

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ**

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА**

**Д. Л. Череднік**

**ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ**

**КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ**

*(для здобувачів другого (магістерського) рівня вищої освіти всіх форм навчання  
зі спеціальності G19 – Будівництво та цивільна інженерія,  
освітня програма «Промислове та цивільне будівництво»)*



**Харків  
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова  
2026**

УДК 624.014

**Череднік Д. Л.** Інженерні споруди : конспект лекцій для здобувачів другого (магістерського) рівня вищої освіти всіх форм навчання зі спеціальності G19 – Будівництво та цивільна інженерія, освітня програма «Промислове та цивільне будівництво») / Д. Л. Череднік ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2026. – 144 с.

Автор

канд. техн. наук, проф. Д. Л. Череднік

Рецензент

**П. М. Фірсов**, кандидат технічних наук, доцент, завідувач кафедри будівельних конструкцій (Харківський національний університет міського господарства імені О. М. Бекетова)

*Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій, протокол № 1 від 26.08.2025.*

© Д. Л. Череднік, 2026

© ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2026

## ЗМІСТ

ВСТУП.....	4
ТЕМА 1 РЕЗЕРВУАРИ.....	6
1.1 Загальні відомості та уніфікація параметрів .....	6
1.2 Циліндричні резервуари .....	9
1.3 Прямокутні резервуари.....	21
1.4 Захист резервуарів від проникності .....	26
1.5 Загальні положення розрахунків резервуарів .....	28
ТЕМА 2 БУНКЕРИ .....	40
2.1 Призначення і види залізобетонних бункерів.....	40
2.2 Основні положення під час розрахунку бункерів .....	49
2.3 Конструювання складових елементів бункерів .....	62
ТЕМА 3 СИЛОСИ.....	66
3.1 Загальна інформація .....	66
3.2 Конструктивні рішення уніфікованих силосів .....	72
3.3 Основні положення розрахунку .....	80
ТЕМА 4 СПОРУДИ БАШТОВОГО ТИПУ .....	88
4.1 Радіо - і телерадіоретранслятори.....	89
4.2 Стовбури башт .....	96
4.3 Розрахунок стовбурів башт.....	103
4.4 Перехідна опорна база стовбурів .....	106
ТЕМА 5 КАНАЛИ І ТУНЕЛІ.....	111
5.1 Види і конструктивні особливості каналів.....	112
5.2 Типи тунелів і сфери їхнього застосування .....	119
5.3 Види облаштувань тунелів.....	125
5.4 Конструктивні рішення тунелів .....	129
5.5 Розрахунок каналів та тунелів неглибокого закладення .....	131
СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ .....	139

## ВСТУП

Крім будівель виробничого, житлового, адміністративного, культурного та громадського призначення, інженерні споруди також розміщуються на територіях об'єктів промислового та цивільного будівництва. Вони призначені для забезпечення транспортних, вантажно-розвантажувальних, складських і виробничих операцій (залізничні та автомобільні естакади на складах сировини, напівфабрикатів, готової продукції, вагоноперекидачі; криті і зовнішні транспортні галереї, мости, естакади, акведуки); рух людських потоків (під землею і над наземними переходами); постачання об'єктів електроенергією (трансформаторні підстанції), водою (резервуари, водонапірні башти, насосні станції, градирні), стисненим повітрям (компресорні установки), теплом (опалювальні агрегати), газом (газгольдери та газодувки); збір та очищення стічних вод (відстійники, фільтри, насосні аеротенки); благоустрій території (підпірні стінки); зберігання сипучих матеріалів (силоси, бункери, склади, елеватори) [1, 2].

Найбільш складні інженерні споруди зазвичай входять до складу спеціальних комплексів транспорту, енергетики, гідротехніки, міського будівництва (метрополітен, дамби, шлюзи, труби, канали, тунелі, радіо- і телевежі, спортивні споруди тощо).

Варто зазначити, що жодна цивільна споруда або промислова будівля не може функціонувати без супутніх інженерних споруд. Тому відомості про ці споруди, їх конструктивні рішення, розрахунки мають важливе значення в підготовці інженерів-будівельників загального призначення.

Менш складні інженерні споруди включаються в проекти промислового будівництва. Найважливішими з них є ємності для води (круглі і прямокутні в плані) і подібні конструкції. До них відносяться ємнісні очисні споруди для систем каналізації та водопостачання,

водонапірні башти; силоси та елеватори (великі ємності для зберігання сипучих матеріалів); бункери (невеликі ємності для прийому і зберігання сипучих матеріалів, пристрої для вантажно-розвантажувальних робіт самопливом); підпірні стінки (на складах сировини, для благоустрою території); підземні споруди на виробничих майданчиках (канали, тунелі, труби для інженерних мереж, неглибокі споруди), метрополітен, радіо- і телевізійні вежі.

Необхідно відмітити, що на сьогодні для більш якісного та достатньо швидкого виконання проєктних робіт, з урахуванням узгоджених дій зі спеціалістами суміжних будівельних професій, дуже широко використовуються новітні технології та різноманітні програмні комплекси, як у розрахунковій частині, так і у виконанні креслень (SCAD Office, ЛІРА-САПР, ANSYS, AutoCAD, ArchiCAD, Desktop, Revit, Robot Structural Analysis Professional, Tekla Structures, Solid Works, Allplan та інші) [3–6].

У конспектах лекцій розглядаються залізобетонні конструкції інженерних споруд такого типу; конструкції особливо складних інженерних споруд у транспорті, енергетиці, гідротехніці, містобудуванні, спортивному будівництві вивчаються на окремих, спеціалізованих курсах [7].

Метою матеріалу, викладеного в цьому конспекті лекцій, є ознайомлення студентів другого магістерського рівня вищої освіти зі специфікою компонування, розрахунку та проєктування найбільш поширених інженерних споруд, необхідним умінням визначати розрахункові схеми цих споруд, орієнтуватися у функціональному призначенні розглянутих комплексів з перспективою їх подальшого використання в проєктній діяльності або будівельно-монтажній практиці.

# ТЕМА 1 РЕЗЕРВУАРИ

## 1.1 Загальні відомості та уніфікація параметрів

Термін «резервуари» охоплює широку категорію інженерних споруд, призначених для зберігання або переробки різних рідких, газоподібних і порошкоподібних матеріалів.

Резервуари для зберігання використовуються в різних галузях промисловості, включаючи транспорт, сільське господарство та інші галузі, але особливо важливі в системах водопостачання та каналізації міст і промислових підприємств, а також у нафтовій, нафтопереробній та харчовій промисловості. Ряд санітарно-технічних споруд, таких як метантенки, відстійники та інші, а також басейни-охолоджувачі або плавальні басейни, відрізняються від звичайних накопичувальних резервуарів тільки своїм цільовим призначенням і технологічним оснащенням. Конструктивно ці споруди мають багато спільного. Ця тема лекцій присвячена залізобетонним резервуарам.

До їх основних переваг можна віднести: високу довговічність, стійкість до корозії, можливість монтажу під землею, зокрема в умовах високого залягання ґрунтових вод; менша площа забудови, а також коротші комунікації; порівняно низькі експлуатаційні витрати; та вміння використовувати промислові методи будівництва.

Виходячи з їхніх характеристик і сфер застосування, резервуари класифікуються на різні типи. Найбільш часто використовувану класифікацію, застосовувану в проектуванні, будівництві та експлуатації, можна розділити на такі види:

- 1) за змістом внутрішньої сутності і призначенням;
- 2) за формою плану та формою перерізу;
- 3) по вертикалі прив'язки днища резервуара до рівня поверхні ґрунту;
- 4) за конструктивними особливостями;
- 5) за способом побудови та умовами експлуатації.

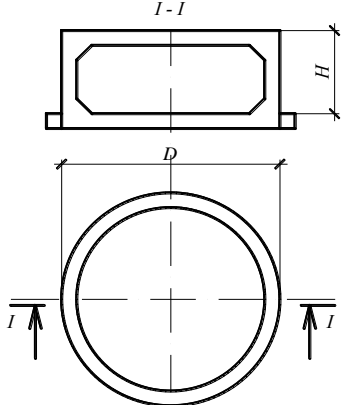
За вмістом внутрішньої речовини резервуари класифікуються як резервуари для зберігання холодної або гарячої води, сольових розчинів, побутових і каналізаційних відходів, нафти і нафтопродуктів, мазуту і олії; У харчовій промисловості їх використовують для зберігання перероблених овочевих продуктів, винограду, фруктів, алкогольних компонентів та ін. Залежно від цільового призначення до резервуарів пред'являються особливі вимоги щодо їх експлуатаційних якостей. Ці вимоги зазвичай сформульовані в нормативних документах або інструкціях, таких як «Керівництво по проектуванню залізобетонних резервуарів для нафти і нафтопродуктів» (СН 326-65) або в водосховищах серій 3.900.1-10 (випуски 0-3, 3-1) та інших документах.

До основних нормативних документів, що застосовуються під час проектування залізобетонних резервуарів можна віднести наступні діючі нормативні документи [8–16].

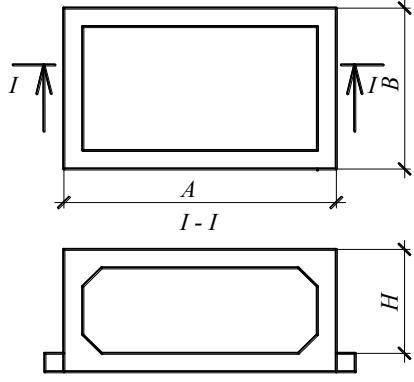
За формою в плані резервуари зазвичай мають круглу або прямокутну форму. Вибір форми визначається насамперед економічними розрахунками, а в деяких випадках місцевими або спеціальними умовами – рельєфом місцевості, планом ділянки, формою будівлі. При розробці заходів щодо забезпечення непроникності стінок варто враховувати, що прямокутні резервуари, при тому ж обсязі, що і циліндричні, мають більшу змочувану поверхню. Машинний натяг попередньо напруженої зовнішньої кільцевої арматури може використовуватися в циліндричних резервуарах. Резервуари можуть мати в поперечному перерізі також форму кулі, конуса, крапель, еліпсоїдів та ін. Однак здійснення складних форм розрізу в залізобетоні порівняно складне і трудомістке, тому вони не набули широкого поширення. Типові рішення резервуарів розроблені в серіях 90-1-4-9 – 90-1-4-20; 3.900.1-10 та інших. У таблицях 1.1 та 1.2 наведено основні габаритні схеми циліндричних та прямокутних резервуарів, що використовуються у практиці проектування та будівництва для води. Для інших матеріалів (нафтопродуктів, промислових

стоків, сольових розчинів) ці розміри можуть відрізнятися у більшу чи меншу сторони.

Таблиця 1.1 – Габаритні розміри циліндричних резервуарів для води

Схема споруди	Номінальна місткість, м <sup>3</sup>	Номінальний діаметр D, м	Номінальна висота H, м
	5	2.4	1.8
	15	3.6	1.8
	25	4.2	1.8
	50	4.2	3.6
	100	6.0	3.6
	250	10.2	3.6
	500	12.0	5.4
	1 000	18.0	5.4
	2 000	24.0	5.4

Таблиця 1.2 – Габаритні розміри прямокутних резервуарів для води

Схема споруди	Місткість, м <sup>3</sup>	Розміри		Номінальна висота H, м
		B	A	
	50	3.0	6.0	3.6
	100	6.0	6.0	3.6
	250	6.0	12.0	3.6
	500	12.0	12.0	3.6
	1 000	18.0	12.0	4.8
	2 000	24.0	18.0	4.8
	3 000	30.0	24.0	4.8
	6 000	36.0	36.0	4.8
	10 000	48.0	48.0	4.8
	20 000	66.0	66.0	4.8
	30 000	84.0	78.0	4.8
	40 000	90.0	96.0	4.8

## 1.2 Циліндричні резервуари

Цей вид форми резервуарів застосовувався у давнину і широко використовується сьогодні. Основна перевага цих резервуарів полягає в однорідному напруженому стані стінок резервуара (розтяг) і в компактній площі розташування даних місткостей. До того ж циліндрична поверхня не створює концентрацій матеріалів у кутових зонах і сприятливо впливає на процес очищення та експлуатацію резервуарів. Матеріалом для заповнення таких резервуарів можуть бути рідкі (за аналогом води), так і гелеподібні (за аналогом мазуту, бітуму), а також сольові розчини.

У резервуарах, призначених для зберігання чистої води, необхідна тріщиностійкість і водонепроникність елементів резервуара досягається шляхом застосування щільних бетонів (W6, W8) та попередньої напруги зовнішньої кільцевої арматури, що охоплює. Чиста вода не впливає на структуру бетону. Сира нафта і чорні нафтопродукти (мазут, гудрон) також мало впливають на бетон.

У Баку (Азербайджан) в Бебі-Ейлатських промислах ще в 1912 р. збудовано залізобетонні циліндричні резервуари місткістю до 100 м<sup>3</sup> для зберігання нафти, які експлуатуються дотепер.

Світлі нафтопродукти мають високий ступінь просочування через бетон, що вимагає спеціальних заходів щодо його ізоляції. Рослинні олії, кислоти діють руйнівню на бетон, тому при зберіганні та переробці таких продуктів у залізобетонних резервуарах потрібно уникати прямого контакту з бетоном; для таких матеріалів виконується внутрішній гідро-хімічний захист.

Значна кількість цих резервуарів проектується для умов підпору ґрунтовими водами. Резервуари для води об'ємом понад 10 тис. м<sup>3</sup> застосовуються поки що в обмеженій кількості, переважно у водних системах великих міст або великих промислових об'єктів. Одним із найбільших резервуарів у світі для зберігання води є круглий резервуар місткістю 275 000 м<sup>3</sup>, збудований у 1956 році в Південній Африці. Його діаметр – 186,5 м, висота

стілки – 10 м, загальна площа, яку займає резервуар, становить 2,8 га. Резервуар виконаний цілком у монолітному залізобетоні.

У США будуються переважно круглі циліндричні попередньо напружені резервуари місткістю від 300 м<sup>3</sup> до 250 000 м<sup>3</sup> і більше.

Для резервуарів, призначених для зберігання легкозаймистих та горючих рідин, розташування їх щодо рівня землі визначається вибором тих чи інших засобів пожежогасіння, а також заходів щодо забезпечення пожежної безпеки.

Резервуари для нафти здебільшого зводяться на вузлах перекачування магістральних трубопроводів, на товарно-сировинних базах нафтопереробних заводів та на перевалочних базах. Найбільш поширені резервуари об'ємом 5 та 10 тис. м<sup>3</sup>, однак у сучасних умовах ці ємності мають сягати 20–30 тис. м<sup>3</sup>. Таке збільшення місткостей дозволяє скоротити площу резервуарного парку в 1,5 рази, зменшити довжину технологічних трубопроводів у 2,7 рази, протипожежних трубопроводів у 1,5 рази.

Резервуари для зберігання води та мазуту утеплюють ґрунтом або спеціальними теплоізоляційними матеріалами для підтримки позитивної температури в зимовий час та для запобігання втратам тепла при розігріві мазуту. Товщина засипання ґрунтом резервуарів для мазуту зазвичай становить 250–300 мм, а товщина засипки резервуарів для води залежить від району будівництва та в типових проєктах прийнята рівною 500, 700, 1 000 і більше міліметрів.

Резервуари місткістю 50–2 000 м<sup>3</sup>, що розроблені за серіями 904-1 - 904-1-17 призначені для застосування в районах з розрахунковою зимовою температурою до -40 °С (рис. 1.1). Ці резервуари розташовані переважно над рівнем землі, тому ґрунтові води не впливають на його конструкцію. Утеплювач над покрівлею в цих резервуарах виконаний з напівжорстких мінераловатних плит, зверху покритих шарами руберойду, шлакобетону та асфальту. Утеплювач стін – обвалування місцевим ґрунтом.

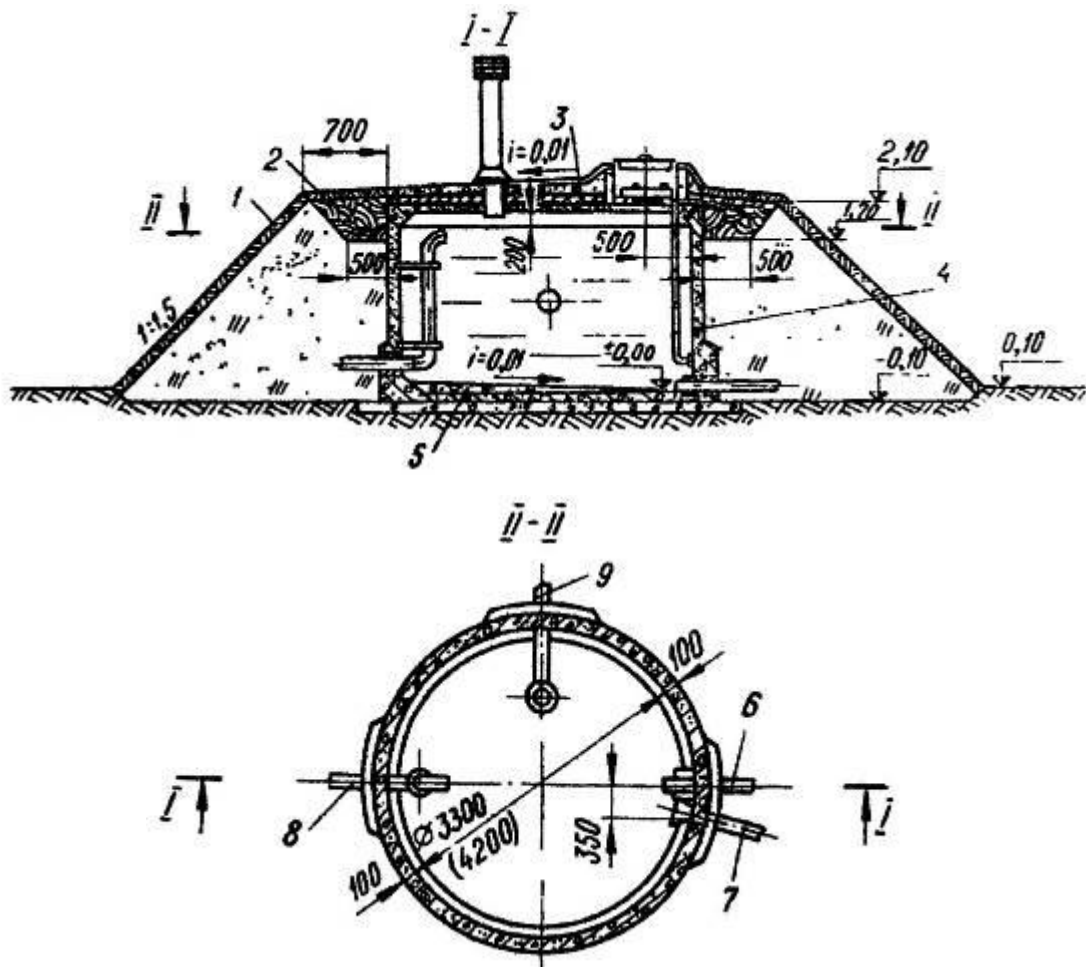


Рисунок 1.1 – Схема монолітних резервуарів місткістю 15–25 м<sup>3</sup>  
 (Типовий проєкт Гіпророздгоспу № 901-4-20): 1 – посів трав; 2 – глиняний замок; 3 –  
 покриття (шар асфальту – 25 мм, шлакобетон марки 50, один шар руберойду, плити  
 мінераловатні напівжорсткі на карбамідній зв’язці, два шари руберойду,  
 залізобетонна плита перекриття); 4 – стіна (торкрет – 25 мм, залізобетонна стіна  
 100 мм); 5 – днище (підбетування класу С8/10, залізобетонна монолітна плита,  
 бітумна обмазка, бетонна підготовка класу С8/10); 6 – грязьова труба діаметром  
 100 мм; 7 – відвідна труба діаметром 100 мм; 8 – труба, що подає, діаметром 100 мм;  
 9 – переливна труба діаметром 150 мм;  
 у дужках – діаметр для резервуарів місткістю 25 м<sup>3</sup>

У розроблених місткостях, ізоляція для покрівлі і стін забезпечується шляхом засипки місцевого ґрунту. Товщина засипки для покрівлі приймається рівною 500 мм для приміщень з розрахунковими температурами до -20 °С і

1 000 мм – для ділянок з більш низькими температурами. Такі резервуари можуть використовуватися в районах з сейсмічною активністю до 7 балів.

Одним з варіантів є збірні циліндричні резервуари ємністю від 5 м<sup>3</sup> до 500 м<sup>3</sup>, може бути передбачений резервуар за стандартною серією № 901-4-19 (рис. 1.2).

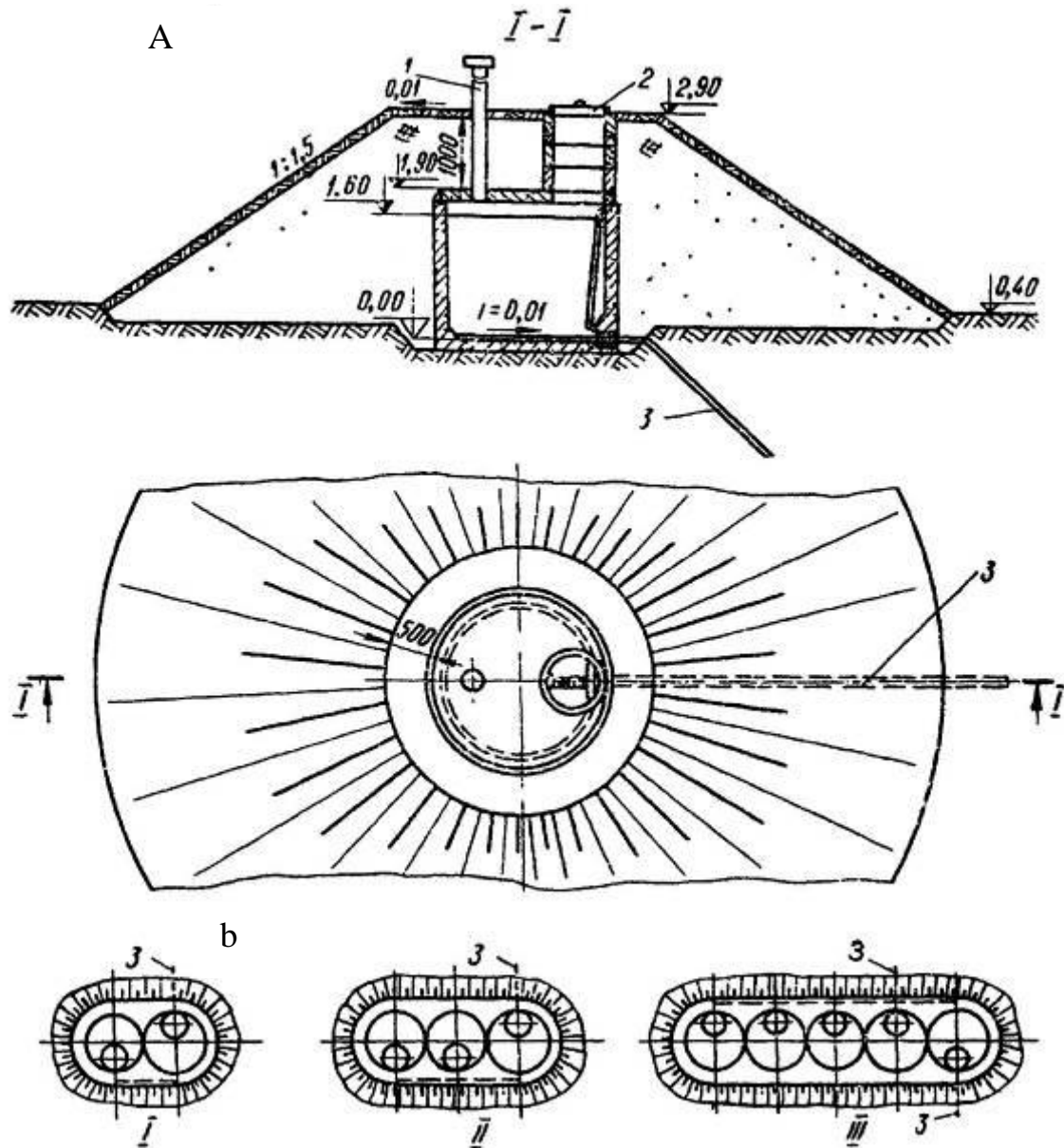


Рисунок 1.2 – Збірні резервуари місткістю 5–25 м<sup>3</sup>

(типовий проєкт за серією № 901-4-19): а – конструктивне рішення; б – схема набору місткостей:

I – 10 м<sup>3</sup>; II – 15 м<sup>3</sup>; III – 25 м<sup>3</sup>; 1 – вентиляційна труба; 2 – люк;

3 – подавально-витратна труба, Ø 50 мм

У типовому проєкті передбачена можливість об'єднання блоків по дві, три чи п'ять штук із загальним обвалуванням. Таким чином виходять місткості на 10, 15, 25 та більше кубів.

Резервуари такого типу здебільшого призначені для застосування в системах польового та пасовищного водопостачання, проте в окремих випадках їх можна застосовувати на промислових майданчиках. Ці резервуари призначені для застосування в районах з зовнішньою розрахунковою температурою до  $-40\text{ }^{\circ}\text{C}$ , характеристичним сніговим навантаженням  $1,5\text{--}2,0\text{ кН/м}^2$  при товщині шару ґрунтової засипки  $1\ 000\text{ мм}$ .

Стіни даних резервуарів мають конічну форму та їх повністю формують на заводі залізобетонних виробів з бетону класу С16/20-С20/25 на дрібному щебні, там же за необхідності здійснюють залізнення внутрішніх поверхонь. Армують конічні блоки зварними сітками та окремими стрижнями. Загальний вигляд такого резервуара у розрізі показаний на рисунку 1.2, а.

Крім попередньо розглянутих резервуарів, існують резервуари більшою місткістю ( $100, 250, 500\text{ м}^3$ ) у вигляді напівпідземних збірно-монолітних споруд. Область застосування цих резервуарів та характеристика ґрунтових умов такі ж, як і для монолітних резервуарів меншої місткості.

Конструктивне рішення цих резервуарів таке: днище монолітне, залізобетонне, товщина  $120\text{--}160\text{ мм}$ , стіни із вертикально встановлених збірних залізобетонних панелей товщиною  $120\text{ мм}$ , що сполучаються з днищем шляхом влаштування щілинного стику, покриття збірно-монолітне. Після монтажу та замонолічування стиків стінки обжимають шляхом навивки на них високоміцного дроту класу Вр1300 діаметром  $6\text{--}8\text{ мм}$  за допомогою арматурно-навивальної машини з нанесенням наступної торкрет-штукатурки шаром  $25\text{--}30\text{ мм}$ . За наявності ґрунтових вод днище та стінки покриваються бітумом  $5\text{--}7\text{ мм}$  (рис. 1.3). Ліва частина рисунка 1.3 відповідає коли відсутні ґрунтові води, а права, коли наявні ґрунтові води.

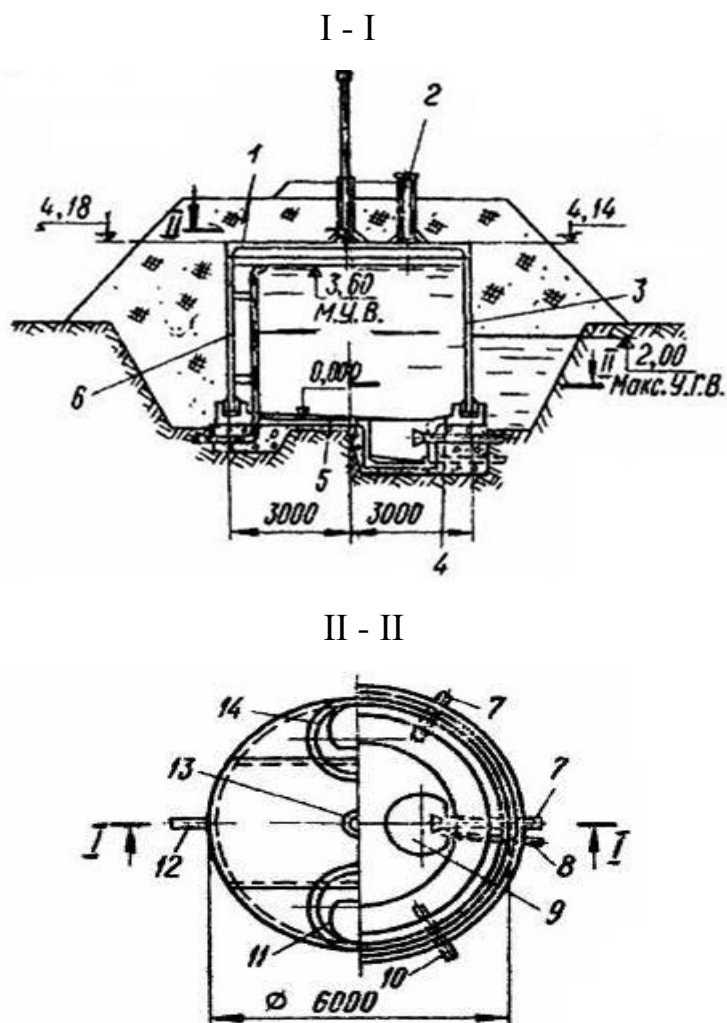


Рисунок 1.3 – Схема збірного циліндричного резервуара місткістю 100 м<sup>3</sup>  
(типовий проєкт № 901-4-21):

1 – покриття (ґрунт – 1 000 мм, ізоляція бітумом – 5 мм, збірно-монолітне покриття); 2 – світловий люк; 3 – стіна (збірна стінка – 120 мм, напружена арматура, торкрет – 25 мм, ізоляція бітумом – 5 мм); 4 – днище (залізобетонна плита – 160 мм, ізоляція бітумом – 5 мм, бетонна підготовка – 100 мм); 5 – плита – 120 мм, бетонна підготовка – 100 мм; 6 – збірна стінка – 120 мм, напружена арматура, торкрет-штукатурка – 25 мм; 7 – труба, що відводить, Ø 200 мм; 8 – грязьова труба, Ø 100 мм; 9 – прямик; 10 – переливчаста труба, Ø 100 мм; 11 – люк-лаз; 12 – труба, що подає – 100 мм; 13 – вентиляційна колонка; 14 – камера для встановлення приладів сигналізації рівня води (5 та 6 – за відсутності ґрунтових вод)

Панелі покриття індивідуальні ребристі, що спираються на панелі стін з розрахунковим замонолічуванням швів.

