис. 3. 18. Конструкції кріплень зі звичайних (а), полегшених (б) і чавунних тьюбінгів хвилястої форми (в): 1 – ребра жорсткості; 2 – отвір для нагнітання; 3 – оболонка; 4 – радіальна грань; 5 – болтові отвори; 6 – кільцева грань; 7 – паз для чеканення; 8 – залізобетонний блок; 9 – чавунна плита; 10 – анкерний болт

Кріплення кругового окреслення із залізобетонних елементів у малостійких грунтах із тиском води менше 0,1 МПа можуть застосовуватися збірні залізобетонні кріплення з постійними зв'язками розтягання в стиках з великих чи дрібних блоків. З'єднання залізобетонних блоків між собою може бути виконано шляхом зварювання випусків арматури й бетонуванням зазорів, що влаштовують по радіальних чи кільцевих гранях блоків.

У слабких нестійких, але неводоносних грунтах застосовують збірні залізобетонні кріплення з тимчасовими зв'язками розтягання. Такі зв'язки забезпечують геометричну незмінність кільця кріплення при виході його з оболонки щита. Після нагнітання за кріплення розчину зв'язки в стиках видаляють.

Кріплення із залізобетонних тюбінгів вимагають менше витрати бетону, мають меншу масу і легші в монтажі, ніж кріплення з блоків. Основними їхніми недоліками є підвищена витрата арматури і схильність до виникання тріщин, що знижує водонепроникність конструкції і створює небезпеку корозії арматури. Тому в умовах можливого припливу підземних вод застосовують кріплення з посилених залізобетонних тюбінгів – ребристих блоків, що мають більш могутні ребра і стовщену оболонку. На відміну від звичайних залізобетонних тюбінгів ребристі блоки не мають проміжних ребер жорсткості. Болтові зв'язки ставлять тільки по кільцевих гранях, а по радіальним відразу ж при монтажі встановлюють шпильки – фіксатори для чого на торцях усіх нормальних і суміжних блоків передбачені циліндричні поглиблення.

Обтиснуті кріплення. Останнім часом у підземному будівництві одержали поширення прогресивні *кріплення попередньо напруженої конструкції*. Метою попереднього напруження є обтиснення й ущільнення радіальних стиків блоків, додавання кільцям кріплення геометричної незмінюваності, що сприяє підвищенню тріщиностійкості і водонепроникності конструкції, приводить до економії матеріалів. Стосовно до транспортних тунелів найбільш раціональні *кріплення, обтиснуті розпором у ґрунт*. Такі кріплення застосовують у сухих і щільних ґрунтах, що мають пружні властивості. Обтисненні в ґрунт кільця кріплення повинні бути гнучкими, шарнірно змінюваними і складатися, як мінімум, з чотирьох блоків або тюбінгів. Звичайно радіальні стики блоків або тюбінгів роблять опукло-вгнутими, а кільцеві – плоскими, східчастими або криволінійними.

У підземному будівництві знаходять застосування обтиснуті в ґрунт кріплення з чавунних, бетонних і залізобетонних блоків і тюбінгів. Обтисненню в ґрунт піддають кріплення з полегшених чавунних тюбінгів з циліндричними стиками (рис. 3.19, а). У двох тюбінгах

кожного кільця, розташованих трохи нижче горизонтального діаметра кільця, улаштовані вирізи, у які поміщають гідравлічні домкрати, що обжимають кільце кріплення в ґрунт. Зазори, що утворюються при цьому, між тюрінгами заповнюють чавунними вкладишами, що складаються з прокладки і клина. Потім домкрати знімають, а зазори замонолічують бетоном. Аналогічної конструкції обтиснуті в ґрунт кріплення виконують зі слабо армованих бетонних блоків. Домкрати для обтиснення блокових кріплень у ґрунт поміщають у ніші, улаштовані в тілі блоків на рівні горизонтального діаметра (рис. 3.19, б). Під час обтиснення підключені до домкратів прилади реєструють величину зусиль розпору і ступінь розкриття зазору між блоками. Для тимчасового заповнення зазорів використовують маркіровані бетонні вкладиші різної висоти, оскільки величина зазору навіть у сусідніх кільцях може виявитися різною.

Розроблено способи обтиснення кілець кріплень спеціальними домкратами з фіксацією вкладишами (рис. 3.19, д) чи розпірними пристроями, встановленими в лотковому блоці. Розтиснення кріплень гідравлічними або гвинтовими домкратами забезпечує необхідний контроль зусиль обтиснення. Однак при цьому виникають деякі технологічні труднощі, пов'язані з установкою і зняттям домкратів, фіксацією зусиль обтиснення та ін. Існують також способи обтиснення кріплень одним чи кількома клиновими блоками.

Незалежно від способу обтиснення розпірний вузол за умовами статичної роботи конструкції найкраще розташовувати в замковому перетині, однак через технологічні труднощі його влаштовують у лотковій або предлотковій частинах тунелю.

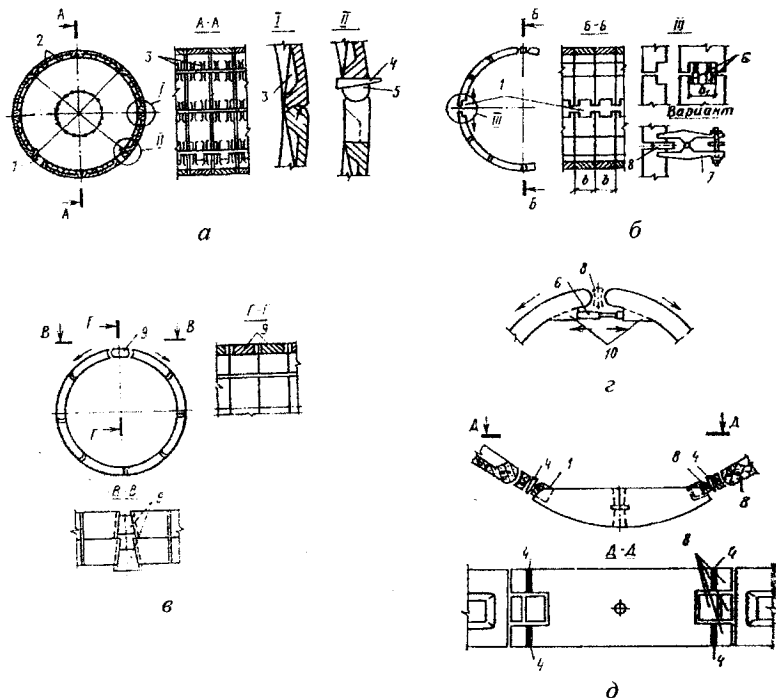


Рис. 3.19. Конструкції кріплень, обтиснутих у ґрунт: *а* – з чавунних тубінгів; *б-д* – із залізобетонних блоків; 1 – проріз для домкрата, 2 – монтажні вушка; 3 – ребра жорсткості; 4 – клин; 5 – прокладка; 6 – домкрати; 7 – підіймний пристрій; 8 – вкладиш; 9 – клиновий блок; 10 – стовщення на суміжних блоках

Обтиснуті кріплення працюють разом з навколишнім ґрунтом, причому частина зовнішнього навантаження сприймає ґрунтовий масив. За рахунок цього знижуються величини активних навантажень і зменшується товщина кріплення, отже, зменшується витрата матеріалів, обсяг земляних робіт і їх вартість. Відсутність зазору між кріпленням і ґрунтом не потребує нагнітання за кріплення цементного розчину і практично виключає деформації поверхні землі, забезпечуючи тим самим стійкість розташованих поблизу будинків і споруд.

3.6. Гідроізоляція підземних споруд

Підземні споруди повинні бути надійно захищені від проникання в них ґрунтових вод. Для цього всі несучі і огорожувальні підземні конструкції повинні бути виконані з досить водонепроникних матеріалів або мати спеціальний гідроізоляційний захист, від надійності яких багато в чому залежить довговічність споруд. Оскільки основні будівельні матеріали для підземних споруд – бетон і залізобетон пропускають воду, а збірні конструкції з попередньо напруженого залізобетону, чавуна або сталі вимагають герметизації стиків, можна вважати, що практично всі підземні конструкції мають потребу в захисті від води.

Гідроізоляція підземних споруд, що будуються відкритим і опускним способами. Конструкції автотранспортних і пішохідних тунелів неглибокого закладання, підземних гаражів і комплексів, берегових ділянок підводних тунелів, що споруджуються відкритим способом, а також конструкції опускних тунельних секцій, опускних колодязів і кесонів у більшості випадків захищають від води *зовнішньою гідроізоляцією*.

Якщо рівень ґрунтових вод залягає вище підшови підземної споруди, гідроізоляцію влаштовують по всьому контурі конструкції (рис 3.20, а). При розташуванні рівня ґрунтових вод нижче підшови підземної споруди гідроізоляцію лоткової частини не роблять, а ізоляційне покриття наносять тільки по стінах і перекриттю конструкції.

Влаштування суцільної зовнішньої гідроізоляції не викликає особливих утруднень, якщо роботи ведуться котлованним або одним з опускних способів. При траншейному способі робіт влаштування ізоляції по зовнішньому контурі тунелю є складною операцією, а якщо стінки траншей закріплені глинистим розчином, зовнішню гідроізоляцію стін створити практично неможливо. У цьому випадку можна влаштувати внутрішню гідроізоляцію по стінах і лотку тунелю (рис. 3.20, б).

* Зовнішню гідроізоляцію підземних споруд неглибокого закладання влаштовують з 2–3 шарів гідроізолу на

водостійкій бітумній мастиці. Гідроізоляцію стін захищають від можливих ушкоджень, що можуть відбутися в процесі зворотного засипання конструкції, витягу палів або шпунта і т. ін. З цією метою на гідроізоляційне покриття наносять шар торкрету або зводять захисну стінку з цегли або спеціальних плит зі слабо армованого бетону класу В 25. Гідроізоляцію, що наклеєна на перекриття підземної споруди, захищають шаром бетону класу В 10 – В 15 товщиною 10 – 15 см, армованого дротяною сіткою.

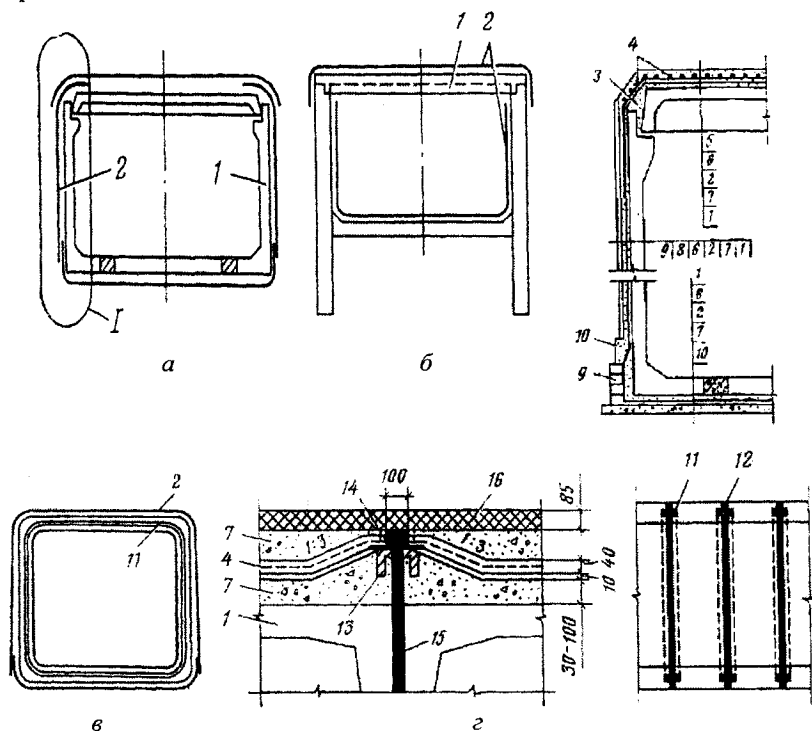


Рис. 3.20. Гідроізоляція підземних споруд, що будуються котлованим (а, в, г) і траншейним (б) способами: 1 – залізобетонний блок; 2 – обклеювальна ізоляція; 3 – гальтель; 4 – сталевая сітка; 5 – бетонне покриття; 6 – захисний шар; 7 – стяжка, що вирівнює; 8 – бітумна обмазка; 9 – захисна стінка; 10 – бетонна підготовка; 11 – паз; 12 – ущільнювач; 13 – дерев'яні пробки; 14 – компенсатор з латуні; 15 – канат; 16 – дорожнє покриття

Обклеювана гідроізоляція характеризується достатньою гнучкістю, пластичністю і водонепроникністю, однак має невелику механічну міцність, дуже трудомістка в нанесенні, вимагає великих витрат часу. При цьому не завжди можна добитися високої якості робіт, що гарантує повну водонепроникність підземної споруди.

Останнім часом створені нові види ізоляційних матеріалів і розроблені механізовані прийоми їх нанесення. В якості сполучних гідрофобних матеріалів поряд з бітумною мастикою починають впроваджувати синтетичні смоли: епоксидну, поліефірну, фуранову та ін. Затвердівші синтетичні смоли утворюють міцне і водонепроникне покриття, що характеризується високою адгезією до бетону, стійкістю до хімічної агресії, дії високих і низьких температур. Однак у зв'язку з досить високою вартістю синтетичні смоли в підземному будівництві застосовують поки ще досить рідко.

Синтетичні рулонні матеріали (склополотно, брізол і штучну фольгу) використовують в якості армуючої основи. На відміну від гідроізола ці матеріали володіють досить високою механічною міцністю. Знаходять застосування листові і плівкові синтетичні матеріали: вініловий пластикат, пластифікований полівінілхлорид, поліізобутілен та ін.

В останній час на ряді підземних об'єктів успішно застосовують термопластичну ізоляцію з розплавленого бітума, що наноситься на ізолюючу поверхню під тиском спеціальними форсунками, армовану склосіткою. Перспективна і безмастична ізоляція з важких килимових матеріалів, що наноситься на поверхні конструкції або на захисну стінку сплавкою зовнішнього шару.

Одержує поширення в підземному будівництві новий гідроізоляційний матеріал – ребристий поліетилен. Листи поліетилену товщиною 1 – 3 мм і шириною 1,85 м мають з однієї сторони ребра рельсоподібної форми. При виготовленні

конструкції листи поліетилену укладають у форми ребристою поверхнею у бік блоку, що забезпечує надійне зчеплення ізоляційного покриття з бетоном. Після монтажу підземної конструкції листи поліетилену в стиках між блоками можуть бути зварені між собою.

Для гідроізоляції підземних споруд у ґрунтах природної вологості в ряді випадків застосовують тонкі покриття з водозахисних лаків або фарб, які наносять на ізолюючу поверхню за допомогою щітки або пульверизатора. Найчастіше для обмазки застосовують бітумні чи асфальтові мастики, а також емульсії на основі синтетичних смол.

Цільносекційні кріплення пішохідних тунелів ізолюють у заводських умовах нанесенням одного або декількох шарів обклеювальної ізоляції (рис. 3.22, в). Для захисту гідроізоляційного покриття використовують фаоліт, листи шаруватого пластику, шар армоцементу та ін.

При закладенні підземних споруд у водонасичених ґрунтах при великому гідростатичному тиску може виявитися необхідним застосування *металоізоляції*. Її виконують зі сталевих листів товщиною 6 – 8 мм, заанкерених у бетон по зовнішній або внутрішній поверхні конструкції. Листи зварюються між собою, утворюючи суцільне покриття. Варто врахувати, що металоізоляція є дуже дорогою і вимагає протикорозійного покриття.

Конструкції опускних тунельних секцій ізолюють від проникання води особливо ретельно. Кругові секції з зовнішньою полігональною обоймою і секції бінокулярного поперечного перетину мають на зовнішній поверхні металоізоляцію. Суцільне покриття зі сталевих листів товщиною 6 – 8 мм влаштовують і по зовнішньому контурі ряду прямокутних секцій. Металоізоляцію захищають протикорозійним покриттям, а в деяких випадках влаштовують катодний захист. Однак найчастіше секції прямокутного поперечного перерізу мають металоізоляцію тільки в днищі, а по стінах і перекриттю покриті одним або декількома шарами

обклеювальної ізоляції з рулонних матеріалів на бітумній мастиці або на основі із синтетичних смол. Ізоляційне покриття захищають від механічних ушкоджень шаром торкрету, залізобетону або пластику. Для забезпечення повної водонепроникності підводних тунелів з опускних секцій необхідно заізолювати стики між секціями. Це досягається зварюванням листів металоізоляції, обтисненням пружних прокладок, покладених по периметру торців секцій, армуванням швів. Аналогічним образом ізолюють від води секції опускних кесонів-тунелів.

При влаштуванні гідроізоляції досить протяжних підземних споруд, що будуються відкритим або опускним способами, потрібна *герметизація осадових деформаційних швів*. При цьому необхідно забезпечити можливість взаємного зміщення розділених деформаційним швом ділянок підземної споруди без порушення суцільності і безперервності гідроізоляційного покриття. По периметру деформаційного шва утвориться зазор, який заповнюють бітумно-мінеральною масою, причому по стінах і перекриттю з середини підземної споруди укладають просочений бітумом канат (рис 3.20, з). У місці шва обклеювальну ізоляцію вигинають у вигляді петлі, поміщаючи її з зовнішньої сторони шва в паз і заливаючи зверху бітумно-мінеральною масою. У деяких випадках шов у перекритті підземної споруди закривають компенсатором — латунним листом товщиною 2 мм, звареним по всій довжині перекриття. У поперечному перерізі листа додають вигнуте окреслення і укладають його опуклістю в бік зазору, закріплюючи на розділених швом ділянках перекриття. У жолоб, що утвориться таким чином, поміщають просочений бітумом канат або трубку з гідроізола діаметром 50 мм, заповнені клебемасою, а зверху жолоба наклеюють захисний фартух з гідроізола шириною 0,9 – 1 м. Іноді для ізоляції осадових і температурних швів замість гідроізола застосовують металоізол.

Гідроізоляція підземних споруд, що будуються закритим способом. Несучі конструкції підземних споруд, які збудовані щитовим або гірським способом, вимагають спеціальної гідроізоляції. Виключення складають кріплення склепінного окреслення з монолітного бетону, монолітно-пресовані й обтиснуті в ґрунт збірні залізобетонні кріплення, закладені в сухих неводоносних ґрунтах.

Монолітні бетонні або залізобетонні кріплення захищають від проникання води суцільною гідроізоляційною мембраною, влаштованою по зовнішній або внутрішній поверхні кріплення, а збірні – герметизацією швів між елементами. У більшості випадків зовнішню ізоляцію виконують до бетонування кріплення, що можливо тільки в досить стійких скельних ґрунтах. Для цього поверхню виробки спочатку вирівнюють шаром торкрету або набризг-бетону товщиною 5 – 7 см, по якому і наклеюють ізоляцію з 2 – 3 шарів гідроізола на бітумній мастиці або з килимових матеріалів (рис 3.21, а). Після цього бетонують кріплення і нагнітають за нього цементний розчин, забезпечуючи щільний контакт ізоляції з кріпленням.

У слабких водонасичених ґрунтах при неможливості створення зовнішньої гідроізоляції влаштовують внутрішню. При напорі підземних вод менше 0,1 МПа можливе використання твердої ізоляції у вигляді шаруючої водонепроникної штукатурки товщиною 30 – 40 мм, яка наноситься на поверхню кріплення торкрет-способом. Слід зазначити, що таку ізоляцію можна застосовувати тільки при відсутності нерівномірних деформацій підземних конструкцій і при невеликих коливаннях температури. При напорі підземних вод більше 0,1 МПа влаштовують внутрішню обклеювальну ізоляцію з рулонних матеріалів, яка підтримується залізобетонною обоймою товщиною 15 – 20 см (рис. 3.21, б).

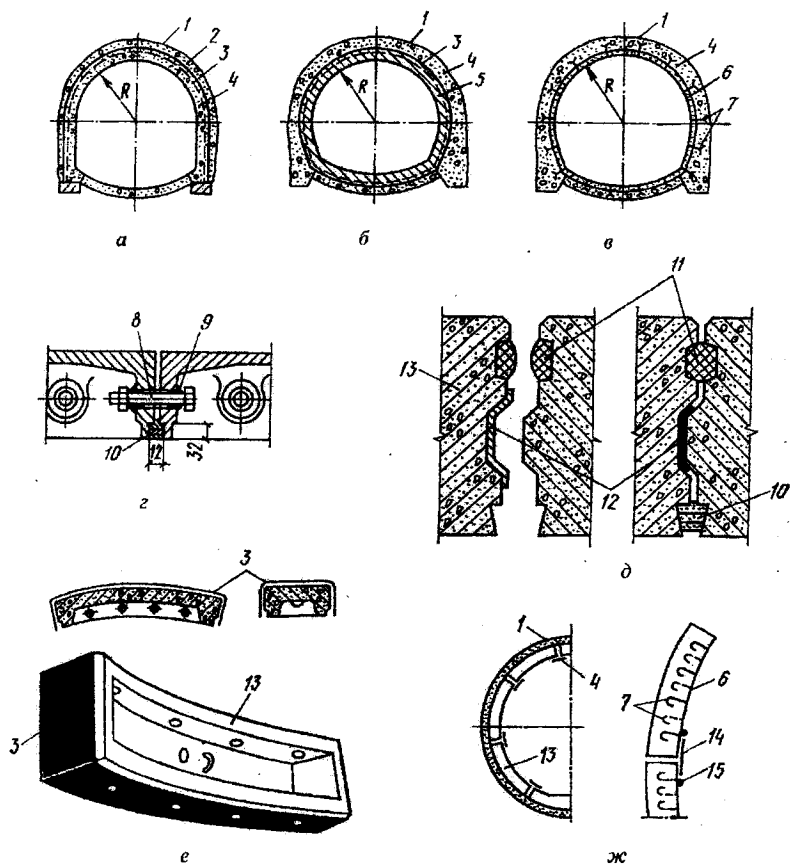


Рис. 3.21. Гідроізоляція монолітних (а-в) і збірних (г-ж) конструкцій підземних споруд, що будуються закритим способом: 1 – контур виробки, 2 – набризг-бетон; 3 – обклеювальна ізоляція; 4 – кріплення; 5 – залізобетона обійма, 6 – металоізоляція; 7 – анкери; 8 – болт; 9 – гідроізоляційна шайба; 10 – карбувальна канавка; 11 – гумова прокладка; 12 – заповнювач з пластику; 13 – залізобетонний блок, 14 – накладка, 15 – зварний шов

На відміну від зовнішньої, внутрішня гідроізоляція не захищає кріплення від води, що може призвести до корозії арматури і руйнування бетону. При наявності внутрішньої гідроізоляції гірський тиск передається на кріплення, а гідростатичний – на обйому, влаштування якої викликане необхідністю збільшення обсягу виробки і витрати бетону. Влаштування внутрішньої металоізоляції із заанкерених у бетон і зварених між собою сталевих листів (рис 3.21, в) звільняє від необхідності створення підтримуючої обйоми, але вимагає захисту листів від корозії.