У резервуарах ємністю 250 та 500 м<sup>3</sup> панелі покриття також прийняті індивідуальними з радіальною розрізкою. Вони спираються по зовнішньому діаметру на стінні панелі, у центрі – масивну кільцеву балку, встановлену на збірну колону. Цю колону встановлюють у стакан збірного фундаменту, що спирається на потовщення в фундаментній монолітній плиті.

Стінові панелі для такого типу резервуарів виконуються індивідуальними з номінальною шириною 1,57 м ( $\pi/2$ ) за серією 3.900-2, вип. 3

Загальний вигляд резервуару місткістю 500 м<sup>3</sup> детально представлений рисунку 1.4. Ліва частина рисунка 1.4 відповідає коли відсутні ґрунтові води, а права, коли наявні ґрунтові води. На цьому рисунку показана ліва частина, що виконується за відсутності високих ґрунтових вод, і права частина за наявності таких ґрунтових вод.

До складу обладнання для резервуарів зазвичай входять чотири водопровідні труби – та, що подає, відвідна, переливна та грязьова. Грязьова зазвичай виходить із спеціального приямка, що передбачається в конструкції днища.

У покритті резервуарів передбачаються вентиляційні труби, кількість та переріз яких залежить від місткості резервуарів, а також влаштовують світлові люки та індивідуальний люк, від якого ведуть драбини для спуску в резервуар. Всі сучасні резервуари обладнані камерою для встановлення приладів сигналізації рівня води.

Покриття резервуарів вирішується двома способами: або у вигляді монолітного плоского, збірного, збірно-монолітного, або у вигляді монолітного купольного криволінійного обрису. Купольне покриття раціональніше з погляду статичної роботи, тому що в цьому покритті виникають тільки стискаючі зусилля, а отже, і товщина такого покриття невелика. Однак внаслідок трудомісткості зведення монолітних куполів резервуари з купольним покриттям не знайшли широкого застосування в масовому будівництві, а

монолітні циліндричні резервуари сьогодні зводять переважно з покриттям у вигляді плоскої круглої плити, що спирається на стінки циліндра (при невеликих діаметрах резервуара – 4, 5, 6 м) або з безбалковим перекриттям, що спирається на колони, встановлені всередині резервуару. У першому випадку днище нерозрахункове (за відсутності ґрунтових вод), у другому – навантаження на днище від перекриття передаються через колони; тоді конструкцію днища розраховують як перекинута безбалкове перекриття, що працює на відсікання ґрунту. Саме відсікання приймають у вигляді рівномірно розподіленого навантаження, отриманого від ваги резервуара, заповненої рідини, привантаження ґрунту, ваги обладнання та снігового навантаження.

У циліндричних збірних або збірно-монолітних резервуарах з монолітним днищем рішення збірних елементів перекриття викликає найбільші труднощі (потрібне виготовлення трапецієподібних у плані ребристих плит), які зростають у міру збільшення діаметра резервуара (9, 12, 15, 18, 24 м). Тому збірні та збірно-монолітні резервуари великої ємності сьогодні зазвичай проектують прямокутними, з ребристими або безбалковими конструкціями покриття.

У прямокутних резервуарах, заповнених водою, стінки працюють на згин із розтягуванням, а витрата матеріалів (особливо арматури) на стінки збільшується порівняно з круглими резервуарами. Однак цей недолік компенсується суттєвим спрощенням конструкції покриття, яке виконується з обмеженої кількості типорозмірів уніфікованих збірних елементів. При цьому збірні елементи у ряді випадків можна застосовувати за номенклатурою елементів каркасів промислових будівель. Найбільш раціональним обсягом для круглих резервуарів варто вважати об'єм у межах 50–2 000 м<sup>3</sup>, понад 2 000 м<sup>3</sup> ефективнішим буде рішення із застосуванням прямокутних резервуарів.

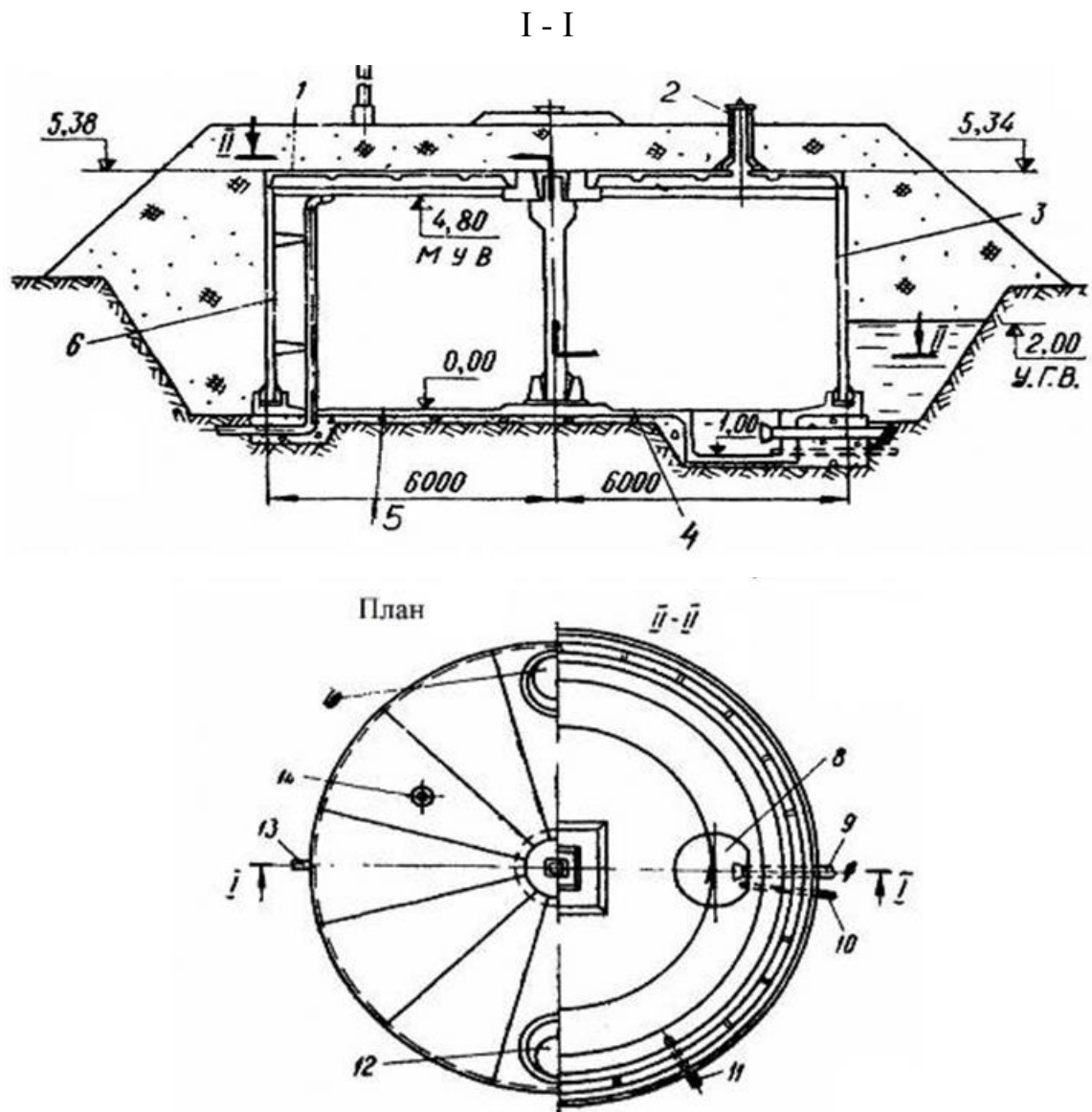


Рисунок 1.4 – Схема збирного циліндричного резервуару ємністю 500 м<sup>3</sup>  
(типовий проєкт за серією № 901-4-23):

- 1 – покриття (грунт – 1 000 мм, ізоляція бітумом – 5 мм, збирне покриття);  
 2 – світловий люк; 3 – стінка (плита – 120 мм, напружена арматура, торкрет – 25 мм, ізоляція бітумом – 5 мм); 4 – днище (плита 160 мм, ізоляція бітумом – 5 мм, бетонна підготовка – 100 мм); 5 – плита 120 мм та бетонна підготовка – 100 мм; 6 – збирна стінка – 120 мм, напружена арматура, торкрет – 25 мм;  
 7 – люк-лаз; 8 – прямок; 9 – труба, що відводить,  $\varnothing$  300 мм; 10 – грязьова труба,  $\varnothing$  150 мм; 11 – переливчаста труба,  $\varnothing$  150 мм; 12 – камера для встановлення приладів сигналізації рівня води; 13 – труба, що подає,  $\varnothing$  200 мм;  
 14 – вентиляційна колонка (5 та 6 – за відсутності ґрунтових вод)

На рисунку 1.5 показаний монолітний напівзаглиблений резервуар для мазуту місткістю 550 м<sup>3</sup> з купольним покриттям.

На поперечному розрізі цього резервуара зображено його основне конструктивне рішення та принципова схема армування. Товщина днища становить 120 мм, стін – 140 мм, купольне покриття окреслено по круговій поверхні з радіусом 11 м; товщина оболонки покриття лише 90 мм, в зоні спірання оболонки на опорне кільце товщина оболонки збільшується і становить 120–220 мм. Під днищем резервуару влаштовується щільна бетонна підготовка завтовшки 150 мм із бетону класу С8/10. Всі конструкції стін та купольного покриття виготовлені з бетону класу С12/15. У зоні спірання стін на днищі влаштовується місцеве вутівське розширення з розвитком у внутрішню частину на 340–500 мм і зовнішню частину стіни – на 240 мм.

Армування днища виконується одинарною сіткою із розміщенням її ближче до верхньої частини плити. Діаметр арматури прийнятий 6 мм для кільцевих стрижнів і для радіальних, клас арматури – А400С, призначення цієї арматури переважно конструктивне. У місцях спірання стінок окрім верхньої сітки в плиті днища встановлюється ще й нижня сітка з шириною її розвитку на 1 550 мм. Зона розширення стін у місцях сполучення з днищем армується відгинами діаметром 6–8 мм класу А400 С, а також додатково кільцевою арматурою вище рівня верху плити днища.

Опорне кільце купольної оболонки покриття є найважливішим елементом у роботі оболонки, тому тут встановлюється чотири кільцевих поздовжніх стрижнів діаметром 12–16 мм класу А400С.

На прикладі цього резервуара можна відзначити, що його обсяг використовується не повністю, граничний рівень заливки мазуту не повинен виходити за рівень опорного кільця оболонки, отже, верхня частина резервуару висотою 2–2,2 м залишається невикористаною і призводить до додаткового збільшення обсягу споруди.

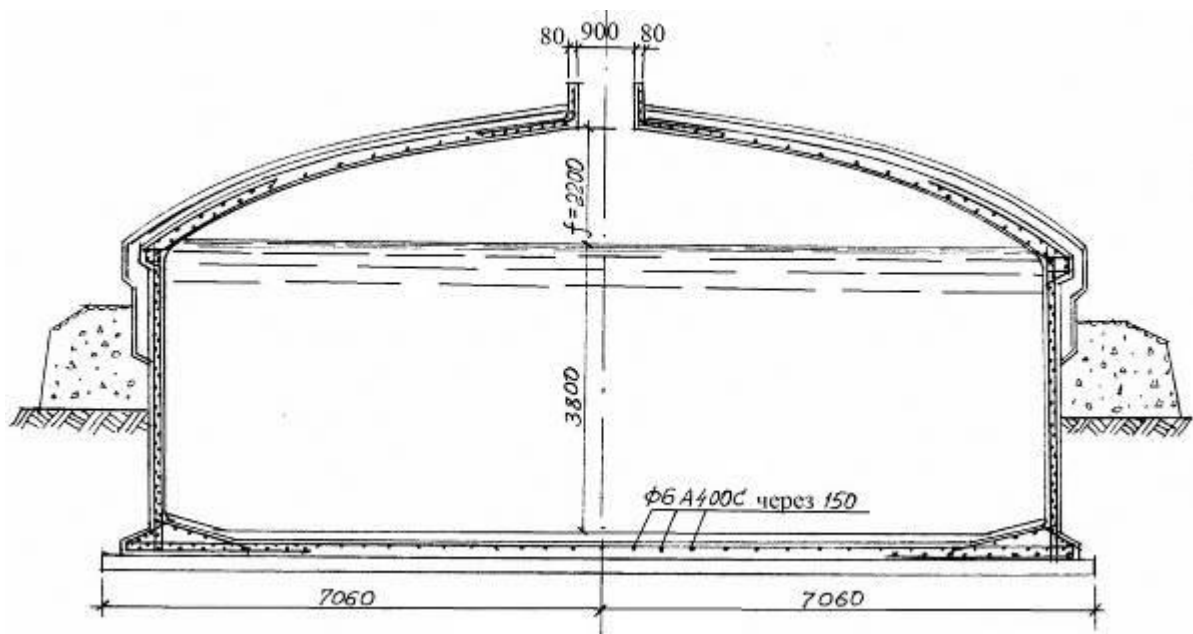


Рисунок 1.5 – Монолітний напівзаглиблений резервуар для мазуту місткістю 550 м<sup>3</sup> з купольним покриттям

На рисунку 1.6 показаний заглиблений попередньо напружений резервуар для зберігання нафтопродуктів місткістю 30 000 м<sup>3</sup>. Днище резервуару вирішено в монолітному залізобетоні, стінка та покриття – у збірному залізобетоні. Стінка збирається з попередньо напружених у вертикальному напрямку панелей розміром 2100x9420 мм. Товщина панелі змінюється від 157 мм до 260 мм, її вага дорівнює 100 кН. Поєднання стінки з кільцевим залізобетонним фундаментом жорстке; здійснюється шляхом зварювання заставних деталей. Панелі при монтажі з'єднуються між собою зварюванням випусків арматури діаметром 10 мм, встановлених уздовж довгих сторін панелей з кроком 1 м. Для зручності зварювання та замонолічування між панелями залишається зазор 150 мм. Попередній напрузі піддається не тільки стінка резервуара, але і кільцевий залізобетонний фундамент, днище, кільцевий бортовий елемент, покладений по консольному карнизу зверху стінки, та покриття. Для цього у верхній та нижній зонах стінки проводиться навивка машиною АНМ-5 кількох шарів високоміцного попередньо напруженого дроту. Для більш рівномірного та інтенсивного обтиснення стінки, днища та

фундаментного кільця днище розташовується на шарі піску завтовшки 50 мм.  
Газонепроникність покриття забезпечується водяним екраном.

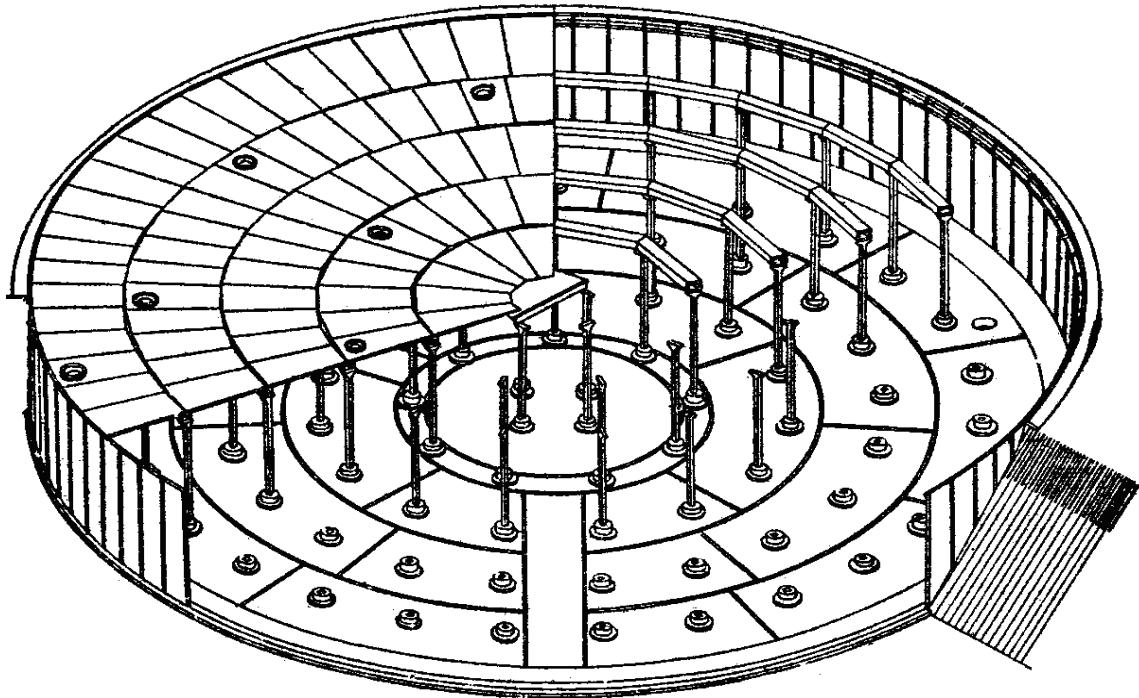


Рисунок 1.6 – Утоплений залізобетонний резервуар для нафтопродуктів  
місткістю 30 000 м<sup>3</sup>

На рисунку 1.7 показаний циліндричний резервуар для води місткістю 45 000 м<sup>3</sup>, побудований в м. Окленд (США). Діаметр резервуара – 62,2 м, висота – 12,2 м, товщина стінки від – 0,6 м біля основи до 0,3 м зверху. Щоб зменшити висоту стінки, днищу надано форму усіченого конуса. Попередньо напружена стінка резервуару армована горизонтальною та вертикальною арматурою; стик стінки з днищем – вільний (ковзний)

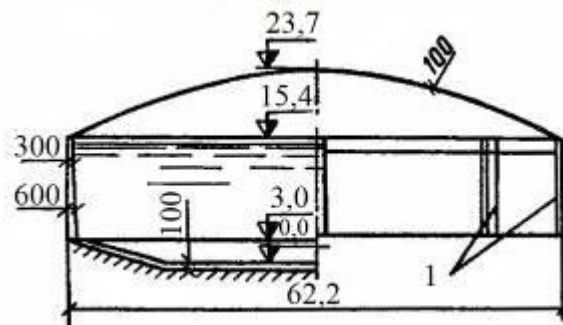


Рисунок 1.7 – Попередньо напружений резервуар місткістю 45 000 м<sup>3</sup>:  
1 – пілястри для анкерного кріплення попередньо напруженої арматури

Широкого поширення набули конструкції сполучень попередньо напруженої стінки резервуарів з днищем, фундаментним кільцем і опорною конструкцією покриття у вигляді ковзних опор. З цією метою у місцях сполучення укладаються безперервні гумові, неопренові, хортенові (замінники каучуку) опорні прокладки (рис. 1.8, а, б). Забезпечуючи свободу радіальних деформацій стінки у місцях сполучення, така конструкція дозволяє здійснити щільне обтиснення стінки по всій висоті, включаючи зони, що прилягають до опорних елементів. При жорсткому або шарнірному поєднанні без усунення опорних перерізів стінки її попередня напруга не забезпечує щільності обтискання та герметичності стиків між панелями в зонах опорних вузлів. До того ж у цих зонах у кільцевих перерізах стінки виникають моменти як внаслідок навивки кільцевої арматури, так і навантажень на стінку, отже, можлива поява тріщин.

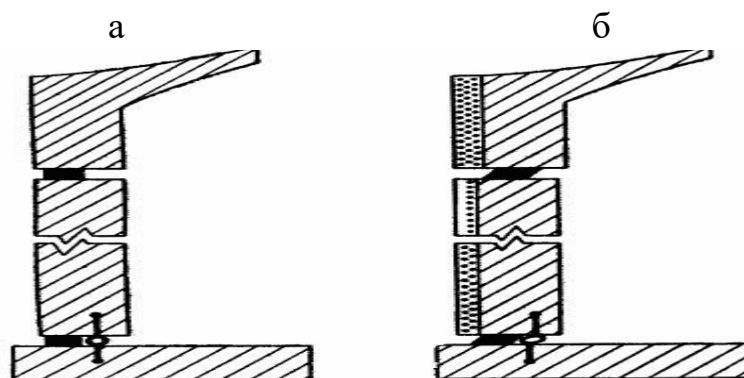


Рисунок 1.8 – Поєднання опорного монолітного кільця покриття з циліндричною оболонкою резервуара та оболонки з опорним кільцем днища за допомогою пружних прокладок: а – положення опорних прокладок до навивки попередньо напруженої арматури; б – те саме після навивки

### 1.3 Прямокутні резервуари

Поруч із циліндричними і конічними резервуарами дуже поширені прямокутні резервуари. Місткість прямокутних резервуарів коливається у

межах і може становити від 50 м<sup>3</sup> до 20 000 м<sup>3</sup> і більше. У практиці проектування та використання прийняті рекомендації, що до 2 000 м<sup>3</sup> раціональнішими вважаються круглі (циліндричні) резервуари, а в межах від 2 000 м<sup>3</sup> до 20 000 м<sup>3</sup> і більш доцільно застосовувати прямокутні резервуари. Хоча світова практика показує, що і циліндричні резервуари можуть сягати обсягу 50 000 м<sup>3</sup> і навіть 100 000 м<sup>3</sup>.

У типових проєктах резервуарів прямокутної форми, стінки та покриття передбачаються збірними, днище монолітним. Плита днища плоска, її товщина 120–150 мм (у місцях розташування колон є місцеві потовщення). Враховуючи можливі нерівномірні просідання основи, у типових проєктах прямокутних резервуарів у плиті днища передбачено подвійне армування.

Стіни прямокутних резервуарів виконані зі збірних плоских панелей, розміри яких визначаються висотою резервуарів та відстанню між вертикальними швами. Номінальна ширина панелей – 3 м (у деяких випадках для зменшення власної ваги ширина зменшена до 1,5 м). Висота стінових панелей кратна 600 мм. Панелі армують звареними сітками. У прямокутних резервуарах стінові панелі закладені в паз днища. Панелі з'єднують зварюванням горизонтальної арматури з наступним заповненням стику бетоном з безусадковими властивостями. У резервуарах для мазуту під час проектування сполучення стінних панелей враховуються температурні дії.

Для покриттів використано типові плити та ригелі за серією П-20 промислових будівель, що суттєво полегшує зведення резервуарів. Збірні плити розміром 1,5 м × 6 м за серією П-24-2 встановлюють на полиці залізобетонних ригелів або по верху ригелів прямокутного перерізу. Плити приварюють до ригелів та стінних панелей (рис. 1.9) за допомогою сталевих закладних деталей, а зазори між ними заповнюють бетоном. Ригелі встановлюють на збірні колони прямокутного перерізу та закріплюють зварюванням закладних деталей. Після зварювання верхньої арматури та замонолічування стиків ригелі працюють за схемою нерозрізних балок. Поверх плит укладається цементна стяжка, а потім гідроізоляція.

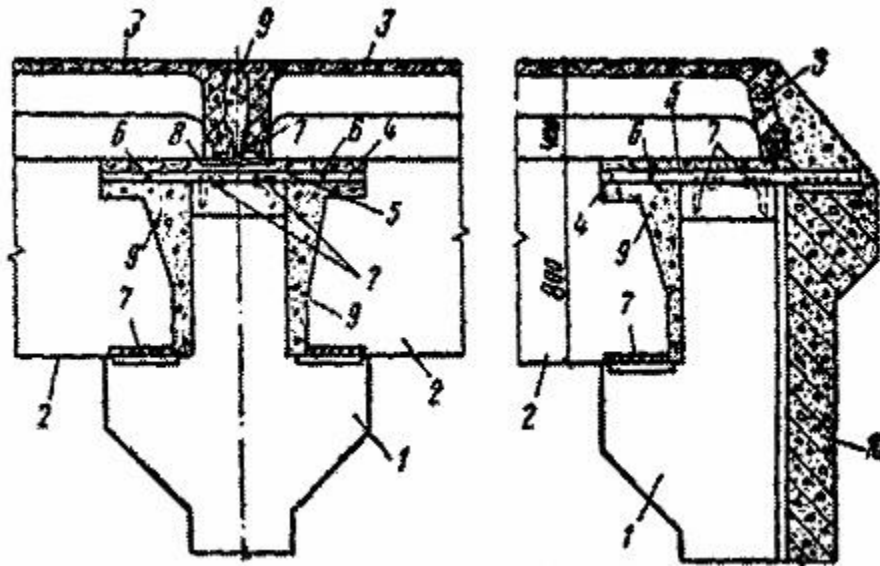


Рисунок 1.9 – Вузол сполучення збірних елементів покриття – варіант спирання плит по верху ригелів:

- 1 – середня та пристінна колони; 2 – ригель прямокутного перерізу;  
 3 – ребриста плита розміром 1,5 м × 6 м; 4 – арматурні випуски із ригелів;  
 5 – коротун з арматурної сталі (приварюється до колони та стінової панелі);  
 6 – ванна зварювання арматури; 7 – зварні шви; 8 – заставна деталь для кріплення плит; 9 – заповнення швів між збірними елементами бетоном на дрібному щебні; 10 – стінна панель

На рисунку 1.10 показаний один із варіантів встановлення збірних стінних панелей в монолітне залізобетонне днище, що має потовщену частину в зоні встановлення стінової панелі. У цьому місці утворюється стакан поздовжня частина, якого після монтажу панелей замонолічується бетоном класу С12/15-С16/20. Зовнішня сходишка стакана розраховується з урахуванням величини відсікання ґрунту, що виникає від власної ваги резервуара та ваги внутрішнього заповнення. На цьому ж рисунку наведено важливе армування вузлового сполучення стін і фундаменту-днища. Як робоча арматура, використовується арматура класів А400С і А240 з діаметрами від 8 мм до 12 мм.

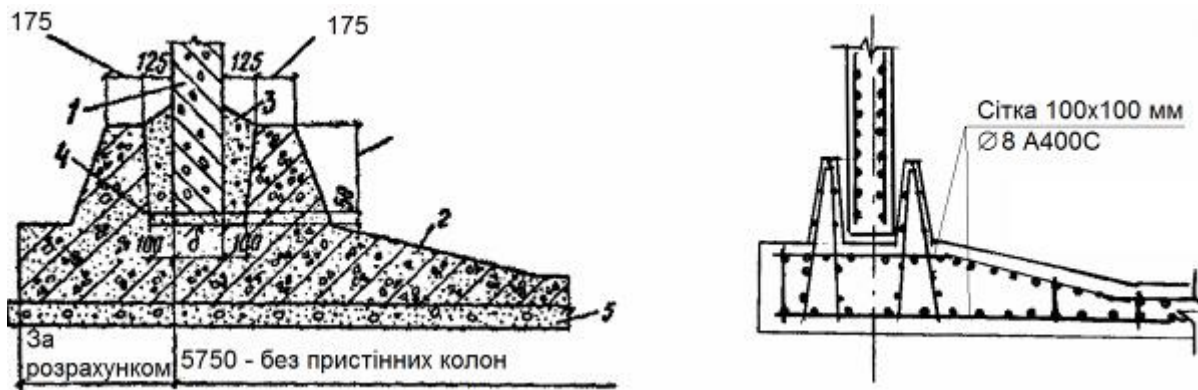


Рисунок 1.10 – З'єднання стінних панелей з плитою днища:

а – конструктивне рішення; б – армування елементів з'єднання;

1 – стінова панель; 2 – монолітна плита днища; 3 – заповнення проміжків бетоном на дрібному щебні; 4 – вирівнювальний шар цементного розчину;

5 – бетонна підготовка

Збірні залізобетонні прямокутні резервуари значних місткостей компонуються із застосуванням внутрішніх колон, виконаних по серії П-22-3, встановлених з коміркою 6 м × 6 м. За цими колонами в одному напрямку укладаються ригелі (серія П-23-3) з їх спиранням на подвійні консолі колон. Для спирання крайніх ригелів передбачаються колони з однією консоллю біля зовнішніх (торцевих) стінок резервуара.

Такі резервуари можна використовувати по всій території України, а також в районах з температурою зовнішнього повітря не нижче  $-40\text{ }^{\circ}\text{C}$  і розрахунковою сейсмічністю не більше 7 балів. Характеристичне снігове навантаження не повинно перевищувати  $1,6\text{ кН/м}^2$ . Будівництво прямокутних резервуарів місткістю менше  $20\ 000\text{ м}^3$  можливе на майданчиках як із сухими ґрунтами, так і за наявності ґрунтових вод (при висоті підпору до 2,0 м). Всі великогабаритні резервуари обваловуються ґрунтом для підвищення теплоізоляції огорожувальних конструкцій. Будівництво їх має виконуватися у сухих ґрунтах.

Для всіх типів резервуарів ґрунти основи повинні бути однорідними, непросаджуваними і забезпечувати можливість сприйняття характеристичного тиску не менше  $1,5\text{ кг/см}^2$  ( $0,15\text{ МПа}$ ).

Ґрунтове засипання на покритті влаштовується трьох розмірів – 500, 700, 1 000 мм та залежить від конкретних кліматичних умов будівництва.

Гідроізоляція покриття, що перешкоджає проникненню в резервуар зливових вод, складається з бітумної обмазки, гідроізолау, покладених по цементній стяжці,  $\delta = 30$  мм. Гідроізоляція стін та днища, а також внутрішнє оздоблення поверхонь такі ж, як і для циліндричних резервуарів. Техніко-економічні показники типових прямокутних резервуарів наведено у таблиці 1.3.