Гідроізоляція збірних конструкцій підземних транспортних споруд полягає головним чином у герметизації швів між блоками або тюрінгами, болтових отворів і отворів для нагнітання, а також окремих ушкоджень елементів конструкції (тріщин, відколів, раковин і т.п.), які не впливають на несучу здатність споруди в цілому. У ряді випадків збірні залізобетонні кріплення ізолюють або по всій зовнішній чи внутрішній поверхні, або кожен блок окремо. Ущільнення швів у кріпленнях з чавунних тюрінгів виконують чеканенням свинцевим дротом суцільного перетину діаметром 9 – 12 мм або освинцьованим шнуром у вигляді свинцевої трубки зовнішнім діаметром 11 – 13 мм із сердечником зі скручених бітумізованих азбестових ниток.

Свинцевий дріт або освинцьований шнур поміщують у чеканочну канавку, розплющують молотками і захищають шаром портландцементу. Для герметизації болтових отворів застосовують сталеві сферичні шайби з тугоплавким азбестобітумним наповнювачем (рис. 3.21, г). Більш тонку сталеву шайбу поміщують під головку болта, при закручуванні якого шайба випрямляється. При подальшому закручуванні гайки, випрямляється більш товста шайба, що знаходиться під гайкою. При цьому азбестобітумна маса

заповнює зазор між болтом і стінками болтового отвору, включаючи можливе джерело течі. У такий спосіб забезпечується повна водонепроникність болтових отворів при гідростатичному тиску до 0,5 МПа. Останнім часом почали застосовувати поліетиленові ущільнюючі шайби. Отвори для нагнітання ізолюють шляхом установки під заплічку нарізної пробки спеціальної азбестобітумної шайби. При закручуванні пробки бітумна маса заповнює зазори в нарізному сполученні і герметизує отвір.

Чекання швів збірних залізобетонних кріплень роблять замазкою з водонепроникного цементу, що розширюється, (ВРЦ). Іноді шви між залізобетонними блоками ізолюють установкою ущільнювальних прокладок з різних синтетичних матеріалів – неопрена, бутилкаучука та ін., щільно затиснутих у стиках між блоками (рис 3.21, д).

Останнім часом для герметизації швів між залізобетонними блоками застосовують спеціальні *аеріровані розчини*, що містять крім звичайного цементу і піску добавку, що спінює. Наносять розчини механізованим способом, який дозволяє уникнути ушкоджень блоків, що виникають при ударах молотком. Болтові отвори й отвори для нагнітання, а також місцеві ушкодження в залізобетонних блоках і тюбінгах чеканять аерірованим розчином. Незважаючи на те, що всі шви, монтажні і технологічні отвори в залізобетонних блоках і тюбінгах можуть бути надійно заізольовані, саме збірні елементи практично водонепроникні і не можуть застосовуватися при гідростатичному тиску більше 0,1 МПа.

Водонепроникність окремих залізобетонних елементів може бути забезпечена шляхом покриття їх зовнішньої поверхні (спинки і бічних граней) водозахисним шаром (рис 3.21, е). Однак при такому виді ізоляції важко забезпечити цілісність покриття при розпалублюванні, транспортуванні і

монтажі блоків. Найбільш ефективним способом гідроізоляції елементів збірних залізобетонних кріплень є покриття їхньої внутрішньої поверхні сталевими вальцьованими листами товщиною 6 – 8 мм (рис 3. 21, ж). Листи анкерують у бетон блоків і після монтажу кілець кріплення зварюють між собою по кільцевих і радіальних швах, створюючи суцільне водонепроникне покриття.

Запитання для самоперевірки

1. Яким вимогам повинні відповідати матеріали конструкцій підземних споруд?
2. Які конструкції використовуються при будівництві підземних споруд відкритим способом?
3. Які особливості влаштування збірних і монолітних конструкцій підземних споруд, що будуються способом “стіна в ґрунті”?
4. Які конструкції використовуються для будівництва підземних споруд опускним способом?
5. Які конструкції використовуються при будівництві підземних споруд закритим способом?
6. Які особливості захисту підземних споруд, побудованих різними способами, від ґрунтових вод?

4. НАВАНТАЖЕННЯ І РОЗРАХУНОК КОНСТРУКЦІЙ ПІДЗЕМНИХ СПОРУД

4.1. Загальні положення

На конструкції підземних споруд діють різні зовнішні навантаження, характер розподілу й інтенсивність яких залежать від цілої низки факторів: глибини закладання, інженерно-геологічних умов, характеру забудови і руху наземного транспорту, технології проведення робіт та ін.

Усі види навантажень можна розділити на *постійні*, котрі діють на конструкцію постійно, і *тимчасові*, що характеризуються періодичним тривалим чи короткочасним впливом. До постійних навантажень відносяться власна вага підземних конструкцій, вага дорожнього покриття і підземних комунікацій, тиск ґрунту і води, а також навантаження від маси будинків і споруд, розташованих над підземною виробкою, зусилля попереднього натягу арматури. Тимчасові навантаження виникають від руху по тунелю або підземному гаражі автомобілів, а також від різних транспортних засобів, що проїжджають над підземною спорудою. До тимчасових відносяться також деякі види навантажень, що виникають тільки на стадії будівництва підземної споруди. Тимчасовий характер носять вплив коливань температури, морозного здимання ґрунтів, а також особливі впливи (сейсмічні, ударні й ін.), що виникають у результаті яких-небудь аварійних ситуацій.

Усі перераховані вище зовнішні навантаження можуть діяти на підземну конструкцію одночасно або в різні моменти часу. У зв'язку з цим можливі різні сполучення навантажень, що викликають у конструкції різні напружені стани. Для розрахунку підземних конструкцій необхідно виявити найбільш не вигідні сполучення навантажень (основні й особливі), при дії яких у конструкції виникнуть найбільші внутрішні зусилля.

В основні сполучення включають постійні навантаження і тимчасові від впливу транспортних засобів, а також тимчасові будівельні і експлуатаційні навантаження.

Особливі сполучення складаються з деяких постійних і тимчасових навантажень основного сполучення й особливих впливів. Включення тих чи інших навантажень в основні чи особливі сполучення носить умовний характер і залежить від конкретної ситуації, причому ті самі навантаження можуть входити й в основні, і в особливі сполучення. У більшості випадків розрахунок роблять на основні сполучення навантажень, а на особливі виконують перевірку.

Підземні конструкції розраховують за граничними станами (по несучій здатності, деформаціям і тріщиностійкості) відповідно до діючих норм. Конструкції протяжних підземних споруд (довжина яких значно перевищує розміри поперечного перерізу), закладених в однорідному ґрунтовому середовищі, розраховують в умовах плоскої деформації. Однак якщо розміри поперечного перерізу порівняні з довжиною споруди, зовнішні навантаження різко змінюються по довжині або виявляються нерівномірні осідання основи, то необхідно вирішувати просторову задачу, виявляючи характер розподілу зусиль по довжині і ширині поперечного перерізу підземної споруди.

У даний час при проектуванні конструкцій підземних споруд застосовують досить прості наближені методи розрахунку на задані навантаження з використанням апарата будівельної механіки. При цьому спочатку визначають усі діючі на кріплення активні навантаження, а потім розраховують його як стержневу систему з обліком або без обліку пружного опору ґрунту. Основний недолік методів розрахунку на задані навантаження полягає в тому, що вони не враховують повною мірою дійсних умов взаємодії кріплення з навколишнім ґрунтовим масивом.

Існують також методи розрахунку тунельних кріплень, які ґрунтуються на вирішенні контактної задачі теорії суцільного

середовища з використанням апарата теорії пружності, чи пластичності або граничної рівноваги. Напружений стан підземної конструкції і ґрунтового масиву знаходять з умови спільності переміщень кріплення і контуру виробки. При цьому зусилля в кріпленні можуть бути отримані методами будівельної механіки. Такі методи розрахунку вимагають використання складного і громіздкого математичного апарата і використовуються, в основному, при вирішенні обмеженого кола задач.

Останнім часом при розрахунку підземних конструкцій усе ширше впроваджують обчислювальну техніку. Автоматизація обчислювальних процесів із застосуванням ЕОМ значно скорочує трудомісткість розрахункових робіт, дає можливість обліку численних факторів, що впливають на статичну роботу конструкцій, значного підвищення точності результатів прорахунку численних варіантів і застосовувати більш складні і точні розрахункові моделі, які найбільшою мірою відповідають дійсним умовам роботи конструкції.

4.2. Розрахунок кріплення котлованів

Елементи тимчасового кріплення котловану – палі, шпунт, пояси, дошки-затяжки, розпірки, ґрунтові анкери повинні бути розраховані на міцність, стійкість і на деформації під впливом бічного тиску ґрунту і тимчасових навантажень на призмі обвалення, а також на дію монтажних навантажень, що виникають на різних етапах будівництва підземної споруди.

При розрахунку паль і шпунта необхідно визначити оптимальну глибину їхнього забивання в ґрунт нижче дна котловану, умови защемлення в ґрунтовому масиві, установити характер розподілу та інтенсивність тиску ґрунту. Крім того, при розрахунку паль і шпунта потрібно знайти раціональне співвідношення між номером профілю,

поперечним перетином паль і їхнім кроком уздовж осі котловану.

Металеві палі і шпунт, довжина яких, як правило, більша ніж у 10 – 12 разів перевищує максимальний розмір їхнього поперечного перетину, розглядають як гнучкі балки, характер деформацій яких багато в чому визначає закон розподілу тиску ґрунту.

Враховувати взаємодію гнучких стін, що обгороджують, із ґрунтом досить складно. При вигині паль або шпунта в ґрунтовому масиві утворюються області граничного напруженого стану, взаємодіючі з областями ущільнення ґрунту. Щоб установити границі цих областей, необхідно вирішити змішану задачу теорії лінійно деформованого середовища і теорії гранично напруженого стану. Точне рішення такої упругопластичної задачі стосовно до гнучких огорожень котлованів відсутнє.

У зв'язку з цим у проектній практиці в більшості випадків користуються наближеними методами розрахунку, заснованими на ряді припущень, що спрощують. При цьому палі або шпунт розраховують як балки, затиснені в нижній частині в ґрунт і шарнірно обперті в місцях постановки розпірок або анкерів. При відсутності розпірок і анкерів огороження розраховують за схемою консольної балки.

Розрахунок шпунтів-консоль найпростіший метод розрахунку на стійкість незаанкереної шпунтової стінки консольного типу ґрунтується на припущенні, що вона під дією навантаження не деформується в ґрунті, у якому вона занурена, а повертається навколо деякої точки C , що знаходиться на глибині Z_c від дна котловану (рис. 4.1).

Залежно від співвідношення між навантаженням на шпунт від ґрунту, що він підтримує, і опором основи епюра реакцій послідовно проходить три стадії (рис. 4.1). Пройшовши чисто пружну стадію I, реактивні тиски досягають характерної пружнопластичної стадії II. Для спрощення криву, що відповідає пружній реакції, на перехідній ділянці часто заміняють прямою

(див. штрихову лінію на рис. 4.1, II). Несуча здатність основи шпунта виявляється цілком вичерпаною при досягненні епюрою реакцій форми граничної стадії III, яку заміняють більш спрощеною епюрою IV (рис. 4.1).

В основу розрахунку шпунта на стійкість, також основи на міцність, може бути покладена кожна з цих чотирьох епюр, перша з яких відповідає стану граничної рівноваги ґрунту тільки в поверхні дна котловану, а дві останні – досягненню цього стану по всій глибині h_2 закладення шпунта. Епюра II відповідає проміжному стану, коли на середній ділянці заглибленої частини шпунта тиск на ґрунт ще не досяг граничного значення.

Для отримання розрахункових формул виходять з граничного стану за епюрою II (рис. 4.1) і приймають залежність між тиском на ґрунт і його переміщенням за епюрою природного тиску при наявності ґрунтової води.

Для середньої частини, що відповідає пружному опору ґрунту, використовується припущення про зростання коефіцієнта пружного опору основи з глибиною по лінійному законі, як це прийнято в більшості методів розрахунку. У розрахунках параметр K , що характеризує зростання пружного опору ґрунту з глибиною, приймається за табл. 4.1.

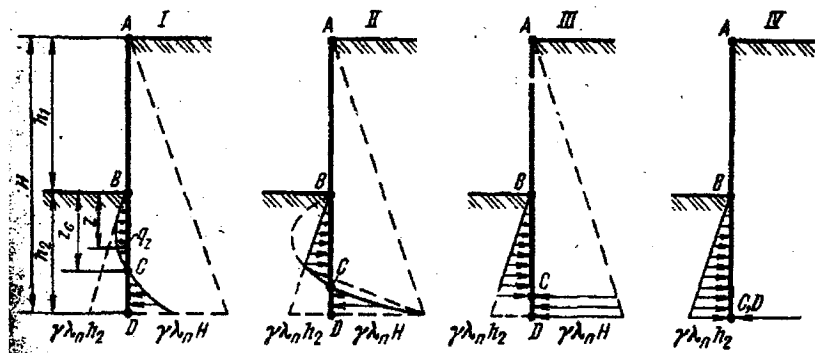


Рис. 4.1. Схеми стадії I-IV опору основи тонкої стінки консольного типу

Таблиця 4.1

Вид і характеристики ґрунту, що оточує шпунт або палю	К, кН/м ⁴ , для шпунтин	
	забивних	набивних, оболонки і стовпів
Глини й суглинки текучопластичні (0,75 < I _L < 1)	650 – 2500	500 – 2000
Глини й суглинки м'якопластичні (0,5 < I _L < 0,75), супесі пластичні (0 ≤ I _L < 1), піски пилюваті (0,6 ≤ e ≤ 0,8)	250 – 5000	2000 – 4000
Глини й суглинки тугопластичні й напівтверді (0 ≤ I _L < 0,5); супесі тверді (I _L < 0), піски середньої крупності (0,55 ≤ e ≤ 0,7)	5000 – 8000	4000 – 6000
Глини й суглинки тверді (I _L < 0), піски крупні (0,55 ≤ e ≤ 0,7)	8000 – 13000	6000-10000
Піски гравелисті (0,55 ≤ e ≤ 0,7), гравій й галька з пісчанам заповнювачем	-----	10000-20000

Примітки:

2. Менші значення параметра К відповідають більш високим значенням показника текучості глинистих і коефіцієнтів пористості піщаних ґрунтів, а великі значення параметра К – більш низьким значенням I_L і e.
2. Для щільних пісків значення К потрібно підвищувати на 30 % у порівнянні з найбільшими значеннями для конкретного виду ґрунту.

Розрахунок на міцність. Щоб розрахувати на міцність консольне шпунтове огороження, необхідно визначити виникаючий у ньому найбільший згинальний момент, попередньо скласти вираз поперечної сили і дорівняти його до нуля (рис. 4.2):

$$Q_{z0} = 0,5\gamma\lambda_a(h_1 + Z_0)^2 - 0,5\gamma_{II}Z_0^2 = 0.$$

Звідси можна знайти перетин Z₀, в якому виникає найбільший згинальний момент, а потім і цей момент

$$Z_0 = h(\lambda_n - 1); \quad M_{\max} = \frac{\lambda_n \cdot h_1^3}{6 \cdot (\lambda_n - 1)^2} \quad (4.1)$$

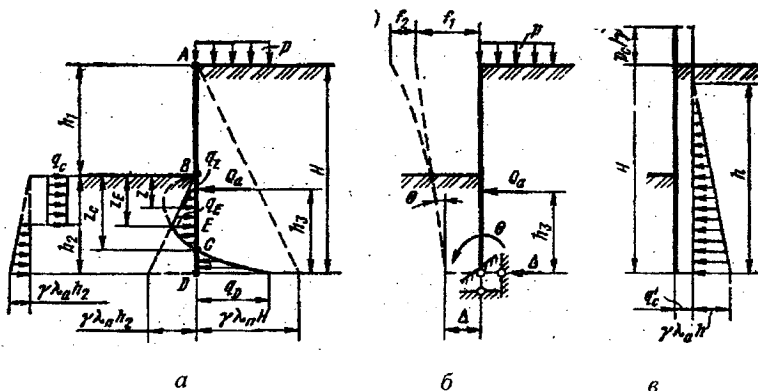


Рис. 4.2. Схеми до розрахунку стін-консолей:
 а – діючі сили; б – основна система методу переміщень;
 в – епюра активного тиску ґрунту

Необхідне заглиблення шпунтового огородження можна в першому наближенні визначити за графіком (рис. 4.3). Кривою 1 потрібно користатися при розрахунку дуже відповідальних споруд, для яких неприпустимі залишкові переміщення, а у всіх інших випадках – кривою 2. Крива 4 відноситься до заанкерованих стінок.

Для розрахунку огородження за переміщеннями необхідно визначити горизонтальне переміщення верха стінки, що відбувається за рахунок деформації основи:

$$f_1 = f\gamma / K, \quad (4.2)$$

де f – безрозмірний коефіцієнт, значення якого знаходиться за графіком (рис. 4.4) залежно від відношення h_2/h_1 і кута φ внутрішнього тертя ґрунту.

До переміщення, що виражається формулою (4.2), потрібно додати пружний прогин самого шпунта, що приблизно можна прийняти рівним прогину її надземної частини, тобто

$$f_2 = \gamma_{II} \lambda_a h_1^5 / (30EJ), \quad (4.3)$$

де EJ – жорсткість стінки.

При тих значеннях кута φ , яким відповідають невеликі за умовою міцності ґрунту основи глибини закладення паль, інтенсивне зростання переміщення настає вже наприкінці пружної стадії роботи основи і чільне значення набуває розрахунок за переміщеннями. При цьому, крім горизонтального переміщення верха огороження, розглянутого як абсолютно жорстке, необхідно ще визначити ту частину повного переміщення, що пов'язано з пружною деформацією вигину шпунта або палі.

При розрахунку огороження на стійкість і міцність потрібно виходити з розрахункового кута внутрішнього тертя ґрунту, що відповідає першій групі граничних станів, а при розрахунку за переміщеннями приймати те його значення, що відповідає другій групі граничних станів.

Необхідно мати на увазі, що для стінок консольного типу розрахунок за переміщеннями може мати вирішальне значення, тому такі стінки недоцільні при виїмках глибиною більше 3 – 4 м.

Приклад. Визначити необхідну глибину забивання, підібрати перетин і знайти прогин суцільного сталевого шпунта, що підтримує вертикальну стінку котловану глибиною $h_1=3,2$ м. Ґрунт піщаний середньої крупності, його розрахункові характеристики: питома вага $\gamma=19$ кн/м³, кути внутрішнього тертя $\varphi_1=34^\circ$ і $\varphi_2=36^\circ$, питома зчеплення $C_1=C_2=0$, параметр, що характеризує зростання коефіцієнта пружного опору ґрунту з глибиною, $K=5000$ кн/м⁴.

Коефіцієнт пасивного тиску для розрахунку за першою групою граничних станів

$$\lambda_{II} = \operatorname{tg}^2(45^\circ + 17^\circ) = 3,537.$$

Знаходимо $h_1/h_2=0,8$ (рис. 4.3, крива 2). Звідси $h_2=0,8 \cdot 3,2 = 2,56$ м. Найбільший згинальний момент згідно з формулою (4.1) у шпунтовій стіні діє на глибині

$$Z_0 = 3,2 / (3,537 - 1) = 1,261 \text{ м,}$$

а його величина дорівнює

$$M_{\max} = \frac{3,537 \cdot 19 \cdot 3.2^2}{6(5,537 - 1)^2} = 57,023 \text{ кНм.}$$

При розрахунковому опорі сталі марки С38/23 на вигин $R=210\ 000$ кПа. Необхідний момент опору профілів шпунта на 1 м довжини огороження

$$W = M_{\max} / R = 57.023 \cdot 10^6 / (2.1 \cdot 10^5) = 271.538 \text{ см}^2.$$

Прийmemo шпунт коритного профілю типу ШК-1, якого при ширині $b=0,4$ м момент опору $W=114 \text{ см}^3$, а на довжину 1 м $W=114:0,4=285 \text{ см}^3$.

Для того, щоб визначити переміщення верха шпунта, виходимо вже зі значення кута внутрішнього тертя ґрунту, що відповідає II групі граничних станів $\varphi_2=36^\circ$, моменту інерції однієї шпунтової палі $J_1=730 \text{ см}^4$ і модуля пружності сталі $E=2,1 \cdot 10^8$ кПа. За графіком (рис. 4.4) для $h_2/h_1=0,8$ і $\varphi_2=36^\circ$, знаходимо коефіцієнт $f=15$. Горизонтальне переміщення верха шпунтового огороження від його зсуву в ґрунті за формулою (4.2)

$$f_1 = 15 \cdot 19 / 5000 = 0.057 \text{ м} = 5,7 \text{ см}$$

До цього потрібно додати пружний прогин самого шпунта, що виражається формулою (4.3):

$$f_2 = \frac{0,26 \cdot 19 \cdot 3,2^5 \cdot 10^8}{30 \cdot 2,1 \cdot 10^8 \cdot 730 \cdot 2,5} = 0,0144 \text{ м} = 1,44 \text{ см.}$$

Повне горизонтальне переміщення верха шпунтового огороження $f=f_1+f_2=5,7+1,44 = 7,14$ см, тобто 1/45 частина висоти його надземної частини.

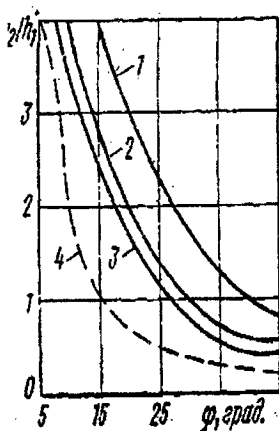


Рис. 4.3. Залежність відношення h_2/h_1 від кута φ внутрішнього тертя ґрунту: 1 – виходячи із пружної стадії опору основи стінок-консолей (рис. 4.1,1); 2 – те саме, із строгого рішення упруго-пластичної стадії; 3 – те саме із наближеного рішення (IV); 4 – для стінки із одним рядом опор у верхній частині

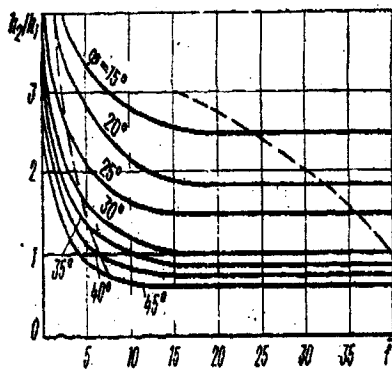


Рис. 4.4. Залежність коефіцієнта f від відношення h_2/h_1 при кутах внутрішнього тертя $\varphi=15^\circ-45^\circ$

Розрахунок елементів кріплення котлованів.