Таблиця 1.3 – Основні розміри та техніко-економічні показники типових збірних залізобетонних прямокутних резервуарів для води

Місткість резервуара, м <sup>3</sup>	Номер типового проекту	Розмір у плані, м		Висота, м	Товщина, мм		Техніко-економічні показники			
		А	В		стінки	днища	Витрата матеріалів на 1 м <sup>3</sup> корисної місткості		Клас бетону	
							залізобетон, м <sup>3</sup>	сталь, кг	збірного	монолітного
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
<u>50</u> 51	4-18-839	6,0	3,0	3,6	180	160	0,492	<u>55,4</u> 56,8	<u>C16/20</u> C25/30	C16/20
<u>100</u> 110	4-18-840	6,0	6,0	3,6	180	160	0,316	<u>34,9</u> 36,97	<u>C16/20</u> C25/30	C16/20
<u>250</u> 226	4-18-841	12,0	6,0	3,6	180	160	0,248	<u>26,11</u> 29,41	<u>C16/20</u> C25/30	C16/20
<u>500</u> 491	4-18-842	12,0	12,0	3,6	180	<u>120</u> 160	<u>0,193</u> 0,207	<u>23,34</u> 24,95	<u>C16/20</u> C25/30	C16/20
<u>1 000</u> 981	4-18-850	18,0	12,0	4,8	200	<u>120</u> 160	<u>0,160</u> 0,172	<u>18,46</u> 20,39	<u>C16/20</u> C25/30	C16/20
<u>2 000</u> 1 985	4-18-851	24,0	18,0	4,8	200	<u>120</u> 160	<u>0,132</u> 0,138	<u>16,23</u> 18,06	<u>C16/20</u> C25/30	C16/20
<u>3 000</u> 3 310	4-18-852	30,0	24,0	4,8	200	<u>120</u> 160	<u>0,135</u> 0,132	<u>16,0</u> 17,5	<u>C16/20</u> C25/30	C16/20
<u>6 000</u> 5 970	4-18-853	60,0	36,0	4,8	200	<u>120</u> 160	<u>0,110</u> 0,118	<u>14,8</u> 16,1	<u>C16/20</u> C25/30	C16/20
<u>10 000</u> 10 685	4-18-854	48	48	4,8	200	<u>120</u> 160	<u>0,100</u> 0,108	<u>13,8</u> 14,95	<u>C16/20</u> C25/30	C16/20
<u>20 000</u> 19 650	4-18-855	65,5	64,5	4,8	200	126	0,149	11,95	C25/30	C16/20

Примітка 1. У графі місткість у чисельнику зазначена номінальна, а знаменнику – фактична корисна місткість.

Примітка 2. У чисельнику наведено дані для сухих ґрунтів, у знаменнику – за наявності ґрунтових вод.

Примітка 3. Показники наведені для товщини ґрунтового засипання на покритті резервуара, що дорівнює 1 000 мм.

## 1.4 Захист резервуарів від проникності

Під час проектування залізобетонних резервуарів особлива увага приділяється їх непроникності, захисту матеріалу, з якого виконаний резервуар, від шкідливого впливу продукту, що зберігається в ньому, а також збереження фізико-хімічних властивостей продукту протягом тривалого терміну. Методи та засоби захисту резервуарів дуже різноманітні та специфічні [9].

Одним з радикальних засобів захисту місткостей від проникності, а також від шкідливого впливу продукту, що зберігається, є облицювання або влаштування покриттів, які повинні володіти наступними якостями: міцністю, довговічністю і достатньою деформативністю, стійкістю до температурного впливу в необхідних межах, а також стійкістю і нешкідливістю по відношенню до зберігання. Всі ці якості повинні зберігатися протягом значного часу.

У США та Франції найбільш поширені захисні покриття на основі тіокол-латексу (тіокол-латекс-алкілполі-сульфід – пластмаса, яка піддається вулканізації). Влаштування покриттів проводиться або шляхом наклеювання листового тіокола (бавовняної або скляної тканини, просоченої тіокол-латексом), або фарбування поверхні складом на основі тіокол-латексу.

В Україні та інших країнах розроблені та застосовуються покриття з плівкового вініпласту товщиною 0,4–0,6 мм, що наклеюється на бетон цементно-латексною сумішшю, обмазки, виготовлені на основі епоксидних смол, а також склопластикова ізоляція.

Для облицювання внутрішніх поверхонь резервуарів застосовується листовая сталь товщиною 1–4 мм. Облицювання резервуара сталевими листами можна проводити як після виконання залізобетонних робіт, так і до них, використовуючи потім попередньо змонтоване сталеве облицювання як внутрішню опалубку. При першому способі не можна досягти щільного зв'язку облицювання з бетоном, можливе утворення «раковин» і, отже, корозії облицювання з боку бетону. При другому способі листи сталевих облицювання повинні бути значно товщими, оскільки під час бетонування вони

зазнають навантаження від тільки, що укладеної бетонної суміші. Цей недолік усунений у збірних резервуарах, у яких стінки та днища збираються з панелей, облицьованих сталевим листом товщиною 2,5–4 мм.

Варто мати на увазі, що сталеве облицювання в ряді випадків може проводитися тільки для усунення проникності резервуара так, як воно саме повинно бути захищене від шкідливого впливу продукту, що зберігається. До того ж застосування такого облицювання призводить до великої витрати листової сталі. Тому цікаві конструкції резервуарів, у яких непроникність досягається без улаштування спеціальних захисних покриттів. На сьогодні ведуться наукові дослідження з розробки спеціальних непроникних для бензину бетонів та влаштування гідравлічної ізоляції шляхом насичення бетону водою.

Сьогодні отримані бензино-непроникні бетони на основі портландцементів з добавками гідрату окису заліза або хлористих солей кальцію, натрію, а також бетон, в якому роль в'язучого виконують епоксидні смоли – пластбетон. Армований пластбетон – армопластбетон – може застосовуватися самостійно у вигляді тримальних конструкцій, що мають високу корозійну стійкість, або як ізоляційний шар із звичайним залізобетоном (двошарові конструкції).

Ефективним є спосіб влаштування залізобетонних монолітних конструкцій резервуара із застосуванням добавок пенетрону. Особливістю дії цих добавок є високі проникна та гідроізолювальна здатність сумішей. Компоненти суміші, проникаючи в бетон, утворюють у ньому дрібні кристали, що не руйнуються, які перешкоджають найменшому проникненню води в бетон. Пенетрон протистоїть також впливу агресивного для бетону середовища. Проникаюча гідроізоляція може впроваджуватися в бетон на глибину 30–40 см і більше, чого для стін та днища резервуара цілком достатньо.

Дуже перспективні резервуари із замкнутими оболонками із синтетичних матеріалів, що розміщуються всередині них, які оберігають місткість від

просочування та випаровування продукту. Однак достатнього досвіду експлуатації таких резервуарів сьогодні ще немає.

Боротьба із втратами продукту від випаровування та підвищення газонепроникності резервуарів переважно здійснюються:

1) улаштуванням плаваючих покриттів (дахів) у вигляді понтонів з армоцементних конструкцій або з синтетичних матеріалів;

2) пристроєм на покритті водяного екрану, тобто покриття проєктується у вигляді даху-ванни із шаром води завтовшки 100–150 мм. Вода, заповнюючи капіляри в бетоні, значно підвищує його герметичність. На цьому принципі засновані конструкції резервуарів, всі елементи яких (стінка, днище та покриття) герметизовано за допомогою гідроізоляції;

3) попередньою напругою всіх конструктивних елементів резервуара (днища, стін та покриття).

Одним із засобів боротьби з втратами від випаровування продукту з резервуарів є створення в ньому постійного температурного режиму, проте цей захід дає позитивний результат тільки при тривалому зберіганні продукту і вимагає улаштування спеціального обладнання, що контролює температурний режим продукту, що зберігається.

### **1.5 Загальні положення розрахунків резервуарів**

При розрахунку резервуарів насамперед (як і розрахунку будь-якої конструкції) визначається розрахункова схема конкретного елемента. Резервуари становлять комплексні складні споруди, що поєднують у собі днище, стіни та покриття. Розрахунок резервуарів може здійснюватися двома способами:

1) кожний конструктивний елемент розраховується незалежно від інших;

2) резервуар розраховується як єдине ціле споруди з урахуванням членування складових елементів та загального навантаження на ці елементи.

При виборі розрахункової схеми (розрахункової моделі) резервуара має істотне значення його форма в плані (кругла, прямокутна, конічна), поєднання днища зі стінками (жорстке або шарнірне), з'єднання покриття з контурним верхнім елементом стін (шарнірне, пружно-податливе або жорстке).

Переріз більшості елементів конструкцій промислових і цивільних будівель і споруд розраховуються на міцність за методом граничних станів. У першій групі граничних станів у бетоні розвиваються пластичні деформації та порушується його суцільність, тобто з'являються та розкриваються тріщини. В арматурі напруги досягають граничного стану, який близький до величини межі плинності або межі міцності сталі. Однак внутрішні зусилля  $M$ ,  $N$  і  $V$  за якими проводиться розрахунок перерізів, для більшості статично невизначених залізобетонних конструкцій визначаються методами будівельної механіки пружних систем. Оскільки резервуари належать до таких споруд, у яких поява тріщин при експлуатації неприпустима, їх статичний розрахунок прийнято виконувати найчастіше у пружній стадії напруженого стану.

У резервуарах розраховують покриття, стінки і днища, що в цілому є просторовими системами. Розрахунок циліндричних та круглих резервуарів буде розглянуто окремо.

Незалежно від прийнятого конструктивного рішення та форми в плані розрахунок резервуарів повинен проводитись з урахуванням наступних випадків завантаження:

- 1) резервуар заповнений водою або іншим рідким компонентом, але не обсипаний ґрунтом (при випробуванні);
- 2) резервуар порожній, але обсипаний ґрунтом;
- 3) резервуар заповнений частково або повністю внутрішнім продуктом та обсипаний ґрунтом; крім того, конструкції схильні до нерівномірного нагрівання або охолодження.

Резервуари необхідно розраховувати на всі зазначені випадки завантаження, приймаючи поєднання навантажень відповідно до ДБН В.1.2-2006 Навантаження та впливи. Норми проектування [17].

При розрахунку залізобетонних резервуарів характеристичні навантаження, коефіцієнти надійності, точності натягу попередньо-напруженої арматури, перегріву або переохолодження необхідно приймати відповідно до «Вказівок з проектування залізобетонних резервуарів для нафти і нафтопродуктів» (СН 326-65), а також з рекомендаціями ДБН В.2.2-29:2025 Промислові інженерні споруди. Основи проектування (надано чинності 01.01.2026).

На першому етапі розрахунку циліндричних резервуарів розглянемо розрахункову схему стінки як вертикальної оболонки, шарнірно з'єднаної з дном. У цьому випадку на стінку резервуара діє навантаження від рідини, що розподіляється за лінійним законом і залежить, в першу чергу, від глибини занурення перерізу. Чим глибший переріз стінки, тим більше тиск передається на неї від рідини, що заповнює резервуар. Водночас варто пам'ятати, що за законом Паскаля тиск рідини передається в усіх напрямках з однаковим значенням. Тобто вертикальний і горизонтальний тиск мають однакове значення і в першу чергу залежать від висоти стовпа рідини. На рисунку 1.11 показано принципову розрахункову схему циліндричного резервуара.

Характеристичне значення тиску рідини на стінку резервуара на глибині  $l-x$  від верхнього рівня рідини позначимо  $p_x$ . Тоді розрахункове значення  $p_x$  можна знайти з подоби трикутників за вже відомим значенням  $p_l = \gamma_f \rho l$ :

$$\frac{p_x}{p_l} = \frac{l-x}{l}, \quad (1.1)$$

звідси:

$$p_x = p_l \left(1 - \frac{x}{l}\right) = \gamma_f \rho l \left(1 - \frac{x}{l}\right) = \gamma_f \rho (l-x), \quad (1.2)$$

де  $\rho$  – середня щільність рідини (для води  $\rho=1$ ), для нафтопродуктів  $\rho=(0,85-0,9)$ ;

$\gamma_f$  – коефіцієнт надійності  $\gamma_f = 1,1-1,15$ .

Гідростатичний тиск рідини викликає в стінці кільцеві зусилля розтягу  $N_x^0$ . Їхнє значення визначають на підставі рівноваги півкільця з висотою поясу, що дорівнює одиниці (це може бути 0,5 м; 0,6 м; 1 м; 1,2 м). На ці пояси розбивається вся висота стінки резервуара, і для кожного рівня визначається величина  $p_{xi}$ . Потім обчислюється зусилля розтягу

$$N_x^0 = p_x \cdot R, \quad (1.3)$$

де  $R$  – радіус кільця.

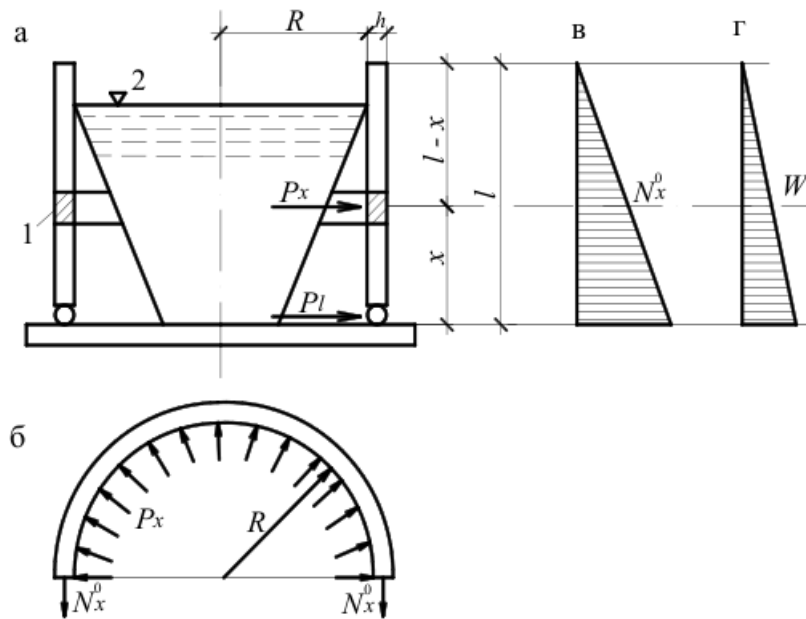


Рисунок 1.11 – Розрахункова схема циліндричного резервуара:

а – вертикальний резервуар; б – перетин у плані (половина кільця);

в – епюра кільцевих сил розтягу; г – епюра радіальних переміщень стінки;

1 – кільце стінки резервуара, що розглядається; 2 – рівень рідини

Епюра кільцевих сил у стінці має лінійний обрис з максимумом у днища та мінімумом на поверхні рідини (рис. 1.11, в). Під впливом кільцевих сил периметр стінки збільшується і сама стінка переміщається у радіальному напрямку. Епюра цих переміщень ( $W$ ) повторює за контуром епюру  $N_x^0$  (рис. 1.11, г). Площа арматури для кільцевого напрямку підбирається за формулою

$$A_s = \frac{N_x}{\gamma_s f_{yd}}, \quad (1.4)$$

де  $\gamma_s$  – коефіцієнт умов роботи арматури;

$f_{yd}$  – розрахунковий опір арматури.

При жорсткому поєднанні стінок з днищем в монолітних резервуарах або збірних з конструкцією опорного вузла (рис. 1.10, а) радіальні переміщення на рівні днища практично рівні нулю внаслідок мізерно малої деформованості днища у своїй площині. У зв'язку з цим вертикальна утворююча стінки викривляється, в ній виникають згинальні моменти ( $M_x$ ), що діють уздовж утворюючої, і відповідні їм поперечні сили ( $V_x$ ).

Стінка є осесиметричною циліндричною оболонкою. У ній, як і в інших тонкостінних просторових системах, згин має локальний характер. У зоні місцевого згину справедливе рівняння:

$$\left(\frac{S^4}{4}\right)\frac{\partial^4 W}{\partial x^4} + W = \left(\frac{R^2}{E_{cm} \cdot h}\right) \cdot q, \quad (1.5)$$

де  $S = 0,76\sqrt{R_y t}$ ;  $R_y, t$  – радіус і товщина оболонки;

$E_{cm}$  – модуль пружності бетону;

$h$  – параметр поперечного перерізу оболонки:  $t \cong h$ ;  $q = p_x$ .

Розв'язок рівняння (1,5) можна представити у вигляді наступного:

$$M_x = C_1 e^{-\varphi} \cos \varphi + C_2 e^{-\varphi} \sin \varphi. \quad (1.6)$$

У той же час  $M_x = -D \frac{d^2 W}{d x^2}$ ;  $D = EJ$ .

При жорсткому закріпленні стінки з днищем (з урахуванням місцевого моменту  $M_1$  та поперечної сили  $V_1$ ) остаточні вирази для визначення кільцевих сил  $N_x$  і згинальних моментів  $M_x$  у стінці на рівні, що знаходиться на відстані  $x$  від днища, мають вигляд:

$$N_x = N_x^0 - p_l R \left[ e^{-\varphi} \cos \varphi + e^{-\varphi} \sin \varphi \cdot \left(1 - \frac{S}{l}\right) \right]; \quad (1.7)$$

$$M_x = 0,5 p_l S^2 \left[ \left(1 - \frac{S}{l}\right) e^{-\varphi} \cos \varphi - e^{-\varphi} \sin \varphi \right], \quad (1.8)$$

де  $\varphi = \frac{x}{l}$  – безрозмірна координата,  $S$  (див. (1.5));

$p_l$  – тиск рідини на рівні днища резервуара.

На рівні днища  $x = 0$ , значення  $\varphi = \frac{x}{S} = 0$ ,  $e^{-\varphi} = 1$ ,  $\sin \varphi = 0$ ,  $\cos \varphi = 1$ , тоді з рівняння (1.8) можна визначити максимальний згинальний момент:

$$M_{\max} = 0,5 p_l S^2 \left( 1 - \frac{S}{l} \right). \quad (1.9)$$

Характерні епюри  $N_x$  і  $M_x$  наведені рисунку 1.12, а.

При рухомому поєднанні збірної циліндричної стінки з днищем по її торцю утворюється сила тертя внаслідок радіального переміщення стінки  $Q_f = N \cdot \mu$ ;  $N$  – нормальний тиск від ваги стінки та покриття на ній разом із засипкою;  $\mu = 0,5$  (коефіцієнт тертя).

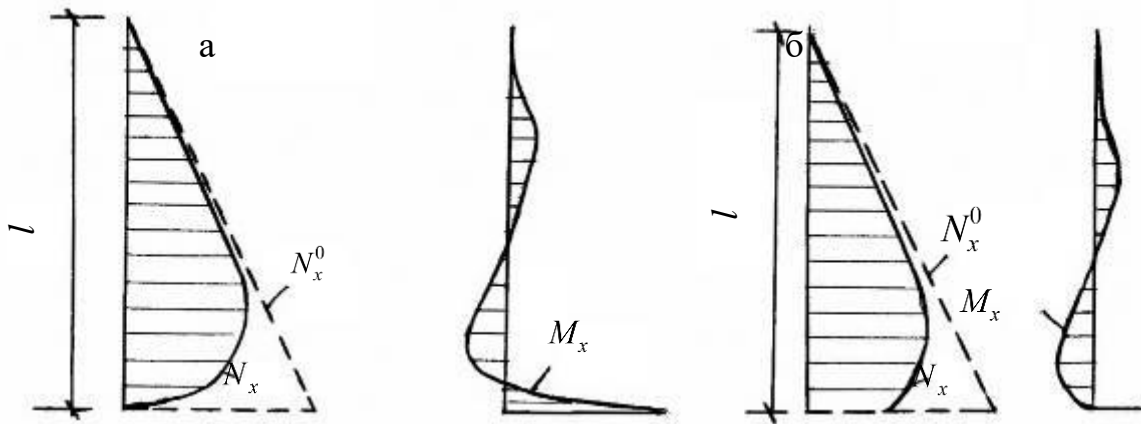


Рисунок 1.12 – Епюри кільцевих сил та згинальних моментів:

а – з’єднання стінки з днищем жорстке; б – те ж саме, рухливе

Кільцеву силу, що розтягує, в стінці на рівні  $x$  від днища визначають за формулою

$$N_x = N_x^0 - 2 \left( \frac{R}{S} \right) \cdot Q_f \cdot e^{-\varphi} \cos \varphi. \quad (1.10)$$

При цьому максимальний момент

$$M_{x,\max} = Q_f \cdot S \cdot e^{-\varphi} \sin \varphi, \quad (1.11)$$

він розташований на відстані  $x_1$  від днища

$$x_1 = 0,6 \sqrt{R \cdot h}. \quad (1.12)$$

Розподіл зусиль  $N_x$  і  $M_x$  у разі рухомого усунення стінки показано на рисунку 1.12, б.

Площа перерізу вертикальної арматури стін визначають як у плиті, що згинається окремо від дії гідростатичного тиску і від зовнішньої обсіпки. Розрахункова кількість арматури визначають за величинами моментів, наведених на рисунку 1.12. Розміщують арматуру в нижній третині стіни із захисним шаром 15 мм; вище передбачається конструктивна арматура діаметром 10–12 мм класу А400С або В500.

До розрахунку та конструюванні покриттів та колон циліндричних резервуарів особливих вимог не висувається. Вони розраховуються як згинальні та стислі елементи. У звичайних умовах (за відсутності підпору ґрунтових вод) вага днища та рідини над ним врівноважується відсіканням ґрунту, не викликаючи вигину днища. Лише на ділянках, що примикають до стіни та фундаментів колон, у днищі виникають місцеві згинальні моменти. У цих місцях передбачають особливе армування, а решту арматури ставлять конструктивно (діаметр 12–16 мм класу А400С). Днища зазвичай виконують монолітними.

Для більш точного розрахунку стінок циліндричних резервуарів можна розглянути рівновагу елементарного об'єму стінки, вирізаного з резервуара, і скласти два рівняння рівноваги (рис. 1.13): сума моментів щодо осі  $x-x$  та сума проекцій усіх сил на вісь  $z$ .

$$\sum M_{x-x} = 0; M_1 - (M_1 + dM_1) + N \frac{dx}{2} + (V + dV) \cdot \frac{dx}{2} = 0,$$

де  $dM_1$  – приріст згинального моменту;

$dV$  – приріст поперечної сили;

$$dM_1 + V \frac{dx}{2} + (V + dV) \frac{dx}{2} = 0$$

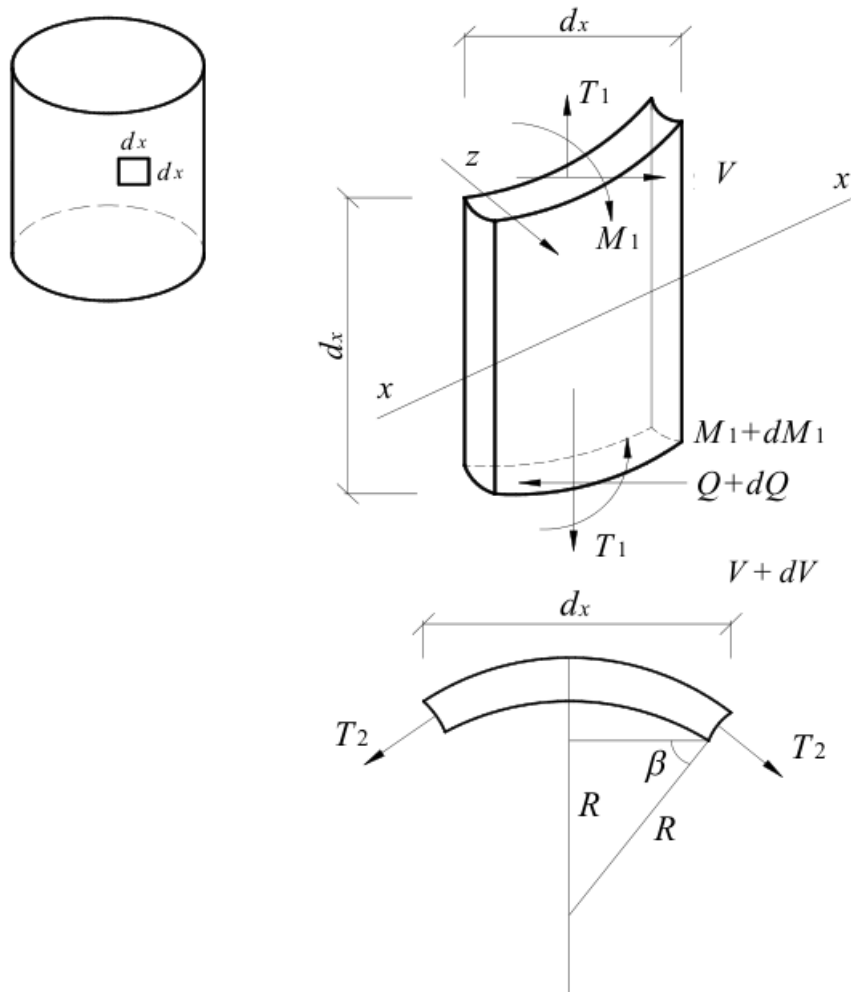


Рисунок 1.13 – Розрахункова схема зусиль елементарного об'єму стінки резервуара

Відкидаючи доданки другого ступеня, оскільки вони не значні, отримаємо

$$dM_1 + Vdx = 0;$$

$$\frac{dM_1}{dx} - V = 0 - \text{перше диференціальне рівняння}; \quad (1.13)$$

Складемо друге рівняння:

$$\sum Nz = 0; V - (V + dV) + 2T_2 \cos \beta + zdx = 0;$$

$$\cos \beta = \frac{dx}{2R}; \quad -dV + 2T_2 \times \frac{dx}{2R} + zdx = 0; \quad -dV + \frac{T_2 dx}{R} + zdx = 0;$$

$$\frac{dV}{dx} - \frac{T_2}{R} - z = 0 - \text{друге диференціальне рівняння}. \quad (1.14)$$

Тоді система диференціальних рівнянь для визначення напруженого стану стінки круглого резервуара буде мати вигляд:

$$\left. \begin{aligned} \frac{dM_1}{dx} - V &= 0 \\ \frac{dV}{dx} + \frac{T_2}{R} - z &= 0, \end{aligned} \right\} \quad (1.15)$$

де  $z$  – зовнішнє навантаження від тиску рідини.

Вирішуючи спільно два рівняння (1.15) і змінюючи значення внутрішнього тиску  $z$  по висоті резервуара, можна визначити значення зусилля розтягу  $T_2(N_x)$  і згинального моменту  $M_1(M_x)$ .

Під час розрахунку прямокутних резервуарів необхідно розглядати дві можливі конструктивні схеми: перша становить суцільну прямолінійну стіну резервуара, закріплену жорстко в днищі і шарнірно оперту в зоні покриття; друга – передбачає влаштування по довжині стіни вертикальних ребер (монолітний варіант або збірний).

Стіни прямокутних резервуарів розраховують на односторонній гідростатичний тиск за відсутності обсіпання, а також односторонній бічний тиск ґрунту при спорожненому резервуарі. Тиск ґрунту визначають за формулою:

$$q_{ep} = \gamma_f \cdot \rho H \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (1.16)$$

де  $q_{ep}$  – тиск ґрунту на стінку резервуара, кН/м<sup>2</sup>;

$\rho$  – середня щільність ґрунту, кН/м<sup>3</sup>;

$\gamma_f$  – коефіцієнт надійності (1,1–1,2);

$H$  – відстань від планувальної позначки ґрунту до розглянутого перерізу, м;

$\varphi$  – кут внутрішнього тертя ґрунту (30<sup>0</sup>–50<sup>0</sup>).

Тиск рідини або води, що зберігається при випробуванні резервуара  $p_x$  у кН/м<sup>2</sup> визначається за формулами (1.1) і (1.2).

Монолітну стіну без ребер, а також збірну стіну з вертикальними стиками шпонкової форми (рис. 1.14) розраховують за балочною схемою, приймаючи

проліт  $l_1$ , що дорівнює відстані від верхньої грані паза днища до покриття (рис. 1.15).

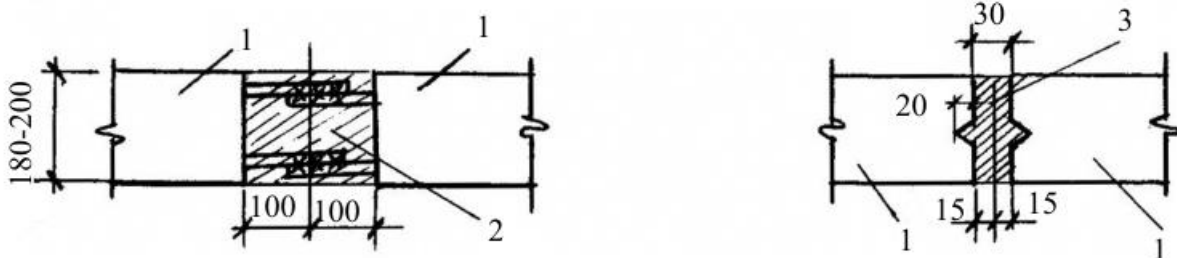


Рисунок 1.14 – Види стиків стінових панелей резервуарів:

а – зварені із замонолічуванням; б – шпонковий із зачеканкою розчином;  
1 – стінна панель; 2 – бетон на дрібному щебні; 3 – високоміцний розчин

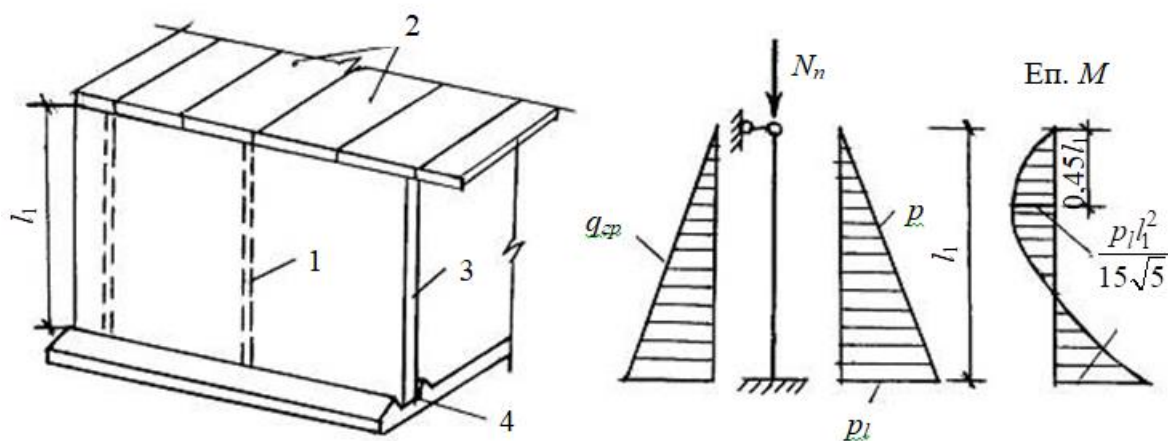


Рисунок 1.15 – Розрахунок стіни прямокутного резервуара, що працює за балочною схемою:

1 – стик шпонкової форми; 2 – плита збірного покриття; 3 – стінова панель;  
4 – паз у днищі для закладання стінової панелі;  $q_{гр}$  – горизонтальний тиск ґрунту;  $p$  – гідростатичний тиск води;  $N_n$  – навантаження покриття

При розрахунку виділяють вертикальну смугу шириною 1 м разом з навантаженнями, що знаходяться на ній. На рисунку 1.15 наведено епюру згинальних моментів, що діють у вертикальному напрямку; відзначені значення моментів у затисканні та максимальне значення у стіні, що визначаються за формулами будівельної механіки.