Розрахунок елементів кріплення котлованів у випадку великої висоти шпунтової стінки заглиблення її нижнього кінця в ґрунт звичайно виявляється недостатнім, тоді влаштовують додаткові елементи кріплення. Найбільш простими вважають заставні кріплення. Для стійких ґрунтів при невеликій ширині виїмки застосовують кріплення з розпірками, в інших випадках – з анкерними тягами. Анкерні плити, що передають зусилля анкерних тяг на ґрунт, установлюють за межами призми обвалення ґрунту.

Розрахунок дощок-затягувань заставних кріплень.

Дощаті затягування (забірка), що сприймають тиск ґрунту і передають його на палі, розраховують як однопрольотні балки на двох опорах. Прольот такої балки вважають рівним відстані між палями. Як розрахункове навантаження приймають

активний тиск ґрунту, що змінюється з глибиною, тому дошки розраховують по окремих ділянках висотою 2-3 м, у межах яких установлюють дошки однакової товщини.

Необхідна товщина дошки визначається з умови міцності:

$$M_{\max} / W \leq R,$$

де M_{\max} – максимальний згинальний момент; W – момент опору поперечного перерізу дошки; R – розрахунковий опір при вигині, для дерева дорівнює $1,5 \cdot 10^4$ кПа.

Мінімальна товщина дошки $M_{\min} = 5$ см.

Для визначення товщини дощок-затягувань у першому наближенні можна користатися номограмою Метродіпротранса (рис.4.5).

Розрахунок поздовжніх поясів і розпірок. Поздовжні пояси, що передають зусилля від паль чи стійок на розпірки чи на анкери, розраховують як багатопрольотні нерозрізні балки, прольоти яких дорівнюють відстаням між осями розпірок і анкерів.

Розпірки розраховують на зусилля, що передаються від поясів чи паль, як стиснуті стрижні з урахуванням поздовжнього вигину.

Розрахунок багатопрольотних стійок. При глибині котловану 7-10 м розпірки або анкери доцільно розташовувати в кілька ярусів по висоті. Розпірки чи анкери розташовують так, щоб згинальні моменти в усіх розрахункових перетинах стійок були б рівні між собою. Бажано, щоб були близькі між собою також і сили, що передаються на розпірки чи анкери. Однак цілковите виконання обох умов одночасно не можливе.

Навантаження на стійки – тиск ґрунту, що передається через затягування, проліт якого дорівнює відстані між стійками. Розрахункову епюру тиску ґрунту на стійки приймають для ґрунту:

піщаного:
$$q = 0.65 \gamma H l \cdot \operatorname{tg}^2 (45^\circ - 0.5 \varphi);$$

теж саме для глинястого:
$$q = l(\gamma H - mc),$$

де γ – питома вага ґрунту; H – глибина котловану; m – коефіцієнт, який приймається в межах від 1,6 до 4,0; c – питоме зчеплення.

З огляду на вирівнювання найбільших по абсолютному значенню ординат епюри згинальних моментів нерозрізної стійки завдяки деякій піддатливості розпірок чи анкерів і на епрувопластичну стадію роботи самої стійки, виходять з рівності абсолютних значень найбільших згинальних моментів у прольотах і на опорах. Моменти виражають через рівномірно розподілене навантаження q з урахуванням розмірів прольотів.

У випадку піщаного ґрунту і якщо нижня розпірка чи анкер розташовані поблизу від дна котловану, можна вважати, що вони знаходяться на рівні дна. Згинальний момент на верхній опорі (рис. 4.6) при вильоті консолі, рівному h_0 , буде $M_0 = 0,5qh$, а моменти на всіх проміжних опорах і в усіх проміжних прольотах $M = 0,0625qh^2$. Момент у нижньому прольоті $M_n = 0,0957qh^2$.

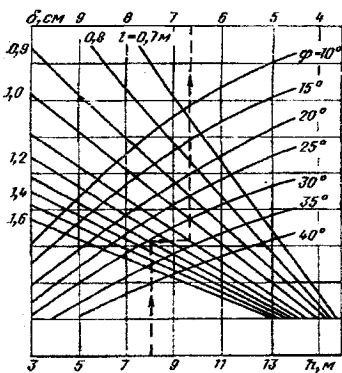


Рис. 4.5. Номограма для визначення товщини δ дощок: L – крок паль; ϕ – кут внутрішнього тертя ґрунту

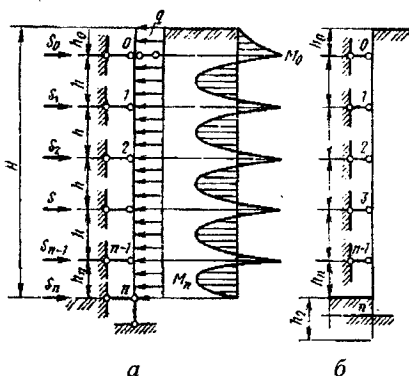


Рис. 4.6. Розрахункова схема багато прольотних стійок

У випадку глинистого ґрунту відповідно:

$$M_0 = 0,5qh^2, M = 0,0625qh^2, M_n = 0,0957qh^2.$$

Враховуючи, що запропонований метод розрахунку ґрунтується на розгляді стадії руйнування стійок котловану, необхідно при підборі їхнього перетину вводити коефіцієнт умов роботи $m=0,75$.

Розрахунок анкерних тяг і плит. Необхідну площу нетто A поперечного перерізу горизонтальної анкерної тяги визначають з розрахунку на розтяжне зусилля S , що передається на анкер від поясів чи паль. При цьому повинна бути задоволена нерівність

$$S / A \leq R,$$

де R – розрахунковий опір сталі, що застосовується для анкерної тяги.

Необхідну довжину тяги визначають з умови, щоб площини ковзання в ґрунті за огороженням і перед анкерною плитою не перетиналися між собою. Тому що перша з цих площин відповідає активному тиску, а друга – пасивному, то кути нахилу цих площин до вертикалі відповідно рівні: $(45^\circ - 0,5\varphi)$ і $(45^\circ + 0,5\varphi)$, де φ – кут внутрішнього тертя ґрунту. Виходячи з цієї умови знаходять необхідну довжину анкерної тяги.

Стійкість заглибленої у ґрунт анкерної плити перевіряють за нерівністю

$$K_n S \leq \psi (Q'_{\Pi} - Q_{\text{ПС}}) - Q'_a;$$

$$Q_{\text{ПС}} = 0.5 \gamma \lambda_n h_5^2,$$

де K_n – коефіцієнт надійності, прийнятий рівним 1,2 – для ненапруженої тяги і 1,0 – для тяги, що напружується; S – розрахункове зусилля в анкері; ψ – коефіцієнт, що залежить від відношення глибини занурення анкерної плити до її висоти і приймається в межах 0,7...0,9; Q'_{Π} , Q'_a – горизонтальні складові рівнодіючих пасивного й активного тисків ґрунту за анкерною плитою в межах її повного заглиблення; $Q_{\text{ПС}}$ – зниження рівнодіючої пасивного тиску у випадку, якщо довжина анкерної тяги прийнята менше необхідної; h_5 – глибина, на якій відбувається перетин площин ковзання активного і пасивного тисків.

Розрахунок бурових анкерів. Анкери, що закладаються в похилих свердловинах, розраховують на розтяжні зусилля

$$N = K_n S l_a / \cos \alpha ,$$

де K_n – коефіцієнт надійності, прийнятий рівним 1,5; S – зусилля, що передається від горизонтальних поясів, паль чи шпунтів; l_a – крок анкерів; α – кут нахилу анкера до поверхні.

Несуча здатність P_6 бурового анкера по міцності його закладення в ґрунті обумовлюється силами опору зрушенню по бічній поверхні його робочої частини.

$$P_6 = m u \sum_{i=1}^n m_f f_i l_i ,$$

де m – коефіцієнт умов роботи анкера, прийнятий рівним одиниці; u – периметр, який визначається за діаметром свердловини чи ін'єкційної зони; m_f – коефіцієнт умов роботи ґрунту по бічній поверхні робочої частини анкера, наведений нижче; f_i – розрахунковий опір зрушенню бічної поверхні робочої частини анкера в i -му шарі ґрунту, прийнятий за нормативними документами, як для паль; l_i – довжина ділянки анкера, що знаходиться в i -му шарі ґрунту.

Несуча здатність анкера з розширенням у робочій частині, а також ін'єкційного анкера підвищується за рахунок опору ґрунту основи по лобовій частині анкера. При цьому розрахунковий радіус робочої частини ін'єкційного анкера (приблизно) дорівнює

$$R = \sqrt{[(1 + e)V / (\pi l e)]} ,$$

де e – коефіцієнт пористості ґрунту, що закріплюється; V – обсяг розчину ін'єкційованного в ґрунт; l – довжина робочої зони від вибою до ущільнювача.

Несуча здатність ґрунту по лобовій частині анкера з розширенням

$$P_{л} = m_{R} (B\gamma h + D_{c}) A,$$

де m_{R} – коефіцієнт умов роботи ґрунту по лобовій поверхні анкера; B, D – безрозмірні коефіцієнти, що залежать від кута внутрішнього тертя і дорівнюють:

$$B=2,8; \quad D=7,1 \text{ при } \varphi=14^{\circ};$$

$$B=4,5; \quad D=9,6 \text{ при } \varphi=20^{\circ};$$

$$B=16,5; \quad D=26,9 \text{ при } \varphi=30^{\circ};$$

$$B=44,4; \quad D=59,6 \text{ при } \varphi=36^{\circ};$$

γ – питома вага ґрунту; h – глибина закладення центра лобової частини розширення; C – питоме зчеплення; A – робоча площа розширення без площі поперечного перетину анкерної тяги.

Коефіцієнти умов роботи m_{f} і m_{R} для ін'єкційних анкерів в різних типах ґрунтів приймається рівним 1,0; для анкерів з розширенням – в пісках – 0,6; супісках, суглинках і глинах – 0,5.

4.3. Розрахунок конструкцій підземних споруд, що будуються способом “стіна в ґрунті”

Навантаження, що виникають у будівельний період. Заглиблені споруди, розташовані нижче поверхні ґрунту, сприймають навантаження від навколишнього ґрунту і ґрунтових вод, а також напруження ґрунту від споруд, вантажів і машин, що знаходяться на його поверхні. Стіни заглиблених споруд, влаштовані зі збірного або монолітного залізобетону, у конструктивному відношенні являють собою тонкі підпірні стіни або оболонки різної форми в плані. Напружений стан таких конструкцій залежить від фізико-механічних властивостей ґрунтів, конструктивної схеми споруди, їхньої гнучкості, ступеня піддатливості анкерних опор і т.д.

У зв'язку з тим, що контактний тиск ґрунту на стінки, що згинаються, є функцією їхніх прогинів, то побудова епюр тиску ґрунту являє собою дуже складну задачу навіть у найпростішому випадку однорідного ґрунту. Найвні в даний

час достатньо точні рішення поки непридатні до застосування в масовому проектуванні. Тому в сучасній практиці проектування побудова епюр тиску ґрунту проводиться переважно з використанням класичної теорії Кулона, а також з використанням виправлень, прийнятих на підставі дослідних даних.

Нормативний горизонтальний тиск ґрунту на стіну заглибленої споруди, приймають як тиск ґрунту в стані спокою з горизонтальною поверхнею за формулою:

$$P_r = \gamma Z \lambda_a, \quad (4.4)$$

де γ – питома вага ґрунту, кН/м^3 ; Z – глибина, на якій визначають тиск ґрунту, м; λ_a – коефіцієнт активного нормативного тиску ґрунту рівний

$$\lambda_a = \text{tg}^2 (45^\circ - \varphi / 2), \quad (4.5)$$

де φ – кут внутрішнього тертя ґрунту.

Якщо розрахунок ведеться для споруд, які будуються у ґрунтах з різномірними нашаруваннями, значення основного тиску P_r визначається для кожного i -го шару ґрунту. При цьому маса шарів ґрунту, що залягає вище, приймається як привантаження (рис. 4.7, а). При розрахунку споруд, які будуються у водонасичених ґрунтах, тиск ґрунту визначають з урахуванням зважувальної дії ґрунтових вод.

Нормативне значення горизонтального тиску ґрунту на стіни заглиблених споруд у водонасичених ґрунтах визначається за формулою:

$$p_r = \lambda_a \gamma' Z + \gamma_w h_w, \quad (4.6)$$

де γ' – питома вага ґрунту в зваженому стані, кН/м^3 ; γ_w – питома вага води, кН/м^3 ; h_w – потужність шару ґрунтових вод, що знаходиться вище точки визначення горизонтального тиску, м.

Додатковий тиск ґрунту на підземні споруди за рахунок нахилу шарів ґрунту, нерівномірно навантажує споруду з одного боку, викликаючи симетричний опір ґрунту з протилежного. Нормативне значення додаткового

горизонтального тиску ґрунту на стіни заглибленої споруди, визваного нахилом шарів ґрунту, визначається за формулою:

$$P_{г,і} = \alpha_1 p_{г,і}$$

де α_1 – коефіцієнт, якій залежить від кута нахилу шарів, приймається при

ψ , рад 0.139	0.175	0.262	0.349	0.437	0.524
α_1 0.02	0.06	0.13	0.25	0.37	0.5,

де ψ – кут нахилу до горизонту площини, побудований за усередненим значенням нахилу поверхні шару, що підстиляється, рад.

Стіни заглиблених споруд випробують навантаження від розташованих поблизу залізничних і автомобільних доріг. Тимчасове вертикальне навантаження від рухомого складу нормальної колії й автомобільного транспорту, обумовлене за діючими нормативними документами, розподіляється в ґрунті під кутом 45^0 .

Розрахунковий вертикальний тиск від рухомого складу залізничного транспорту визначається за формулами:

при одній колії $q_1 = 16.35 / (1.35 + H)$;

при двох коліях $q_2 = 29.5 / (3.4 + H)$;

при трьох коліях $q_3 = 39.5 / (5.45 + H)$,

де H – глибина закладання, м.

При визначенні вертикального навантаження від автомобільного транспорту, що рухається по автодорогах поблизу заглиблених споруд, приймаються навантаження від автомашин масою 80 т (НК-80) і використовують формулу:

$$q_4 = 12.2 / (1.9 + H).$$

Навантаження від будівельних машин і устаткування, будівельних конструкцій і відвалів ґрунту обчислюються за фактичними зусиллями як від короточасних додаткових навантажень. Ці нормативні горизонтальні короточасні додаткові навантаження обчислюються за формулами:

для суцільного вертикального рівномірно розподіленого навантаження q_n^H , кН / м²

$$p_{гр} = \lambda_a q_n^H;$$

для привантаження поверхні вертикальною зосередженою силою Q^H (кН), що знаходиться на відстані X від зовнішньої поверхні стіни

$$P_{г.з.} = \alpha_2 Q^H / X^2, \quad (4.7)$$

де α_2 – коефіцієнт береться з табл. 4.2.

Таблиця 4.2

Грунти	Коефіцієнт α_2 на глибині				
	Z=0.25X	Z=0.5X	Z=1.0X	Z=1.5X	Z=2.0X
Піски і супіски	0.102	0.188	0.130	0.052	0.020
суглинки	0.123	0.211	0.137	0.057	0.023
глини	0.163	0.241	0.152	0.066	0.028

Додатковий горизонтальний тиск від вертикального рівномірно розподіленого навантаження, що діє в прямокутнику на поверхні, може визначатися за формулою (4.7) після приведення його до зосередженої сили Q^H .

Нормативні значення зусиль тертя на бічній поверхні стін підземних споруд, що будуються методом „стіна в ґрунті” або методом опускного колодезя визначаються за формулою:

$$T = m \sum U_i f_i h_i, \quad (4.8)$$

де m – коефіцієнт умов роботи; h_i і U_i – висота і зовнішній периметр i -тої частини підземної споруди; f_i – нормативне значення питомого середньозваженого опору зсуву оточуючого ґрунту (приймається не більше 40 кН / м²).

Величина сил тертя в будь-якій точці на бічній поверхні стіни підземної споруди визначається за формулою:

$$f_i = \gamma_c (p_{г,i} \operatorname{tg} \varphi_i + K c_i), \quad (4.9)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи, приймається рівним: 1,2 – для щільних ґрунтів і 1,0 для інших ґрунтів; $p_{г,i}$ – горизонтальний тиск ґрунту, який визначається за формулою (4.4); c_i – питоме зчеплення ґрунту; K – коефіцієнт, що враховує зменшення

зчеплення ґрунту в результаті розпушення ґрунту в призмі обвалення, який залежить від показника текучості (табл. 4.3).

Таблиця 4.3

	I_L	K
	Пилувато-глинисті ґрунти	< 0
	$0 \leq I_L < 0.25$	0.25
	$0.25 \leq I_L < 0.5$	0.29
	$0.5 \leq I_L < 0.75$	0.35

Навантаження, що виникають в умовах експлуатації підземних споруд. Навантаження, що виникають в умовах будівництва і експлуатації підземних споруд, і відповідні їм коефіцієнти перевантаження, приймаються за даними, наведеними в табл. 4.4. Вони розраховуються так же, як і навантаження для умов будівельного періоду. При цьому нормативні значення маси будівельних конструкцій споруди визначають виходячи з нормативної маси всіх конструкцій наземної частини споруди, що спираються на підземну частину. При розрахунку нормативного значення гідростатичного тиску ґрунтових вод приймається прогнозований підвищений середній рівень ґрунтових вод. При визначенні нормативного значення додаткового тиску ґрунту на споруди, від маси поблизу розташованих будинків і споруд, а також стаціонарного устаткування, вертикальне навантаження прикладається по підшві їхніх фундаментів. Величини особливих навантажень, що виникають при сейсмічних впливах, при підробітку території, а також при впливі морозного здимання, визначаються згідно з вимогами відповідних глав нормативних документів.

Розрахунок конструкцій підземних споруд. Розрахунок несучих конструкцій заглиблених споруд проводиться за першим і другим граничним станами. При цьому стіни розраховуються на міцність, стійкість, деформації і розкриття тріщин, а основи – на стійкість і деформації. Крім цього споруди, що влаштовуються методом „стіна в ґрунті”, будуються переважно у водонасичених ґрунтах, а тому

потребують перевірки стійкості на підйом і на загальну стійкість при зрушенні по основі.

Розрахунок залізобетонних конструкцій за несучою здатністю проводиться з урахуванням впливу розрахункових навантажень (з урахуванням коефіцієнтів перевантаження, табл. 4.4.), а за деформаціями і розкриттю тріщин – на вплив нормативних навантажень.

Таблиця 4.4

Навантаження	Коефіцієнт перевантаження
Постійні навантаження:	
навантаження від маси постійних частин будинків і споруд, у тому числі несучих і конструкцій, що обгороджують;	1.1(0.9)
основний тиск ґрунту (горизонтальний) на стіни;	1.1(0.9)
вертикальний тиск маси ґрунту у природному заляганні; насинного;	1.1 (0.9)
бічний тиск, що виникає в ґрунті при заповненні траншеї бетоном і передане ґрунтом на стіни після затвердіння бетону;	1.2(0.9)
додатковий тиск ґрунту на стіни (горизонтальний), що визивається нахилом шарів ґрунту;	1.1 (0.9)
гідростатичний тиск ґрунтових вод, (горизонтальний) на стіни;	1.1(0.9)
додатковий нерівномірний тиск ґрунту (горизонтальний) на стіни круглих у плані споруд від неоднорідності ґрунту;	1
додатковий тиск ґрунту (горизонтальний) на стіни, викликаний постійними тривалими навантаженнями, розташованими на поверхні ґрунту;	1
зусилля тертя стін по ґрунту;	1
те саме, натягу анкерів;	1.1
пригрузка днища споруди анкерами проти спливання	1
Тимчасові тривалі навантаження:	
навантаження від маси стаціонарного устаткування;	1,2
додатковий тиск ґрунту (горизонтальний), викликаний тимчасовими тривалими навантаженнями, розташованими на поверхні ґрунту;	1
навантаження від маси заповнення смностей устаткування:	
технологічними рідинами;	1,1
технологічними суспензіями, шламами, силучими	1.2

Закінчення табл. 4.4

Навантаження	Коефіцієнт перевантаження
Короткочасні навантаження:	
навантаження від рухливого підйомно-транспортного устаткування (кранів, тельферів, навантажувачів та ін.);	1.2
те саме, від монтажних і транспортних механізмів, будівельних матеріалів та ін.;	1.3
навантаження від людей, деталей, ремонтних матеріалів у зонах обслуговування устаткування (проходах, проїздах і інших вільних від устаткування ділянок), Н/м ²	
менше 3000;	1.4
від 3000 до 5000;	1.3
більше 5000;	1.2
снігові навантаження;	1.4-1.6
вітрові навантаження;	1.2
температурні і вологостні дії	1
Тимчасові особливі навантаження:	
тиск ґрунту на стіни сейсмічне і вибухове інерційне; те саме, викликане деформацією земної поверхні при підробітку території;	1
сили морозного здимання ґрунту ;	згідно з ДБК
навантаження, викликані порушеннями технологічного процесу, тимчасовою несправністю або поломкою устаткування	згідно з ДБК
	1

Примітки:

1. Незалежно від коефіцієнтів на навантаження з динамічним впливом повинні вводитися коефіцієнти динамічності.

2. При розрахунку конструкцій на стійкість положення проти перекидання і спливання, а також у тих випадках, коли зменшення постійних навантажень погіршує умови роботи конструкцій, варто провести додатковий розрахунок, приймаючи для всієї розглянутої конструкції або її частини (наприклад, балки, рами, призми обвалення) коефіцієнт перевантаження, рівний 0.9.

Розрахунки споруд проводяться на найбільш невідгідні сполучення навантажень:

у будівельний період – за розрахунковими схемами, що враховують умови виконання робіт;

в умовах експлуатації – за розрахунковими схемами, що враховують наявність днища, внутрішніх конструкцій стін, перекриттів, колон і т.д., включаючи навантаження від усього розташованого всередині споруди устаткування, технологічних рідин, від надземного будинку, що спирається на підземну частину, а також з урахуванням поруч розташованих споруд.

У збірних залізобетонних спорудах перевіряють також міцність залізобетонних стінових панелей в умовах виготовлення, транспортування і монтажу. При цьому, як навантаження приймають власну масу панелі (з урахуванням коефіцієнтів перевантаження), а розміщення опор – залежно від прийнятої схеми стропування й обпирання панелей на підкладки.

Розрахункові схеми споруд. Розрахункова схема споруди визначається її конструкцією, технологією виробництва, а також технологією зведення підземної частини споруди. У даний час розроблено і застосовується в проектній практиці значна кількість розрахункових схем заглиблених споруд. Аналіз їх показує, що всі вони можуть бути зведені до трьох схем:

- кругла в плані споруда без опорних поясів, рам і розпірок, стійкість якої забезпечується за рахунок роботи оболонки;
- кругла, прямокутна, багатокутна в плані споруда, стійкість якої забезпечується за допомогою опорних рам, поясів, розпірок, анкерів;
- споруда типу підпірної стіни, стійкість якої забезпечується за рахунок защемлення в ґрунті нижньої частини стіни.

Досвід виконання розрахунків показує, що найбільші напруження в зовнішніх стінах у більшості випадків виникають у період виїмки ґрунту з середини споруди. У цей період споруда працює як просторова конструкція з верхнім і нижнім вільними кінцями або як консоль, затиснена в ґрунті.

перекриттів, днищ, внутрішніх стін. Надземна частина і внутрішні конструкції значною мірою сприяють підвищенню

стійкості споруди. У той же час міняється вплив навколишнього ґрунтового масиву. В усіх випадках з'являється гідростатичний тиск ґрунтових вод. У той же час при розрахунку будівельного періоду з водозниженням гідростатичного тиску ґрунтових вод немає.

Жорсткість опор внутрішніх конструкцій приймають відповідно до конструкції примикання. Ці опори виконують найчастіше шарнірними, тому що подібне рішення спрощує розрахунок і проведення робіт. Розрахунок роблять за новою схемою з урахуванням навантаження періоду експлуатації споруди.

Розрахунок круглих у плані споруд без опор. У даний час круглі в плані споруди без проміжних опор виконують як зі збірного, так і монолітного залізобетону, причому при влаштуванні споруди зі збірного залізобетону стіни виконують як із жорсткими, так і з шарнірними стиками між збірними стіновими панелями, а в монолітних спорудах стики між окремими блоками – шарнірні. Споруди зі збірного залізобетону в плані являють собою багатокутник, що наближається до форми кола. Однак застосування плоских панелей значно спрощує їх виготовлення.

Стіни заглиблених споруд із збірного залізобетону розраховувалися, як тонкостінні опускні колодязі-оболонки по методиці, розробленої Харківським ПромбунДІПроектом.

Умови, при яких можливе використання цієї методики:

$$1/40 \leq \delta/R \leq 1/12; \quad 1 \leq H/R \leq 6; \quad (4.10)$$

де δ – товщина стін підземних споруд, м; R – радіус підземних споруд, м; H – висота (глибина) підземної споруди, м.

Згинальні моменти і нормальні сили визначаються за формулами:

$$\text{кільцевий згинальний момент} \quad M_{R1} = a_1 p_r^2 10^{-2}; \quad (4.11)$$

відповідна нормальна сила $N_{R1} = (0.5 + a_2 10^{-2}) p_r D_0$;

меридіональний згинальний момент $M_{Y1} = a_3 p_r^2 10^{-2}$,

де a_1, a_2, a_3 — коефіцієнти, значення яких приймаються за табл. 4.5; D_0 — діаметр споруди, м; p_r — розрахункове навантаження.

Таблиця 4.5

D ₀ , м	а	Розрахункова глибина H, м					
		9		18		30	
		β=0	β=π/2	β=0	β=π/2	β=0	β=π/2
9	a ₁	-0,3896	0,3594				
	a ₂	1,1501	2,6403	—	—	—	—
	a ₃	-0,1417	0,1306				
18	a ₁	-0,4266	0,3932	-0,389	0,3594	-0,3526	0,3155
	a ₂	4,5444	2,8886	4,150	2,6503	3,7558	2,3920
	a ₃	-0,1384	0,1276	-0,1418	0,1306	-0,1452	0,1336
30	a ₁	-0,45016	0,4149	-0,4266	0,3932	-0,3896	0,3594
	a ₂	4,7952	3,0480	4,5444	2,8886	4,1501	2,6403
	a ₃	-0,1330	0,1226	-0,1384	0,1276	-0,1418	0,1306
42	a ₁	-0,1617	0,4256	-0,5502	0,4149	-0,4266	0,3932
	a ₂	4,9119	3,1043	4,7952	3,0480	4,5444	2,8886
	a ₃	-0,1254	0,1156	-0,133	0,1226	-0,1384	0,1276

Коефіцієнти a_n у цій таблиці обчислені для максимальних абсолютних значень зусиль для двох перпендикулярних площин; $\beta = 0$ (позитивні згинальні моменти) і $\beta = \pi/2$ (негативні згинальні моменти). Циліндрична оболонка стіни перевіряється також на втрату стійкості. Розрахунковий критичний тиск на оболонку

$$P_{г,кр} = 0.56 E_6 \{ \zeta_1^3 (X^2 - 1) + 0.658 \zeta_2 / [X^4 (X^2 - 1)] \}, \quad (4.12)$$

де E_6 — початковий модуль пружності бетону, кН/м²;

$$\zeta_1 = \delta_2 / D_p^5;$$

де δ_2 — товщина оболонки, м; D_p — розрахунковий діаметр оболонки, м;

$$\zeta_2 = (\delta_2 / H^4) D_p^3,$$

де H — глибина оболонки, м.

При розрахунку у формулу (4.12) підставляють по черзі значення X від 2 до 10. При цьому критичною буде максимальна сила, отримана з розрахунку.

Приклад. Визначити розрахункові моменти і нормальні сили, що виникають у стінових панелях оболонки насосної станції зрошувальної системи. Діаметр насосної станції $D = 19,0$ м, висота $H = 10,0$ м, розрахункове навантаження в період будівництва – $126,5$ кН/м², товщина стінових панелей $\delta = 300$ мм.

Перевіряємо умови можливості використання методики розрахунку як оболонки за формулою (4.10).

$$1/40 \leq 0.3/9.65 \leq 1/12 = 0.025 < 0,031 < 0,083;$$

$$1 \leq (10,0 / 9.65) \leq 6 = 1 \leq 1.03 \leq 6.$$

Таким чином, споруда в стадії будівництва може бути розрахована як коротка оболонка.

Визначаємо кільцевий згинальний момент за формулою (4.11).

$$M_{R1} = -0,4270 \cdot 126,5 \cdot 19,32^2 \cdot 10^{-2} = -201,2 \text{ кНм.}$$

Відповідна нормальна сила

$$N_{R1} = (0.5 + 4,5 \cdot 10^{-2}) \cdot 126,5 \cdot 19,32 = 1330,5 \text{ кН.}$$

Меридіональний згинальний момент

$$M_{Y1} = -0,1330 \cdot 126,5 \cdot 19,32^2 \cdot 10^{-2} = 62,6 \text{ кНм.}$$

За формулою (4.12) визначаємо розрахунковий критичний тиск на оболонку

$$P_{кр} = 0.56 \cdot 29 \cdot 10^6 [0.0155^3 (X^2 - 1) + (0.658 \cdot 0.2156 / X^4 (X^2 - 1))];$$

$$\zeta_1 = 0.3/19.3 = 0.0156; \quad \zeta_2 = (0.3/10^4) 19.3^3 = 0.2156.$$

Розрахунок виконаний для значень X від 2 до 10. Результати розрахунку $P_{кр}$, при різному значенні числа X , будуть такі:

X	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$P_{кр}$	48178	4037.7	71506.9	1603.8	2162	2910.7	3809	4827	5979

Незважаючи на очевидну простоту розрахунку, у перший період упровадження всі круглі колодязі розраховували як залізобетонні опускні колодязі за методикою Фундаментпроекта.

Граничні умови використання цієї методики наступні

$$1/12 \leq \delta/R \leq 1/5 \quad (4.13)$$

Зусилля в кільці при нерівномірному його завантаженні розраховується за формулами:

$$\begin{aligned} \text{згинальні моменти: } M_{Ra} &= -0,1488 P_p R^2 (K_n - 1); \\ M_{Rb} &= 0,1366 P_p R^2 (K_n - 1); \\ \text{нормальні сили: } N_{Ra} &= P_p R [1 + 0,7854 (K_n - 1)]; \\ N_{Rb} &= P_p R [1 + 0,5 (K_n - 1)]. \end{aligned} \quad (4.14)$$

де P_p – середній розрахунковий горизонтальний тиск на кільце стіни підземної споруди шириною 1 м; K_n – коефіцієнт нерівномірності тиску ґрунту, що може бути обчислений за формулою:

$$K_n = (P_r + P_{r,1} + P_w + P_{r,2} + P_{r,3} + P_{r,4} + Q_c + Q_n + Q_m) / (P_r + P_w),$$

де P_r – основний тиск ґрунту на стіни; $P_{r,1}$ – додатковий тиск, викликаний нахилом шарів ґрунту; P_w – гідростатичний тиск ґрунтових вод; $P_{r,2}$ – додатковий тиск на стіни від постійного навантаження розташованого на поверхні ґрунту; $P_{r,3}$ – додатковий тиск, викликаний неоднорідністю ґрунту в плані; $P_{r,4}$ – навантаження від рухливого підйомно-транспортного устаткування; Q_c – сейсмічний тиск ґрунту; Q_n – тиск ґрунту, викликаний деформацією поверхні при підробітку території; Q_m – сили морозного здимання ґрунту.

У проектній практиці часто коефіцієнт нерівномірності тиску ґрунту в плані K_H приймають рівним 1,25.

Приклад. Визначити розрахункові моменти і нормальні сили, що виникають у стінах насосної станції зрошувальної системи. Діаметр насосної станції $D = 13,0$ м, глибина $H = 10,0$ м, товщина стінових панелей $\delta = 600$ мм. Розрахункове навантаження в будівельний період $P_p = 150$ кН/м². Коефіцієнт нерівномірності бічного тиску $K_H = 1,25$.

Перевіряємо умови використання методики за формулою (4.13)

$$1/12 \leq 0.6/6,5 \leq 1/5 = 0.083 \leq 0.092 \leq 0.2.$$

Розрахунок виконаний за формулами (4.31):

$$M_{Ra} = -0,1488 \cdot 150 \cdot 6,5^2 (1,25 - 1) = 235,76 \text{ кНм};$$

$$M_{R6} = 0,1366 \cdot 150 \cdot 6,5^2 - (1,25 - 1) = 216,42 \text{ кНм};$$

$$N_{Ra} = 150 \cdot 6,5 [1 + 0,7854 (1,25 - 1)] = 1166,44 \text{ кН};$$

$$N_{R6} = 150 \cdot 6,5 [1 + 0,5 (1,25 - 1)] = 1096,88 \text{ кН}.$$

Розрахунок круглих і прямокутних споруд у плані з опорами. Круглі і прямокутні споруди в плані з опорами у вигляді кілець, рам, розпірок і анкерів одержали найбільше поширення в практиці проектування і будівництва. У даний час розроблені аналітичні і графоаналітичні методи розрахунку стін з опорами, у тому числі з застосуванням теорії пружності, що враховують спільну роботу стінки і ґрунтового масиву, пружність стінки і податливість опор і анкерів. Використання цих методів забезпечує певну економію матеріалу (залізобетону і сталі), однак трохи ускладнює розрахунки. Тому в проектній практиці застосовують спрощені методи розрахунку таких споруд. Стіни розраховують як тонкі підпірні стінки: консольні, з однієї чи декількома опорами. При цьому визначають міцність і стійкість їх при різних позначках ґрунту зсередини споруд.

На рис. 4.7 показана розрахункова схема споруд із двома рядами опор по висоті на будівельний період. Як видно з наведеного рисунка, стіни споруди розраховуються поетапно:

перший етап — ґрунт відкопаний до позначки, що дозволяє установити опору верхнього ярусу. Стіни споруди у цьому випадку розраховують, як тонку підпірну безанкерну (консольну) стіну;

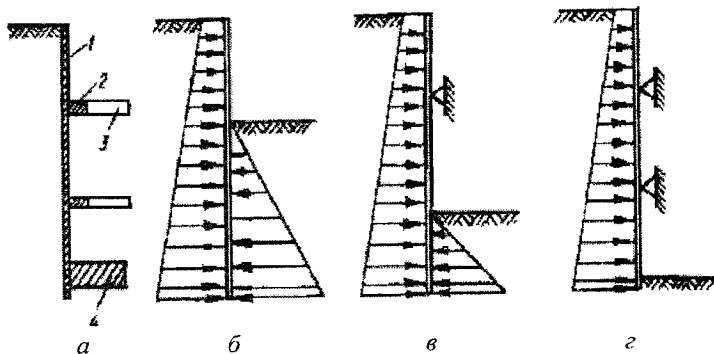


Рис. 4.7. Розрахункова схема споруди зі стінами з проміжними опорами:
a – схема стіни; *б, в, з* – розрахункові схеми при різних рівнях ґрунту в споруді; *1* – стіна; *2* – опорні балки; *3* – розпірки; *4* – днище

другий етап – ґрунт відкопаний до позначки, що дозволяє встановити опору другого (нижнього) ярусу. Опора верхнього ярусу сприймає повне навантаження. Стіни споруди у цьому випадку являють собою одноанкерну тонку підпірну стіну і розраховуються будь-яким з відомих точним або наближеним методом;

третій етап – ґрунт відкопаний до позначки основи днища. Опори верхнього і нижнього ярусів сприймають повне навантаження. Стіни споруди у цьому випадку розраховують як нерозрізні балки на двох або більш опорах, завантажені трапецеїдальним навантаженням.

Розрахунок консольних стін (перший етап). Стійкість незаанкерованих тонких стін забезпечується тільки опором ґрунту, в якому вони затиснені. Один з найпростіших методів розрахунку незаанкерованої тонкої стінки ґрунтується на

припущенні, що вона не деформується, а повертається в ґрунті навколо деякої точки С. Ця точка знаходиться на глибині $z_c = 0,8h_2$ від поверхні ґрунту (рис. 4.8). Глибина закладання стіни в ґрунт визначається з умов рівноваги активного і пасивного тиску ґрунту.

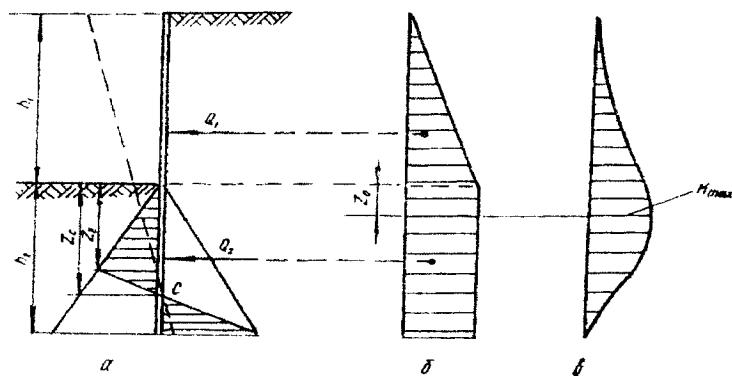


Рис. 4.8. Розрахункова схема тонкої незаанкерованої підпірної стіни:
 а – схема стіни; б – схема навантажень; в – епюра згинальних моментів

Розрахунок виконується в такій послідовності: встановлюють коефіцієнти активного і пасивного тиску ґрунту за формулами і знаходять їхню різницю коефіцієнтів:

$$\lambda = \lambda_{II} - \lambda_a;$$

граничну інтенсивність тиску в основі стінки:

$$q_p = \gamma [(h_1 - h_2) - h_2 \lambda_a];$$

величину сил активного тиску на задню грань стінки при $z_c = 0,8 h_2$

$$Q_1 = \gamma h_1^2 \lambda_a / 2$$

$$Q_2 = \gamma h_2 z_c \lambda_a.$$

Найбільший горизонтальний тиск нижнього кінця стінки на ґрунт обчислюється за формулою:

$$q_D = [\gamma h_2^2 \lambda - 2(Q_1 + Q_2)]^2 / [\gamma h_2^3 \lambda - 2Q_1(h_1 + 3h_2) - 3Q_2(2h_2 - Z_c)] - \gamma h_2 \lambda.$$

Отримане значення q_D порівнюється зі значенням q_p . Якщо дотримується умова

$$q_D \leq q_p,$$

то стіна заглиблена достатньо. У протилежному випадку глибина закладання в ґрунт збільшується. Перетин, в якому діє найбільший згинальний момент, знаходиться від поверхні ґрунту в котловані на глибині Z_0

$$Z_0 = h_1 \lambda_a / \lambda (1 + \sqrt{1 + \lambda / \lambda_a}).$$

Найбільший згинальний момент обчислюється за формулою:

$$M_{\max} = Q_1(h_1/2 + Z_0 + Z_0^2/h_1) - (\gamma Z_0^3 \lambda) / 6.$$

Розрахунок стіни з однією опорою (другий етап). Стіна з опорою розраховується як шарнірно обперта в точці опори. При цьому із зовнішньої сторони споруди враховується активна дія ґрунту, а з внутрішньої — пасивний опір.

Схема дії сил показана на рис.4.9. Залежно від глибини закладання стіни в ґрунті можливі дві основні розрахункові схеми, коли глибина закладання визначається тільки умовою статичної рівноваги проти випора (схема Е. К. Якобі) і коли вона приймається за критерієм одержання мінімальних величин згинальних моментів (схема Блюма-Ломейера). Як правило, у практичних розрахунках перевірка стійкості стіни виконується за першою схемою.

У цьому випадку необхідна глибина защемлення визначається з умови, щоб сила активного тиску Q_1

врівноважувалася силою пасивного опору Q_2 з урахуванням коефіцієнта умов роботи m , тобто

$$Q_1 [2/3 (h_1 + h_2) - a] \leq m Q_2 (h_1 + 2/3 h_2 - a).$$

Значення коефіцієнта умов роботи складає $m = 0,7-1,0$.

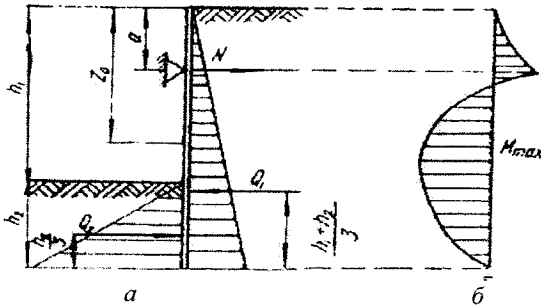


Рис. 4.9. Розрахункова схема тонкої заанкереної підпірної стіни:
а – розрахункова схема; б – епюра згинаючих моментів

Реакція N на опорі $N = Q_1 - Q_2$

Максимальний згинальний момент знаходиться в перерізі розташованому від поверхні ґрунту на глибині Z_0

$$Z_0 = \sqrt{2N / \gamma \lambda a}.$$

Величина цього максимального згинального моменту

$$M_{\max} = N(Z_0 - a) - (\gamma Z_0^3 \lambda a) / 6. \quad (4.15)$$

У тому випадку, коли стіна защемлюється на велику глибину (згідно зі схемою Блюма-Ломейера), максимальні згинальні моменти значно зменшуються і складають, приблизно, 0,75 від обчисленого за формулою (4.15). При цьому максимальні моменти будуть у місці опирання на опору і на рівні дна котловану. Більш точно величина моменту може

бути отримана графоаналітичним методом (шляхом побудови мотузкового багатокутника), що дає безпосередньо епюру згинальних моментів.

Розрахунок стіни з двома або декількома опорами (третій етап). При влаштуванні стін із двома або декількома опорами можливо дві принципово різні схеми – із защемленням нижньої частини стіни в ґрунті і без защемлення. Досвід проектування і будівництва показує, що переважно поширено другу схему, тобто влаштування стіни без защемлення її нижньої частини в ґрунт. Тому стіни заглиблюють нижче основи днища звичайно на 0,5–1,2 м. У цьому випадку, нижня частина стіни (до влаштування днища) працює як консоль нерозрізної балки, опорами якої є пояси або анкери, а сама стінова панель розраховується як нерозрізна балка на жорстких опорах, навантажена тиском ґрунту і ґрунтових вод.

На рис. 4.10 показана однопрольотна стіна з консолями, завантажена трапецеїдальним навантаженням.

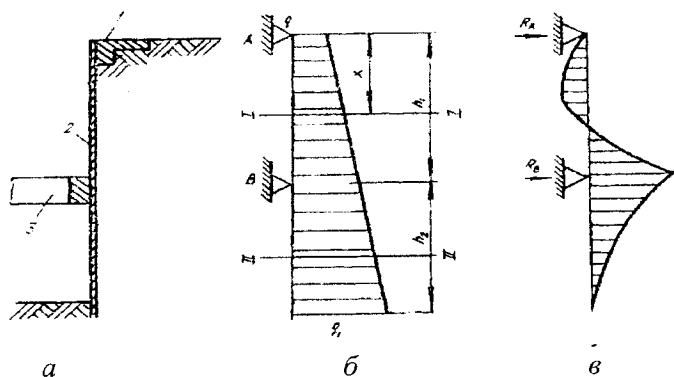


Рис.4.10. Розрахункова схема тонкої заанкереної нерозрізної стіни з двома опорами: а – конструктивна схема; б – схема навантажень; в – епюра згинальних моментів; 1 – верхня опорна рама (комір траншеї); 2 – стіна; 3 – проміжна опорна рама (кільце)

Величини опорних реакцій

$$R_A = (h_1 + h_2) / 6h_1 [h_1(2q + q_1) - h_2(q + 2q_1)]; \quad (4.16)$$

$$R_B = (h_1 + h_2)^2 / 6h_1 (q + 2q_1). \quad (4.17)$$

Величини розрахункових моментів, що виникають у стіні
рівні:

прольотні моменти

$$M_I = (h_1 + h_2) / 6h_1 [h_1(2q + q_1) - h_2(q + 2q_1)] x - qx^2 / 2 - [(q_1 - q)x^3 / 6(h_1 + h_2)];$$

$$M_{II} = (h_1 + h_2) / 6h_1 \{ [h_1(2q + q_1) - h_2(q + 2q_1)] x + ((h_1 + h_2)^2 / 6h_1) (q + 2q_1) (x - h_1) \} - qx^2 / 2 - [(q_1 - q)x^3 / 6(h_1 + h_2)];$$

опорні моменти $M_A = 0$;

$$M_B = (h_1 + h_2) / 6h_1 [h_1(2q + q_1) - h_2(q + 2q_1)] h_1 - qh_1^2 / 2 - [(q_1 - q)h_1^3 / 6(h_1 + h_2)];$$

У табл. 4.6 наведені коефіцієнти K для розрахунку опорних і максимальних прольотних моментів для нерозрізної (2–6) прольотної балки, навантаженої трикутним навантаженням.

Розрахунковий момент обчислюється за формулою:

$$M = ((q n l^2) / 2) K,$$

де q – ордината епюри навантаження; n – число прольотів;
 l – розмір прольоту.