У монолітній або збірній стіні, посиленій пілястрами, ребрами або пристінними колонами (див. рис. 1.16), кожен з ділянок стіни між ними розраховують як плиту, оперту по контуру. По краях пілястр і днища плита вважається жорстко защемленою, у рівні покриття – шарнірно опертою. При цьому співвідношення сторін має бути  $l_2/l_1 \leq 2$ , якщо  $l_2 > l_1$ . Шарнірне обпирання у разі збірного покриття обумовлено безмоментними зв'язками між збірними плитами покриття та панелями стіни, а у разі монолітного покриття – обпиранням на плиту з малою жорсткістю на згин.

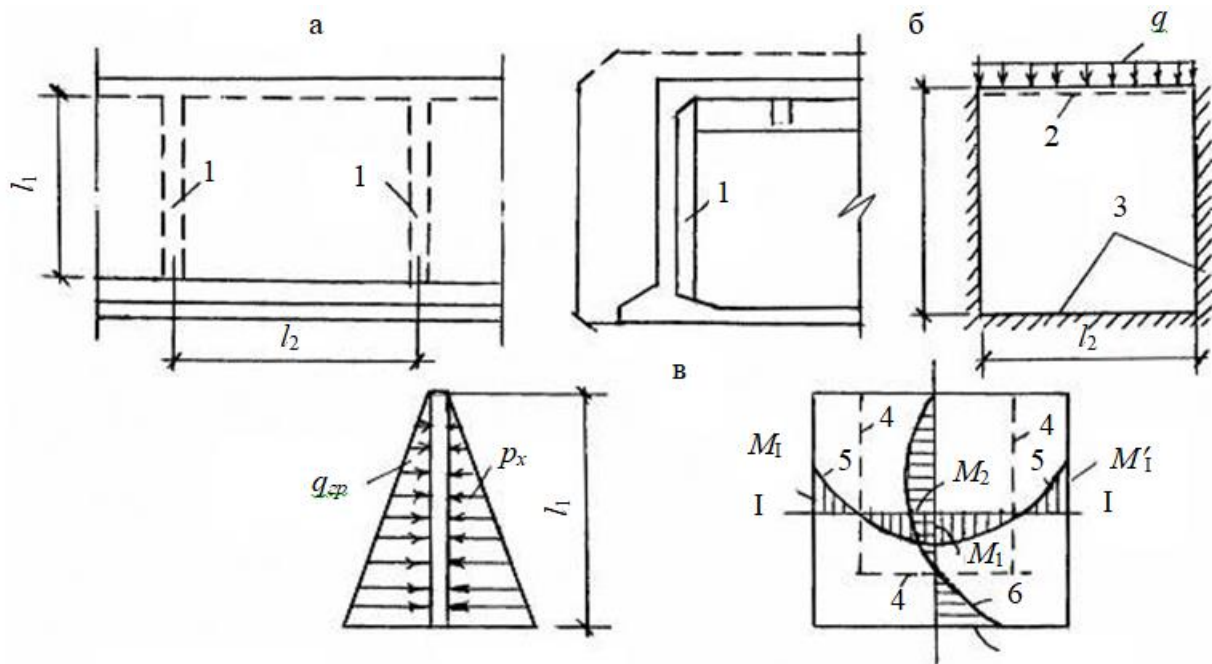


Рисунок 1.16 – Розрахунок стіни прямокутного резервуара як плити, що спирається за контуром:

а – конструктивна схема; б – розрахункова схема; в – епюри моментів;  
 1 – вертикальне ребро; 2 – шарнірне обпирання; 3 – защемлення; 4 – лінії нульових моментів; 5 – епюра згинальних моментів вздовж прольоту  $l_2$ ; 6 – те саме вздовж прольоту  $l_1$ ;  $p_x$  – гідростатичний тиск води;  $q_{zp}$  – тиск ґрунту;  
 $q$  – тиск від покриття

Необхідну кількість робочої арматури визначають за найбільшими опорними і прогоновими моментами, як у плиті, що згинається, прямокутного перерізу з одиночним армуванням. Вертикальні сили, що діють на стіну від

тиску покриття та засипки ґрунтом, у розрахунку можна не враховувати при величині засипки не більше 600–800 мм. Кількість арматури розраховують як на дію гідростатичного тиску зсередини резервуара, так і на дію бічного тиску ґрунту зовні, тому стіни завжди армують подвійною сіткою, яка враховує вплив двох видів завантаження.

Принципові положення розрахунку стінок резервуара шляхом граничного рівноваги як плит, опертих по контуру, наведені на рисунку 1.16.

Вихідним рівнянням для розрахунку внутрішніх згинальних моментів у стінці резервуара служить відоме рівняння для розрахунку плит методом граничної рівноваги:

$$\frac{ql_1^2}{12}(3l_2 - l_1) = l_2(2M_1 + M_1 + M_1') + l_1(2M_2 + M_{11} + M_{11}'), \quad (1.17)$$

де  $q$  – рівномірно розподілене навантаження на поверхні плити;

$l_1, l_2$  – розміри плити;

$M_1, M_2, M_1, M_1', M_{11}, M_{11}'$  – згинальні моменти в прольотах та на опорах плити.

Армують стінки прямокутних резервуарів зазвичай подвійною сіткою, щоб сприймати навантаження від внутрішнього тиску рідини і тиску ґрунту при випорожненому резервуарі. Нижня третина стінок армується посиленою зварною сіткою з діаметром стрижнів 12–16 мм, верхня частина меншими діаметрами 8–12 мм. Робочими стрижнями в резервуарах з плитами, опертими по контуру, є вертикальні та горизонтальні стрижні. У стінках резервуарів, що розраховуються за балковою схемою, робочими стрижнями є вертикальні стрижні.

Крім зовнішніх силових завантажень на резервуари можуть впливати температурно-усадкові навантаження, а також зусилля попередньої напруги (зокрема, для круглих резервуарів з кільцевою навивкою дротяною арматурою). Методика розрахунку на ці впливи викладається у спеціальній літературі.

Для резервуарів великих розмірів у плані (більше 50 м × 50 м) необхідно влаштовувати температурно-усадкові шви.

## ТЕМА 2 БУНКЕРИ

### 2.1 Призначення і види залізобетонних бункерів

Дуже багато виробничих процесів і технологічних ліній у промисловості, сільському господарстві, на переробних підприємствах, хімічному комплексі та інших галузях народного господарства вимагають постійного чи тимчасового складування, переміщення чи сортування різних матеріалів. Для цих цілей використовуються спеціальні інженерні споруди, які називаються бункерами, силосами, елеваторами, копрам, галереями і т. п. При цьому габарити даних споруд можуть бути дуже різні – від дрібнорозмірних (до 1 м<sup>2</sup> в плані) до декількох десятків і сотень квадратних метрів; матеріали для виготовлення цих споруд також можуть бути різними: залізобетон, метал, цегла, деревина, пластмаса, скло, кераміка. У цьому розділі розглядаються великогабаритні залізобетонні бункери.

Бункерами називаються ємності, що саморозвантажуються, призначені для нетривалого зберігання сухих сипких крупнодисперсних і дрібнодисперсних матеріалів (пісок, щебінь, вапно, вугілля, руда, клінкер, тощо). У конструктивному відношенні залізобетонні бункери є просторовими системами коробчастого або круглого типу, утворені зазвичай з плоских елементів. Рідше зустрічаються бункери, що складаються з циліндричних та конічних оболонок (відповідно стінки та днище).

Завантаження бункерів проводиться зверху, а розвантаження – знизу, тому випускні днища влаштовуються з похилими стінками у вигляді воронки. Кут нахилу площин днища-воронки повинен бути на 5–10° більше кута природного укосу сипучого матеріалу і зазвичай становить 35–60°. Найменший розмір випускного отвору повинен дорівнювати шестикратному найбільшому розміру одиниці матеріалу, що зберігається, але не менше 600 мм. Якщо сховище має плоске днище, то лійку влаштовують збоку в стінці, укладаючи по днищу похилий шар тонкого бетону або залізобетону під кутом 15–30°. У

бункерах часто застосовуються сталеві воронки, що підвішуються до залізобетонних тримальних конструкцій.

Висота стінки в бункерах  $H < 1,5D_{\min}$ , де  $D_{\min}$  – найменший розмір місткості у плані (рис. 2.1). При такому співвідношенні висоти і ширини бункера сили тертя сипкого матеріалу стінки бункера можуть умовно не враховуватися.

Найбільш залізобетонні бункери поширені в гірничорудній, вугільній, хімічній промисловості та промисловості будівельних матеріалів.

Форма бункерів може бути найрізноманітніша. Вона визначається технологією виробництва, властивостями сипучого матеріалу, і навіть економічними міркуваннями. Найчастіше бункери бувають квадратними чи прямокутними. Вони можуть бути одиночними (рис. 2.1) або розташовуватися впритул один до одного, утворюючи багатокамерні бункери (рис. 2.2). Нерідко зводять бункери, що мають у плані форму витягнутого прямокутника. Торцеві та проміжні стінки у них вертикальні, а днище має вигляд лотка. Такі бункери називаються лотковими чи складчастими (див. рис. 2.3). Для кращого витікання сипучого матеріалу в лотку влаштовуються спеціальні укоси, найчастіше з бетону.

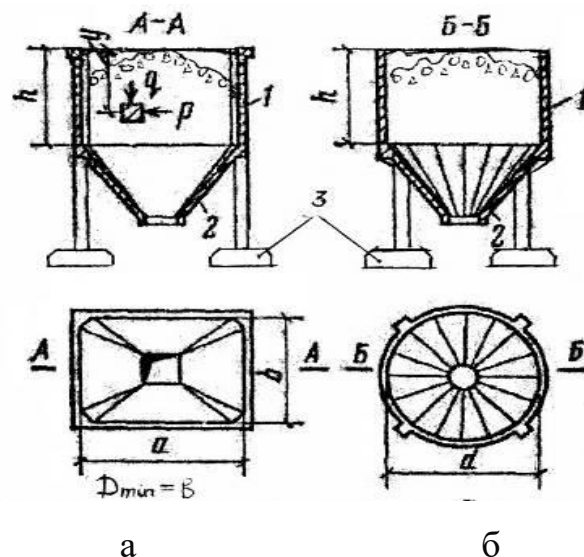


Рисунок 2.1 – Одиночні бункери (монолітні):

а – призматична форма; б – циліндрична форма; 1 – стінка; 2 – воронка;  
3 – фундаменти

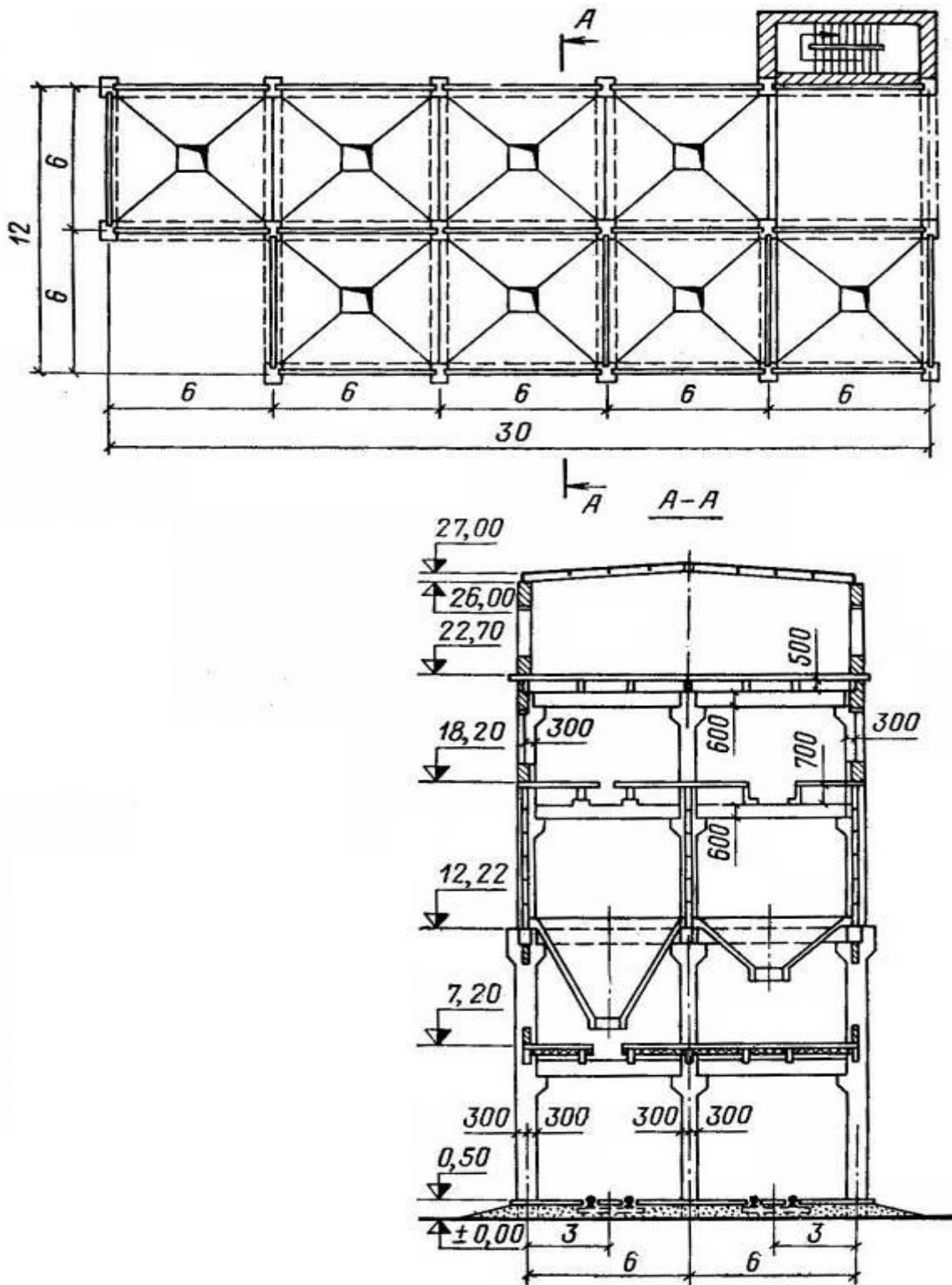


Рисунок 2.2 – Багатокамерні бункери

Під час проєктування бункерів необхідно враховувати задіяне у цьому процесі спеціальне обладнання та устаткування відповідно до вимог діючих нормативів [18–21] та інші документи [8–15].

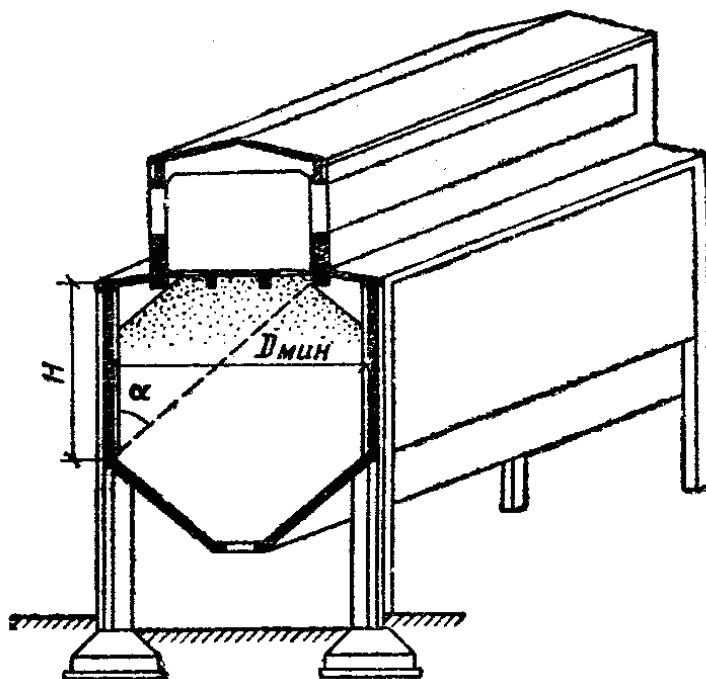


Рисунок 2.3 – Конструктивна схема бункера з жолобом

Для захисту стінок бункера від стирання їх облицьовують сталевими листами, чавунними або діабазовими плитками. Якщо матеріал, що зберігається, надає шкідливий хімічний вплив на бетон, то внутрішні поверхні бункера покривають захисними футеровками. Щоб у бункер не потрапляли великі шматки матеріалу, які можуть пошкодити його при падінні з висоти (завантаження), над ним встановлюються металеві ґрати.

Залізобетонні бункери можуть бути монолітними та збірними. Найбільш індустріальні конструкції збірних бункерів. За останні десятиліття запроєктовано та побудовано низку великих бункерних споруд у збірному залізобетоні, конструктивно доволі вдало вирішених.

У збірних бункерах зберігають ті ж геометричні форми, що і в монолітних, вертикальні стіни ділять на прямокутні панелі (гладкі або ребристі), стінки воронки поділяють на трикутні або трапецієподібні панелі. Усі збірні елементи з'єднують на монтажі за допомогою зварювання закладних металевих деталей. В окремих випадках нижні частини воронки або самі воронки цілком виготовляють з металу.

Бункери встановлюють на колони безпосередньо чи на проміжні балки (рами), які у свою чергу спираються на колони. Під колони влаштовують фундаменти, зазвичай монолітні залізобетонні.

Бункерні споруди складаються з власне бункерів, завантажувальних та розвантажувальних пристроїв, спонукань течії поганосипких матеріалів, затворів, живильників, приладів автоматизації та контролю.

За сферою застосування бункери класифікуються на приймальні, проміжні або відпускні.

Приймальні призначені для прийому сипких вантажів з транспортних засобів, компенсуючи нерівномірність подачі до складу або технологічної лінії, тому розміри бункера повинні забезпечувати достатній спосіб розвантаження.

Проміжні бункери служать для операцій, пов'язаних із зберіганням та відпусткою вантажів усередині виробничо-технологічних ліній. До них відносяться місткості, що забезпечують тривале зберігання продовольчих або непродовольчих матеріалів, включаючи операції сушіння, дозування, змішування та інші.

Відпускні бункери використовують для накопичення, короткочасного зберігання та відвантаження сипучого матеріалу до тари та транспортних засобів.

Всі перелічені вище різновиди місткостей бункерів оснащуються пристроями і механізмами, що забезпечують стабілізацію їх функціонування. До останніх відносяться завантажувальні пристрої, затвори, живильники, активні та пасивні спонукачі витікання матеріалів тощо.

Розміри бункерних комірок у плані зазвичай перебувають у межах 4,5–6 м або 8 м, висота стінок від 4 м до 12 м. Однак у світовій практиці зустрічаються і надгабаритні бункери. Наприклад, у Канаді на цементному заводі побудований конічний бункер для зберігання клінкеру (глиноземні обпалені котуни для виробництва цементу). Цей бункер є поєднанням двох конічних (згори і знизу) ребристих оболонок і однієї циліндричної ребристої оболонки посередині між конічними (рис. 2.4, а).

Внутрішній діаметр циліндричної частини споруди становить 65,2 м, висота над поверхнею землі – 35,55 м, нижче за рівень землі бункер заглиблений на 22,2 м.

Бункер завантажується через верхню камеру завантаження, куди матеріал подається транспортерною галереєю. Розвантаження бункера здійснюється через розвантажувальну камеру, до якої підведено підземну транспортерну галерею.

Конічне покриття висотою 20,9 м складається з 64 попередньо-напружених залізобетонних трапецієподібних елементів Т-подібного перерізу. Довжина елемента 35,36 м, маса 34 т.

Збірна циліндрична залізобетонна стінка також складається з 64 елементів Т-подібного перерізу. По торцях елементи забезпечені сегментними ребрами, що утворюють у складеному стані та після попереднього напруження кільцевої арматури нижнє та верхнє опорні кільця.

Опорне кільце у місці сполучення циліндричної стінки та конічного днища спирається на 64 залізобетонні колони. Крім цього, конічне днище підтримується ще 64 підкосами V-подібної форми (рис. 2.4, б).

Розрахунок цього бункера проводився на навантаження від клінкеру, що складається, із середньою щільністю  $15 \text{ кН/м}^3$  і на температурну дію від цього матеріалу. Температура під час завантаження становить приблизно 70-90 °С.

Використовуються закриті та відкриті зверху бункери. Відкриті бункери (рис. 2.5, а, б) дешевше за закриті, але їх застосовують лише для вантажів, на які не впливають атмосферні опади і які не виділяють пилу, шкідливого для здоров'я обслуговуючого персоналу. У закритих бункерах з конічним дахом відсутні порожні зони під час заповнення (рис. 2.5, в). У бункерах з плоскими перекриттями завжди є порожні зони, особливо при бічному розташуванні завантажувального отвору (рис. 2.5, е). Порожні зони не тільки зменшують обсяг бункера, а й становлять небезпеку при накопиченні в них вибухонебезпечних газів та пилу (рис. 2.5, г, д, е).

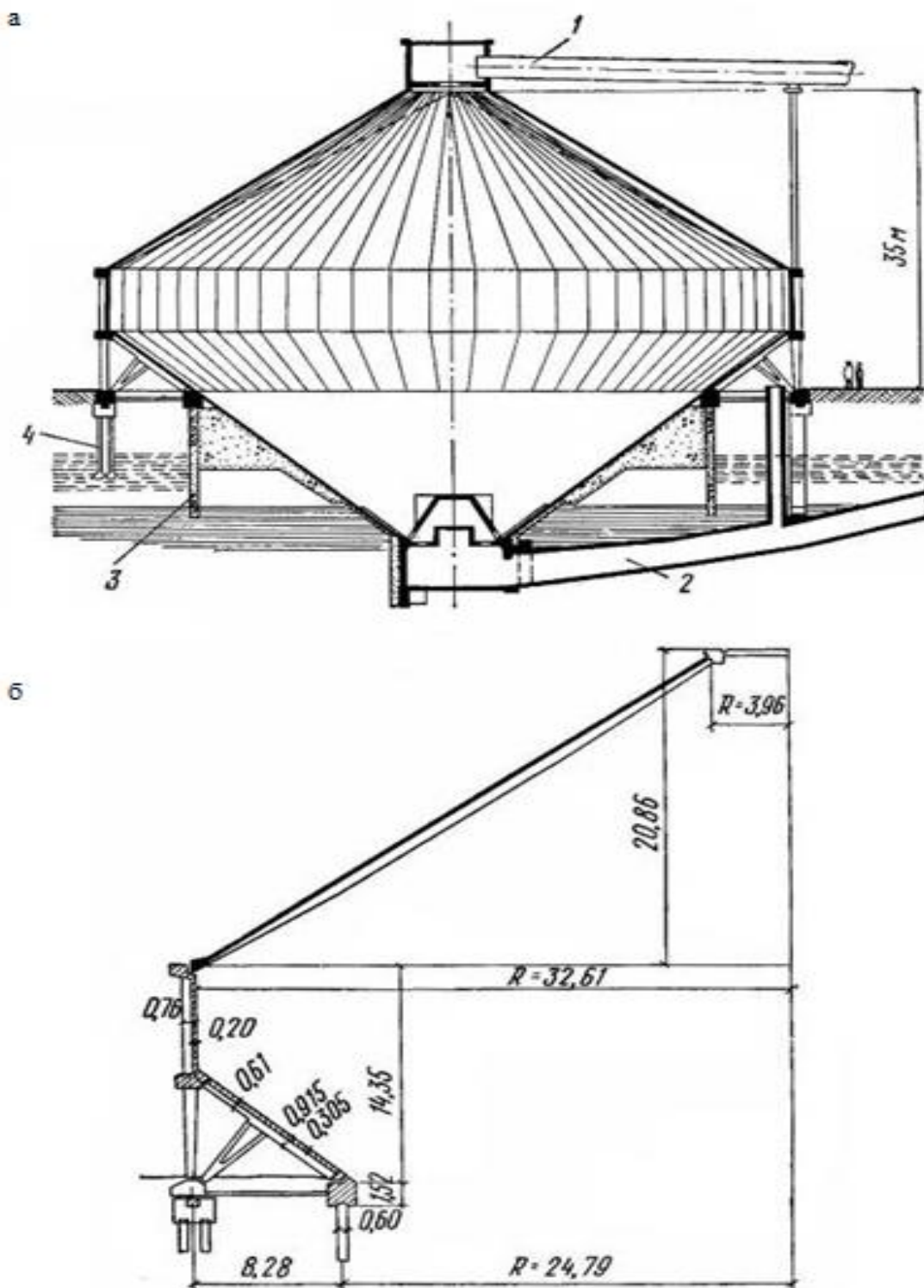


Рисунок 2.4 – Бункер для зберігання клінкеру:

а – розріз бункера; б – фрагмент спирання конічної стінки днища на пильову основу; 1 – завантажувальна транспортна галерея; 2 – підземна розвантажувальна транспортерна галерея; 3 – набивна стінка; 4 – палі

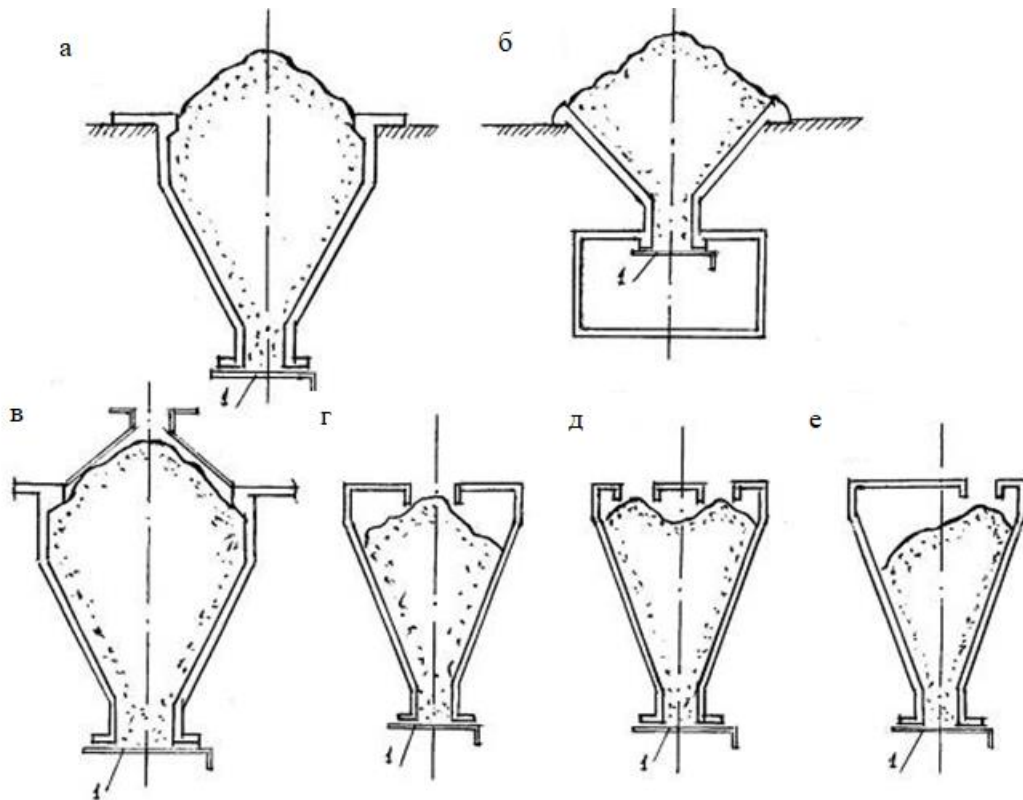


Рисунок 2.5 – Можливі форми верхніх завантажувальних платформ:  
 а, б – відкриті; в – закриті пірамідальні; г, д, е – закриті плоскі; 1 – заслінка  
 (шибер)

За формою в плані бункери можна розділити на прямокутні, круглі та коритоподібні.

Прямокутні бункери, що мають форму піраміди або обеліска, називають пірамідальними або обелісковими.

Прямокутні бункери з вертикальними стінками зображені на рисунку 2.6. За формою днища такі бункери поділяються на дво- (рис. 2.6, а), трьох- (рис. 2.6, б), чотирисхилий (рис. 2.6, в, г) і багатосхилий (рис. 2.6, д). Розрізняють, крім того, пірамідальну та обеліскову форми днищ (рис. 2.7, а, б). У пірамідального днища всі ребра перетинаються в одній точці (0 на рис. 2.7, а), а у обеліскового – попарно у чотирьох точках (01–02 та 03–04 на рис. 2.7, б).

У пірамідальних відкритих бункерів верхній завантажувальний та нижній розвантажувальний отвори геометрично подібні; у обеліскових бункерів цієї

подоби немає. Усі кути нахилу стінок пірамідальних бункерів можуть бути різними, проте має дотримуватися така умова (див. рис. 2.7, а):

$$\frac{\operatorname{ctg} \alpha_1 + \operatorname{ctg} \alpha_3}{\operatorname{ctg} \alpha_2 + \operatorname{ctg} \alpha_4} = \frac{A_b}{B_b}.$$

У пірамідальних бункерів, квадратних у плані, кути нахилу всіх стінок однакові, а прямокутних неквадратних пірамідальних бункерів сусідні стінки мають різні кути нахилу. Усі стінки обеліскових неквадратних бункерів рекомендується виготовляти з однаковими кутами нахилу. На рисунку 2.6, а, б, в зображені бункери з одностороннім випуском, на рисунку 2.6, а – з кутовим випуском. Бункери з одностороннім випуском можуть мати горизонтальний розвантажувальний отвір (рис. 2.6, а–г) та отвір у вертикальній стінці (рис. 2.8).

Можливо також влаштування випускних отворів за допомогою вертикальних або похилих труб.

Прямокутні бункери з трубами (рис. 2.9) дозволяють зменшити розмір випускного отвору для шматкових матеріалів та усунути виникнення застійних зон у нижній частині бункера.

Крім прямокутних бункерів у окремих випадках використовуються залізобетонні циліндричні бункери.