Таблиця 4.6

Згинальні моменти		Кількість прольотів				
		2	3	4	5	6
Опорні	M_{II}	-0.0625	-0.01480	-0.01115	-0.0065	-0.00467
	M_{III}	—	-0.05187	-0.01785	-0.01398	-0.00912
	M_{IV}	—	—	-0.0424	-0.01760	-0.01442
	M_V	—	—	—	-0.03560	-0.01653
	M_{VI}	—	—	—	—	-0.0306
Максимальні прольотні	M_1			0.00254	0.00188	0.00124
	M_2	0.004	0.00662	0.00893	0.00482	0.00355
	M_3	0.067	0.00951	0.00954	0.00921	0.00569
	M_4	—	0.04683	0.03605	0.00878	0.00883
	M_5	—	—	—	0.02929	0.00796
	M_6	—	—	—	—	0.02467

Розрахунок поясів (кілець) жорсткості. Пояси і кільця жорсткості являють собою горизонтальні рами прямокутної або круглої форми в плані. Ці конструкції сприймають опорні реакції стін. При кільцевих поясах жорсткості розрахункові моменти і сили, що перерізують, обчислюють за формулами (4.14). Пояс жорсткості перевіряється також на стійкість у горизонтальній площині. У прямокутних спорудах пояса жорсткості розраховуються як прямокутні рами (рис. 4.11). Так, у прямокутному колодязі розміром у плані $A \times B$ м без розпірок, згинальні моменти і сили, що перерізують, визначаються за формулами

$$\left. \begin{aligned}
 M_{\text{пр}A} &= 0.125 P_p A^2 - M_{\text{оп}}, \\
 M_{\text{оп}} &= - (P_p / 12) [(A^2 + B^2 X) / (1 + X)], \\
 M_{\text{пр}B} &= 0.125 P_p B^2 + M_{\text{оп}}; \\
 N_A &= 0.5 P_p B; \\
 N_B &= 0.5 P_p A; \\
 X &= (\delta_2^3 / \delta_1^3) B / A,
 \end{aligned} \right\} \quad (4.51)$$

де δ_1, δ_2 – товщина сторін пояса; P_p – горизонтальне навантаження на пояс.

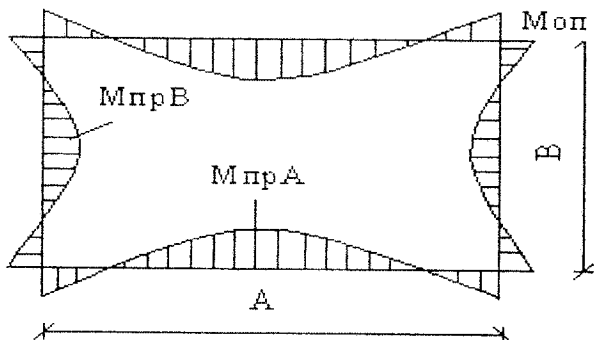


Рис 4.11. Епюри моментів від рівномірного всебічного стиснення рами горизонтальним навантаженням

Розрахунок днища споруди. Днища споруд розраховують на міцність як пластинку, завантажену рівнорозподіленим навантаженням із краями, шарнірно-обпертими на стіни. Як навантаження приймають суму опору ґрунту і гідростатичного тиску ґрунтових вод, якщо величина постійних вертикальних навантажень більша сил спливання; гідростатичний тиск ґрунтових вод, якщо величина всіх постійних вертикальних навантажень споруди менша сили спливання (коли споруда заанкерена в ґрунтовому масиві). Розрахунок міцності днища на відпор ґрунту роблять як і пластини, що лежить на пружній основі, а розрахунок днища споруди на гідростатичне навантаження – як пластини із шарнірними опорами, навантаженої рівномірно розподіленим навантаженням. У тому випадку, якщо в споруди влаштовують внутрішні стіни і перегородки, днища перевіряють як багатопрольотну пластину.

Навантаження на днище круглої форми в плані визначається за формулами:

$$q_d = \gamma_w h_w - \gamma_d \gamma_m, \quad \text{при } Z \leq 0; \quad (4.17, a)$$

$$q_d = (G_k + G_{ст} - 0.5T) / A_k, \quad \text{при } Z > 0,$$

де $Z = (G_k + G_{ст} - 0.5T) / A_k - \gamma_w h_w + h_d \gamma_m$; G_k – власна вага конструкцій підземної споруди, кН; $G_{ст}$ – власна вага стін підземної споруди, кН; T – сили тертя стін підземної споруди об навколишній ґрунт, кН; γ_w – питома вага води, кН/м³; γ_m – питома вага матеріалу днища, кН/м³; h_w – відстань від поверхні ґрунтових вод до підшови підземної споруди, м; h_d – висота днища, м; A_k – площа днища підземної споруди, м².

Розрахункове навантаження, що діє на круглу плиту підземної споруди дорівнює

$$q_d^p = \pi r^2 q_d, \quad (4.18)$$

де r – радіус днища підземної споруди, м.

Розрахунковий радіальний згинальний момент визначається за формулою:

$$M_p = q_d^p (3 + \mu) (1 - \rho^2) / 16\pi, \quad (4.19)$$

Тангенціальний згинальний момент буде:

$$M_t = q_d^p [3 + \mu - (1 + 3\mu)\rho^2] / 16\pi, \quad (4.20)$$

де μ – коефіцієнт Пуассона, що дорівнює 0.167; ρ – біжуча координата в межах одиниці (від 0 до r).

Поперечна сила, що діє на опори дорівнює

$$Q_{оп} = q_d^p / 2\pi r. \quad (4.21)$$

Прямокутні днища розраховуються як плити, обпértі по контуру.

Розрахунок споруд на стійкість. Перевірку заглиблених споруд на стійкість виконують у будівельний і експлуатаційний періоди. Найбільш небезпечним є будівельний період, коли

збудовані стіни і влаштовано дно заглибленої споруди, а відсутні перегородки, перекриття і технологічне обладнання. Усі підземні споруди, занурені нижче рівня ґрунтових вод, розраховують на стійкість, за винятком випадків, коли днище споруди знаходиться нижче поверхні водотривкого шару і під ним установлений постійно діючий дренаж. Розрахунок споруди на стійкість виконується в умовах будівництва за формулою:

$$[(G_{\text{ст}} + G_{\text{д}} + 0.5T) / (A_0 \gamma_w h_w)] \geq K, \quad (4.22)$$

де $G_{\text{ст}}$, $G_{\text{д}}$ – відповідно маса стін і днища; T – зусилля тертя на бічній поверхні підземної споруди; A_0 – площа підшови підземної споруди по зовнішньому контуру; h_w – відстань від низу днища споруди до рівня ґрунтових вод; γ_w – питома вага води; K – коефіцієнт стійкості, величина якого повинна бути більше, або дорівнювати 1,25.

Якщо умова (4.22) не виконується, споруда може бути затоплена водою, або тимчасово знижений рівень ґрунтових вод та виконані інші заходи, що забезпечують стійкість її на підйом, до будівництва надземної частини споруди.

Загальну стійкість споруди на зрушення по підшві і перекидання при розробці одnobічних виїмок поблизу підземної споруди перевіряють відповідно до вимог діючих нормативних документів.

Приклад. Розрахувати споруду круглої в плані форми глибиною 8,5 м, діаметром 40 м, глибиною закладання стін – 10 м, ґрунт-пісок дрібнозернистий, питома вага $\gamma = 19,5 \text{ кН/м}^3$, питома вага частинок ґрунту $\gamma_s = 26.6 \text{ кН/м}^3$, коефіцієнт пористості $e = 0.6$, кут внутрішнього тертя $\phi = 25^\circ$, ґрунтові води на глибині 4,0 м (рис.4.12).

На період виїмки ґрунту з середини споруди застосовується глибинне водозниження, що після набору дном міцності відключається.

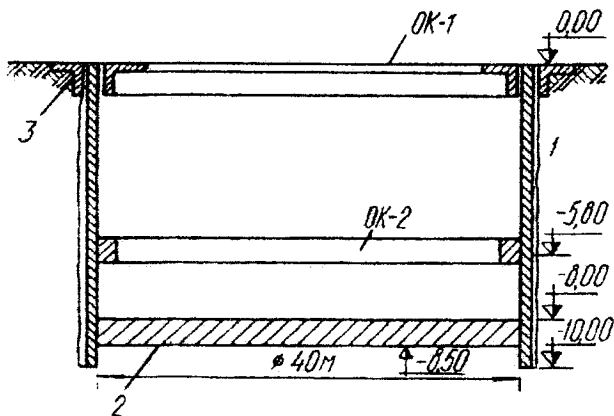


Рис. 4.12. Схема заглибленої споруди з опорними кільцями (ОК):
1 – стіна споруди; 2 – днище; 3 – комір траншеї

Поверхня ґрунту біля споруди навантажена рівнорозподіленим навантаженням $q_n = 20 \text{ кН/м}^2$.

Прийнято балкову схему споруди (рис. 4.13). Стінові панелі спираються на комір траншеї – опорне кільце 1 (ОК-1), опорне кільце 2 (ОК-2), розташоване на глибині 5,8 м, і днище, низ якого розташований на позначці 8,5 м. Розрахункові навантаження дорівнюють:

Маса стін	8138,9 кН
Те саме днища	27129,6 кН
» кільця жорсткості ОК-2	2170,4 кН
» коміра траншеї	4069,6 кН
Горизонтальний тиск на рівні низу панелі p_r	87,1 кН/м ²
Горизонтальний тиск на рівні днища колодязя p_r	72,9 кН/м ²
Зусилля спливання P_1	56520 кН
Те саме тертя T	25120 кН
Додатковий тиск p_r^B	8 кН/м ² .

Визначення зусиль у стінових панелях. Розрахунок максимальних моментів робимо для різних етапів будівництва, при різних позначках ґрунту зсередини споруди.

Перший етап – ґрунт виймають до позначки – 5,8 м (рис. 4.13). Панелі закріплені до коміра траншеї ОК-1, що є опорним кільцем. Панель розраховується як заанкерена тонка підпірна стінка, шарнірно оперта на комір траншеї і затиснена в ґрунт до позначки розташування другого опорного кільця (ОК-2).

Розраховуємо сили активного тиску ґрунту

$$Q_1 = p_r^B H = 8 \cdot 10 = 80 \text{ кН/м};$$

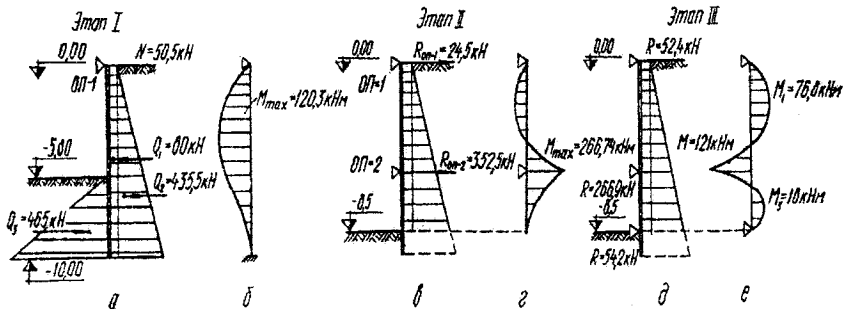


Рис. 4.13. Схеми навантажень і епюри згинальних моментів при різних рівнях ґрунту в котловані: а, в, д – розрахункові схеми стіни; б, г, е – розрахункові епюри моментів

$$Q_2 = (p_r H) / 2 = (87.1 \cdot 10) / 2 = 435.5 \text{ кН/м}.$$

Ордината пасивного тиску ґрунту дорівнює

$$q_n = \gamma h_2 \text{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) = 1.1 \cdot 19.5 (10 - 5.8) \text{tg}^2(45^\circ + 25^\circ/2) = 221.6 \text{ кН/м}^2.$$

Сила пасивного опору ґрунту

$$Q_3 = (q_n h_2) / 2 = (221.6 \cdot 4.2) / 2 = 465 \text{ кН/м}.$$

Перевіряємо глибину закладення стіни

$$(Q_1 H) / 2 + (2 Q_2 H) / 3 \leq [2(H - h_1) / 3 + h_1] Q_3 \cdot (80 \cdot 10) / 2 + (435.5 \cdot 2 \cdot 10) / 3 \leq [2 \cdot 4.2 / 3 + 5.8] \cdot 465; \quad 3300.4 \leq 3999.$$

Коефіцієнт стійкості стіни $3999 / 3300.4 = 1.21$.

Зусилля, що передається на опорний пояс ОК – 1 складає

$$N = Q_1 + Q_2 - Q_3 = 80 + 435.5 - 465 = 50.5 \text{ кН}$$

Визначаємо переріз, в якому діє максимальний момент, за формулою (4.21)

$$Z_0 = \sqrt{2 \cdot 50,5 / (19,5 \cdot 0,406)} = 3,75 \text{ м}$$

Максимальний згинальний момент відповідно до формули (4.15) буде

$$M_{\max} = 50,5 \cdot 3,57 - (19,5 \cdot 3,57^3 \cdot 0,406 / 6) = 120,3 \text{ кНм}$$

Другий етап – грунт виймають до позначки низа днища (-8,5). Стінова панель шарнірно оберта на два опорних кільця ОК-1 і ОК-2. Защемлення в ґрунті складає лише 1,5 м, пасивний опір ґрунту приймається в запас. Панель розраховується, як консольна балка довжиною 8,5 м.

Визначаємо значення реакцій на опорах за формулами (4.16, 4.17):

$$R_{\text{ОК-1}} = 8,5 / (6 \cdot 5,8) [5,8 \cdot (2 \cdot 8 + 72,9) - (8,5 - 5,8)(8 + 2 \cdot 72,9)] = 24,5 \text{ кН};$$

$$R_{\text{ОК-2}} = 8,5^2 / (6 \cdot 5,8) [8 + 2(8 + 72,9)] = 352,5 \text{ кН}.$$

Визначаємо значення моментів:

$$M_{\text{ОК-1}} = 0; \quad M_{\text{ОК-2}} = 8,5 / (6 \cdot 5,8) \{ 5,8 [2 \cdot 8 + (8 + 72,9)] - (8,5 - 5,8) [8 + 2(8 + 72,9)] \} \cdot 5,8 - 8 \cdot 5,8^2 / 2 - 72,9 \cdot 5,8^3 / (6 \cdot 8,5) = -266,74 \text{ кНм}$$

$$M_{\text{пр}^h} = 8,5 / (6 \cdot 5,8) \{ 5,8 [2 \cdot 8 + (8 + 72,9)] - (8,5 - 5,8) [8 + 2(8 + 72,9)] \} \cdot 2,9 - 8 \cdot 2,9^2 / 2 - 72,9 \cdot 2,9^3 / (6 \cdot 8,5) = 4,85 \text{ кНм}$$

Третій етап – влаштування днища споруди. Панель оберта на три опори – комір траншеї, опорний пояс і днище. Панель розраховується як двох прольотна нерозрізна балка (за відомими методиками) з нерівними прольотами, завантажена трапецевидним навантаженням.

Розрахункові реакції опор і розрахункові згинальні моменти дорівнюють: $R_1 = 52,4 \text{ кН}$; $R_2 = 266,9 \text{ кН}$; $R_3 = 54,2 \text{ кН}$; $M_1 = 75,8 \text{ кНм}$; $M_2 = 121 \text{ кНм}$; $M_3 = 18 \text{ кНм}$.

Епюри згинальних моментів показані на рис. 4.13.

Розрахунок опорного кільця ОК-2. Згинальні моменти і нормальні сили визначаються за формулами (4.17)

$$M_{Ra} = -0,1488 - 352,5 \cdot 20^2 (1,15 - 1) = -3147 \text{ кНм};$$

$$M_{R6} = 0,1366 \cdot 352,5 - 20^2 (1,15 - 1) = 2889 \text{ кНм};$$

$$N_{Ra} = 352,5 \cdot 20 [1 + 0,7854 (1,15-1)] = 7880 \text{ кН};$$

$$N_{R6} = 352,5 \cdot 20 [1 + 0,5 (1,15-1)] = 7578 \text{ кН}.$$

Перевірка стійкості споруди на підйом. Обчислюємо коефіцієнт стійкості підземної споруди:

$$K = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + T) / (0,785 \cdot 10 \cdot 40^2 \cdot 1 \cdot 4,5) =$$

$$= (8138,9 + 27129,6 + 2170,4 + 4069,4 + 25120) / (0,785 \cdot 10 \cdot 40^2 \cdot 1 \cdot 4,5) =$$

$$= 66620 / 56520 = 1,18 < 1,2.$$

Споруда не стійка, необхідне додаткове довантаження

$$G_d = 56520 \cdot 1,2 = 67820 - 66620 = 1200 \text{ кН}.$$

У якості пригруза може бути використана, наприклад, набетонка днища пісним бетоном. Площа днища $A_0 = 0,785D^2 = 0,785 \cdot 40^2 = 1256 \text{ м}^2$.

Необхідна висота набетонки

$$h = G_d / (A_0 \cdot \gamma_6) = 1200 / (1256 \cdot 22) = 0,045 \text{ м}.$$

4.4. Розрахунок конструкцій підземних споруд, що будуються опускним способом

Розрахунок опускного колодезя, що використовується як фундамент або для розміщення підземних приміщень різного призначення, проводиться на навантаження, які виникають в експлуатаційний і будівельний періоди. Мета розрахунків зводиться до призначення мінімально допустимої товщини стін і їх армування, при яких забезпечується можливість опускання колодезя прийнятним способом на проектну позначку та його необхідна міцність на всіх етапах виготовлення і опускання в ґрунт.

У період будівництва і опускання колодезя в ґрунт на нього діють власна вага, горизонтальний тиск ґрунту і води, сили тертя на бічній поверхні.

Розрахунок колодязя складається з ряду перевірок.

Перевірка міцності стін на вигин у вертикальній площині. На вигин у вертикальній площині перевіряються зовнішні стіни першої секції, висота якої призначається залежно від величини геометричних розмірів колодязя в плані. Стіни колодязя працюють на вигин від власної ваги. Перша секція будується на підкладках, які видаляються перед опусканням колодязя. Відстань між фіксованими підкладками вибирається таким чином, щоб згинальні моменти над опорами і всередині прольотів були рівними. Розрахунок першої секції виконується за схемою двохконсольної балки, яка оберта на підкладки.

У період опускання колодязя можливі випадки нерівномірної розробки ґрунту під ножем. Тут можливі дві розрахункові схеми. У першому випадку секція колодязя розраховується за схемою балки на двох опорах, в другому – як консольна балка, оберта посередині.

До розрахунку приймаються найбільші значення згинального моменту і поперечної сили, отримані по одній із вищезазначених розрахункових схем.

При недостатній міцності стіни першої секції колодязя збільшують її висоту або армування.

Перевірка ваги колодязя, необхідної для подолання сил тертя при опусканні. Вага колодязя повинна перевищувати сили тертя не менше ніж на 15 %, тобто

$$G_k > 1,15T, \quad (4.23)$$

де G – вага колодязя, обчислена з коефіцієнтом перевантаження $n = 1,1$; T – сила тертя ґрунту на зовнішній поверхні колодязя.

При опусканні без водовідливу вагу колодязя приймають з урахуванням зважування у воді.

При визначенні сил тертя T колодязь по висоті поділяють на ділянки, границями яких служать границі шарів різних ґрунтів, і місця, в яких міняється перетин колодязя. Сила тертя на бічній поверхні колодязя визначається за формулою (4.8) з урахуванням ґрунтових умов.

Горизонтальний тиск на стіни колодязя залежить від умов опускання колодязя. Якщо колодязь опускають з водовідливом, то тиск води у водопроникних ґрунтах враховують цілком, а у водонепроникних – у розмірі 70 % гідростатичного. При опусканні колодязя без водовідливу тиск води зовні враховують цілком, а зсередини колодязя – в розмірі 50 % гідростатичного.

Таким чином, горизонтальний тиск на 1 пог. м периметра колодязя на глибині Z від поверхні рівня води буде:

при опусканні з водовідливом у водонасичених ґрунтах

$$P_r = \gamma' Z \lambda_a + \gamma_w Z_w;$$

при опусканні з водовідливом у водонепроникних ґрунтах

$$P_r = \gamma Z \lambda_a + 0.7 \gamma_w Z_w; \quad (4.24)$$

при опусканні без водовідливу

$$P_r = \gamma' Z \lambda_a + 0.5 \gamma_w Z_w,$$

де P_r – тиск на глибині Z ; γ – питома вага ґрунту; γ' – питома вага ґрунту з урахуванням зважування у воді; γ_w – питома вага води, рівна 9,81 кН/м³; λ_a – коефіцієнт активного тиску ґрунту, який визначається за формулою (4.5).

Якщо ґрунт залягає вище рівня ґрунтових вод, то його вага враховується як довантаження.

Питомі сили тертя f_i залежні від виду ґрунту і глибини його залягання визначаються за формулою (4.9). При опусканні колодязя з підмивом сили тертя зменшують на 25 %.

Постійне горизонтальне навантаження від ґрунту і води на стіни опускного колодязя і тимчасово діючі навантаження визначаються з урахуванням коефіцієнтів перевантаження відповідно до формул наведених в п. 4.3.

Перевірка колодязя на розрив при затисненні в ґрунті.
На розрив по горизонтальним перетинам колодязь перевіряють

тоді, коли верхня його частина може виявитися затиснутою в ґрунті і колодязь після видалення ґрунту з-під банкетки зависне.

Якщо колодязь затиснутий у верхній частині ґрунтом висотою h_1 , в межах якої діє середня величина тertia на бічній поверхні f_1 , то найбільше розтягне зусилля в перерізі колодязя буде

$$S=(uf_1-G_k)h_1,$$

де u – периметр колодязя в межах затиснення.

Вагу колодязя G_k потрібно обчислювати з коефіцієнтом перевантаження $n = 0,9$ і враховувати втрату ваги у воді при опусканні без водовідливу.

По зусиллю S підбирають вертикальну арматуру, яка установлюється рівномірно по периметру стін. При цьому опір бетону розриву не враховують, тому що у швах між секціями міцність бетону на розтягання мала.

У практиці проектування на випадок зависання колодязя зусилля для розрахунку необхідної площі арматури, що працює на розрив, може визначатися за формулою:

$$S = (0,65G_k)h_1.$$

Перевірка міцності консолі. Розрахунок консолі колодязя на міцність роблять для двох випадків її роботи.

У першому випадку роботи консолі колодязь знаходиться на поверхні після завершення його будівництва (рис.4.14, а). У цих умовах консоль згинається назовні.

На консоль діє горизонтальний тиск ґрунту і води, горизонтальний розпір ґрунту на похилу поверхню стіни і вертикальна реакція ґрунту на банкетку.

Вертикальна реакція ґрунту на 1 м периметра колодязя складає

$$V=nG_k/\pi D,$$

де D – діаметр середньої лінії ножа колодязя; n – коефіцієнт перевантаження, рівний 1,1.

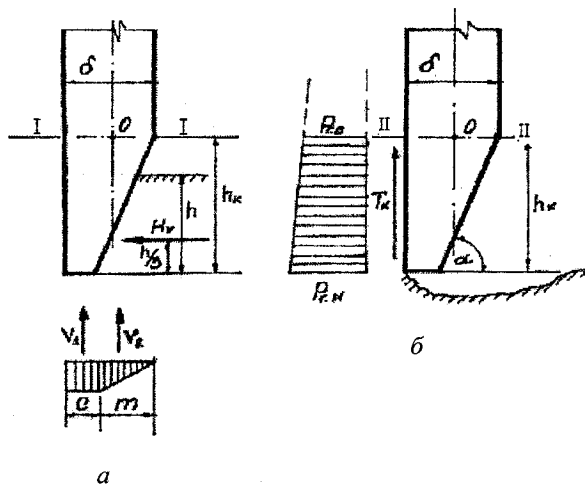


Рис. 4.14. Розрахункові схеми консолі колодезя:
a – схема першого розрахункового випадку; *б* – схема другого розрахункового випадку

Горизонтальний тиск ґрунту

$$H_v = V_2 \operatorname{tg}(\alpha - \beta), \quad (4.25)$$

де α – кут нахилу внутрішньої поверхні консолі до горизонту; β – кут тертя між бетоном і ґрунтом, який приймається рівним куту внутрішнього тертя ґрунту φ .

Сила H_v вважається прикладеною на висоті $1/3$ м від банкетки. Вертикальні сили V_1 і V_2 , діючі на банкетку і похилу поверхню консолі, у сумі дорівнюють V

$$V_1 + V_2 = V.$$

Сила V_1 розподіляється по прямокутній епюрі, а сила V_2 – по трикутній, їх величини визначаються за формулами:

$$V_1 = V \frac{2c}{2c + m} \quad (4.26)$$

$$V_2 = V \frac{m}{2c + m} \quad (4.27)$$

Зусилля в перетині I-I на 1 пог. м консолі в плані визначаються за наступними формулами:

згинальний момент

$$M' = H_V \left(h_k - \frac{h}{3} \right) + V_1 \frac{\delta - c}{2} + V_2 \left(\frac{\delta}{2} - c - \frac{m}{3} \right); \quad (4.28)$$

стискаюча сила $N = V_1 + V_2 = V$;

поперечна сила $Q = H_V$.

У другому випадку колодязь опущений на проектну глибину, ґрунт з-під банкетки вибраний і під дією зовнішнього тиску ґрунту і води консоль згинається всередину колодязя (рис. 4.14, б).

Від дії горизонтального тиску ґрунту і води в перетині II-II консолі виникає згинальний момент

$$M'' = \frac{(2P_{г.н} + P_{г.в.})h_k^2}{6} - T_k \frac{\delta}{2}; \quad (4.29)$$

поперечна сила

$$Q'' = \frac{(P_{г.в.} + P_{г.н.})h_k}{2}. \quad (4.30)$$

де T_k – сили тертя на бічній поверхні консолі; δ – товщина консолі.

За моментом M визначається арматура, яка встановлюється з внутрішньої сторони, а за моментом M'' із зовнішньої сторони консолі.

Перевірка міцності стін на стиск і вигин у горизонтальній площині.

У горизонтальній площині стіни колодязя сприймають рівномірно розподілений тиск з боку ґрунту, який визначається за формулами (4.24) з коефіцієнтом перевантаження $n = 1,2$.

Для розрахунку стін на рівні верха консолі умовно виділяють двома горизонтальними перетинами I-I і II-II ділянку висотою 1 м і збирають навантаження на цю ділянку стіни. У результаті на стіни буде діяти горизонтальне рівнорозподілене навантаження, інтенсивність якого визначається за формулою

$$P_p = (P_{z.v.} + P_{z.n.})/2.$$

Для круглих в плані опускних колодязів зусилля, що виникають в стінах, визначаються за формулами (4.14).

У прямокутних колодязях стіни утворюють замкнуті рами, які розраховують за загальними правилами будівельної механіки. Формули вузлових моментів і подовжніх сил для опускних колодязів наведені в підручнику [5].

Поздовжні стискаючі сили визначають як реакції в системі із шарнірними вузлами.

Перевірка колодязя на підняття. При зануренні колодязя у водонасичені ґрунти після влаштування нижньої подушки й осушення шахт, на підшву його буде діяти гідростатичний тиск води, спрямований знизу нагору. Від підняття колодязь утримують його вага і сили тертя по зовнішній поверхні. При перевірці на підняття сили тертя враховують у половинному розмірі. Колодязь буде гарантований від спливання, якщо

$$\frac{G_k + 0,5T}{h_w \gamma_w A} \geq 1,25 \quad (4.31)$$

де G_k – вага колодязя з нижньою подушкою та коефіцієнтом перевантаження 0,9 (без обліку зваження у воді); T – сили тертя по зовнішній поверхні стін колодязя; h_w – відстань від рівня поверхневих або ґрунтових вод до низу ножа; A – площа колодязя, обмежена зовнішнім периметром ножа.

Особливості розрахунку колодязів, що опускаються в тиксотропних сорочках. На можливість опускання колодязя під дією власної ваги перевіряють за формулою (4.23), в якій,

сили тертя враховують тільки на поверхні консолі (тертя в межах сорочки приймають рівним нулю).

Стіни і консоль колодязя повинні бути розраховані на горизонтальний тиск ґрунту і гідростатичний тиск глинистого розчину. Консоль і стіни нижче тискотропної сорочки з зовнішньої сторони випробують горизонтальний тиск ґрунту, що приймають рівним тиску ґрунту в стані спокою:

$$P_z = n \xi \gamma Z,$$

де γ – питома вага ґрунту, Кн/м^3 ; Z – відстань від поверхні ґрунту до розглянутого перетину колодязя, м; ξ – коефіцієнт бічного тиску ґрунту в стані спокою, рівний для великоуламкових ґрунтів 0,3, пісків і супісків – 0,4, суглинків 0,5 і глин 0,7; n – коефіцієнт перевантаження, рівний 1,1 або 0,9.

У водонасичених ґрунтах питома вага ґрунту визначається з урахуванням зважування ґрунту у воді. У цьому випадку окремо враховують горизонтальний тиск води.

Стіни в межах тискотропної сорочки до заміни її цементно-піщаним розчином (чи іншим матеріалом) випробують гідростатичний тиск глинистого розчину

$$P_{tz} = n \gamma_t Z,$$

де γ_t – питома вага глинистого розчину, кН/м^3 ; n – коефіцієнт перевантаження, рівний 1,2 або 0,9.

Після витиснення глинистого розчину цементнопіщані стіни зазнають тиск ґрунту, який визначається за формулою (4.24).

При розрахунку на підняття необхідно враховувати послідовність ведення робіт. Якщо шахти осушують до витиснення глинистого розчину, то сили тертя, що враховуються в половинному розмірі, виникають тільки по висоті від низу колодязя до тискотропної сорочки. Якщо

шахти осушують після заміни сорочки цементнопіщаним розчином, то сили тертя враховують також і по поверхні розчину в розмірі 2 кН/м^2 . На підняття перевірка робиться за формулою (4.31).

Приклад. Розрахувати опускний колодезь круглої форми в плані глибиною 14 м, діаметром 36 м, ніж якого знаходиться на глибині 16,6 м від поверхні. Товщина стін і днища відповідно 0,6 і 0,8 м.

Інженерно-геологічні умови і схема опускного колодезя наведені на (рис. 4.15).

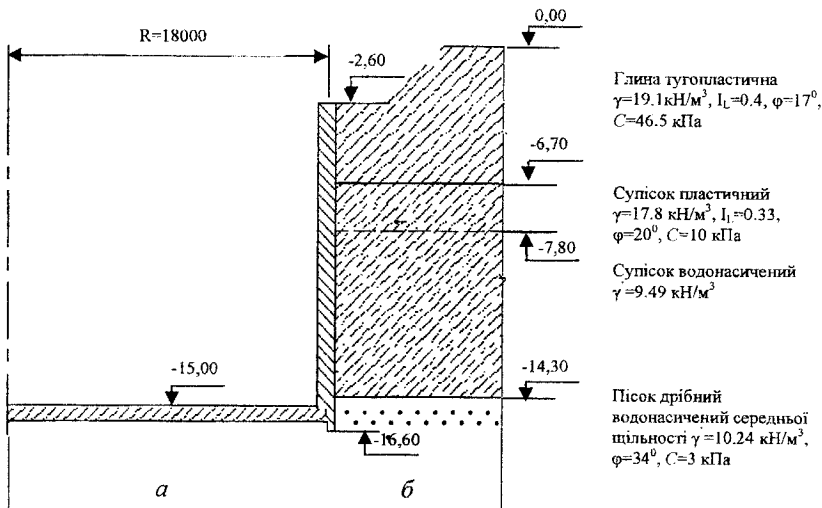


Рис. 4.15. Схема опускного колодезя (а), ґрунтові умови (б)

Нормативний горизонтальний тиск ґрунту на стіни колодезя визначаємо в характерних точках (рис. 4.16) за формулами (4.4, 4.6).

$$P_{r1}=2,6 \cdot 19,1 \cdot 0,548=27,21 \text{ кН/м}^2;$$

$$P_{r2}=6,7 \cdot 19,1 \cdot 0,548=70,13 \text{ кН/м}^2;$$

$$\begin{aligned}
 P_{r2} &= 6,7 \cdot 19,1 \cdot 0,490 = 62,70 \text{ кН/м}^2; \\
 P_{r3} &= (127,97 + 1,1 \cdot 18,5) \cdot 0,490 = 72,68 \text{ кН/м}^2; \\
 P_{r4} &= (148,32 + 9,49 \cdot 6,5) \cdot 0,490 + 6,5 \cdot 9,81 = 166,67 \text{ кН/м}^2; \\
 P'_{r4} &= 210,00 \cdot 0,283 + 6,5 \cdot 9,81 = 123,20 \text{ кН/м}^2; \\
 P_{r5} &= (210,00 + 2,3 \cdot 10,24) \cdot 0,283 + 8,8 \cdot 9,81 = 152,42 \text{ кН/м}^2; \\
 X &= 169,46 \text{ кН/м}^2.
 \end{aligned}$$

Визначаємо наведені параметри епюри горизонтального тиску, виходячи із рівновеликої площі епюри (рис.4.16, а).

$$\begin{aligned}
 NX/2 &= h_1 P_{r2}/2 + (P_{r2} + P_{r4})h_2/2 + (P_{r4}' + P_{r5})h_3/2; \\
 16,6 X/2 &= (6,7 \cdot 70,13)/2 + (62,70 + 166,67) \cdot 7,6/2 + (123,2 + 152,42) \cdot 2,3/2;
 \end{aligned}$$

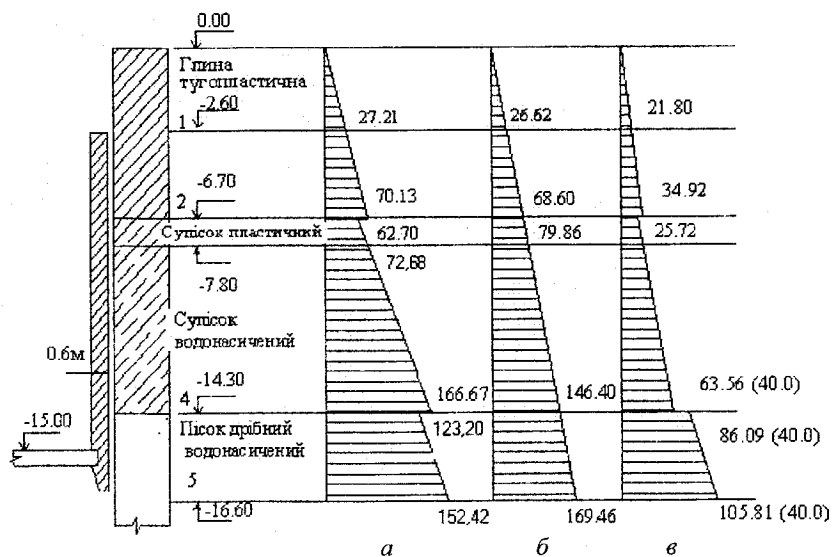


Рис. 4.16. Епюри: а – горизонтального тиску і води на бокову поверхню колодязя; б – зведена епюра горизонтального тиску ґрунту; в – сил тертя на бічній поверхні колодязя

Визначаємо величину питомих сил тертя на бічній поверхні колодязя за формулою (4.9).

$$F_1 = (27,21 \text{ tg} 17 + 0,29 \cdot 6,5) = 21,80 \text{ кПа};$$

$$F_2 = (70,13 \operatorname{tg} 17 + 0,29 \cdot 46,5) = 34,92 \text{ кПа};$$

$$F_2' = (62,70 \operatorname{tg} 20 + 0,29 \cdot 10) = 25,72 \text{ кПа};$$

$$F_3 = (72,68 \operatorname{tg} 20 + 0,29 \cdot 10) = 29,36 \text{ кПа};$$

$$F_4 = (166,67 \operatorname{tg} 20 + 0,29 \cdot 10) = 63,56 = 40,0 \text{ кПа};$$

$$F_4' = (123,20 \operatorname{tg} 34 + 3) = 86,09 = 40,0 \text{ кПа};$$

$$F_5 = (152,42 \operatorname{tg} 34 + 3) = 105,81 = 40,0 \text{ кПа}.$$

Загальна величина сил тертя на бічній поверхні колодязя складає

$$T = 114,98/2[(21,80 + 34,92)4,1 + (25,72 + 40,00)7,6 + (40,00 + 40,00)2,3] = 39350,30 \text{ кН}.$$

Враховуючи геометричні розміри опускного колодязя визначаємо вагу стіни з урахуванням:

водовідливу

$$G_{\text{ст}} = 3,14 \cdot 36,0 \cdot 14,0 \cdot 0,60 \cdot 25,0 = 23750,44 \text{ кН};$$

без водовідливу

$$G_{\text{ст}} = 23750,44 - 3,14 \cdot 36,0 \cdot 8,8 \cdot 0,60 \cdot 9,81 = 17892,36 \text{ кН}.$$

Опускання колодязя під дією власної ваги можливе при умові, якщо коефіцієнт опускання $K_{\text{оп}} >= 1,15$:

при опусканні без водовідливу:

$$K_{\text{оп}} = G'_{\text{ст}}/T = 1,1 \cdot 17892,36/39350,3 = 0,50 < 1,15;$$

при опусканні з водовідливом:

$$K_{\text{оп}} = G_{\text{ст}}/T = 1,1 \cdot 23750,44/39350,3 = 0,60 < 1,15.$$

Оскільки колодязь за власною вагою не опускається, для зменшення сил тертя влаштуємо тиксотропну сорочку.

Вважаємо, що тертя в зоні тиксотропної сорочки відсутнє, тоді сили тертя на поверхні консолі (ножа) висотою 1,8 м будуть дорівнювати (рис.4.17).

$$T_{\text{н}} = 3,14 \cdot 37,0 \cdot 1,8 \cdot 40,00 = 8369,20 \text{ кН}$$

Згідно з рис. 4.17 товщина стінки колодязя у межах ножа збільшилася на 15 см, додаткова вага колодязя буде

$$G_{\text{н}} = 3,14 \cdot 36,8 \cdot 1,8 \cdot 0,15 \cdot 25,0 = 1040,50 \text{ кН}$$

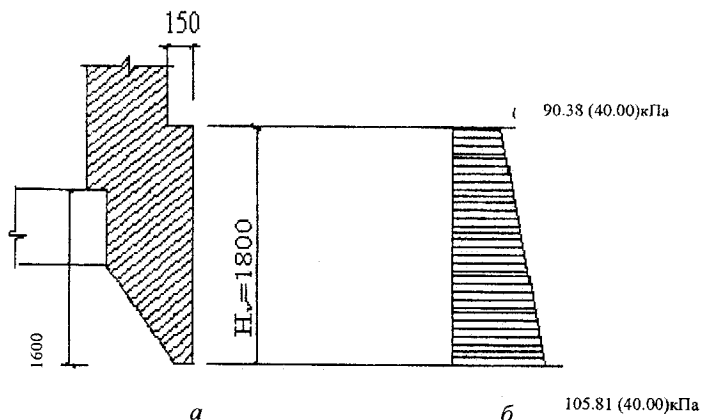


Рис. 4.17. Схема ножа (а), еюра сил тертя на бічній поверхні ножа (б)

Визначаємо можливість опускання колодязя за власною вагою після влаштування тиксотропної сорочки без пониження ґрунтових вод

$$K_{\text{оп.}} = 1,1(17892,36 + 1040,50) / 8369,20 = 2,49 > 1,15.$$

Вага днища колодязя складає

$$G_{\text{д}} = 3,14 \cdot 17,7^2 \cdot 0,80 \cdot 25,0 = 19674,61 \text{ кН.}$$

Розрахунок стійкості опускного колодязя. Перевірку заглиблених споруд на спливання виконуємо в будівельний та експлуатаційний періоди. Найбільш небезпечніший будівельний період, коли влаштовані стіни та дно колодязя. Коефіцієнт надійності повинен бути $K_{\text{н}} \geq 1,25$.

Коефіцієнт надійності в будівельний період складає:

$$K_{\text{н}} = n (G_{\text{ст}} + G_{\text{д}} + 0,5T_{\text{к}}) / A_{\text{к}} h_{\text{w}} \gamma_{\text{w}} = 0,9(24790,94 + 19674,61 + 0,5 \cdot 39350,30) / 3,14 \cdot 18,5^2 \cdot 8,8 \cdot 9,81 = 0,62 < 1,25.$$

Умова не виконується, а тому водозниження необхідно проводити до повного завершення будівництва підземної споруди.

В експлуатаційний період коефіцієнт надійності буде

$$K_n = n (G_{ст} + G_{д} + 0,5T + G_{т.о.} + G_k + G_r) / A_k h_w \gamma_w = \\ = 0,9(24790,94 + 19674,61 + 0,5 \cdot 39350,30 + 9916,38 + 47022,11) / \\ / 3,14 \cdot 18,5^2 \cdot 8,8 \cdot 9,81 = 1,17 < 1,25,$$

де $G_{т.о.}$, G_k – вага технологічного обладнання і внутрішніх конструкцій умовно прийняті відповідно 10 % і 30 % від ваги стіни; G_r – вага зворотної засипки, яка виконується місцевим ґрунтом з урахуванням коефіцієнта розпушення 0,9; n – коефіцієнт перевантаження – 0,9.

Підземна споруда не стійка на спливання, необхідне додаткове довантаження

$$G_{д} = 92820,74 \cdot 1,25 - 10897/27 = 7054,65 \text{ кН.}$$

Для забезпечення стійкості підземної споруди проти спливання необхідно збільшити товщину стіни, використати довантаження або анкерне кріплення.

Розрахунок стіни колодязя. Для розрахунку стіни умовно вище ножа колодязя двома горизонтальними перетинами виділяємо ділянку висотою 1 м. На стіну буде діяти горизонтальний тиск інтенсивністю:

$$P_p = 1,1(140,88 + 151,08)/2 = 160,58 \text{ кН/м}^2.$$

Величину згинальних моментів і нормальних сил визначаємо за формулами (4.14)

$$M_a = -0,1488 \cdot 160,58 \cdot 18,3^2 (1,25 - 1) = -2000,49 \text{ кНм;}$$

$$M_b = 0,1366 \cdot 160,58 \cdot 18,3^2 (1,25 - 1) = 1836,47 \text{ кНм;}$$

$$N_a = 160,58 \cdot 18,3[1 + 0,7854(1,25 - 1)] = 3515,61 \text{ кН;}$$

$$N_b = 160,58 \cdot 18,3[1 + 0,5(1,25 - 1)] = 3305,94 \text{ кН.}$$

За отриманими величинами згинальних моментів і нормальних сил визначаємо необхідну площу арматури, яка укладається горизонтально.

На випадок зависання колодязя розраховуємо зусилля для визначення необхідної площі арматури, що працює на розтягання

$$N_p = 0.65 F_{ct} = 0.65 \cdot 24790,94 = 16114,11 \text{ кН.}$$

Для сприйняття цього зусилля повинна бути поставлена рівномірно по периметру колодязя поздовжня (вертикальна) арматура.

З метою раціонального використання арматурної сталі, доцільно вище зазначені розрахунки згинальних моментів і нормальних сил проводити в 2-3-х перетинах по висоті колодязя.

Розрахунок міцності ножа колодязя. Нижня частина стіни (ніж) колодязя витримує найбільші напруження. Умовно цю частину колодязя розраховують як консольні балки, замуrowані на рівні перетину I-I. При цьому розглядаємо дві розрахункові схеми (рис. 4.18).

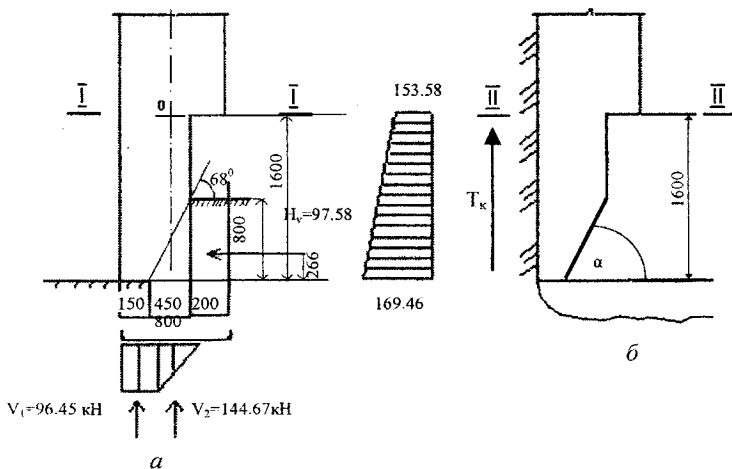


Рис. 4.18. Розрахункові схеми ножа колодязя

Перший випадок – колодязь завершений будівництвом і знаходиться на поверхні ґрунту. Ґрунт із зовнішньої сторони відсутній, а із внутрішньої сторони на похилу грань ножа передається тиск ґрунту.

Визначаємо навантаження на 1 п. м. контура ножа від ваги колодязя

$$V=1.1 \cdot 24790.94/3.14 \cdot 36.0=241.12 \text{ кН.}$$

За формулами (4.26, 4.27) знаходимо тиск на банкетку V_1 і на похилу поверхню консолі V_2 :

$$V_1=241.12 \cdot 2 \cdot 0.15/(2 \cdot 0.15+0.45)=96.45 \text{ кН;}$$

$$V_2=241.12 \cdot 2 \cdot 0.45/(2 \cdot 0.15+0.45)=144.67 \text{ кН.}$$

Горизонтальна складова визначається за формулою (4.25)

$$H_v=144.67 \cdot \text{tg}(68^\circ-34^\circ)=97.58 \text{ кН.}$$

Згинальний момент в перетині I-I визначається за формулою (4.28)

$$M=97,58(1,6-0,8/3)+96,45(0,6-0,15)/2+144,67(0,6/2-0,15-0,45/3)=151,80 \text{ кНм.}$$

Стискаюча (нормальна) сила буде

$$N=96,45+144,67=241,12 \text{ кН.}$$

Поперечна сила $Q=H_v=97,58 \text{ кН.}$

У другому випадку, коли колодязь опущений на проектну позначку і ґрунт під ножом вибраний, ніж розраховуємо на дію момента від горизонтального тиску ґрунту і води, який приймається за рис. 4.18, б. Сили тертя, які діють на ніж колодязя, при визначенні моменту не враховуємо, що йде на запас міцності. Згинальний момент відповідно до формули (4.29) буде

$$M=1,6^2 (2 \cdot 169,96+153,58)/6=210,56 \text{ кНм.}$$

Нормальні сили дорівнюють величині тертя на бічній поверхні ножа.