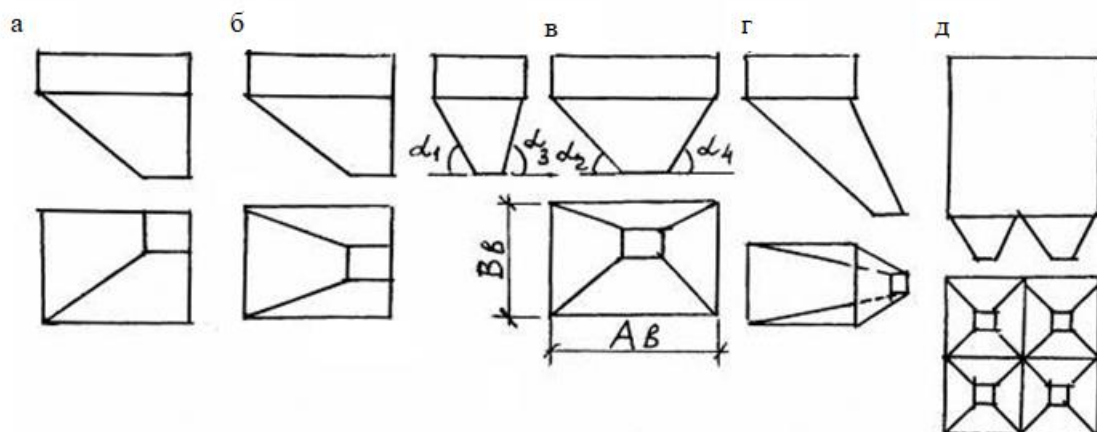


Рисунок 2.6 – Різні форми прямокутних бункерів:

а – двосхилий; б – трисхилий; в – чотирисхилий; г – чотирисхилий зі зміщеним випуском; д – односхилий

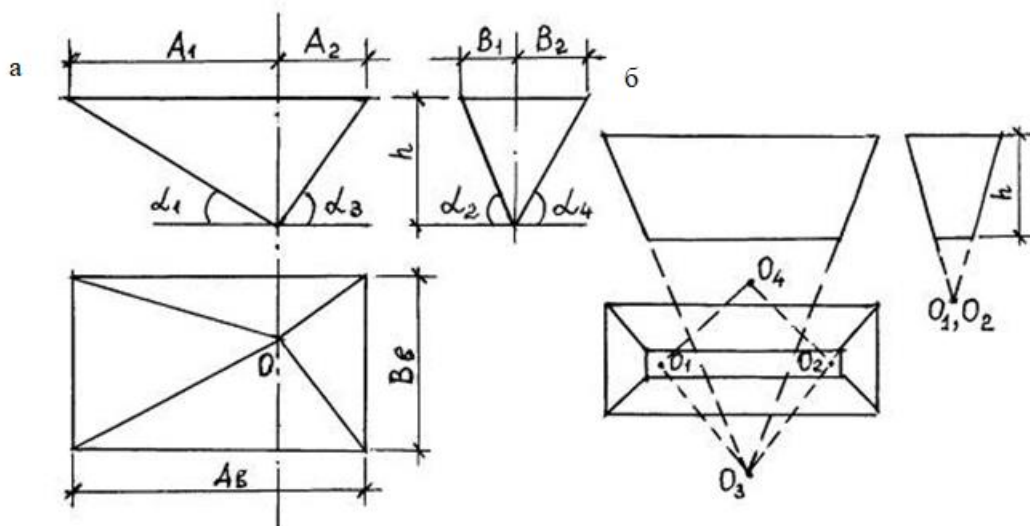


Рисунок 2.7 – Геометрія днища: а – пірамідальна; б – обеліскова

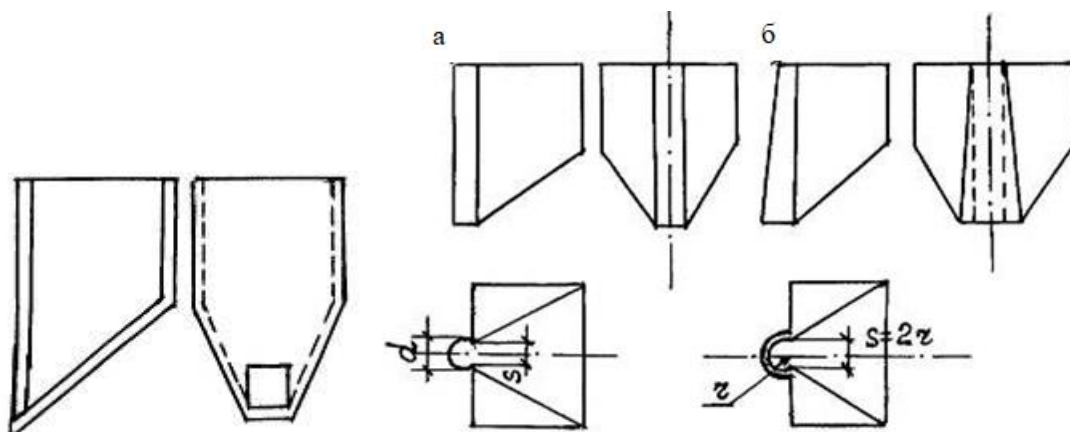


Рисунок 2.8 – Бункер із вертикальним випускним отвором

Рисунок 2.9 – Прямокутні бункери з циліндричною (а) та конічною (б) трубами

## 2.2 Основні положення під час розрахунку бункерів

Зовнішні впливи на різні типи бункерів залежать від великої кількості об'єктивних параметрів, які впливають як у виборі розрахункової схеми бункера, так і на методику його розрахунку.

Порядок величин і розподіл розрахункових навантажень залежать переважно від структури бункера, параметрів сипучого матеріалу, що зберігається, і від профілів плинності, що утворюються при розвантаженні.

Неминучі відмінності у властивостях сипучого матеріалу, що по-різному зберігається, і спрощення в моделях навантаження призводять до відхилень між фактичними, що з'являються в бункері навантаженням і прийнятим навантаженням (розрахункові навантаження). Наприклад, з часом змінюється розподіл тисків розвантаження вздовж стінки бункера. Точно передбачити основний середній тиск, його розсіювання та змінність у часі за допомогою сучасних знань дуже важко.

Навантаження на вертикальні стіни бункера в заповненому стані та в процесі розвантаження з незначними ексцентриситетами заповнення та розвантаження повинні встановлюватися завдяки асиметричній складовій навантаження та несиметричного часткового поверхневого навантаження. При великих ексцентриситетах навантаження повинні описуватись несиметричною кривою розподілу тиску.

Симетричні навантаження на стінки бункера встановлюються завдяки горизонтальній складовій  $P_n$  на внутрішню поверхню перпендикулярних стінок бункера завдяки навантаженням, що діють перпендикулярно на похилі стіни  $P_n \cos \alpha$ , завдяки навантаженням внаслідок тертя  $P_w$  і  $P_\tau$ , що діють у тангенціальному напрямі по відношенню до стіни. Завдяки вертикальній складовій навантаження в сипучому матеріалі, що зберігається при цьому навантаженні від сил тертя, незначні і при малій висоті бункера можуть у розрахунку не враховуватися  $H \leq 1,5D$ .

Несиметричні навантаження на вертикальні стінки бункера при незначних ексцентриситетах заповнення та розвантаження повинні враховуватися шляхом додавання часткового поверхневого навантаження. Ці навантаження складаються із локально діючих горизонтальних тисків  $P_n$  на внутрішню поверхню стінки бункера.

Несиметричні навантаження на вертикальні стінки бункера при великих ексцентриситетах заповнення та розвантаження повинні реєструватися додатково шляхом несиметричного розподілу горизонтальних тисків  $P_n$  та навантажень шляхом тертя.

Для реєстрації непланових, неврахованих впливів навантажень необхідно використовувати коефіцієнти надійності з навантаження  $C : C = 1,1-1,4$ .

Коефіцієнти збільшення навантаження  $C$  для елементів бункера з певним класом вимог 1 повинні використовуватися винятково для того, щоб реєструвати додаткові впливи навантаження, які з'являються завдяки потоку сипучого матеріалу при розвантаженні бункера.

Коефіцієнти збільшення навантаження  $C$  для елементів бункера з класом вимог 1 повинні використовуватися для реєстрації як додаткових навантажувальних ефектів при розвантаженні через рух сипучого матеріалу, так і ефектів через розсіювання параметрів сипучого матеріалу.

Для бункерів класу вимог 2 несиметричні часткові поверхневі навантаження можуть альтернативно враховуватися завдяки поперемінному збільшенню симетричних навантажень, величина яких узгоджена з дією часткового поверхневого навантаження.

Дуже важливим параметром при визначенні навантажень на стінки бункерів і воронку є профіль закінчення сипучого, який для стислості називають профілем плинності. Найчастіше враховують три основні категорії профілю плинності, а саме:

- масовий потік закінчення або руху сипучого;
- потік закінчення, що нагадує рух у трубі;
- змішана течія.

Такі види профілів плинності наведено на рисунку 2.10.

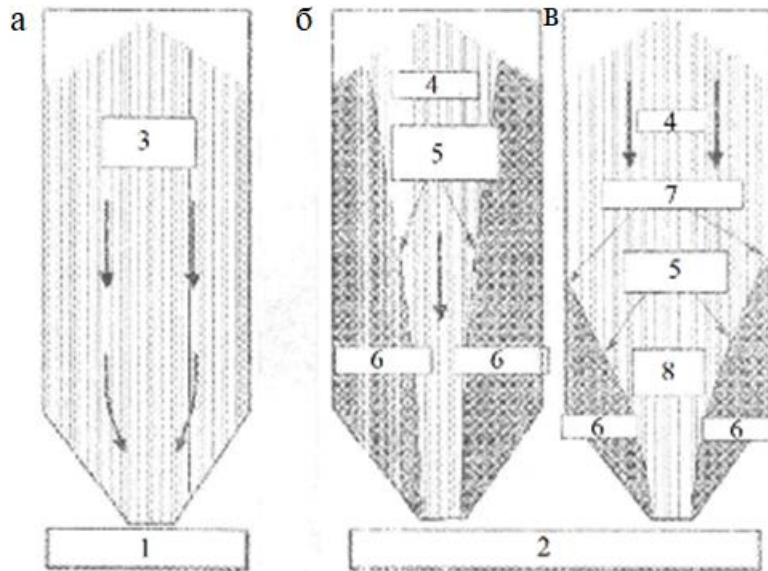


Рисунок 2.10 – Основні профілі плинності:

1 – масовий потік; 2 – центральний потік; а – масовий потік; б – центральний потік (потік у трубі); в – центральний потік (змішана течія); 3 – увесь сипкий матеріал у русі; 4 – поточний сипкий матеріал; 5 – межі каналу течії; 6 – сипкий матеріал у спокої; 7 – ефективний перехід; 8 – ефективна воронка

Для бункерів з сипучим матеріалом, що пневматично подається, при максимальному заповненні повинні розглядатися дві розрахункові ситуації відповідно:

1) заповнений сипучий матеріал може утворювати насипний конус, як це спостерігається для інших видів сипучого матеріалу;

2) необхідно враховувати, що поверхня сипучого матеріалу за певних обставин також оформляється рівною незалежно від кута скосу та ексцентриситету при заповненні (див. рис. 2.11). У цьому випадку ексцентриситети повинні встановлюватися в нуль і навантаження приймається симетричним рівномірно розподіленним.

У бункерів для зберігання порошкоподібного сипучого матеріалу з безперервною подачею повітря в зоні днища, як допомога при розвантаженні (див. рис. 2.11 б), вся зона сипучого матеріалу поблизу нього може

псевдорозріджуватися, що може викликати ефективний масовий потік навіть в низькому бункері. Такі бункери, незалежно від фактичної гнучкості  $h_c/d_c$ , повинні розраховуватися відповідно до методу гнучкого бункера.

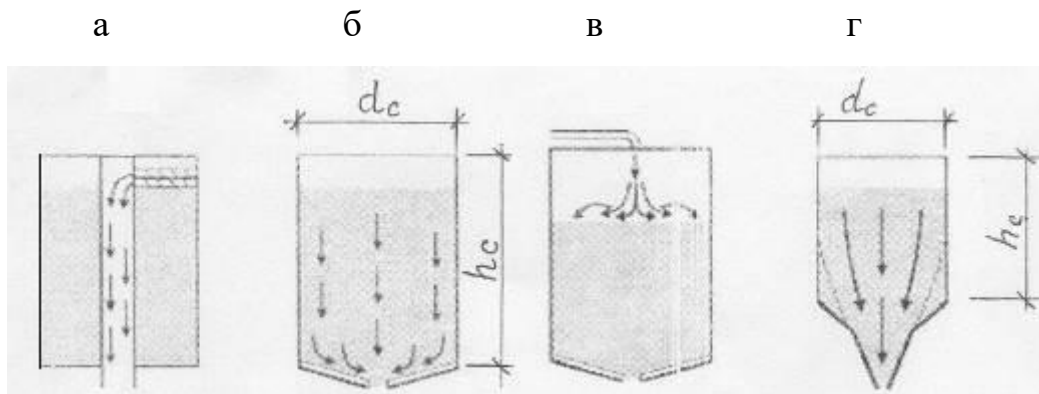


Рисунок 2.11 – Спеціальні розташування заповнення та розвантаження:

- а – механічно підтримуване розвантаження з концентричними навантаженнями;
- б – подача повітря та вентиляційні щілини, створюють масовий потік;
- в – пневматичне заповнення порошкоподібного сипучого матеріалу, що часто викликає рівну поверхню сипучого матеріалу; г – «expanded flow»: воронка викликає масовий потік лише у нижній частині

У бункерів для порошкоподібного сипучого матеріалу з безперервною подачею повітря в зоні днища, як допомогу при їх розвантаженні (див. рис. 2.11, б) також може псевдорозріджуватися тільки часткова зона сипучого матеріалу поблизу днища. Це може викликати ексцентричний потік у трубі, що має враховуватися під час розрахунку. Ексцентриситет каналу течії, що виходить, і результуюче значення встановлюваного ексцентриситету  $e_0$  повинні виводитися з урахуванням псевдорозрідженої зони, а не тільки за положенням зливного отвору.

Вертикальні стіни бункера з розвантажувальною воронкою, що призводить до «розширеної течії» («expanded flow») (див. рис. 2.11, д), можуть потрапляти під умови змішаного перебігу сипучого матеріалу, що може призвести до несиметричних навантажень при розвантаженні. У якості

гнучкості для цього типу бункерів замість  $h_c/d_c$  має використовуватися співвідношення  $h_0/d_c$ .

Бункер з гнучкістю  $h_c/d_c$  менше 0,4 і зливною воронкою повинен класифікуватися як низький бункер. При горизонтальному днищі такий бункер повинен класифікуватися як бункер із захисною стіною.

Для бункера з воронкою неконічної, непірамідальної або неклиноподібної форми повинен застосовуватися відповідний метод для розрахунку навантажень воронки. Для воронки з внутрішніми вбудованими елементами за допомогою відповідного методу повинні визначатися як навантаження воронки, так і навантаження на ці вбудовані елементи.

У бункері з клиноподібною воронкою під круглим циліндром (воронка у формі бура) повинен застосовуватися теж відповідний метод розрахунку для визначення навантажень воронки.

Для бункерів з кількома зливними отворами з урахуванням максимально можливого заповненого стану необхідно враховувати, що при роботі можуть діяти або єдиний злив, або комбінація одночасно відкритих зливних отворів.

У бункерах з кількома зливними отворами, як звичайна розрахункова ситуація повинні розглядатися комбінації активних зливних отворів, передбачені для роботи. Інші ситуації, що не виключають відкриття воронок, які не передбачені для планової роботи, повинні розглядатися як надзвичайні розрахункові ситуації відповідно до вимог ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд зі зміною № 1 [22].

Якщо в заповненому з ексцентриситетом дуже гнучкому бункері в різних зонах цього бункера ефекти змішування призводять або до різних густин упаковки, або до зчеплення сипучого матеріалу, то несиметричне нашарування частинок сипучого матеріалу може викликати несиметричний центральний потік. Це призводить до появи в бункері зон, в яких сипкий матеріал тече вздовж стінки бункера і викликає несиметричні навантаження. Для таких

випадків необхідно використовувати спеціальні методики розташування навантаження.

Розрахунок бункерів передбачає визначення тиску сипучого матеріалу на окремі площини конструкції бункера, згинальних моментів та зусиль, що діють у площині граней бункера.

Тиск сипучого матеріалу на стінки бункера визначається за допомогою теорії тиску сипучого тіла в необмеженому масиві, відповідно до якої в будь-якій точці стінки є дві складові тиску сипучого тіла:

– вертикальний тиск  $q''$ , який залежить від середньої щільності матеріалу  $\gamma$  і від відстані  $h$  точки, що розглядається від верху засипки:

$$q'' = q'' \gamma h; \quad (2.1)$$

– горизонтальний тиск  $p''$ , який пропорційний вертикальному:

$$p'' = q'' \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right), \quad (2.2)$$

де  $\varphi$  – кут звичайного укосу сипучого матеріалу.

Знаючи величини тиску на два взаємно перпендикулярні майданчики, можна визначити тиск і на будь-яку похилу площину, що проходить через точку, що розглядається, під кутом  $\alpha$  до горизонталі. На підставі рисунка 2.12 нормальний  $p''_n$  та дотичний  $p''_t$  тиск у даній точці дорівнюють:

$$p''_n = q'' \cos^2 \alpha + p'' \sin^2 \alpha = q'' (\cos^2 \alpha + k \sin^2 \alpha); \quad (2.3)$$

$$p''_t = q'' \sin \alpha \cos \alpha - p'' \sin \alpha \cos \alpha = (q'' - p'') \cdot \sin \alpha \cos \alpha. \quad (2.4)$$

Оскільки тиск змінюється лінійно, то для побудови діаграми тиску на похилій стінці достатньо визначити тиск в будь-яких двох її точках. Щоб побудувати діаграму тиску на вертикальній стінці, достатньо визначити тиск тільки в одній точці.

Розрахункові значення тисків отримаємо шляхом множення характеристичних величин на коефіцієнт надійності за навантаженням  $\gamma_f$ , а також на коефіцієнт динамічності  $k_{дин}$ , величина якого залежить від способу завантаження бункера і змінюється від 1 до 1,4. При завантаженні бункера

грейфером з деякої висоти, коли одночасно заповниться значна частина об'єму бункера, потрібно приймати  $k_{дин} = 1,4$ ; під час завантаження бункера транспортером –  $k_{дин} = 1$ .

До нормальних та дотичних складових тиску сипучого матеріалу необхідно додати відповідні складові від власної ваги стінок, які для похилої стінки визначаються за формулами:  $g_n = g \cos \alpha$ ;  $g_t = g \sin \alpha$ .

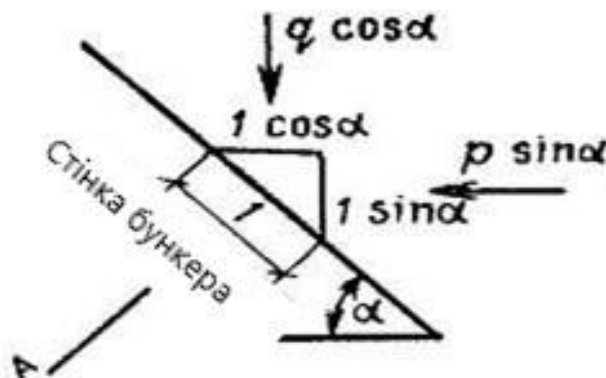


Рисунок 2.12 – До визначення тиску сипучого матеріалу на похилу стінку

Нормальний тиск на похилі та вертикальні стінки (з урахуванням власної ваги стінок) буде викликати згин стінок зі своєї площини (загалом у двох напрямках), а дотичний тиск та реакції у вузлах сполучення стінок (ребрах) викличе їхній згин та розтягуючі зусилля у своїй площині. Крім того, вздовж горизонтальних ребер внаслідок згину стінок у своїй площині виникатимуть сколюючі напруги. У несиметричних бункерах сколюючі напруги, виникають також і вздовж вертикальних і похилих ребер.

Суворі та доволі прості методи розрахунку бункерів, як просторових пластинчастих пружних систем розроблені лише для лоткових бункерів. Для бункерів, що мають комірки, через відсутність суворих методів розрахунку використовують наближені.

Якщо вертикальні стінки багато-коміркового бункера монолітно пов'язані між собою, то при розрахунку їх на згин залежно від відношення висоти  $h$  до розміру в плані  $a$  вони можуть розглядатися як замкнуті рами (при  $h/a \geq 2$ , тобто при високих стінках), як плити, оперті по контуру (при  $0,5 < h/a < 2$ ), або

як балкові плити з прольотом  $h$  (при  $h/a < 0,5$ ). У двох перших випадках згинальні моменти повинні визначатися з урахуванням найбільш не вигідного завантаження комірок бункера: для визначення максимальних прогонових моментів комірки бункера необхідно завантажувати в шаховому порядку, а максимальні опорні моменти (у вузлах сполучення стінок) визначати при завантаженні комірок.

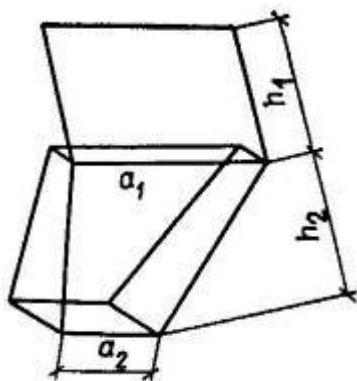


Рисунок 2.13 – Розрахунок трапецієподібних плит перекриття

Для використання існуючих таблиць для розрахунку плит, що спираються по контуру, змінне навантаження, що прикладається до стінок бункера, перетворюється в середнє рівномірно розподілене навантаження. Вертикальні стіни потім розраховуються так само, як і для кесонних плит перекриття. Середній тиск визначається шляхом ділення загального навантаження, що діє на плиту, на її площу.

У загальному випадку для трапецієподібної плити (рис. 2.13)

$$p_n^c = \frac{1}{3} \gamma m^2 \cdot \left( 1 + \frac{a_2}{a_1 + a_2} + 3 \cdot \frac{h_1}{h_2} \right). \quad (2.5)$$

При  $a_2 = 0$ , тобто для трикутної плити,

$$p_n^c = \frac{1}{3} \gamma m \cdot (h_2 + 3h_1), \quad (2.6)$$

при  $a_2 = a_1 = 0$  (прямокутна плита)

$$p_n^c = \gamma m \cdot \left( \frac{h_2}{2} + h_1 \right), \quad (2.7)$$

де

$$m = \cos^2 \alpha + k \sin^2 \alpha;$$

$$k = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right).$$

Розтягуючи горизонтальні зусилля у вертикальних стінках визначаються за формулами:

$$N_a = \frac{p_n^c b}{2}; \quad N_b = \frac{p_n^c a}{2}, \quad (2.8)$$

де  $p_n^c$  – середній нормальний тиск на вертикальну стінку;

$a, b$  – розміри комірки бункера в плані.

Стінки бункера мають трапецієподібну або трикутну форму. У симетричному квадратному бункері вони можуть бути достатньо точно розраховані на згин поза площиною у вигляді жорстко затиснутих плит по контуру (ребер). Для використання таблиць їхнє навантаження також може бути перетворене в рівномірний розподіл, а форма плити може бути перетворена в прямокутну.

Розрахункові розміри цієї прямокутної плити визначаються за формулами:

– для трикутної плити з основою  $a$  і висотою  $h$

$$a_{расч} = \frac{2}{3} a; \quad h_{расч} = h - \frac{a}{6}; \quad (2.9)$$

– для трапеції з основами  $a$  і  $b$  ( $a > b$ ) і висотою  $h$

$$a_{расч} = \frac{2}{3} \frac{(2b+a) \cdot a}{a+b}; \quad h_{расч} = h - \frac{(a-b) \cdot a}{6 \cdot (a+b)}. \quad (2.10)$$

У деяких випадках немає необхідності замінювати трапецієподібне або трикутне навантаження рівномірним, оскільки і для цих випадків навантаження складено відповідні таблиці.

Розрахунок плит вертикальних стінок і воронки несиметричного прямокутного бункера можна робити так само. Але тут у плитах, що сполучаються в одному ребрі, моменти затискання вийдуть різними за величиною. Для розрахунків потрібно використовувати вирівняний момент, прийнявши його рівним половині суми моментів затискання суміжних плит, що сполучаються в одному ребрі.

Розрахунок стінок воронки бункера на згин можна проводити також за допомогою таблиць для розрахунку жорстко затиснутих по контуру трикутних або трапецієподібних плит.

Крім згину стінки воронки відчувають розтягнення у своїй площині у двох напрямках. У горизонтальному напрямку зусилля розтягу припадають на одиницю довжини стінки, вимірної по схилу і визначаються за формулами:

$$N_a = \frac{p_n^c b}{2} \sin \alpha; \quad N_b = \frac{p_n^c a}{2} \sin \alpha, \quad (2.11)$$

де  $a, b$  – розміри воронки в плані на рівні аналізованої смуги плити.

У несиметричній воронки бункера горизонтальні зусилля розтягу по кінцях смуги плити, що розглядається, будуть різними за величиною, оскільки кути нахилу протилежних стінок воронки різні. У цьому випадку за розрахункове зусилля розтягу, в середині прольоту розглянутої плити необхідно приймати половину суми кінцевих зусиль розтягу.

Зусилля розтягу, які прагнуть відірвати воронку від вертикальних стінок, у загальному випадку при несиметричній воронки розподіляються по периметру сполучення нерівномірно, оскільки центр тяжіння об'єму воронки не збігається з центром тяжіння периметра сполучення (рис. 2.14). Ці зусилля на одиницю довжини периметра можна визначити за формулами позацентрового розтягу:

$$N = \sigma \delta = \frac{G}{2 \cdot (a+b)} \cdot \left[ 1 \pm \frac{12e_y \cdot (a+b) \cdot y}{a^3 + 3a^2b} \pm \frac{12e_x \cdot (a+b) \cdot x}{b^3 + 3ab^2} \right], \quad (2.12)$$

де  $\sigma$  – напруга розтягу в довільній точці контуру сполучення;

$\delta$  – товщина стінок (постійна по всьому периметру);

$G$  – вага вмісту бункера і воронки.

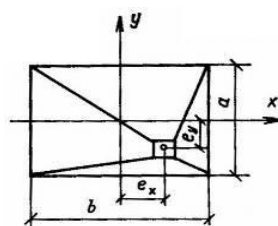


Рисунок 2.14 – Для визначення зусиль в несиметричній воронці

Знаки «плюс» в дужках приймається при збігу координатних знаків  $x, y$  розглянутого контуру зі знаками  $e_x$  і  $e_y$ .

Для того щоб визначити зусилля вздовж схилу стінки воронки, потрібно одержані за наведеною вище формулою вертикальні зусилля розділити на синус відповідних кутів нахилу стінок воронки до горизонту.

Зусилля розтягу, на будь-якому рівні воронки також визначаються за цією формулою з наступним розподілом отриманих значень на синуси кутів нахилу стінок. Необхідно тільки замість  $a, b, e_x$  і  $e_y$  приймати відповідні їм розміри воронки в перерізі, що розглядається, а  $G$  приймати рівним сумі ваги стовпа матеріалу над аналізованим перерізом (в межах плану цього перерізу), ваги частини воронки і сипучого матеріалу, що знаходиться теж нижче аналізованого перерізу.

При спиранні несиметричного бункера на чотири колони, розташовані по кутах, навантаження на колони визначають за формулою:

$$N = \frac{G}{4} \cdot \left( 1 \pm \frac{2e_x}{b} \pm \frac{2e_y}{a} \right). \quad (2.13)$$

Правило для знаків в цій формулі таке ж, як і для попередньої формули.

Розрахунок конструкцій за граничною рівновагою, як відомо, ґрунтується на розгляді форм граничного стану або схем руйнування. Деякі з можливих схем руйнування бункерів, що окремо стоять, показані на рисунку 2.15. На схемі рисунку 2.15, а показаний варіант руйнування кожної окремої плити бункера «по конверту», тобто розрахунок арматури в цьому випадку проводиться як для плит, опертих по контуру, під впливом рівномірно розподіленого навантаження. Інші схеми (рис. 2.15 б, в, г, д) відповідають розриву бункера по вертикальній тріщині-смузі, відриву воронки від основної коробки бункера, а також можливий варіант руйнування всього бункера по нормальним і похилим перерізам.

Для всіх можливих схем руйнування необхідно виконати окремий розрахунок, підібрати в кожному випадку арматуру, а потім армувати стінки бункера і воронку до максимального її значення.

Взаємний вплив сусідніх стінок один на одного враховують приблизно, вважаючи, що по лінії їхнього контакту вони знаходяться в затиснутому стані.

Крім згину стіни бункера відчувають розтяг: вертикальні стіни – у горизонтальному напрямі, похилі у воронки – в обох напрямках.

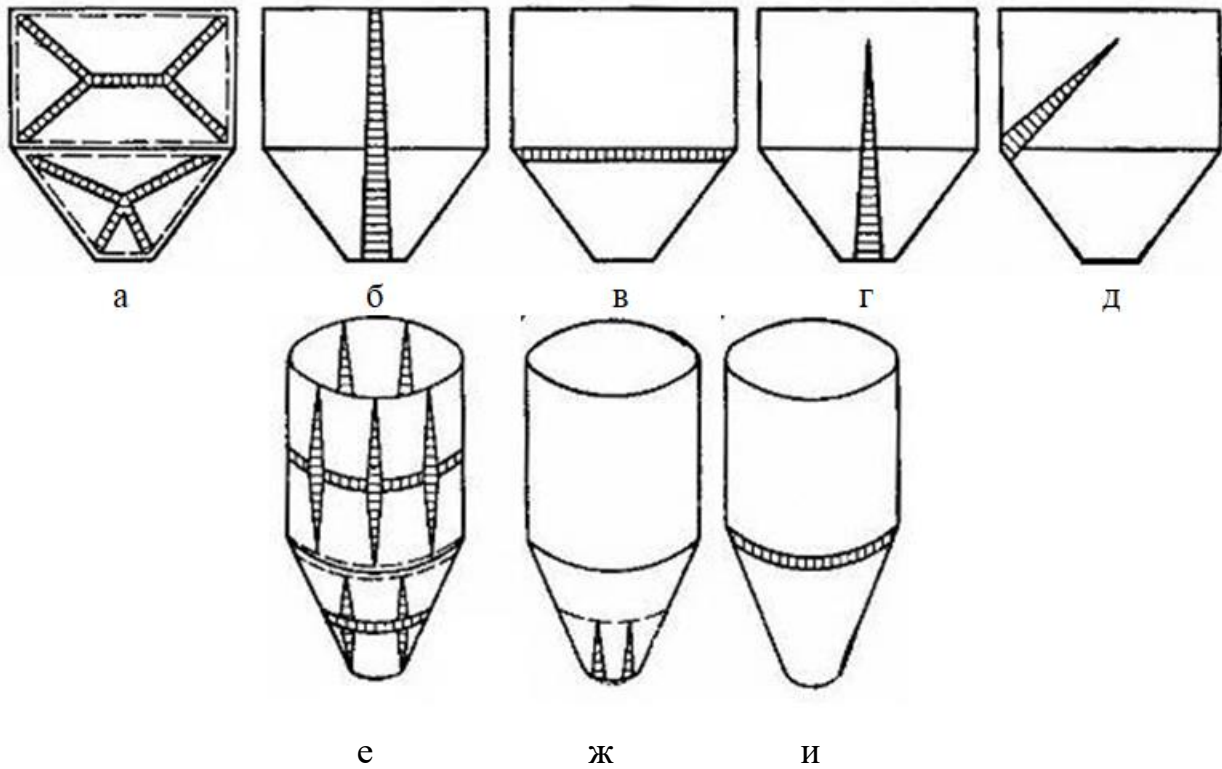


Рисунок 2.15 – Схеми руйнування бункерів:

а – місцевий згин стінок; б – розрив у горизонтальному напрямку; в, и – відрив воронки; г – загальний згин бункера за нормальним перерізом; д – загальний згин бункера по похилому перерізу; е – тришарнірна схема руйнування; ж – одно шарнірна схема руйнування днища

Трапецієподібні плити приблизно розраховують на середнє рівномірно розподілене навантаження з інтенсивністю:

$$p_n^c = \frac{1}{3} \cdot \gamma \cdot h_2 \cdot \left[ \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha \cdot \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right] \cdot \left( 1 + \frac{a_2}{a_1 + a_2} + 3 \cdot \frac{h_1}{h_2} \right), \quad (2.14)$$

заміна трапецієподібного обрису на прямокутний з розрахунковими розмірами сторін (рис. 2.13)

$$l_{расч} = \frac{2}{3} \cdot (a_1 + 2a_2) \cdot \frac{a_2}{a_1 + a_2}, \quad (2.15)$$

де  $\alpha$  – кут нахилу стінки воронки до горизонталі.