Поперечна сила визначається за формулою (4.30):

$$Q = 1,6(169,96+153,58)/2=258,83 \text{ кН.}$$

Розрахунок плити дна колодезя. Дно колодезя розраховується як плита, обперта по контуру. Навантаження складає опір ґрунту і гідростатичний тиск води.

Перевіряємо умову використання формули для визначення навантаження на дно колодезя

$$Z=(24790,94+9916,38-0,5 \cdot 39350,30)/3,14 \cdot 18,50^2 - 8,8 \cdot 9,81+0,8 \cdot 25,0=-52,35<0.$$

Згідно отриманої умови на дно колодезя буде діяти навантаження, визначене за формулою (4.17, а):

$$q_d = 8,8 \cdot 9,81-0,8 \cdot 25,0=66,33 \text{ кН/м}^2.$$

Розрахункові навантаження на круглу плиту днища і розрахункові зусилля при коефіцієнті Пуассона $\mu=0,167$ визначаються за формулами 4.18 – 4.21:

$$q_{\text{д}}^P = 66,33 \cdot 17,9^2 \cdot 3,14=66767,62 \text{ кН;}$$

поперечна сила, яка діє на опори

$$Q_{\text{оп}}=66767,62/2 \cdot 3,14 \cdot 17,9=593,65 \text{ кН;}$$

радіальний згинальний момент:

$$M_p^0=(66767,62/16 \cdot 3,14)((3+0,167)(1-0))=4206,72 \text{ кНм;}$$

$$M_p^{4,5}=(66767,62/16 \cdot 3,14)((3+0,167)(1-0,25^2))=3943,80 \text{ кНм;}$$

$$M_p^9=(66767,62/16 \cdot 3,14)((3+0,167)(1-0,5^2))=3155,04 \text{ кНм;}$$

$$M_p^{13,5}=(66767,62/16 \cdot 3,14)((3+0,167)(1-0,75^2))=1840,44 \text{ кНм;}$$

$$M_p^{17,9}=(66767,62/16 \cdot 3,14)((3+0,167)(1-1^2))=0 \text{ кНм;}$$

тангенціальний згинальний момент:

$$M_r^0 = (66767,62/16 \cdot 3,14)((3+0,167)-(1+3 \cdot 0,167)0) = 4206,72 \text{ кНм};$$

$$M_r^{4,5} = (66767,62/16 \cdot 3,14)((3+0,167)-(1+3 \cdot 0,167)0,25^2) = 3873,32 \text{ кНм};$$

$$M_r^9 = (66767,62/16 \cdot 3,14)((3+0,167)-(1+3 \cdot 0,167)0,5^2) = 3708,28 \text{ кНм};$$

$$M_r^{13,5} = (66767,62/16 \cdot 3,14)((3+0,167)-(1+3 \cdot 0,167)0,75^2) = 3085,22 \text{ кНм};$$

$$M_r^{17,9} = (66767,62/16 \cdot 3,14)((3+0,167)-(1+3 \cdot 0,167)0,9^2) = 2591,76 \text{ кНм}.$$

За розрахунковими даними на рис. 4.19 побудовані епюри радіальних та тангенціальних згинальних моментів.

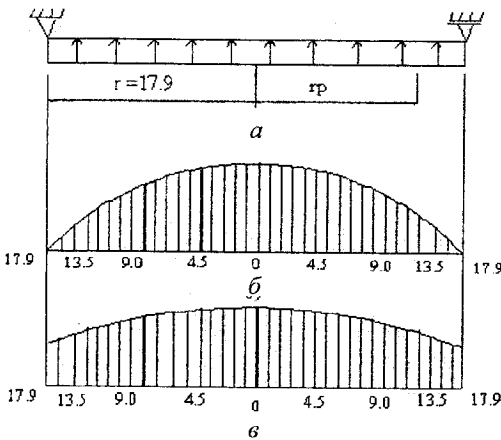


Рис.4.19. Схема до розрахунку плити днища (а), епюра радіальних (б) і тангенціальних (в) згинальних моментів

Отримані зусилля використовуються для визначення необхідної площі арматури.

Розрахунок кесонів. Розміри кесона в плані визначають розрахунком фундаменту або вимогами щодо призначення підземного приміщення.

У процесі опускання на кесон діють значні навантаження короточасної дії, на які повинні бути перевірені його міцність і тріщиностійкість. Перевірки проводять на розрахункове

навантаження; при цьому розрахункові опори матеріалів підвищують на 10 %.

Кесон розраховують на наступні чотири випадки:

- кесон опущений до проектної позначки, ніж занурений у ґрунт на 0,5 м, тиск у камері дорівнює гідростатичному на рівні ножа;
- кесон опущений до проектної позначки, ґрунт з-під ножа вибраний і тиск у камері знижений на 50 % (форсована посадка);
- кесон спирається на ґрунт по периметрі ножа, стеля навантажена шаром кладки висотою 1,5 м;
- кесон спирається на чотирьох фіксованих підкладках.

По першим двом розрахунковим випадкам перевіряють міцність консолі в місці примикання до стелі, по третьому випадку – міцність стелі, по четвертому – міцність кесона на вигин (перелом).

Перший випадок. Розрахунок консолі в перетині 1–1 на вигин назовні (рис. 4.20, а). У перетині на 1 п. м периметра консолі в плані діють наступні зусилля.

1. Вага консолі, яка визначається за її геометричними розмірами консолі.

2. Вертикальний реактивний тиск ґрунту на 1 пог. м банкетки і скошеної частини консолі

$$V=V_1+V_2=Q-S-T$$

де Q – вага кесона, надкесонної кладки і ґрунту на її обрізах, кН/м; S – тиск повітря на стелю кесона, кН/м; T – сила тертя на зовнішню поверхність кесона і надкесонної кладки, кН/м.

Вага кесона і надкесонної кладки обчислюється з коефіцієнтом перевантаження 1,1, а вага ґрунту на обрізах з врахуванням насичення його водою, приймається рівною 20 кН/м³.

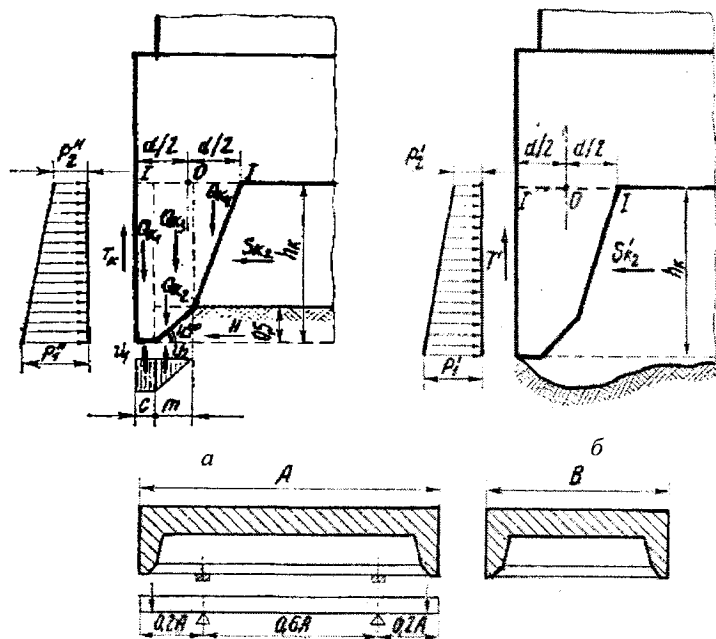


Рис. 4.20. Схеми до розрахунку кесона

Тиск повітря $S = AH_B \gamma_w / U$,

де U – периметр ножа кесона, м; A – площа кесона по периметрі ножа, м²; H_B – глибина занурення ножа, береться від горизонту води в ріці, м; γ_w – питома вага води, дорівнює 9,81 кН/м³;

3. Сили тертя T враховуються у мінімальній величині і визначаються за методикою, наведеною вище.

4. Реактивний тиск ґрунту V , що діє на 1 пог.м ножа, розподіляється між банкеткою і похилою частиною консолі, який визначається за формулами (4.26, 4.27)

Момент цих сил відносно точки О визначається за формулою (4.28) з урахуванням розрахункової схеми (рис. 4.20).

5. Горизонтальний тиск повітря на консоль і його момент відносно точки О:

$$S_{\text{кр}} = H_B h_k \gamma_w; \quad M_{\text{скр}} = -0,5 S_{\text{кр}} h_k.$$

6. Горизонтальний тиск ґрунту і води на консоль, що приймається із коефіцієнтом перевантаження 0,9 та його момент відносно точки О визначається за формулами, наведеними вище.

Визначається сумарний згинальний момент відносно осі, що проходить через середину перетину I-I (точка О), нормальна і поперечна сила з урахуванням вищезазначених зусиль.

На ці зусилля, що викликають позацентрове стиснення, перевіряють міцність і тріщиностійкість консолі в перетині I-I і знаходять кількість арматури, яку треба розташувати з внутрішньої сторони консолі.

Другий випадок. Розрахунок консолі в перетині I-I на вигин усередину кесона (рис. 4.20, б), У перетині I-I на 1 пог. м консолі діють наступні зусилля.

1. Вага консолі з коефіцієнтом перевантаження 0,9.

2. Сила тертя по бічній поверхні консолі визначається в період, коли ґрунт з-під ножа вибраний, кесон утримується в рівновазі тільки силами тертя по бічній поверхні і тиск повітря, знижений до 50 % у порівнянні з гідростатичним. У цьому випадку сила тертя

$$T = Q - 0,5 S,$$

де Q – вага, що приходить на 1 пог. м консолі кесона, надкесонної кладки і ґрунту на його обрізах (обчислюється з коефіцієнтом перевантаження 0,9).

3. Вертикальний тиск повітря на консоль

$$S_{\text{кв}} = 0,5 H_B d \gamma_w.$$

4. Горизонтальний тиск повітря на консолі

$$S_{\text{кр}} = 0,5 H_B h_k \gamma_w.$$

5. Горизонтальний тиск на консоль ґрунту і води з зовнішньої сторони кесона обчислюється так само, як у першому розрахунковому випадку, але з коефіцієнтом перевантаження 1,2.

У другому розрахунковому випадку в перетині I-I визначається сумарний згинальний момент, поперечна і нормальна сили.

За цими зусиллями перевіряють міцність і тріщиностійкість консолі, а також знаходять кількість арматури, яка розташовується із зовнішньої сторони консолі.

Третій випадок. Перевірка міцності стелі кесона. На кесон діє власна вага і вага надкесонної кладки висотою 1,5 м. Питома вага кладки кесона приймається рівною 24 кН/м^3 , надкесонної кладки – 25 кН/м^3 , коефіцієнт перевантаження 1,1.

Якщо відношення сторін кесона в плані $A/B \geq 2$, то стелю розраховують як вільно обперту балку прольотом В. Якщо відношення $A/B < 2$, то стелю розраховують як плиту, обперту з чотирьох сторін.

За моментами і поперечними силами перевіряють міцність і тріщиностійкість стелі.

Четвертий випадок. Перевірка кесона на перелом (вигин). Коли кесон стоїть на чотирьох фіксованих підкладках, розташованих під більш довгими сторонами, він працює як двухконсольна балка (рис. 4.20, в). Відстань між фіксованими підкладками призначають такою, щоб напруження, що розтягують, у верхніх волокнах стелі над опорами і у нижніх

волоконна консоль у середині кесона були б рівні між собою. Для масивних кесонів ця відстань приймається рівною $0,6A$.

Навантаженнями при розрахунку на вигин ϵ : вага стелі і подовжніх консолей – рівномірно розподілене навантаження; вага поперечних консолей – зосереджені сили. Коефіцієнт перевантаження приймають рівним 1,1.

За моментами перевіряють міцність і тріщиностійкість кесона як залізобетонної конструкції.

4.5. Розрахунок конструкцій підземних споруд, що будуються закритим способом

Постійні навантаження. Навантаження від власної ваги конструкцій приймають рівномірно розподіленими по днищу підземної споруди. Власну вагу конструктивних елементів визначають відповідно до їх проектних геометричних розмірів і питомою вагою будівельних матеріалів.

Активний тиск ґрунту на конструкції підземних споруд знаходять по-різному залежно від глибини їх закладання і властивостей навколишніх ґрунтів. Нормативний вертикальний *гірський тиск* на конструкції підземних споруд глибокого закладання визначають відповідно до гіпотези М.М. Протодьяконова, по якій усі ґрунти характеризуються *коефіцієнтом міцності f* , рівним тангенсу «удаваного» кута внутрішнього тертя (з врахуванням зчеплення).

Для сипучих незв'язних ґрунтів «удаваний» коефіцієнт тертя збігається з дійсним, тобто $f = \operatorname{tg}\varphi$ (де φ – кут внутрішнього тертя). Для скельних ґрунтів, які лише умовно можна вважати незв'язними (через наявність у них системи тріщин), коефіцієнт міцності визначають залежно від кубикової міцності ґрунту на стиск і приймається рівним $f=0,1R$.

Відповідно до класифікації, розробленою проф. М.М. Протодьяконовим, за міцністю ґрунти поділяються на 10 категорій, для яких коефіцієнт міцності змінюється від 20 до 0,3. До першої категорії відносяться найбільш міцні кварцити,

базальти та інші гірські породи, коефіцієнт міцності яких дорівнює 20. Величина коефіцієнта міцності для пілувато-глинястих ґрунтів складає: щільні глини – 1,0; леси і легкі глини – 0,8; легкі суглинки і вологий пісок – 0,6; пісок, дрібний гравій – 0,5; пливуні, водонасичений пісок та інші водонасичені ґрунти – 0,3.

За гіпотезою М.М. Протодьяконова вертикальний гірський тиск на кріплення виробки зверху створюється масою порушених ґрунтів, область яких обмежена склепінним тиском і контуром виробки. Прольот склепінного тиску визначається з урахуванням утворення призм обвалення під кутом $45^\circ - \varphi/2$ до вертикалі (рис. 4.21, а, б):

$$B = D + 2ht \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2) \quad \text{або}$$

$$B = D + 2Dt \operatorname{tg}(45^\circ - 2\varphi/2).$$

Висоту склепінного тиску, в якому повинні діяти тільки стискаючі напруження, знаходять з умови його рівноваги під дією рівномірно розподіленого вертикального навантаження за формулою:

$$h_c = B/2f. \quad (4.32)$$

Можливість використання формули (4.32) обмежується умовою: товщина шару стійких ґрунтів над виробкою не менше ніж у два рази повинна перевищувати висоту склепіння тиску ($H \geq 2h_c$). Якщо умова не виконується, то необхідно враховувати загальний тиск ґрунту, що залягає над виробкою.

Для практичних розрахунків вертикальний гірський тиск приймають рівномірно розподіленим інтенсивністю

$$P_n = k_p \gamma h_c,$$

де k_p – коефіцієнт умов роботи ґрунтового масиву; γ – питома вага ґрунту, кН/м^3 .

Нормативний бічний тиск для спрощення розрахунків також вважають рівномірно розподіленим по висоті виробки і визначають за формулою:

$$Q_n = \gamma(h_c + 0,5h)\lambda_a.$$

Величину коефіцієнта бічного тиску λ_a для всіх ґрунтів, крім пластичних, визначають за формулою (4.5).

При цьому варто враховувати, що для міцних скельних ґрунтів з коефіцієнтом міцності f більш 2-3 величина кута внутрішнього тертя перевищує $70 - 75^{\circ}$ і, отже, величина коефіцієнта бічного тиску близька до нуля. У зв'язку з цим у таких ґрунтах бічний гірський тиск у розрахунках не враховують.

Величину коефіцієнта бічного тиску в пластичних ґрунтах визначають за формулою:

$$\lambda_a = \mu / (1 - \mu),$$

де μ – коефіцієнт Пуассона.

Вертикальний тиск від маси вивалювання вважають рівномірно розподіленим на відрізу довжиною $0,25b$, причому розташування цього навантаження в прольоті виробки приймають таким, при якому в елементах кріплення виникають максимальні зусилля (рис. 4.21, *в*). Бічний тиск від маси вивалювання вважають рівномірно розподіленим по висоті виробки і діючим тільки з одного боку.

У практиці проектування підземних транспортних споруд часто виникає необхідність установки величини вертикального гірського тиску на дві або декілька розташованих поруч виробок глибокого закладання. При цьому, залежно від розмірів виробок і відстані між ними гірський тиск можна визначати незалежно на кожну виробку, над якою утвориться своє склепінного тиску, або з урахуванням утворення загального склепінного тиску на розширеній основі (рис. 4.21, *г, д*).

У тих випадках, коли умови утворення окремих вивалювань не дотримуються, а теорія М.М. Протодьяконова виявляється непридатною (у слабких водонасичених і розріджених або ґрунтах при глибині закладання підземної споруди меншої, ніж подвоєна висота склепінного тиску), а також стосовно до підземних конструкцій неглибокого закладання нормативний вертикальний тиск ґрунту приймається з урахуванням маси всієї ґрунтової товщі, що залягає над виробкою (рис. 4.21, *е*).

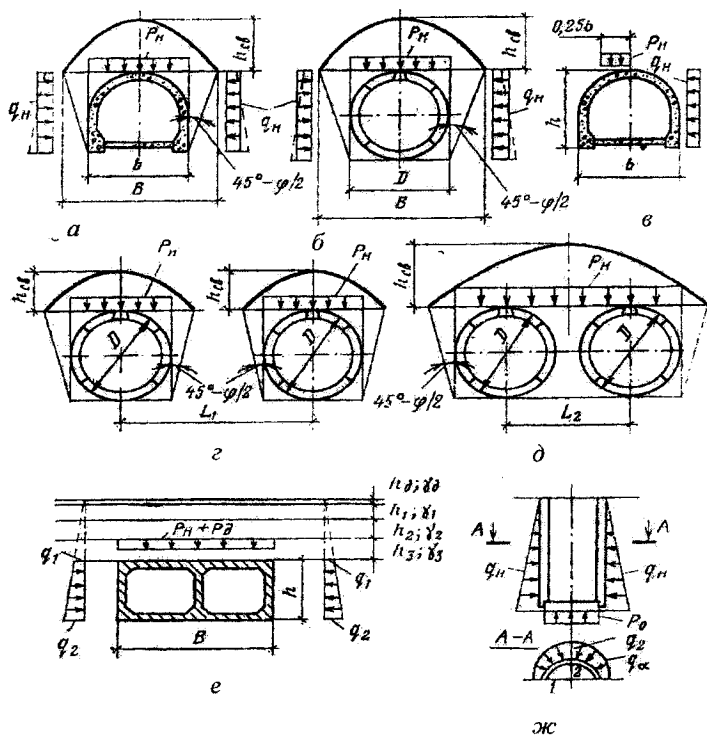


Рис 4.21. Схеми визначення тиску ґрунту на конструкції підземних споруд склепінного (а, в), кругового (б, г, д, ж) і прямокутного (е) поперечного перерізу

Бічний тиск ґрунту на підземні споруди неглибокого закладання визначають з урахуванням розподілу його по трикутному закону по висоті стін, а коефіцієнт бічного тиску виражають через кут внутрішнього тертя або коефіцієнт Пуассона.

Тиск ґрунту на конструкції вертикальних виробок (шахтні стовбури, опускні колодязі) знаходять так само, як і для вертикальних стін тунелів, – у вигляді навантаження, що змінюється з глибиною по гідростатичному закону (рис. 4.21, ж).

Пружний опір ґрунту. При розрахунку підземних конструкцій крім активних постійних навантажень у багатьох випадках враховують і реактивні зусилля – *пружний опір ґрунту*. Дія пружного опору виявляється на підземні конструкції глибокого і неглибокого закладання, споруджені в ґрунтах із пружними властивостями, здатних чинити опір деформаціям конструкції. Особливістю статичної роботи підземних конструкцій є їхня взаємодія з навколишнім ґрунтовим масивом.

Під дією активних вертикальних навантажень усі підземні конструкції (за винятком дуже масивних і жорстких) деформуються, причому на тих ділянках, де переміщення відбуваються у бік ґрунту, що володіє пружними властивостями, виникають реактивні зусилля – пружний опір ґрунту.

Дія пружного опору полегшує умови статичної роботи підземних конструкцій, обмежуючи їх деформації, підвищуючи величини нормальних сил і знижуючи величини згинальних моментів. Сили пружного опору діють по зовнішній поверхні склепінних і кругових тунельних кріплень, за винятком так називаної безвідпорної зони (відлипання), у межах якої є деяка можливість деформацій кріплення, що приводить до появи тут значних згинальних моментів (рис. 4.22).

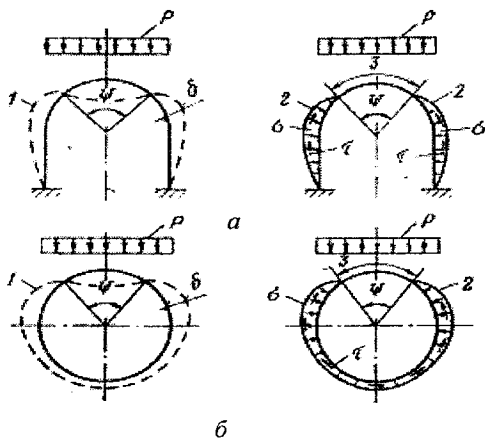


Рис. 4.22. Схеми дії пружного опору ґрунту на кріплення склепінного (а) і кругового (б) обрису:
1 – епюра переміщень осі кріплення, 2 – епюри пружного опору (σ); 3 – безвідпorna зона

У кріпленнях, обтиснутих у ґрунтовий масив, сили пружного опору діють по всій зовнішній поверхні. Сили пружного опору по бічній поверхні склепінних і кругових кріплень можна представити у вигляді радіальних складових σ , спрямованих нормально до поверхні виробки (опору стиску) і тангенціальних складових τ , спрямованих по дотичній до контуру виробки (опору зрушенню). Значення тангенціальних складових пружного опору ґрунту можна визначити за формулою:

$$\tau = v\sigma,$$

де v – коефіцієнт тертя між кріпленням і ґрунтом.

При розрахунку кріплень склепінного і кругового обрису в більшості випадків враховують лише нормальну складову сил пружного опору, а тангенціальну складову не враховують (вона йде на запас міцності).

Конструкції прямокутного поперечного перерізу сприймають реактивні зусилля з боку ґрунту по всій поверхні основи, а досить гнучкі кріплення (наприклад, суцільносекційні) – по бічній стіні.

При визначенні інтенсивності пружного опору користуються гіпотезами місцевих або загальних деформацій.

Тимчасові навантаження. Тимчасові навантаження на підземні конструкції визначають залежно від глибини їх закладання, різкого коливання температури, усадки бетону, тиску розчину, що нагнітається за кріплення, тиску щитових домкратів і навантажень від механізмів і обладнання, які використовуються при виконанні робіт.

При розрахунку конструкцій підземних споруд неглибокого закладання враховують динамічні навантаження від транспортних засобів, що переміщуються по міських дорогах і магістралях, під якими розташовується дана підземна споруда. Крім того, на підземні споруди, над перекриттями яких розташовуються стоянки наземного транспорту, діють динамічні навантаження.