### 2.3 Конструювання складових елементів бункерів

У залізобетонних бункерах можна виділити два принципово відмінних конструктивних рішення: монолітні та збірні. Можливе також збірно-монолітне рішення. Істотне значення для конструювання бункерів має їх функціональне призначення (гірничорудна промисловість, металургійні комбінати, теплові електростанції, хімічне виробництво, легка промисловість і т. д.), а також склад сипучого матеріалу, що заповнює бункер (пісок, щебінь, руда, вугілля тощо).

При виборі конструктивного рішення бункера коміркового, лоткового або багатокоміркового і суміщеного типів в першу чергу вирішується питання про спирання бункера на тримальні конструкції, потім враховуються такі фактори, як спосіб завантаження бункера, спосіб розвантаження, використовуване завантажувальне-розвантажувальне обладнання, умови роботи бункера (температура, вологість будівництва), вплив агресивного середовища та інші обставини.

Починається проектування бункерів із розробки фундаментної частини та оцінки конкретних ґрунтових умов. Найчастіше як фундаменти використовують окремі стовпчасті монолітні фундаменти з обпиранням на них монолітних або збірних залізобетонних колон. Крок колон може бути в межах від 2,5 до 6 м і більше. По колонах укладаються обв'язувальні залізобетонні балки, куди безпосередньо спираються вертикальні стінки бункера. Крім колон опорними частинами бункерів можуть служити поздовжні та поперечні залізобетонні та цегляні стіни. В цьому випадку фундаменти під стіни виконуються монолітними залізобетонними стрічковими типами.

На рисунку 2.16 наведено приклад конструктивного рішення монолітного залізобетонного бункера коміркового типу бункерної етажерки теплової

електростанції для дрібно подрібненого вугілля. Розміри комірок досягають 6–8 м у плані, висота – до 12–18 м. Лоткові бункери виконують ще більших розмірів для значних обсягів навантаження сипких матеріалів. Наведений приклад бункера (рис. 2.16) виконаний у чотири рівні із завантажувальною галереєю, розвантажувальним майданчиком та підбункерним поверхом. Товщина стінок бункера дорівнює 120 мм, товщина воронки – 100 мм. Застосований бетон класу С20/25, марка водонепроникності – W6, тобто достатньо високої щільності.

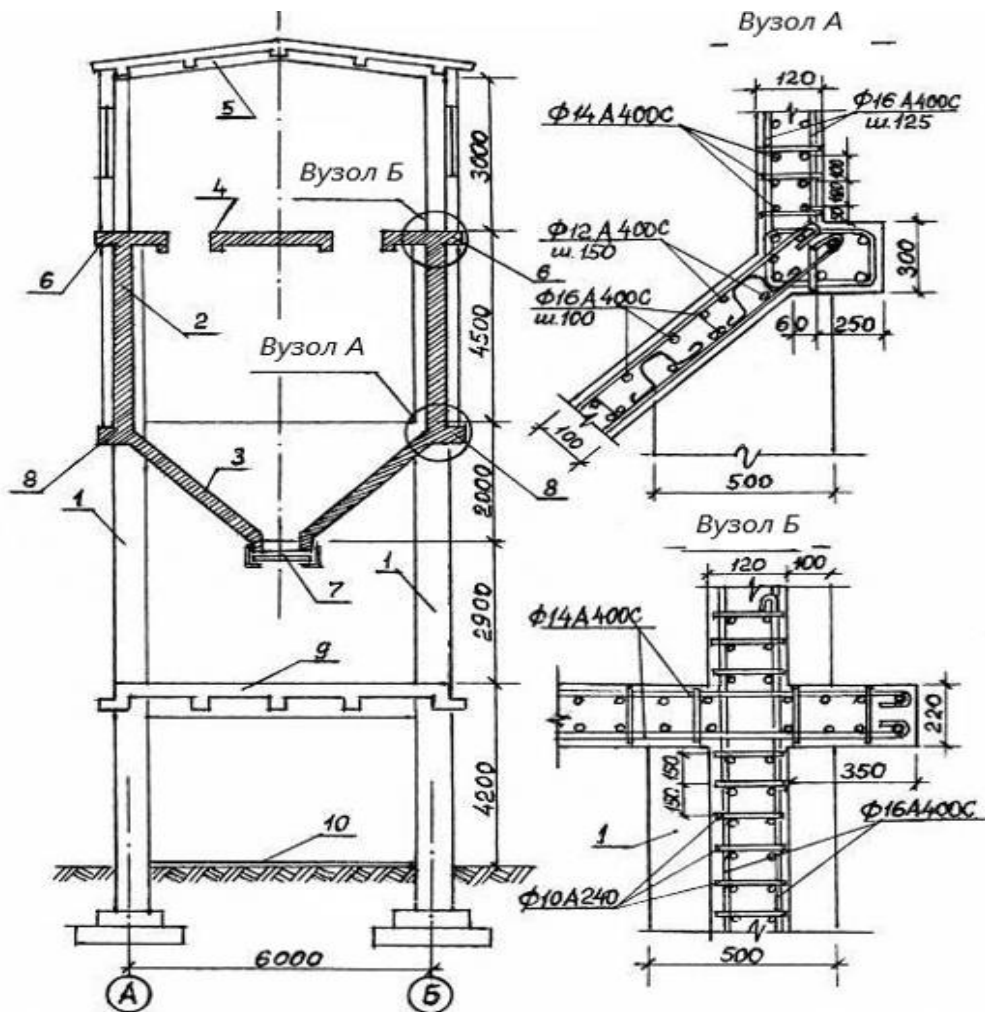


Рисунок 2.16 – Комірковий бункер етажерки ТЕЦ:

- 1 – колони бункера; 2 – стінки бункера; 3 – воронка бункера; 4 – перекриття завантажувальної галереї; 5 – монолітне покриття; 6 – консольне звисання плити; 7 – затвор (шибер) бункера; 8 – бортовий опорний елемент; 9 – монолітне перекриття приймального майданчика; 10 – підбункерний поверх

Особлива увага приділяється армуванню стінок бункера і стінок воронки. Найчастіше це армування виконується з допомогою подвійних сіток, діаметр робочої арматури перебуває у межах 12–16 мм і встановлюється залежно від виконаного розрахунку. Для посилення стінок воронки по периметру можуть встановлюватись поперечні арматурні каркаси з робочою поздовжньою арматурою діаметром 12 мм. Похила арматура по твірній воронки виконується з підвищеним діаметром, оскільки вона сприймає зусилля розтягу. Основний клас арматури відповідає класу А400С, в окремих випадках можуть використовуватися класи А500 чи А240.

Форма перерізу колон бункерів може бути квадратна або прямокутна: 500 × 500; 600 × 600; 500 × 800; 600 × 1 800 та інші. Армуються колони діаметром щонайменше 20 мм, відсоток армування їх сягає 3–3,5, основний клас арматури – А400С.

У зонах примикання бункера до колони можуть влаштовуватися випуски з колони, які стикуються зі стрижнями стінок за допомогою накладних пластинок. У воронці в місцях двограних кутів встановлюються додаткові Г-подібні стрижні для збільшення міцності місць поєднання стінок воронки. Сітки воронки з'єднують між собою за допомогою приварювання з'єднувальних планок до розмалкованих кутиків, поставлених у її кутах.

Після виконання армування встановлюється опалубка бункера та проводиться бетонування воронки та стінок. Бетон застосовується дрібнозернистий класу С20/25-С25/30. У нижній частині бункера встановлюються закладні деталі для кріплення затворних елементів. Товщина стін різна і може становити 80–180 мм.

Поряд із монолітним варіантом проєктування та будівництва бункерів існують варіанти збірних конструкцій бункерних споруд. При цьому розчленування елементів бункера провадиться за основними площинами умовного монолітного бункера. Існує низка проєктних рішень, в яких збірні бункери складаються з цілих панелей або складені з двох панелей. У цих бункерах передбачається приварювання арматури панелей до сталевих планок,

що з'єднуються між собою товщиною, що дорівнює товщині плити діафрагми. Плити з'єднуються між собою сталевими накладками на монтажному зварюванні.

Одним з прикладів конструктивних рішень збірних залізобетонних бункерів є навантажувальні дворядні бункери коритного типу для руди, розроблені Придніпровським Промбудпроектотом (м. Дніпро, Україна), що зображено на рисунку 2.17.

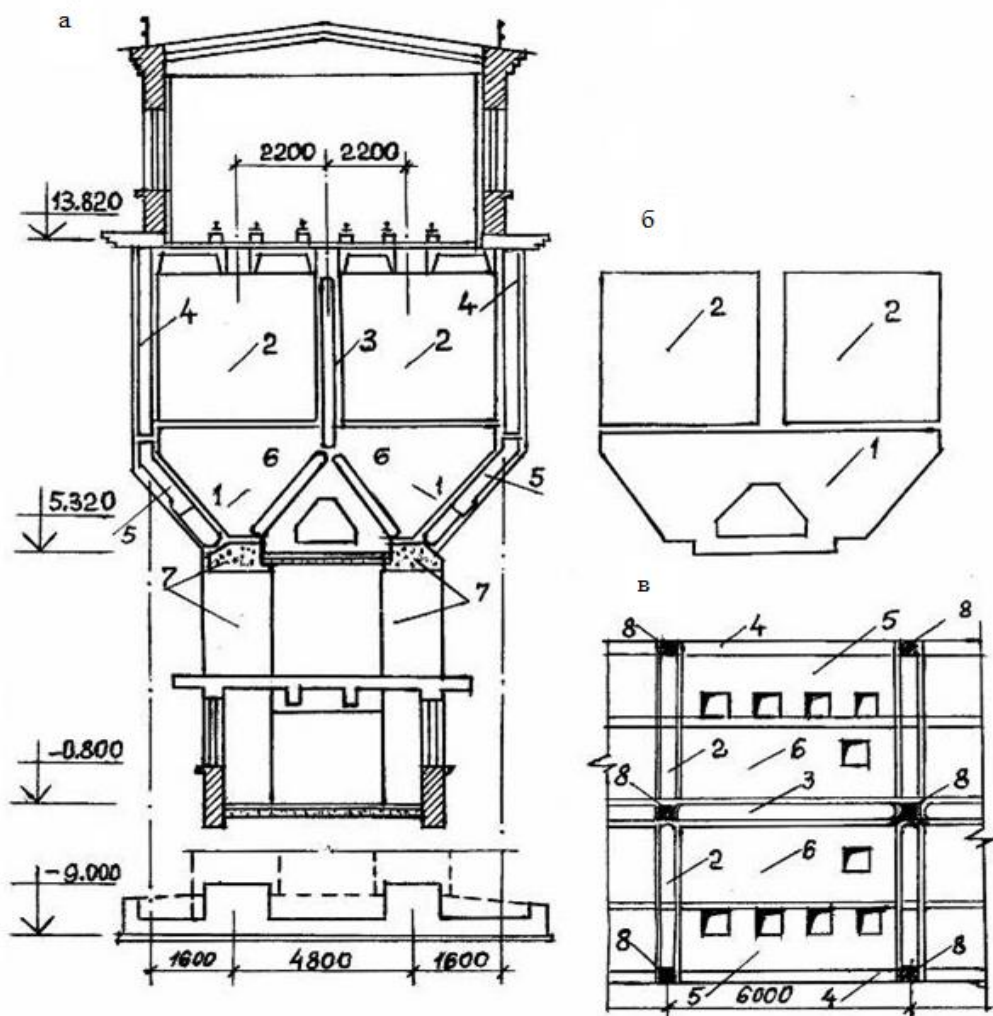


Рисунок 2.17 – Збірний вантажний бункер для руди:

а – розріз бункера; б – збірні залізобетонні елементи поперечної стінки; в – план розташування збірних елементів; 1 – нижній елемент; 2 – верхні елементи поперечної стіни; 3,4 – внутрішня та зовнішня поздовжні вертикальні стіни; 5, 6 – внутрішня та зовнішня поздовжні похилі стіни; 7 – монолітні залізобетонні конструкції (колони, ригелі); 8 – монолітні стики між збірними елементами

## ТЕМА 3 СИЛОСИ

### 3.1 Загальна інформація

Силосні залізобетонні корпуси використовують для безтарного зазвичай тривалого зберігання різних сипких сировинних дрібнодисперсних матеріалів, напівфабрикатів та готової продукції, таких як цемент, вапно, вугілля, подрібнена руда, пісок, клінкер, зерно та інші. Цей вид закритих сховищ знаходить широке застосування через компактне розташування в плані, надійність експлуатації та високий рівень можливої механізації вантажно-розвантажувальних робіт. Силоси як би розвивають бункери в параметричному відношенні і суттєво збільшують їх обсяг та висоту. Їх проєктують з урахуванням вимог таких діючих норм та стандартів [8–14, 16, 17, 22–25].

Силосами у повсякденній практиці прийнято називати такі сховища, у яких висота стінки  $H > 1,5D_{\min}$ ,  $D_{\min}$  – менший поперечний переріз силосу. Це співвідношення вимагає врахування впливу сил тертя сипучого стінки силосу. У більшості випадків силоси проєктуються круглими, проте зустрічаються варіанти багатокутних перерізів, прямокутних, каннелюроподібних і навіть еліптичних.

Стінки круглих силосів працюють у кільцевому напрямку практично на чистий розтяг, що дозволяє зменшити переріз стінок та зекономити матеріал. На рисунку 3.1 показані основні форми перерізу силосів, що застосовуються у практиці будівництва.

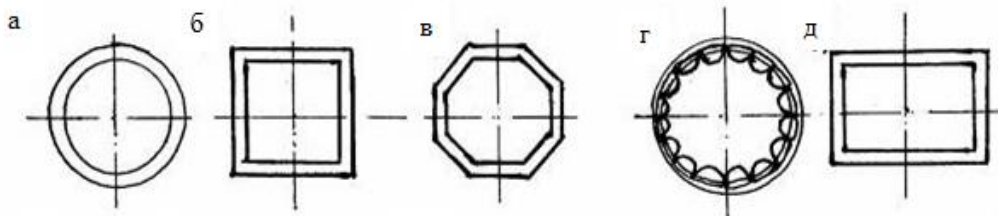


Рисунок 3.1 – Можливі форми поперечного перерізу силосів:

- а – круглий; б – квадратний; в – багатокутний; г – каннелюроподібний;  
д – прямокутний

Силосні залізобетонні корпуси зазвичай складаються з кількох силосних банок. Силосні банки, що окремо стоять, зустрічаються рідко. Розташування банок може бути рядовим, з безпосереднім контактом банок один з одним і шахове. Рекомендується рядове розташування як найбільш просте і нескладне у виготовленні. Відстань між силосами у такому разі називається «зірочкою». Шахове розташування допускається лише в окремих випадках, наприклад, при розширенні та реконструкції існуючих силосних корпусів.

У деяких випадках можуть виготовлятися силосні корпуси з банками, що окремо стоять, віддаленими один від одного на певну відстань – 0,8–1,2 м. Таке рішення дозволяє застосовувати в банках попередню напругу з використанням наливальних машин. Компонування силосних корпусів у плані показано на рисунку 3.2, а, б, в.

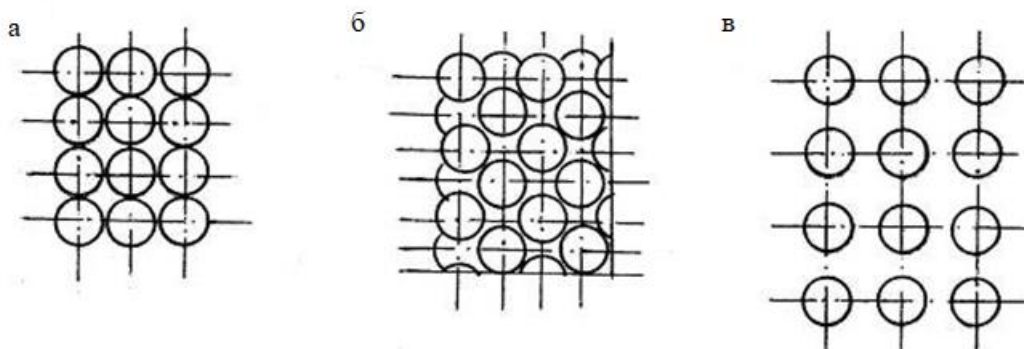


Рисунок 3.2 – Схеми компонування банок силосних корпусів:

а – звичайне; б – шахове; в – окремо стоячі

За конструкцією днища силоси можуть бути з підсилосними поверхами і без них. Вибір того чи іншого типу насамперед залежить від властивостей сипучого матеріалу, і навіть від виду розвантажувального устаткування. Силоси типів I–IV (див. рис. 3.3) не мають підсилосних поверхів і тому є економічнішими у порівнянні з силосами типів V–VII. Силоси перших трьох типів застосовуються для зберігання піску, гравію, вапна, кальцинованої соди, цементу. При цьому розвантаження силосів типу I проводиться пневматичним способом, тобто з подачею стисненого повітря на верхні шари сипучого.

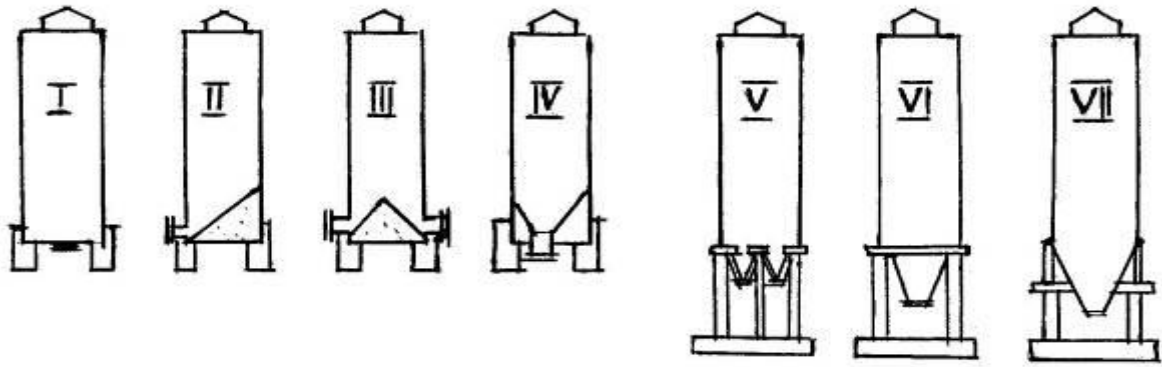


Рисунок 3.3 – Типи силосів з різною організацією розвантажувальних пристроїв

Для типів II та III розвантаження здійснюється самопливом, через бічні випуски безпосередньо у вагони чи автомобілі. Матеріал, що зберігається в таких силосах, не повинен залежуватися та зависати (утворення склепінь). Силоси типів V-VII застосовуються при зберіганні будь-яких сипких матеріалів (клінкер, руда, керамзит тощо). Вони максимально зручні в експлуатації, але одночасно є і найдорожчими

Практика використання круглих силосів показала, що найбільш раціональними і економічними параметрами для зовнішнього діаметра є наступні розміри (м):

- для цементу – 6, 12, 18;
- для вугілля – 12;
- для соди (кальцинованої) – 18;
- для важкого зерна (пшениця) – 6;
- для легкого зерна (соняшник) – 12, 18.

Для квадратних у плані силосів оптимальний розмір сторони дорівнює 3–4 м. На сьогодні розроблені типові серії для будівництва як силосних корпусів із круглими банками, так і силосних корпусів із прямокутними та квадратними банками, які називають елеваторами або хлібоприймальними (зерновими) елеваторами.

Існують так звані «засіки» – сховища нормованих запасів сировини для підприємств та будівництва. Найчастіше це прямокутні ємності, зблоковані в

один корпус. Їх висота може бути 3,6; 4,8 та 6,0 м. Дані ємності відкриті і можуть бути заглибленими або розміщуватись на поверхні землі. Засіки можна розглядати як окремий випадок силосів.

Силоси окремі або об'єднані в корпуси входять до складу розширених виробничих об'єктів: промислових (силоси для цементу, вугілля, соди тощо) або сільськогосподарських (елеватори для зерна, насіння, борошна, котунів тощо).

По верху силосного корпусу зазвичай передбачають галерею для завантажувального обладнання, а знизу – підсилосне приміщення для розвантаження будь-чого до транспортних механізмів.

Силоси споруджують монолітними (рис. 3.4) та збірними (рис. 3.5 та 3.6). Кожен із цих варіантів має свої позитивні сторони та певні недоліки. Монолітні силоси не вимагають додаткових транспортних та заводських витрат, застосування важких вантажопідіймальних кранів. Місце розташування таких силосів може бути обране вільним, незалежним від наявності виробничої бази з виробництва збірного залізобетону; забезпечується підвищена надійність та безпека експлуатації таких силосів. Поряд з цим ускладнюється технологічний процес виготовлення силосних банок, влаштування та пересування опалубки, витримка термінів твердіння бетону та влаштування майданчика для складування будівельних матеріалів та технологічного обладнання.

У силосах збірного типу забезпечується суттєве скорочення термінів будівництва, підвищена якість силосних банок. Немає залежності від пори року будівництва (літо, зима), шляхом зменшення перерізу стінок силосів знижуються загальні трудовитрати та зменшуються витрати будівельних матеріалів. Однак для збірного варіанта необхідна обов'язкова виробнича база у вигляді заводу з виготовлення залізобетонних збірних конструкцій. У цьому випадку знижується рівень довговічності та надійності конструкцій через наявність стикових швів та велику кількість вузлових з'єднань. Необхідне додаткове транспортне обслуговування (доставка збірних конструкцій на майданчик) та наявність вантажопідіймального обладнання у вигляді монтажних кранів великої вантажопідйомності.

Сумарна кошторисна вартість збірних силосів виявляється вищою, ніж вартість монолітних силосів аналогічних параметрів.

Силоси відносяться до такої категорії інженерних споруд, у яких змінне корисне навантаження становить десятки тисяч тон, а з урахуванням власної ваги конструкцій сумарне навантаження на ґрунтову основу може досягати сотні тисяч тон. Звідси виникає ціла низка складних інженерних завдань, які доводиться вирішувати з урахуванням реальної ґрунтової основи, нерівномірності завантаження окремих ділянок силосного корпусу, способу розвантаження кожної банки, технології виготовлення конструкцій та інші.

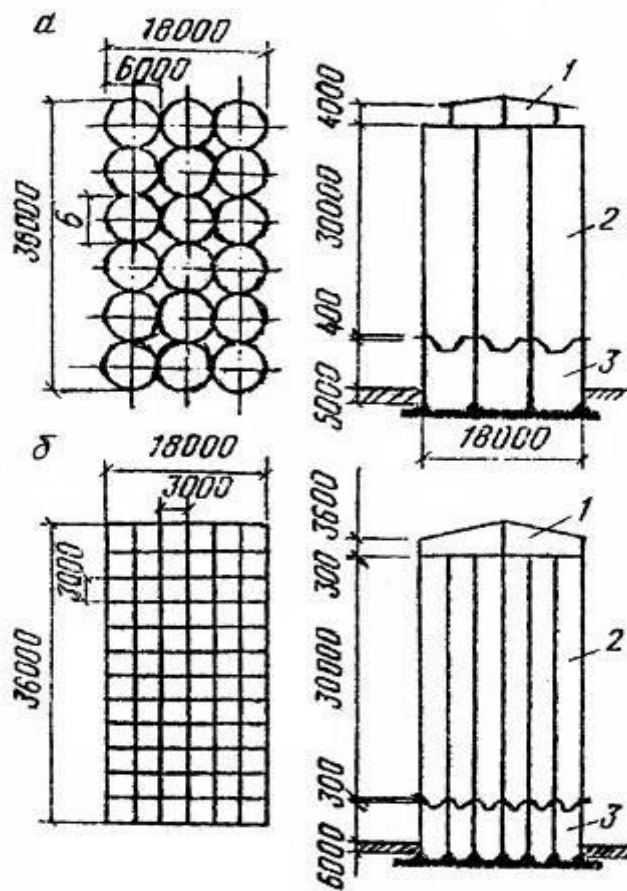


Рисунок 3.4 – Монолітні силосні корпуси:

а – з циліндричними силосами; б – з квадратними у плані силосами;

1 – надсилосна галерея; 2 – силос; 3 – підсилосний поверх

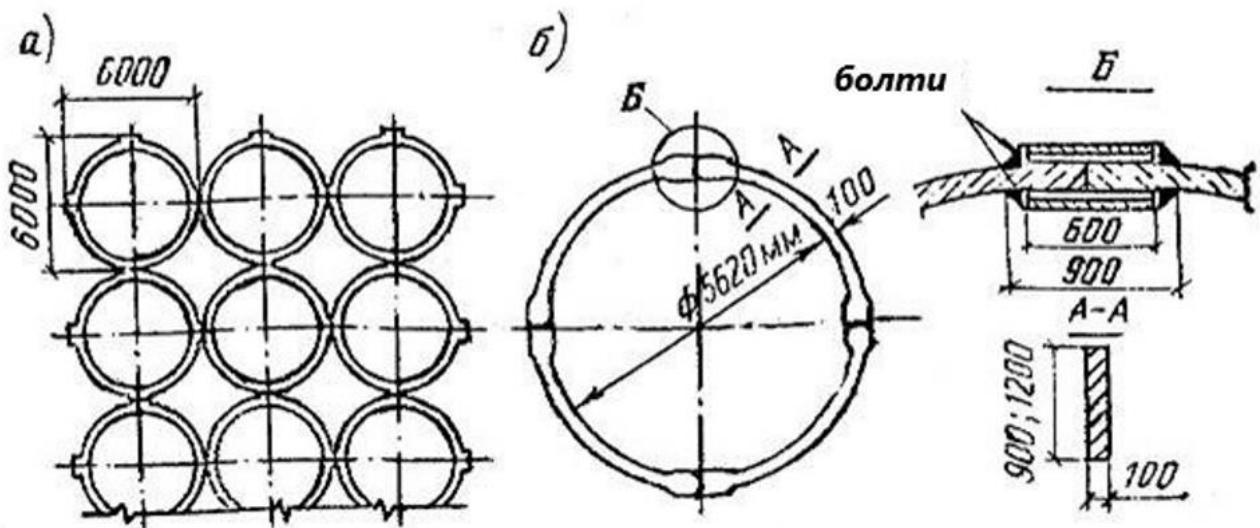


Рисунок 3.5 – Збірні силосні корпуси з циліндричними силосами:  
 а – фрагмент плану корпусу; б – конструктивна схема ярусу

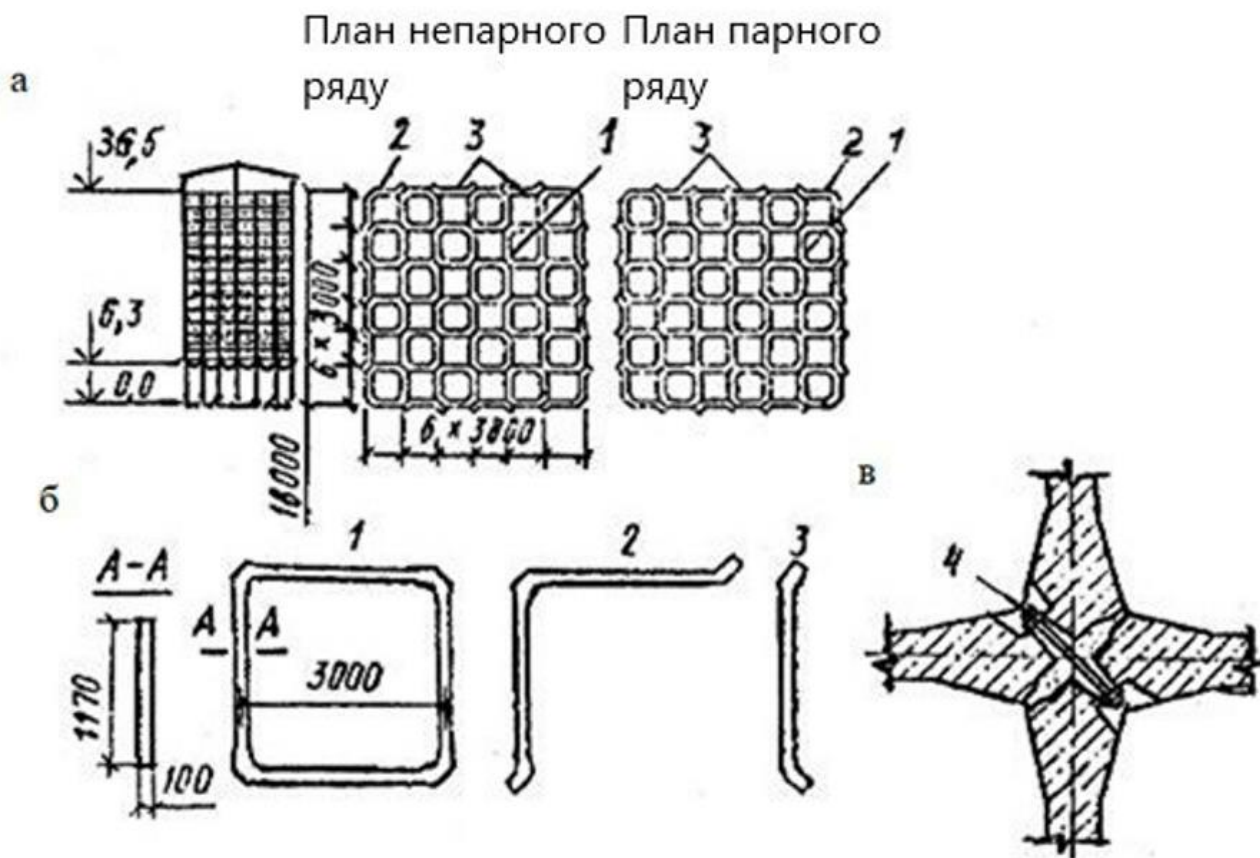


Рисунок 3.6 – Збірні силосні корпуси з квадратними у плані силосами:  
 а – розріз і плани; б – збірні елементи; в – деталь сполучення збірних елементів  
 за внутрішніми кутами; 1–3 – збірні елементи; 4 – болт

Існуюча практика проєктування, будівництва та експлуатації силосних корпусів показує, що на різних етапах життєвого циклу цих інженерних споруд виникає ряд непередбачених обставин, що призводять або до локального руйнування окремих конструкцій, або до руйнування всього комплексу силосного корпусу. Починаючи з 1932 року, зафіксовано понад 25 серйозних аварій у світовій практиці, коли силосні корпуси повністю виходили з ладу.