Навантаження, що виникають на стадії будівництва

підземної споруди, дуже різноманітні і визначаються конкретною технологією проведення робіт. Характер розподілу й інтенсивність будівельних навантажень визначаються відповідно до проекту проведення робіт, причому рекомендується приймати такі схеми завантаження, що викликають у конструкції максимальні зусилля.

При розташуванні підземних споруд на великих глибинах, де має місце підвищення температури ґрунтового масиву, у районах вічної мерзлоти, а також у районах із сезонними коливаннями температури повітря більш 30 °С необхідно враховувати *температурні впливи* на підземні конструкції. Вони можуть виявлятися в зовні статично невизначених конструкціях і визначаються залежно від температури повітря з урахуванням форми підземної споруди і теплофізичних властивостей матеріалів конструкції. Підземні споруди, закладені в зволжених глинистих або дрібних пилюватих пісках, підданих сезонному промерзанню і відтаванню, повинні бути розраховані на дію *сил морозного обдимання*.

У деяких випадках враховують навантаження на підземні конструкції, викликані усадкою і повзучістю бетону, а також осіданням фундаменту споруди.

Розрахунок тунельних кріплень. Розрахунок тунельних кріплень проводиться за граничними станами на основі методів будівельної механіки, теорії пружності і механіки ґрунтів, з урахуванням інженерно-геологічних особливостей гірських порід, що прорізаються тунелями .

Специфікою розрахунку підземних конструкцій є необхідність обліку спільної роботи кріплення і породи, які представляють собою єдину пружну систему.

Реактивний тиск або пружний опір ґрунтів виникає внаслідок деформації кріплення під впливом переважно вертикального навантаження (власна вага, гірський тиск). Його величина знаходиться в залежності від пружних властивостей оточуючих кріплення ґрунтів і визначається на основі гіпотези

Фусса-Вінклера, що припускає пряму пропорційність між напруженнями і деформаціями.

Деформації чи переміщення різних точок кріплення заздалегідь невідомі і визначаються шляхом розрахунку статично невизначеної конструкції склепіння (чи кільця) у пружному середовищі.

Розрахунок кріплення може бути виконаний різними методами, що відрізняються один від одного ступенем точності і різним підходом до визначення сил пружного опору породи. Найбільш розповсюдженими з них є: метод Г. Г. Зурабової та О. Е. Бугаєвої, метод С. Н. Наумова і метод Метрогіпротранса.

Пружний опір полегшує статичну роботу кріплення, дозволяючи одержати більш економічні конструктивні рішення. У слабких породах (при $f < 1$) замість пружного опору в розрахунок вводиться горизонтальний гірський тиск.

Основні розрахункові схеми кріплень. Розрахункова схема конкретної конструкції – така абстрактна система, що максимально наближається до заданої конструкції, але відрізняється від неї деякими припущеннями, що не виключають істотно її статичну роботу і дозволяють застосувати для розрахунку відомі методи будівельної механіки. Прийняті в розрахунковій схемі припущення і спрощення повинні забезпечувати запас міцності конструкції. Від якості розрахункової схеми, її відповідності заданій конструкції залежить і вірогідність результатів розрахунку, ніяка старанність виконання якого не може компенсувати похибок, допущених у розрахунковій схемі.

Утруднення при складанні розрахункових схем підземних конструкцій виникають звичайно в обліку взаємодії кріплення і ґрунту. Очевидно, з погляду забезпечення запасу міцності конструкції краще недовраховувати пружний опір ґрунту на тих ділянках, де його прояв сумнівний.

Найпростіша розрахункова схема (рис. 4.23, а) відповідає конструкції у вигляді порівняльного пологого безшарнірного склепіння, п'яти якого пружно забиті в ґрунті: враховується

їхній поворот γ і горизонтальне переміщення Δ під дією навантаження; вертикальне переміщення обох п'ят при однакових умовах їхнього спирання рівні і тому не враховуються. Подібні конструкції, як правило, працюють у зоні відлипання. Якщо поблизу п'ят є незначна область пружного опору, то в запас міцності конструкції її не враховують.

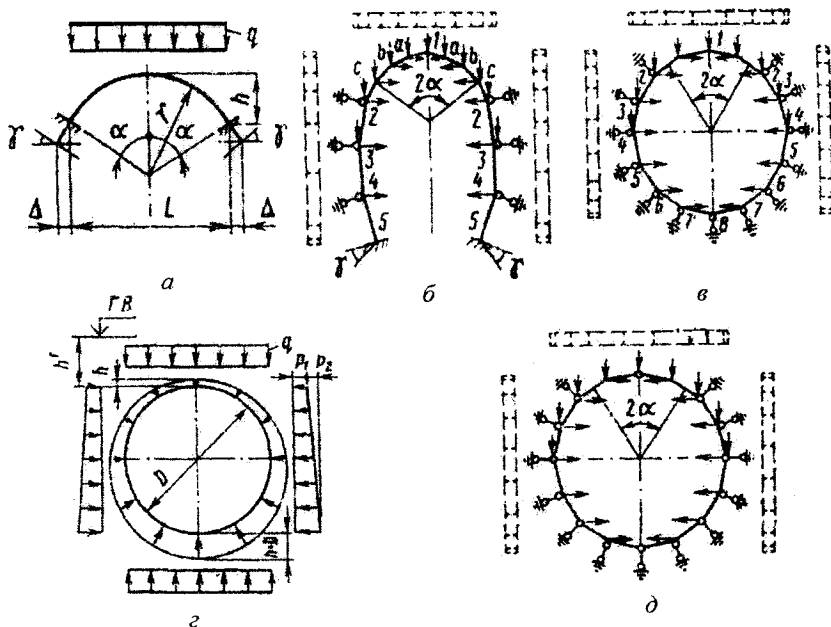


Рис. 4.23. Розрахункові схеми тунельних кріплень: *а* – пологого склепіння; *б* – підйомистого склепіння; *в* – кругового кріплення з чавунних тюбінгів у пружному середовищі; *г* – колового кріплення з чавунних тюбінгів у вільно деформуючому середовищі; *д* – кріплення із залізобетонних блоків

Розрахункова схема незамкнутого підковоподібного кріплення (рис. 4.23, б) відповідає конструкції підйомистого склепіння. Відповідно до методики Метродіпротранса криволінійний контур кріплення заміняється вписаним

ламаним, а розподілені силові впливи як активні, так і пасивні заміняються зосередженими силами, прикладеними у вузлах системи. Жорсткість кожного стрижня приймають рівною середній жорсткості заміненого ним елемента кріплення. Горизонтальне переміщення підошви стіни виключається її заглибленням і силами тертя між підошвою і основою. Поворот підошви на кут γ можливий тому, що вона має пружне защемлення в ґрунті.

Розрахункова схема незамкнутого підковоподібного кріплення справедлива також для замкнутої конструкції зі зворотним склепінням, тому що цей елемент споруджують в останню чергу і він не впливає на роботу кріплення, яке до цього часу сприйняло навантаження від гірського тиску і отримало відповідні деформації.

Методика Метродіпротранса придатна для розрахунку більшості підземних конструкцій, у тому числі і для кріплень кругового обрису з чавунних тубінгів, розрахункову схему яких приймають у вигляді пружного кільця, що працює під дією вертикального і горизонтального навантажень у пружному середовищі (рис. 4.23, в).

Якщо чавунне кріплення складене в слабких нестійких ґрунтах (мул, пливун), нездатних забезпечити опір, приймають розрахункову схему пружного кільця, що працює у вільно деформованому середовищі (рис. 4.23, з).

Для кріплення із залізобетонних блоків із шарнірними стиками С.А. Орловим запропонована розрахункова схема (рис. 4.23, д), що близька до розрахункової схеми кільця в пружному середовищі і відрізняється від неї наявністю шарнірів у місцях з'єднання блоків.

Як правило, тунельні конструкції є системами з великим ступенем статичної невизначеності.

Розрахунок кріплень склепінного обрису. Особливістю розрахунку кріплень склепінного обрису є необхідність урахування деформацій п'ят, характер яких залежить від умов обпирання. Звичайно розрахунок кріплень

склепінного обрису роблять по одній з наступних схем: положисте склепіння, що спирається на ґрунт; положисте склепіння, що спирається на вертикальні стіни; підйомисте склепіння, що спирається на ґрунт; підйомисте склепіння, що спирається на зворотне склепіння.

Просте склепіння постійної чи змінної жорсткості, прольот якого в 2-3 рази перевищує висоту, є конструктивним елементом багатьох тунельних кріплень і може спиратися на ґрунт чи вертикальні стіни. Розрахунок такого склепіння роблять за схемою безшарнірної арки, завантаженої вертикальним тиском (власна вага і тиск ґрунту). При розташуванні склепіння у відносно слабких ґрунтах на нього може діяти і бічний тиск. При розрахунку склепіння вважають, що воно цілком знаходиться в безвідпорній зоні і на нього не діє пружний опір ґрунту по зовнішній поверхні. Деформації п'ят склепіння враховують по-різному при обпиранні його на ґрунт і на стіни.

Розрахунок положистого склепіння, що спирається на ґрунт, роблять з урахуванням пружних деформацій п'ят у вигляді кута повороту γ і зсуву по напрямку осі кріплень Δ . При цьому вважають, що зсувів п'ят по напрямку радіуса кривизни склепіння не виникає через наявність сил тертя між п'ятою склепіння і ґрунтом (рис.4.23, а).

Звичайно при розрахунку визначають лише горизонтальні складові лінійного зсуву п'ят, припускаючи, що вертикальні складові при симетричному навантаженні не роблять істотного впливу на розподіл зусиль у склепінні.

У більшості випадків розрахунок симетричного і безшарнірного склепіння, що є тричі статично невизначеною системою, ведуть методом сил.

Розрахунок *положистого склепіння, що спирається на стіни*, відрізняється від попереднього розрахунку тим, що пружні переміщення п'ят склепіння знаходять як зсув стін у місцях сполучення їх зі склепінням. При цьому кріплення як би розчленовується на положисте склепіння і вертикальні

стіни з урахуванням їхньої пружної взаємодії. Склепіння піддається дії вертикального і бічного тиску ґрунту і вважається міцно зацемленим у стіни. Стіни спираються на ґрунт по бічній поверхні і по підшві і сприймають зусилля, що передаються від склепіння. Якщо товщина стін значно перевищує товщину склепіння, то такі масивні стіни розглядаються як абсолютно жорсткі диски, власними деформаціями яких можна нехтувати. Вважається, що горизонтальні зсуви п'ятових перетинів стін відсутні, а виникаючі при цьому горизонтальні зусилля переборюються тертям по підшві стіни і конструктивним елементом (лоток, зворотне склепіння).

Підйомисте склепіння у податливому середовищі розраховують приблизно так само, як положисте склепіння. Основна відмінність полягає в тому, що деформації п'ят підйомистого склепіння враховують тільки їхній поворот, вважаючи, що горизонтальний зсув відсутній через сили тертя по підшві стіни.

Розрахунок *підйомистого склепіння в пружному середовищі* пов'язаний з необхідністю обліку сил опору і ґрунту, характер розподілу і величина яких залежать від властивостей ґрунту і деформацій кріплення. У більшості випадків сили опору ґрунту враховують відповідно до гіпотези місцевих деформацій, заздалегідь задаючи розміри зони пружної взаємодії кріплення з ґрунтом або визначаючи її в процесі розрахунку.

Розрахунок кріплень способом Метродіпротранса. У розрахунку кріплень таким способом використовується метод сил. Ступінь статичної розрахункової схеми визначається числом вузлів, до яких примикають пружні опори, з додаванням верхнього вузла. Основна система (рис. 4.24) для розрахункової схеми, прийнятої згідно з рис. 4.23, б, одержується введенням шарнірів у зазначені вузли з одночасним додатком невідомих зусиль – парних згинальних моментів X_1, X_2, \dots, X_n . У зв'язку із симетрією системи і

Зусилля в шарнірному ланцюзі, зв'язаним з тришарнірним склепінням, знаходять послідовним вирізанням вузлів, починаючи з верхнього. При цьому у вантажному стані P , а також в одиничних станах I і 2 (рис. 4.23) до верхнього вузла 2 шарнірного ланцюга прикладаються зусилля від тришарнірного склепіння у вигляді його реакцій H_i і V_i із протилежним знаком.

З вирішення системи канонічних рівнянь (4.33) визначають згинальні моменти, що діють у визначених вузлах конструкції.

Згинальні моменти в перетинах верхньої частини кріплення (вище точки 2, див. рис. 4.22, б), а також нормальні сили в стрижнях і реакції в пружних опорах знаходять з виразів:

$$\left. \begin{aligned} M_m &= M_{mp} + \sum M_{mn} X_n, \\ N_m &= N_{mp} + \sum N_{mn} X_n, \\ R_n &= R_{mp} + \sum R_{mn} X_n, \end{aligned} \right\}$$

де M_{mp} , N_{mp} , R_{mp} – згинальний момент, нормальна сила і реакція в m -м стрижні основної системи у вантажному стані; M_{mn} , N_{mn} , R_{mn} – відповідні зусилля в m -му стрижні в одиничному стані n .

Розрахункова схема Метродіпротранса придатна не тільки для розрахунків по методу сил, але і для розрахунків за методом переміщень у формі, розробленої доктором технічних наук Н.Н. Шапошніковим. При виконанні розрахунків на ЕОМ метод переміщень має істотну перевагу перед методом сил (рис. 4.24), що полягає в значних спрощеннях трудомісткого процесу обчислення коефіцієнтів канонічних рівнянь.

У розрахунковій схемі по методу переміщення (рис. 4.25, а) пружні опори (пружинки), що збирають пружні властивості основи з половини довжини стрижня, спрямовані перпендикулярно його осі і розташовуються на кінцях стрижня. Основна система (рис. 4.25, б) виходить накладанням на кожен вузол зв'язків, що перешкоджають його повороту,

горизонтальному і вертикальному переміщенням. Пружинки в основній системі умовно не показані.

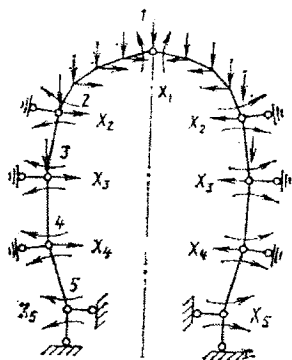


Рис. 4.24. Основна система підковоподібного кріплення за методом сил

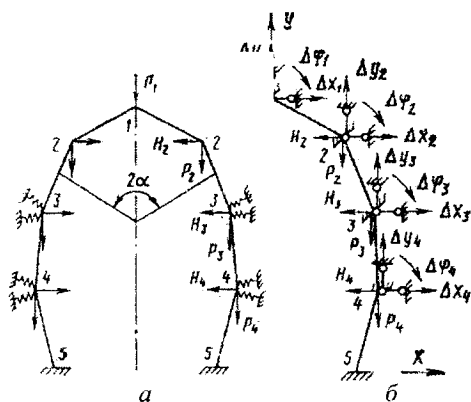


Рис. 4.25. Схема для розрахунку тунельного кріплення методом переміщень: а – розрахункова схема; б – основна система

Усі вищезазначені методи розрахунку кріплень у вигляді підйомистого склепіння можуть бути використані і при розрахунках кріплень замкнутого склепінного окреслення зі зворотним склепінням. Відповідно до розподілу внутрішніх зусиль перевіряють міцність бетонних перерізів. Для цього визначають величину граничної поздовжньої сили, яку може витримати матеріал у даному перерізі.

Запитання для самоперевірки

1. Які навантаження діють на підземні споруди?
2. Що таке гірський тиск?
3. Як визначаються параметри гірського тиску?
4. Як визначається горизонтальний тиск ґрунту і води на стіни підземних споруд?
5. Які розрахункові схеми використовуються для визначення міцності і стійкості кріплень котлованів?
6. Які етапи розглядаються при визначенні зусиль в стінах підземних споруд, що будуються способом “стіна в ґрунті”?
7. Які особливості розрахунку конструкцій підземних споруд, що будуються опускним способом?
8. Які методи використовуються для розрахунку заглиблених тунелів?

Список литературы

1. Булычев Н.С. Механика подземных сооружений в примерах и задачах: Учебное пособие для вузов. – М.: Недра, 1989. – 270 с.
2. Булычев Н.С., Стрельцов Е.В., Фотиева Н.Н. Проектирование и расчет крепи капитальных выработок. – М.: Недра, 1986. – 271 с.
3. Васильев С.Г. Подземное строительство неглубокого заложения. – Львов: Высш. шк. Издательство при Львовском университете, 1980. – 144 с.
4. Глотов Н.М., Силин К.С. Строительство фундаментов глубокого заложения. – М.: Транспорт, 1985. – 248 с.
5. Глушков Г.И. Расчет сооружений, заглубленных в грунт. – М.: Стройиздат, 1977. – 295 с.
6. Кириллов В.С. Основания и фундаменты: Учебник для автомобильно-дорожных вузов. – 2-е изд. перераб. и доп. – М.: Транспорт, 1980. – 392 с.
7. Клейн Г.К., Черкасов Н.Н. Фундаменты городских транспортных сооружений. – М.: Транспорт, 1985. – 223 с.
8. Маковский Л.В. Городские транспортные подземные сооружения: Учебное пособие для вузов. – 2-е изд. перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1985. – 439 с.
9. Осипов В.О., Храпов В.Г., Бобриков Б.В. и др. Мосты и тоннели на железных дорогах: Учебник для вузов. – М.: Транспорт, 1988. – 367 с.
10. Силин К.С., Глотов Н.М. Опускные колодцы. – М.: Транспорт, 1971. – 224 с.
11. *Справочник по инженерной геологии* / Отв. ред. М.В. Чуринов. – 3-е изд. перераб. и доп. – М.: Недра, 1981. – 325 с.
12. *СНиП 1.02.07-87. Инженерные изыскания для строительства.* – М.: Стройиздат, 1988. – 67 с.
13. *СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений.* – М.: Стройиздат, 1984. – 64 с.
14. *Снісаренко В.І. Наукові основи та методи вдосконалення технологій будівництва заглиблених в ґрунт споруд і конструкцій: 05.23.02/Київськ. держ. техн. ун-т буд-ва і архіт.* – К.: 1994. – 49 с.
15. *Справочник проектировщика: Основания, фундаменты и подземные сооружения.* – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с.
16. Филахтов А.Л., Лубенец Г.К., Писаненко Н.В. и др. Опыт возведения сооружений методом «стена в грунте». – К.: Будівельник, 1981. – 236 с.
17. Храпов В.Г., Демешко Е.А., Наумов С.Н. и др. Тоннели и метрополитены. – М.: Транспорт, 1989. – 383 с.

**КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ
ПРОПОНУЄ
НАВЧАЛЬНУ ЛІТЕРАТУРУ**

- Антілогова В.О. та ін.* Основи інженерної графіки: Навчальний посібник. 186 с. Ціна 13 грн. 81 коп.
- Баладінський В.Л. та ін.* Будівельна техніка: Підручник. 238 с. Ціна 16 грн. 71 коп.
- Григоровський Є.П.* Електротехніка, електроніка і мікропроцесорна техніка. Підручник в трьох частинах. Ч. I. Поняття й закони теорії електромагнітного поля, магнітних і електричних кіл постійного струму: Підручник. 280 с. Ціна 21 грн. 51 коп.
- Григоровський Є.П.* Електротехніка, електроніка і мікропроцесорна техніка. Підручник в трьох частинах. Ч. II. Електричні кола змінного струму, основи електроніки і електричні вимірювання: Підручник. 372 с. Ціна 21 грн. 04 коп.
- Григоровський Є.П.* Електротехніка, електроніка і мікропроцесорна техніка. Підручник в трьох частинах. Ч. III. Магнітні кола змінного струму, електромагнітні пристрої і апарати та електричні машини: Підручник. 356 с. Ціна 20 грн. 41 коп.
- Заграй Я.М.* Процеси і апарати: Конспект лекцій. 112 с. Ціна 6 грн. 02 коп.
- Зінич П.Л.* Вентиляція громадських будівель: Навчальний посібник 256 с. Ціна 8 грн. 08 коп.
- Кавунець Д.Н.* Організація і управління геодезичним виробництвом: Навчальний посібник. 200 с. Ціна 6 грн. 44 коп.
- Малік Т.В.* Історія дизайну архітектурного середовища: Навчальний посібник. 192 с. Ціна 11 грн. 68 коп.
- Міхельс В.О.* Об'єднана стратегія економічного управління підприємницьким проектом: Монографія. 200 с. Ціна 4 грн. 62 коп.
- Нечасва Т.С.* Земельне право: Конспект лекцій. 156 с. Ціна 9 грн. 85 коп.
- Пелевін Л.Є.* Гідро- та пневмоприводи будівельних машин: Підручник. 328 с. Ціна 8 грн. 17 коп.
- Росковищенко Ю.К., Ткачук А.Я., Зайченко Є.С.* Короткий термінологічний російсько-український словник з теплогазопостачання та вентиляції. 112 с. Ціна 6 грн. 20 коп.
- Смірнов В.М., Пелевін Л.Є., Гаркавенко О.М.* Механіка механізмів: Навчальний посібник. 160 с. Ціна 8 грн. 20 коп.
- Ткаченко В.А.* Основи розрахунків систем теплогазопостачання і вентиляції за допомогою ЕОМ: Навчальний посібник. 128 с. Ціна 10 грн. 03 коп.
- Тугай А.М., Терновцев В.О., Тугай Я.А.* Розрахунок і проектування споруд систем водопостачання: Навчальний посібник. 256 с. Ціна 8 грн. 55 коп.
- Шандрук П.П.* Стержневі конструкції змінного перерізу. Теорія розрахунків: Монографія. 128 с. Ціна 5 грн. 76 коп.

Запрошуємо до співробітництва!

*Наша адреса: 03680, м. Київ - 37, просп. Повітрофлотський, 31
р/р Київського національного університету будівництва і архітектури
№ 35229004000923 в УДК Солом'янського району у м. Києві;
МФО 820019. Код ОКПО 02070909.
Тел.: (044) 241-54-22; 241-54-87
E-mail: red_isdat@pisem.net*

Навчальне видання

ЦИМБАЛ Сергій Йосипович

ПІДЗЕМНЕ БУДІВНИЦТВО

Навчальний посібник

Редагування та коректура *О.К. Чаплигіної*
Комп'ютерна верстка *М.С. Бут*

Підписано до друку 06.02.2004. Формат 60x90_{1/16}
Папір офсетний. Гарнітура Таймс. Друк на різнографі.
Ум. друк. арк. 8,60. Обл.-вид. арк. 9,25. Ум. фарбовідб. 75.
Тираж 100 прим. Вид. № 27/І-03. Зам. № 17/І-04.

КНУБА, Повітрофлотський проспект, 31, Київ-680, 03680

Віддруковано в редакційно-видавничому відділі
Київського національного університету будівництва і архітектури

Свідоцтво про внесення до Державного реєстру суб'єктів
видавничої справи ДК № 808 від 13.02.2002 р.