Висота силосних корпусів коливається в межах 30–36 м, а в окремих випадках може досягати 42 м і більше. Варто зазначити, що нормативні документи на проєктування силосів допускають осідання цих інженерних споруд на 40 см.

На сьогодні основними нормативними документами на проєктування силосів та елеваторів є норми, розроблені ще у 1984–1985 роках. На сучасному етапі проєктування та будівництва силосів вони вже застаріли, проте основні концептуальні положення цих норм залишаються актуальними й нині.

### **3.2 Конструктивні рішення уніфікованих силосів**

З огляду на високий попит на сховища силосного типу в різних галузях промисловості і сільського господарства, протягом багатьох років розроблялися найбільш ефективні і відповідні стандартизовані схеми проєктування цих інженерних споруд, придатних для різних умов будівництва. Однією з перших типових конструкцій для зберігання цементу став силос, спроектований в 1948 році фірмою «Гіпроцемент» на шість банок діаметром 6 м, кожна з яких виготовлена з монолітного залізобетону.

Найбільш популярною серією для будівництва силосів в 60–70-х роках минулого століття стала серія ІС-01-09 (пізніше замінена на 3.012-3), в якій розглядалися конструкції залізобетонних силосів діаметром 6 і 12 м для зберігання сипучих матеріалів.

Наприклад, в конструкціях типових силосів, розроблених в серії ІС-01-09 (3.012-3), враховуються такі складові: фундамент, підсилосне днище, днище з

воронками, стінки силосної банки, перекриття над силосом і надсилосна галерея.

У цих серіях уніфіковані лише основні параметри силосів: розміри силосних банок у поперечному перерізі, за висотою та за їх взаємним розташуванням; висоти підсилосних поверхів, перерізи колон та їх осьові прив'язки; товщини монолітних стін, що зводяться в рухомій опалубці; різні конструкції надсилосних перекриттів (надсилосна плита).

Зовнішній (номінальний) діаметр круглих силосів прийнято рівним 3, 6 і 12 м. Відстань між центрами силосів встановлено рівною уніфікованому значенню їх діаметра. Висота стін силосів і підсилосних поверхів призначена кратною 0,6 або 1,2 м. Для спрощення конструкції оснастки та зменшення кількості її типорозмірів монолітні стіни крайніх та середніх силосів, що зводяться в ковзній опалубці, прийняті однаковою товщиною.

Додаткові навантаження, що виникають під час розвантаження силосів, роботи пневматичних систем, обвалення сипучого матеріалу всередині силосу, враховані в конструкціях окремо (при підборі перерізів елементів). Тимчасове розрахункове навантаження на надсилосному перекритті прийнято рівним  $500 \text{ кгс/м}^2$  ( $5 \text{ кН/м}^2$ ).

Об'ємно-планувальні рішення силосних корпусів елеваторів у більшості випадків також уніфіковані. Розроблено конструкції силосів одиночних та групових, однорядних та дворядних, діаметром 6 м, з повною висотою корпусу 15–25,8 м, місткістю 250–3 000 м<sup>3</sup>, а також силосів діаметром 12 м, висотою 24,6–42,6 м, місткістю 1 700–12 000 м<sup>3</sup>.

Для зернових елеваторів рекомендовані до застосування силоси чотирьох типів з розмірами в плані  $36 \times 24$ ,  $30 \times 18$ ,  $36 \times 18$  і  $24 \times 18$  м. Довжина корпусу може бути і більше, але вона не повинна перевищувати 48 м для круглих і 42 м для квадратних силосів. Це обмеження диктується необхідністю влаштування температурно-усадкових швів. Типова висота силосів прийнята 30 м. На ґрунтах високої міцності (скельні) вона може бути збільшена до 42 м, а в деяких випадках і більше.

У корпусах, що складаються з циліндричних або восьмигранних силосів, простір між циліндрами або восьмигранниками («зірочки») також використовують для зберігання сипких матеріалів.

Серед найбільш уживаних варто зазначити типовий проєкт за серією 702-1-3 – трирядний силосний корпус типу СКМ-6-18 місткістю 11 700 т з монолітними силосами діаметром 6 м. Цей корпус включає три блоки з розмірами в плані  $18 \times 24$  м, висота корпусу – 30 м.

Окрім монолітних варіантів типових серій для елеваторів розроблено цілу низку конструктивних рішень із застосуванням збірних залізобетонних конструкцій. Наприклад, у серіях 702-1-16-90 та 702-1-17-90 застосовані збірні цементні блоки типу СКС-3х144 з конструктивним захистом зовнішніх стін. Місткість таких силосів становить від 18 тис. т до 27 тис. т зерна. Конструктивні залізобетонні деталі складових елементів, включаючи фундаменти, колони, стіни банок, плити перекриттів розроблені в серії 3.702.1-4. Водночас варто зазначити, що товщина стінок збірних блоків стін може становити лише 60–90 мм.

Найбільш масштабним варто вважати типовий проєкт 702-17 для хлібоприймального елеватора загальною місткістю 140 тисяч тон зерна. Цей проєкт заснований на використанні для банок збірних залізобетонних блок-секцій розміром  $3 \text{ м} \times 3 \text{ м}$  і включає шість самостійних блок-секцій з розмірами  $18 \text{ м} \times 30 \text{ м}$ . Об'єм заготовок зерна для цього елеватора може становити 75 тис. т (тобто підготовка зерна, його сортування, просушка тощо). До складу цього елеватора входять допоміжні будівлі та споруди, розроблені в архітектурному та конструктивному відношенні на заплановану кількість приймального зерна.

Монолітні силосні корпуси можуть бути з круглими та квадратними у плані силосними банками. Об'єднання суміжних круглих силосів в єдиний блок виконують на ділянці довжиною 1,5–2 м. Мінімальна товщина стін монолітних силосів встановлена за умовою недопущення розривів у бетоні при переміщенні опалубки, що ковзає.

Стіни круглих монолітних силосів зазвичай доводять до фундаментної плити. У підсилосній частині стіни її підсилюють пілястрами, на які зверху спираються воронки (рис. 3.7, а). Влаштовують також плоскі днища на колонах із зворотною засипкою їх зверху (рис. 3.7, б). Збірні круглі силоси разом із воронками (які також можуть бути збірними) спираються в підсилосному приміщенні на П-подібні рами (рис. 3.7, в). Спирання квадратних силосів вирішується аналогічно.

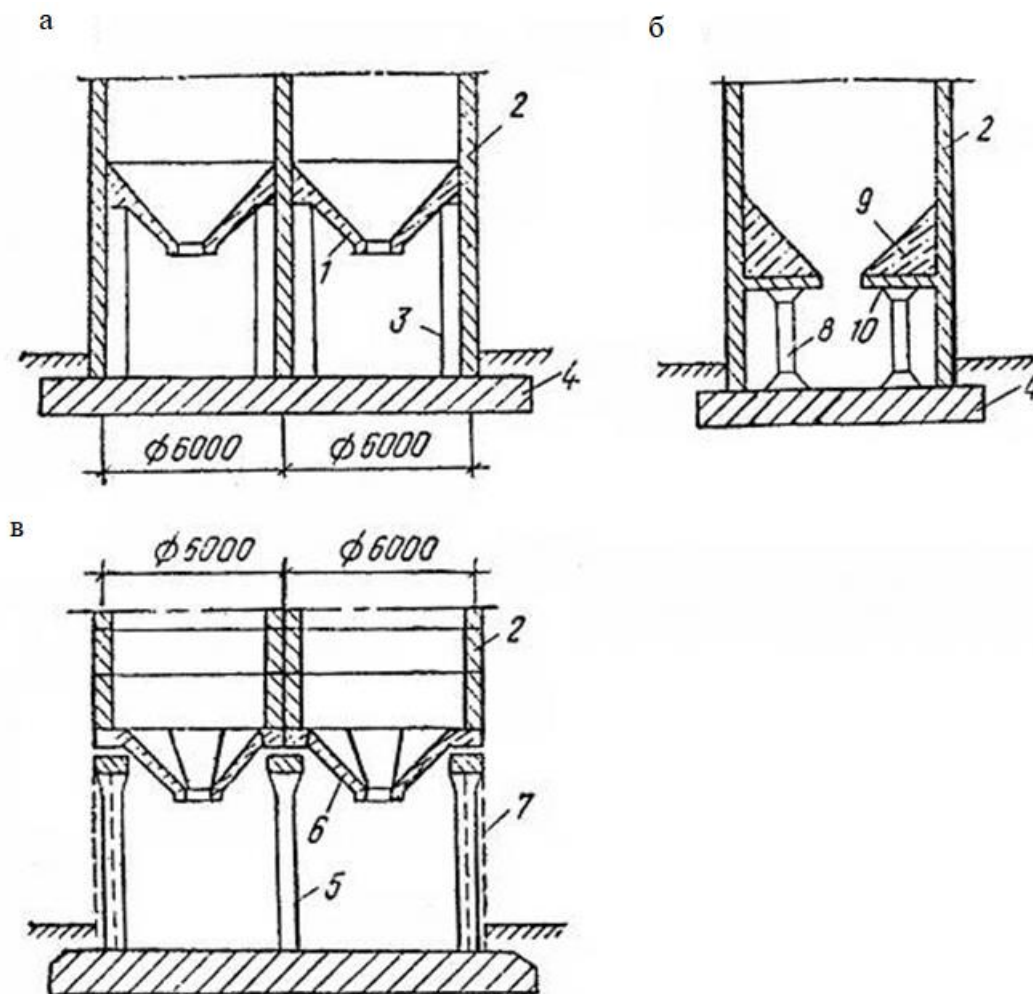


Рисунок 3.7 – Конструктивні схеми спирання циліндричних силосів:

- а – монолітних із монолітними воронками; б – монолітних із плоским днищем;  
 в – збірних із збірними воронками; 1 – монолітна воронка; 2 – стіни силосів;  
 3 – пілястри; 4 – фундаментна плита; 5 – П-подібні рами; 6 – збірна воронка;  
 7 – стінові огорожувальні конструкції; 8 – колони; 9 – зворотна засипка;  
 10 – плоске днище

Для силосів застосовують бетон класу не нижче за C16/20, арматуру класів A400C і A240.

Стіни монолітних силосних корпусів зводять зазвичай у ковзній опалубці, що утримується на домкратних рамах, тому армують стіни в горизонтальному напрямку окремими стрижнями порівняно невеликої довжини з кроком стрижнів 100–200 мм; товщина захисного шару має бути не менше 20 мм. Стики стрижнів роблять врозбіг з перепусканням кінців на  $60d+100$  мм. У силосах малого діаметра попереднє напруження арматури стін не виконують; для армування застосовують арматуру класу A400C (періодичного профілю).

Подібне компонування зберігають і у збірних силосних корпусах (рис. 3.5 та 3.6). Їх комплектують із елементів трьох типорозмірів просторового блоку у вигляді замкнутої рами, Г-подібного та плоского. Номінальний розмір висоти збірного ярусу – 1,2 м. Збірні елементи можуть бути гладкими завтовшки 100 мм або ребристими з товщиною стінки 60 мм. Об'єднують окремі елементи силосний корпус за допомогою оцинкованих болтів.

Збірні циліндричні силоси малого діаметра (3 м) можна монтувати із цільних кілець, проте такі силоси застосовують рідко. Збірні силоси з номінальним діаметром 6 м компонують так, як показано на рисунку 3.5, а. Кожен ярус складається із чотирьох елементів, що з'єднуються болтами (рис. 3.5, б). Збірні елементи можуть бути гладкими (товщиною 100 мм) та ребристими (з товщиною стін 60 мм та висотою ребер 150 мм).

Застосовують збірні восьмигранні силоси (рис. 3.8) із просторового блоку у вигляді замкнутої рами та плоских ребристих плит. З'єднання збірних елементів також передбачено на болтах. Однак ця конструкція не набула широкого поширення.

Розроблені типові уніфіковані конструкції збірних круглих силосів великого діаметра (12 м) з панелей-оболонок каннелюрного типу (рис. 3.9) з номінальними розмірами 1,54 м і висотою 3 м. Панелі забезпечені торцевими ребрами, в зовнішніх пазах яких розміщують попередньо-напружену кільцеву арматуру. Натяг цієї арматури виконують при укрупнювальній збірці окремих

поперукних цанг на спеціальному стенді, в якому внутрішній розпір створюється стисненим повітрям. Після натягу арматуру захищають цементним розчином, що наноситься способом торкретування.

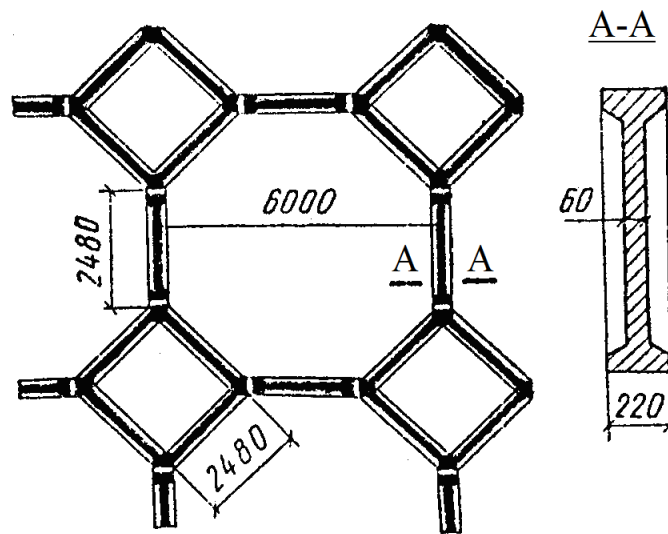


Рисунок 3.8 – Конструктивна схема збірної восьмигранної силосу

Днище в силосах діаметром 6 м виконується або монолітним, або збірно-монолітним. У другому варіанті зі збірних балок прямокутного перерізу бетонується монолітна плита товщиною 400 мм, в якій є отвір діаметром 2 м для пропуску розвантажувальної сталеві напівворонки (рис. 3.10). Для корпусів з чотирма та шістьма силосами розроблено варіант плити днища з двома квадратними отворами розміром  $600 \times 600$  мм у кожному силосі.

Конструкція днища для монолітних силосів діаметром 12 м розроблена у двох варіантах: при зберіганні матеріалів із середньою щільністю понад  $10 \text{ кН/м}^3$  – монолітними, ребристими, з отворами для влаштування напівворонок (рис. 3.11); при зберіганні легких сипучих матеріалів ( $\rho < 10 \text{ кН/м}^3$ ) у кожному силосі на колонах влаштовуються збірні або монолітні кільцева балка, на яку спираються стінки силосу та сталеві воронки. Збірні кільцеві балки збираються із чотирьох окремих елементів.

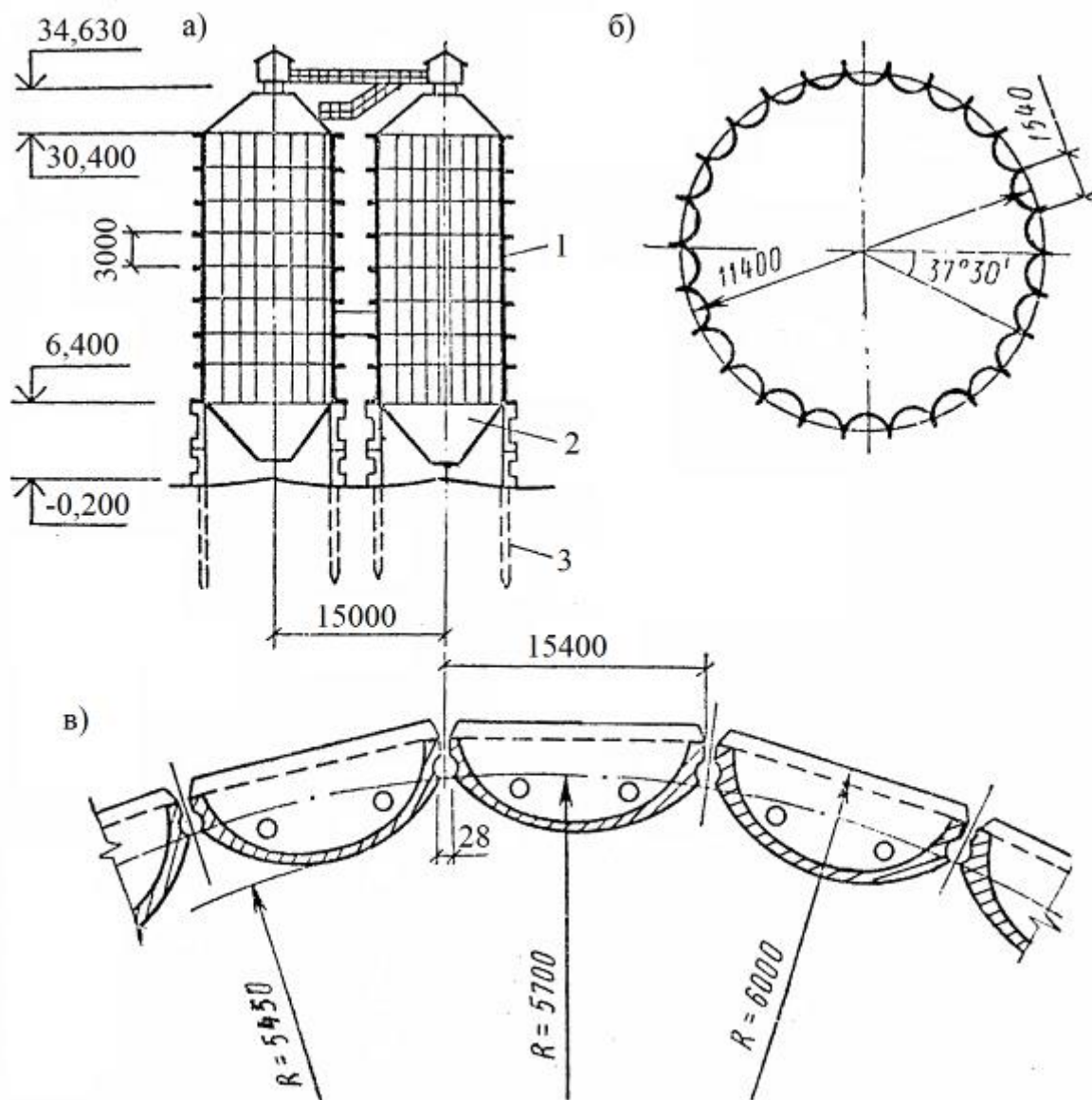


Рисунок 3.9 – Конструктивні схеми збірної круглого силосу діаметром 12 м із панелями каннелюрного типу: а – розріз; б – план; в – деталь плану;  
1 – панелі-оболонки; 2 – металеві воронки; 3 – залізобетонні палі

Колони підсилосних поверхів в уніфікованих силосних корпусах запроєктовані переважно збірними, з прямокутним перерізом розмірами (мм) 500 × 600; 600 × 800; 600 × 1 000 та інші.

Перекрыття (надсилосна плита) вирішені із застосуванням плоских збірних залізобетонних плит товщиною 100 мм, що мають номінальні розміри в плані 3 м × 3 м з кутовими добірними плитами 3 м × 1,5 м. Плити монтуються за збірними залізобетонними або металевими балками, розташованими через 3 м у

двох взаємно перпендикулярних напрямках. Така схема балок рівномірно розподіляє навантаження на стіни силосів, дозволяє легко влаштовувати в необхідних випадках монолітні ділянки та кріпити стійки рам надсилосних галерей. По збірним плитам укладають армований бетонний шар (товщиною 30 мм для силосів діаметром 3 м і 40 мм для 6 і 12 м силосів), який разом із збірними плитами утворює горизонтальну діафрагму, що підвищує загальну жорсткість силосного корпусу.

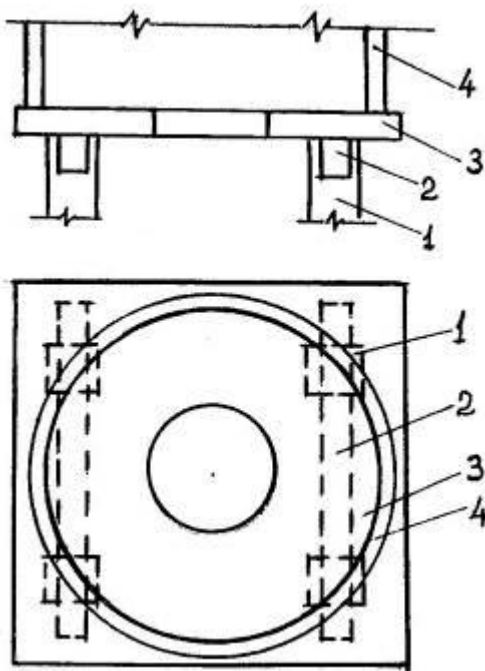


Рисунок 3.10 – Збірне монолітне днище силосу діаметром 6 м:  
1 – колони; 2 – збірні балки;  
3 – монолітна плита; 4 – стіни силосу

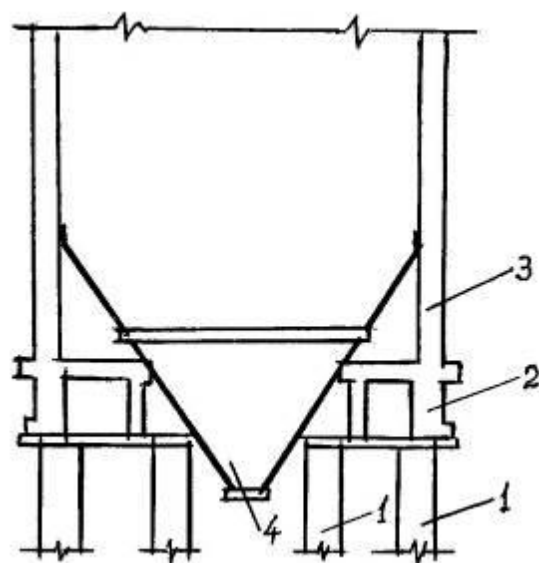


Рисунок 3.11 – Ребристе днище силосу діаметром 12 м:  
1 – колони; 2 – монолітне ребристе днище; 3 – стіни силосу; 4 – воронка

Як фундаменти для силосних корпусів можуть використовуватися суцільні залізобетонні плити, плити з перехресними балками, що виступають, на перетині яких встановлюються колони, а також плити з улаштуванням стаканів підвищеного або зниженого видів для встановлення в них збірних залізобетонних колон під стіни силосних банок.

### 3.3 Основні положення розрахунку

Під час проектування силосів враховуються навантаження від власної ваги конструкцій, ваги сипучих матеріалів, горизонтального та вертикального тисків сипучого матеріалу на стіни силосів, тиску сипучих матеріалів на днище силосів, від ваги технологічного обладнання, від снігу та вітру, від усадки, повзучості бетону, температурних впливів та реактивного тиску основи ґрунту.

Навантаження від власної ваги конструкцій та ваги сипких матеріалів приймаються відповідно до вимог ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування зі змінами № 1 та № 2. Коефіцієнт надійності для сипких матеріалів приймається рівним 1,3. При розрахунку на стиск нижньої зони стін силосів, колон підсилосного поверху та фундаментних плит розрахункове навантаження від ваги сипучих матеріалів множиться на коефіцієнт 0,9 [17].

Снігове навантаження приймається відповідно до району будівництва за [17], швидкісний напір вітру має бути не менше 0,70 кН/м<sup>2</sup>. Коефіцієнт надійності для снігового навантаження дорівнює 1,14, а для вітрового навантаження 1,3; аеродинамічний коефіцієнт для одиночних силосів – 1,0, а для зблокованих силосів – 1,4. Розрахунок на температурні дії, усадку та повзучість бетону здійснюється за спеціальною методикою, їх вплив в інженерних спрощених розрахунках враховується коефіцієнтами умов роботи.

Особливістю розрахунку силосів є облік сил тертя сипучого матеріалу об стінки силосів. Ці сили тертя збільшують вертикальне навантаження на стінки силосу і змінюють величину горизонтального тиску  $p$ .

Для того, щоб визначити величину горизонтального тиску  $p$  у її характеристичному значенні, можна скористатися методикою визначення горизонтального тиску  $p$ , запропонованою Янсенем та Кененом наприкінці XIX століття, остаточна формула на честь авторів так і називається формула Янсена – Кенена.

Розглянемо рівновагу елементарного шару сипучого матеріалу висотою  $dy$  на деякій глибині  $y$  в круглому силосі (рис. 3.12). На цей шар діють такі навантаження: рівномірно розподілене навантаження  $q$  від вертикального тиску стовпа сипучого матеріалу висотою  $y$  на верхню поверхню елементарного шару; власна вага шару  $\rho A dy$ , де  $\rho$  – середня щільність матеріалів у  $\text{кН/м}^3$ ,  $A$  – площа шару в  $\text{м}^2$ ,  $dy$  – висота шару; знизу на цей шар діє реактивна сила в зворотному напрямку  $q + dq$  нижнього стовпа сипучого матеріалу; по периметру шару завдяки силам тертя виникає реактивна сила  $R = p \cdot f U dy$ , де  $p$  – горизонтальний тиск (який невідомий),  $f$  – коефіцієнт тертя сипучого матеріалу об залізобетонну стінку,  $U$  – периметр кільця насипного шару і  $dy$  його висота.

Сформулюємо умову рівноваги для розглянутого елементарного шару  $dy$ , проєктуючи всі вертикальні сили на вісь  $y$ :

$$qA - (q + dq)A + \rho A dy - pfUdy = 0. \quad (3.1)$$

Розкривши дужки та скоротивши на  $A$ , отримаємо:

$$-dq + \rho dy - pf \frac{U}{A} dy = 0. \quad (3.2)$$

Відношення  $\frac{A}{U} = r$  називається гідравлічним радіусом для круглого перерізу. Між вертикальним тиском  $q$  і горизонтальним тиском  $p$  у сипких матеріалах існує певне співвідношення, найпростішим з яких є  $p = qtg^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$ , тому замість  $p$  можна підставити значення  $p = k \cdot q$  тоді рівняння (3.2) можна представити також у вигляді:

$$dq = \left( p - q \frac{kf}{r} \right) dy \quad (3.3)$$

або

$$dy = \frac{dq}{p - cq}, \quad (3.4)$$

де  $c = \frac{kf}{r}$  – помножувачі постійних величин.

Розв'язуючи диференціальне рівняння (3.4), отримаємо:

$$\int dy = \int \frac{dq}{p - cq}; \quad y = -\frac{1}{c} \ln(p - c \cdot q) + C_1.$$

$C_1$  – довільна константа, яка визначається за граничними умовами: коли  $y = 0$  величина  $q = 0$ ; тоді  $C_1 = \frac{1}{c} \ln p$  і значення  $y$  можна визначити наступним чином:

$$y = \frac{1}{c} \ln \frac{p}{p - cq}. \quad (3.5)$$

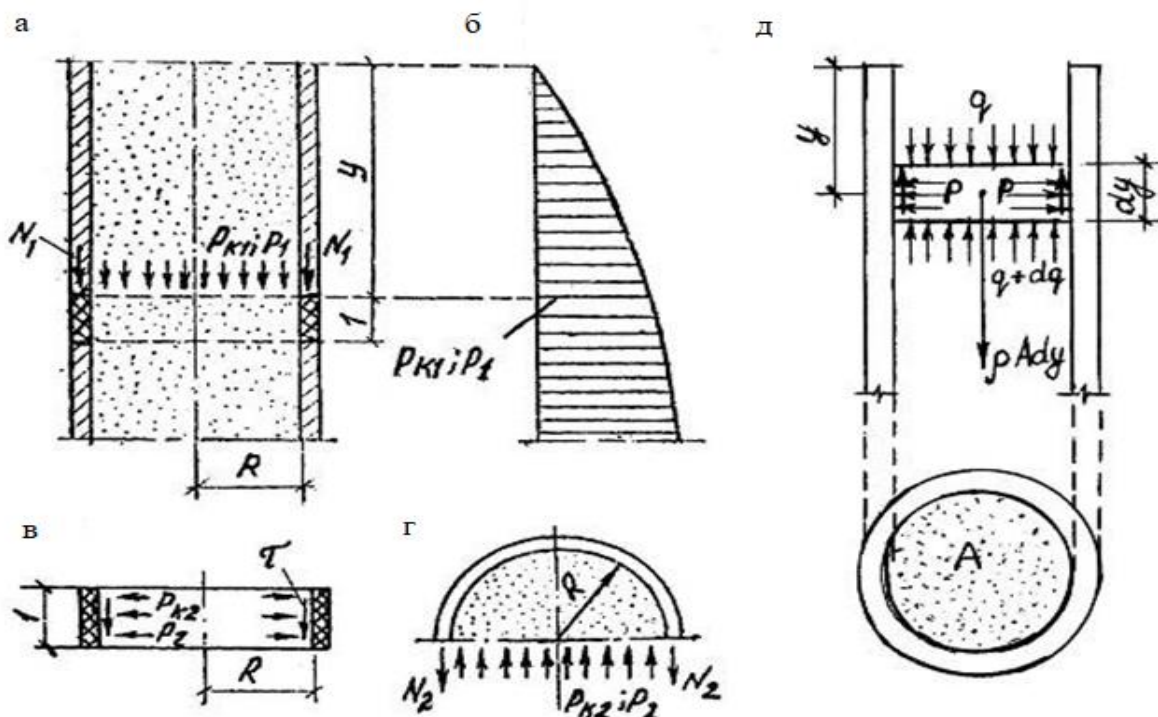


Рисунок 3.12 – До розрахунку стін циліндричних силосів:

а – вертикальний розріз по силосу; б – еюра нормального тиску в сипучому матеріалі силосу; в – до розрахунку кільцевого зусилля; г – внутрішній тиск від сипучого матеріалу на кільцевий елемент силосу; д – тиск сипучого матеріалу на стінки силосу

З визначення поняття логарифму:

$$e^{cy} = \frac{p}{p - cq} \quad \text{або} \quad e^{-cy} = \frac{p - cq}{p}.$$

Виконавши прості алгебраїчні перетворення, отримаємо:

$$1 - e^{-cy} = \frac{c}{p} \cdot q$$

або

$$q = \frac{p}{c} (1 - e^{-cy}). \quad (3.6)$$

Підставляючи значення  $c$  у формулу (3,6), отримаємо відому формулу Янсена – Кенена для значень вертикального і горизонтального тиску:

$$q = \frac{pr}{kf} \left( 1 - e^{-\frac{kf}{r} \cdot y} \right); \quad (3.7)$$

$$p = \frac{pr}{f} \left( 1 - e^{-\frac{kf}{r} \cdot y} \right). \quad (3.8)$$

При виведенні формул для  $q$  і  $p$  не враховано ряд факторів, що мають істотне значення, а саме: податливість стінок банки, форма її поперечного перерізу, спосіб завантаження та вивантаження та інші. Тому до формул (3.7) і (3.8) вводяться поправочні коефіцієнти, які частково враховують ці чинники. Зокрема, до формул для  $q$  і  $p$  вводиться коефіцієнт  $a$ .

Значення коефіцієнта  $a$  у формулах (3.7) і (3.8) приймається до розрахунку днищ і нижньої зони стінок протягом  $2/3$  їх висоти  $a = 2$ , верхньої третини стінок –  $a = 1$ ; при розрахунку стін силосів на стиск, а також колон і фундаментів  $a = 1$ . У цей коефіцієнт вводяться корективи в залежності від виду сипучого матеріалу. Вертикальний характеристичний тиск, що передається через тертя об стінки силосів, визначається за формулою:

$$q_{f,ser} = f \cdot p_{ser}. \quad (3.9)$$

Розрахункові значення навантаження від сипучих матеріалів визначаються за формулами (рис. 3.12, а, б):

$$q = p_1 = p_{k1} \frac{\gamma_f}{\gamma_k}; \quad p = p_2 = p_{k2} \frac{\gamma_f}{\gamma_k}, \quad (3.10)$$

де  $\gamma_f$  – коефіцієнт запасу міцності за навантаженням;

$\gamma_k$  – коефіцієнт умов роботи конструкцій.

Коефіцієнт  $\gamma_f$  для сипучих матеріалів дорівнює 1,3; при розрахунку стиснення нижньої зони стінок силосу, підсилосних колон перекриття і фундаментних плит величина розрахункового навантаження від маси сипучих матеріалів множиться на коефіцієнт 0,9.

При розрахунку міцності стін круглих силосів кільцеве зусилля розтягу (рис. 3.12, в)  $N_2$  в кН на 1 м висоти визначають за формулою:

$$N_2 = \frac{a \cdot \gamma_f}{\gamma_k} \cdot \frac{p_{k2} D}{2}, \quad (3.11)$$

де  $\gamma_f$  і  $\gamma_k$  – ті ж коефіцієнти, що і в формулі (3,10);

$p_{k2}$  – характеристичне значення горизонтального тиску визначається за формулою Янсена – Кенена.

Площа поперечного перерізу горизонтальної арматури циліндричних силосів на одиницю висоти стінки визначається за формулою:

$$A_s = \frac{N_2}{\gamma_s f_{yd}}, \quad (3.12)$$

де  $\gamma_s$  – коефіцієнт умов роботи арматури;

$f_{yd}$  – розрахунковий опір арматури.

По висоті стінки розглядається 10–15 ділянок, для яких визначається власна площа армування.

Стінка силосу будь-якої форми у вертикальному напрямку стискається погонним навантаженням:

$$N_1 = \frac{A(\rho y - p_{k1})}{U} \cdot \frac{\gamma_f}{\gamma_k}, \quad (3.13)$$

де  $\rho$  – середня щільність матеріалу, кН/м<sup>3</sup>;

$y$  – відстань від верхнього обрізу стіни силосу до перерізу, що розглядається;

$p_{k1} = q$  – вертикальний характерний тиск, що визначається за формулою (3,7);

$A$  і  $U$  – площа і периметр поперечного перерізу силосу.

Тиск у сипучому тілі в межах воронки силосу визначається за формулами (3.7) та (3.8) з урахуванням поправного коефіцієнта  $a$ . Причому зменшення поперечних розмірів силосу в межах воронки не враховується.

Характеристичний нормальний тиск сипучого матеріалу на похилу поверхню дна воронки можна обчислити за формулою:

$$q_{na} = p \sin^2 \alpha + q \cos^2 \alpha, \quad (3.14)$$

де  $\alpha$  – кут нахилу цієї поверхні до горизонту.

Комірку квадратного у плані монолітного силосу розраховують на кожному ярусі висоти як замкнуту раму, на яку діє внутрішній тиск  $p_2$  (рис. 3.13, а). Стіна відчуває розтягнення силами  $p_2 l / 2$  та згинальних моментів  $p_2 l^2 / 12$  у кутах і  $p_2 l^2 / 24$  – у прольоті (рис. 3.13, б, в, г).

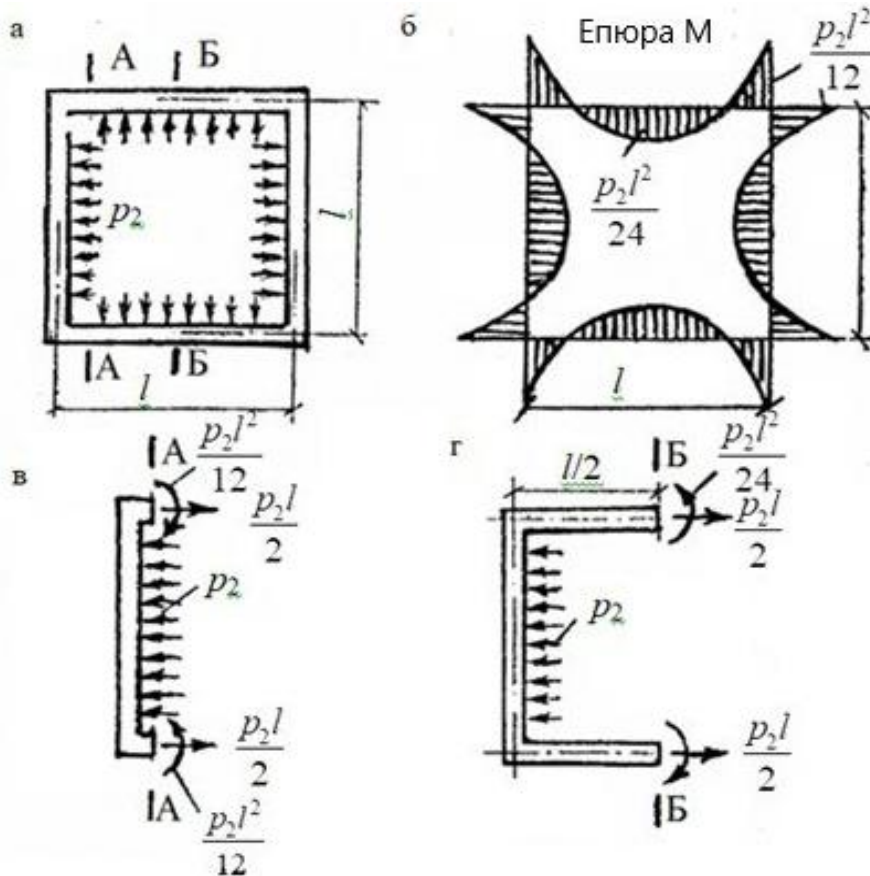


Рисунок 3.13 – До розрахунку квадратного у плані стін силосу:

а – розрахункова схема; б – епюра згинальних моментів; в – моменти та сили в стінах силосу за перерізом А-А; г – те саме за перерізом Б-Б

У зв'язку з цим стінки квадратних або прямокутних силосів необхідно розраховувати на позацентрове розтягування з величиною зусилля розтягу  $N$  і згинального моменту  $M$ . Найбільший вплив згинального моменту  $M$  позначається в жорстких кутових з'єднаннях. У середній частині цей вплив істотно менший, однак у будь-якому випадку стінки армуються подвійною сіткою, щоб можна було сприймати як зусилля розтягу, так і згинальний момент.

При підборі перерізів стін типових силосів розрахункові опори бетону приймаються з коефіцієнтом умов роботи бетону  $\gamma_b$ , який дорівнює 0,75 для стін силосів, що зводяться в ковзній опалубці, і 0,85 – для збірних елементів, бетонованих у вертикальному положенні.

Розрахунок монолітних або збірних колон підсилосного поверху проводиться на максимальні зусилля, що передаються від фундаментної плити з урахуванням згинального моменту, що виникає внаслідок вітрового навантаження, нахилу споруди від нерівномірного просідання та можливого зміщення конструкцій при монтажі. Величину нерівномірного просідання приймають при крені корпусу, що дорівнює 0,004. Момент у кНм від можливого відхилення верху колон або зміщення елементів воронок при монтажі визначається за формулою:  $M = 0,025N$ , де  $N$  – навантаження на колону, кН.

У цьому випадку додаткові зусилля від нахилу корпусу не враховуються. У якості розрахункової схеми колони приймається стійка із закладенням внизу в рівні верху її бази та шарнірним з'єднанням біля низу підсилосної балки або плити днища силосу.

Товщину суцільної фундаментної плити  $d$  у см визначають з умови забезпечення повного сприйняття бетоном всієї поперечної сили за формулою:

$$d = \frac{V}{0,75f_{ctd}} + c, \quad (3.15)$$

де  $V$  – розрахункова поперечна сила в кН на 1 погонний метр плити;

$f_{ctd}$  – розрахунковий опір бетону осьовому розтягуванню, кН/см<sup>2</sup>;

$c$  – відстань від нижньої площини плити перекриття до центру ваги натягнутої арматури, см.

Крім розрахунків за першою групою граничних станів силоси обов'язково розраховуються за другою групою граничних станів, тобто за

придатністю до нормальної та безпечної експлуатації. До цих розрахунків належить насамперед, розрахунок на тріщиностійкість стінок силосу. Згідно з вимогами ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення зі зміною № 1 експлуатація силосів допускається з утворенням тріщин, але ширина їх розкриття суворо обмежена і не повинна перевищувати 0,1–0,2 мм [10, 23].

При розрахунку по розкриттю тріщин характеристичне кільцеве зусилля розтягу  $N_2$  від горизонтального тиску  $p$  визначається без урахування коефіцієнта 1,3. При цьому тривала складова зусилля приймається рівною  $N_2$ , а короточасна складова дорівнює величині  $N_{kp} = N_2 \left( \frac{a}{\gamma_k} - 1 \right)$ ;  $\frac{a}{\gamma_k} \leq 1,25$ .

Стіни круглих або прямокутних силосів розраховують за утворенням та шириною розкриття тріщин відповідно до вказівок, що належать до розрахунку розтягнутих елементів. Досвід проєктування та експлуатації показав, що для стін монолітних силосів із бетону класу С16/20 та арматурою (без попередньої напруги) класу А400С з відсотком армування  $0,75 \leq \mu \leq 1$  розкриття тріщин не перевищує допустимого розміру 0,2 мм при характеристичних значеннях навантаження.

За існуючою зараз класифікацією складності споруд та ступенем наслідків при їх експлуатації силоси належать до класу наслідків СС2 відповідно до вимог ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд зі зміною № 1 та ДСТУ 8855:2019 Будівлі та споруди. Визначення класу наслідків (відповідальності) [24].

Особлива увага приділяється проєктуванню та будівництву силосних корпусів, розташованих у сейсмічних районах. Для цих варіантів виконуються спеціальні розрахунки, що враховують як загальну масу силосу, так і можливе прискорення коливання залежно від району сейсмічності та висоти споруди.

## ТЕМА 4 СПОРУДИ БАШТОВОГО ТИПУ

Споруди, що розглядаються в цій темі лекції, мають різне призначення, але в конструктивному відношенні всі вони відносяться до споруд баштового типу. Для цих споруд основним навантаженням є власна вага та тиск вітру. Розрахункове вітрове навантаження, що змінюється по висоті споруди, визначається з урахуванням динамічного впливу пульсацій швидкісного натиску, спричинених поривами вітру. У гнучких спорудах циліндричної або квадратної форми дія вітру викликає коливання, перпендикулярні до напрямку його потоку, тому для таких споруд, крім розрахунку на швидкісний натиск з урахуванням пульсацій, проводиться ще й перевірочний розрахунок на резонанс. Додатково споруди баштового типу розраховуються на вертикальний згинальний момент, викликаний викривленням осі башти від вітру. Для проектування подібних споруд використовують діючі нормативні документи [8–14, 16, 17, 22–24, 26, 27].

До споруд баштового типу відносяться димові труби, водонапірні вежі, радіорелейні і радіотелевізійні вежі, опори ліній електропередачі, аеродромно-диспетчерські вежі, морські маяки, градирні та інші споруди. Кожен вид даних інженерних споруд має свою специфіку розрахунку, особливості конструктивного рішення, умови експлуатації, тому для цих споруд використовуються окремі нормативи та певні рекомендації щодо надійної та безпечної їх експлуатації [28].

Необхідно відзначити, що більшість споруд баштового типу мають підвищену деформативність, особливо верхньої половини споруди, що призводить до значного викривлення вертикальної осі. Прояв прогину розглянутих споруд, викликаного впливом вітрового навантаження, температурним впливом і поворотом фундаменту, призводить до того, що виникають додаткові моменти від розташованих вертикальних навантажень (власна вага конструкцій, вага технологічного обладнання, змінне корисне навантаження тощо). Це призводить до необхідності проведення розрахунку

споруд баштового типу за деформованою схемою, що не характерно для раніше розглянутих інших інженерних споруд. Такий розрахунок не потрібний для градирень та інших споруд, у яких відношення висоти до нижнього діаметра порівняно невелике (у межах  $H/D = 1 : 2 - 1 : 3$ ).

Усі інші навантаження, що діють на стволи баштових споруд, наведено у відповідному нормативному документі ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування зі змінами № 1 та № 2 [17].

У цій темі розглядаються лише один вид інженерних споруд баштового типу – радіотелевізійні вежі; з іншими спорудами можна ознайомитись у додатковій спеціальній літературі.

#### **4.1 Радіо- і телерадіоретранслятори**

Прагнення людства до будівництва висотних споруд простежується протягом усієї історії розвитку науки та техніки у будівельній галузі. У цьому вирішуються як суто технологічні завдання, так і окремі аспекти престижних технологій. Достатньо згадати знамениту вежу Ейфеля у Парижі заввишки 305 м (нині висота її 324 м), побудовану у 1887 р. Функціональне призначення цієї вежі у той період було дуже обмежено і визначалося пристроєм видових майданчиків на рівнях 50, 100 і більше метрів. Крім того, переслідувалася мета досягти максимальних висот у будівництві спеціальних споруд з використанням металевих конструкцій. З появою радіозв'язку функціональне призначення вежі Ейфеля суттєво розширилося, на ній були встановлені комунікаційні приймальні та передавальні радіоантени, а також датчики гідрометеорологічної служби. Згодом вежа Ейфеля стала однією з визначних пам'яток Парижа, його символом. Приклад будівництва цієї вежі був стимулом для повторення аналогічних споруд у інших містах світу.

Поява та розвиток телебачення сприяло подальшому вдосконаленню будівництва висотних баштових опор у багатьох великих містах земної кулі.

Баштові споруди є невід'ємними супутниками сучасних міст та окремих населених пунктів. Висотні споруди домінують над забудовою, що оточує їх, і істотно впливають на архітектурний вигляд району, тому до архітектурно-конструктивного рішення радіорелейних і радіотелевізійних веж висуваються підвищені технологічні та конструктивні вимоги з елементами естетики та опрацьованого дизайну.

Тривалий період (до 50-х рр. минулого століття) актуальною була проблема використання залізобетону в будівництві висотних баштових опор систем радіозв'язку та телебачення. Перший крок у цьому напрямі був зроблений німцем Фріцем Леонгардтом, за проєктом якого в 1956 році в місті Штутгарті було побудовано радіотелевізійну вежу заввишки 216 м. За зразком цієї першої дослідної споруди у багатьох містах Європи, Азії та Америки надалі були побудовані аналогічні залізобетонні баштові опори систем радіозв'язку.

Паралельно із залізобетонним рішенням радіотелевізійних веж широко застосовувалися і металеві конструкції. Наприклад, нині найвищою у світі радіотелевізійною вежею є вежа «Небесне дерево» (рис. 4.1), зведена в Японії (Токіо) у 2012 р. Висота її досягає 634 м. Ствол цієї вежі вирішено у гратчастих металокопункціях. Варто також відзначити і оригінальну радіотелевізійну вежу у вигляді гіперболоїда обертання, побудовану в Гуанчжоу (Китай) у 2010 р. заввишки 610 м. Тримальний каркас цієї вежі вирішений у металокопункціях. Заслужують на увагу вежі у таких містах, як Київ (372 м, 1978 р.), Ташкент (375 м, 1985 р.), Рига (368 м, 1989 р.), Баку (310 м, 1997 р.), Ньютон (США, 324 м, 1994 р.), Харбін (Китай, 336 м, 2000 р.) тощо.

Серед залізобетонних радіотелевізійних веж варто назвати найвищу вежу із залізобетонними копункціями в Торонто (Канада, висота 553,3 м), побудовану 1976 р. (рис. 4.2); вежа в Тегерані (Іран), «Бурдж Мілад» (висота 435 м), побудовану в 2007 р.; вежу в Шанхаї (Китай), «Східна перлина» (висота 468 м), збудовану у 2008 р. (рис. 4.3); телевежу в Куала-Лампурі (Малайзія) «Менара» (висота 421 м), побудовану в 1996 р. (рис. 4.4); телевежу в Пекіні (Китай) (висота 405 м), побудовану в 1995 р.

У Великій Британії варто зазначити залізобетонну радіотелевізійну вежу (Йоркшир) заввишки 330,5 м, побудовану 1971 р.; у США, м. Сієтл у 1962 р. побудовано вежу «Космічна голка», її висота – 184 м. Незвичайним конструктивним рішенням у вигляді консольно-важільного типу є радіовежа у м. Барселона (Іспанія), висота її невелика – 136 м; збудовано у 1992 р. (автор Калатрава), використано незвичайне оригінальне оформлення.



Рисунок 4.1 – Радіотелевізійна вежа «Небесне дерево». Токіо, Японія, найвища вежа у світі. Висота 634 м, рік будівництва – 2012. Конструкції – металеві



Рисунок 4.2 – Телевежа Сі-Ен Тауер. Торонто, Канада, висота 553,3 м, рік будівництва – 1976. Конструкції – залізобетонні



Рисунок 4.3 – Телевежа «Східна перлина». Шанхай,  
Китай, висота 468 м, рік будівництва – 1994.  
Конструкції – залізобетонні



Рисунок 4.4 – Телевежа «Менара» у м. Куала-Лампур,  
Малайзія, висота 421 м, рік будівництва – 1994. Конструкції – залізобетонні

На рисунку 4.5 наведено схематичні види найбільш відомих радіотелевізійних залізобетонних веж, зведених у великих містах Європи, Америки та Азії. Варто зазначити однотипність їхнього конструктивного рішення, що полягає в тому, що на залізобетонний стовбур нанизуються різні майданчики, облаштування, які виконують технологічні функції, а також додатково служать для забезпечення розважальних цілей відвідувачів (кафе, ресторани, кімнати відпочинку, ігрові приміщення, видові майданчики тощо), вони є також майданчиками для гідрометеорологічних спостережень.

Споруди високого баштового типу, виконані в залізобетоні, мають два основні підвиди, призначені для використання в радіотехнічному та космічному зв'язку. До них відносяться радіорелейні та радіотелевізійні вежі.

Радіорелейні башти – інженерні споруди одноцільового призначення, зазвичай на них розміщують тільки приймально-передавальні антени та обладнання для спрямованого радіозв'язку. Радіорелейні вежі мають відносно невелику висоту, яка в більшості випадків становить 80–100 м. Основні параметри конструктивного розв'язання цих опор визначаються технологічними вимогами устаткування, що встановлюється. Форма вежі радіорелейного зв'язку переважно циліндрична. Діаметр вежі коливається в межах  $1/7$ – $1/12$  їхньої висоти і становить 5–8,5 м. Товщина стінок циліндричних стовбурів у місцях з'єднання з фундаментами приймається 150–180 мм (при висоті вежі 40–50 м), 180–200 мм при висоті 60–70 м і 220–250 мм при висоті 80–100 м. Товщина стінок по всій висоті приймається однаковою. У середині цих веж розміщуються сходи або ліфтове обладнання, призначені для обслуговування радіотехнічної апаратури. Можливі варіанти із влаштуванням зовнішніх сходів.

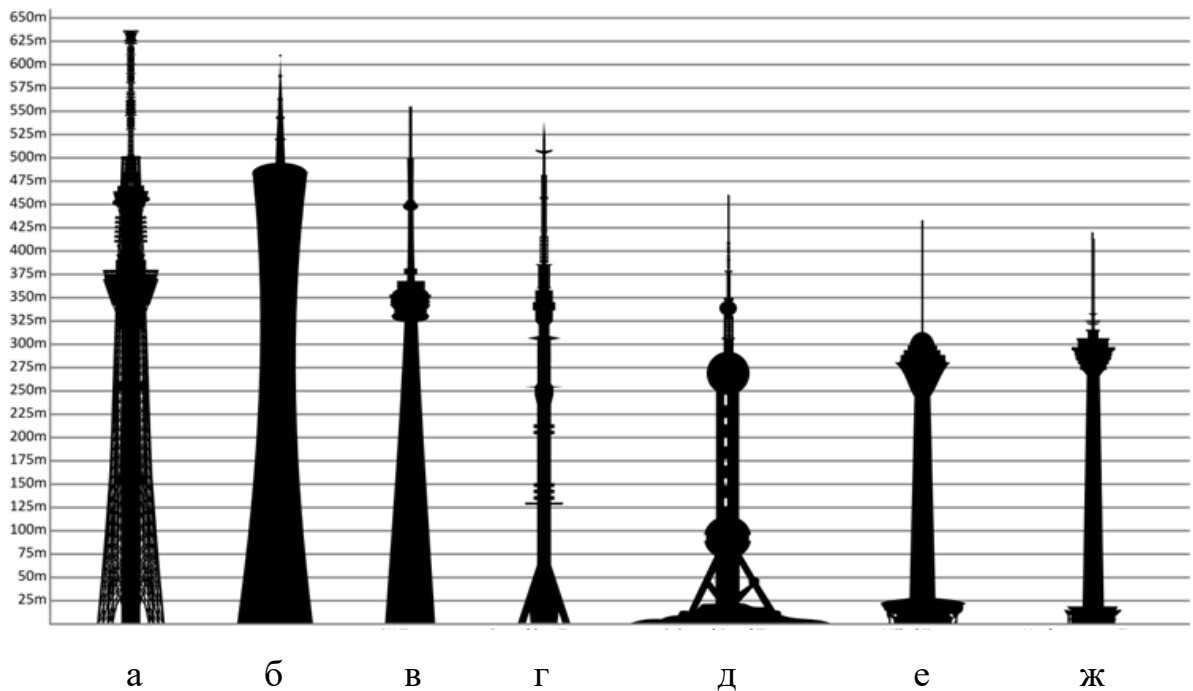


Рисунок 4.5 – Порівняння висоти найвищих веж світу: а – металева радіотелевізійна вежа «Небесне дерево» (м. Токіо, Японія, 634 м, 2012 рік); б –металева телевізійна вежа (м. Гуанчжоу, Китай, 610 м, 2009 рік); в – залізобетонна телевізійна вежа Сі-Ен Тауер (м. Торонто, Канада, 553,3 м, 1976 рік); г – Останкінська телевізійна вежа (м. Москва, Росія, 540 м, 1968 рік); д – телевізійна вежа «Східна перлина» (м. Шанхай, Китай, 468 м, 1994 рік); е – залізобетонна телевізійна вежа «Бордж Мілад» (м. Тегеран, Іран, 435 м, 2007 рік); ж – телевізійна вежа «Менара» (м. Куала-Лампур, Малайзія, 421 м, 1996 рік)

На відміну від радіорелейних веж радіотелевізійні башти мають багатоцільове призначення. На них встановлюють передавальні та приймальні антени, обладнання для теле- та радіомовлення, ретрансляційне обладнання тощо. Крім цих функцій, вони часто мають додаткове призначення, тобто на них розміщують ресторани, оглядові майданчики, балконні пристрої для приладів та обладнання для метеорологічних вимірювань, а також інших наукових досліджень.

У багатьох містах світу радіотелевізійні вежі є візитними картками міста, вирізняються оригінальністю та самобутністю архітектурних форм,

підкреслюють національні особливості країни, мають специфічне конструктивне рішення та виконують різнопланові розважальні завдання.

Основні переваги такого виду баштових опор є невелика площа забудови, можливість розташування поблизу житлових масивів, зручна експлуатація. Крім того, залізобетонні висотні вежі, які є зазвичай суцільними конструкціями, забезпечують захист численних кабелів від безпосереднього впливу зовнішнього середовища, створюють зручні умови для їхнього обслуговування, дозволяють без улаштування спеціальних огорож розміщувати всередині стовбура різні технологічні приміщення.

До недоліків залізобетонних баштових опор треба віднести їх значну власну вагу, зосереджену на малій площі; небезпека для руху повітряного транспорту (літаків, вертольотів, дирижаблів тощо); значну ділянку ураження при аварійному падінні.

Конструктивні параметри баштових залізобетонних опор систем зв'язку та телебачення визначаються технологічними вимогами:

- висота споруди залежить від характеристик встановлюваного на вежі радіотелевізійного обладнання, а також від рельєфу місцевості;
- розміри поперечного перерізу стовбура повинні забезпечувати розміщення всередині нього відповідних комунікацій та запроектованих приміщень;
- жорсткість поперечного перерізу стовбура та фундаментної опори мають бути такими, щоб найбільші кути відхилення передаючих антен від вертикалі не перевищували  $0,3-3^{\circ}$ .

Більшість зведених залізобетонних баштових опор мають у плані круглу або близьку до круглої форми. Такий переріз відповідає кращим аеродинамічним характеристикам споруди, що дуже важливо для будівель баштового типу. Поряд із цим форма перерізу деяких зведених веж інша, вежа в Стокгольмі (Швеція) має квадратну форму, у м. Мішкольц (Угорщина) – ромбоподібну тощо.

Варто зазначити, що в останні роки систем супутникового радіо- і телезв'язку призвело до істотного зниження значення висотних баштових опор, поруч із прямим функціональним призначенням вони виконують лише роль архітектурних акцентів та об'єктів розважального характеру.

## 4.2 Стовбури башт

Головним конструктивним елементом радіорелейних та радіотелевізійних веж є залізобетонний стовбур. Залізобетонні стовбури баштових опор зводять або у вигляді оболонок обертання циліндричної, конічної, комбінованої та більш складної форми, або у формі призматичних, а також пірамідальних оболонок, можуть використовуватися і трипелюсткові, чотирипелюсткові або багатопелюсткові перерізи (рис. 4.6).

Циліндричні стовбури з постійною величиною зовнішнього діаметра найбільш характерні для радіорелейних веж висотою до 100 м. Конічні стовбури і стовбури зі складною багатоступінчастою формою характерні для радіотелевізійних веж багатоцільового призначення висотою більше 200 м. Стівбури у вигляді конічної труби, що не мають зламів у меридіональному напрямку, застосовуються в радіотелевізійних вежах доволі рідко. Найчастіше застосовуються конічні стовбури, у яких у верхній зоні та в зонах розташування висотних зовнішніх облаштувань є ділянки циліндричної форми. В окремих випадках при значній висоті башти ( $H \geq 250 - 300$  м) і слабкій ґрунтовій основі конічний стовбур спирають на перехідну базу у вигляді конічної або гіперболічної оболонки, яка здебільшого розташована над поверхнею землі. При влаштуванні у нижній зоні башти подібної перехідної бази фундаменти можна проєктувати без підвищеної частини (рис. 4.2, г, д).

Діаметри ( $D_n$ ) стовбурів у місцях з'єднання з фундаментами (рис. 4.6, а) або з нижніми розвиненими частинами башт приймаються рівними приблизно  $1/12 - 1/15$  відстані від основи стовбура до його верху ( $H_1$ ). У башті телецентру в Торонто співвідношення діаметра основи конічного стовбура і

трипелюсткового контуру та його висоти дорівнює приблизно 1/16–1/18. Це пояснюється тим, що у цьому випадку стовбури виконані попередньо напруженими на відміну від стовбурів інших башт.

Кут між утворювальною конічною поверхнею стовбура і вертикальною віссю в радіотелевізійних вежах приймається рівним приблизно  $1^{\circ}11'–1^{\circ}30'$ , що відповідає зміні діаметра стовбура на 4–5 м на кожні 100 м його висоти. Стінки конічних стовбурів, а також стовбурів складної форми мають змінну товщину. Товщина стінок стовбура найбільша у його основі.

У більшості побудованих баштових опор товщина стінок в основі конічних стовбурів, а також стовбурів складної форми дорівнює 300–400 мм при висоті стовбура 100–120 м і 600–1 000 мм – при висоті більше 150–180 м. У верхніх зонах баштових опор товщина стінок стовбурів більш тонка – 200–300 мм. У разі зведення залізобетонних стовбурів з використанням попередньо напруженої меридіональної арматури товщина стінок біля основи стовбура може зменшуватися до 400–500 мм.

Призматична форма стовбура може бути виправдана лише оптимальним використанням корисної площі всередині башти, пірамідальна – архітектурними міркуваннями. За своїми аеродинамічними показниками баштові опори подібного типу поступають спорудам у вигляді оболонок обертання. Такі параметри призматичних та пірамідальних стовбурів, як розмір

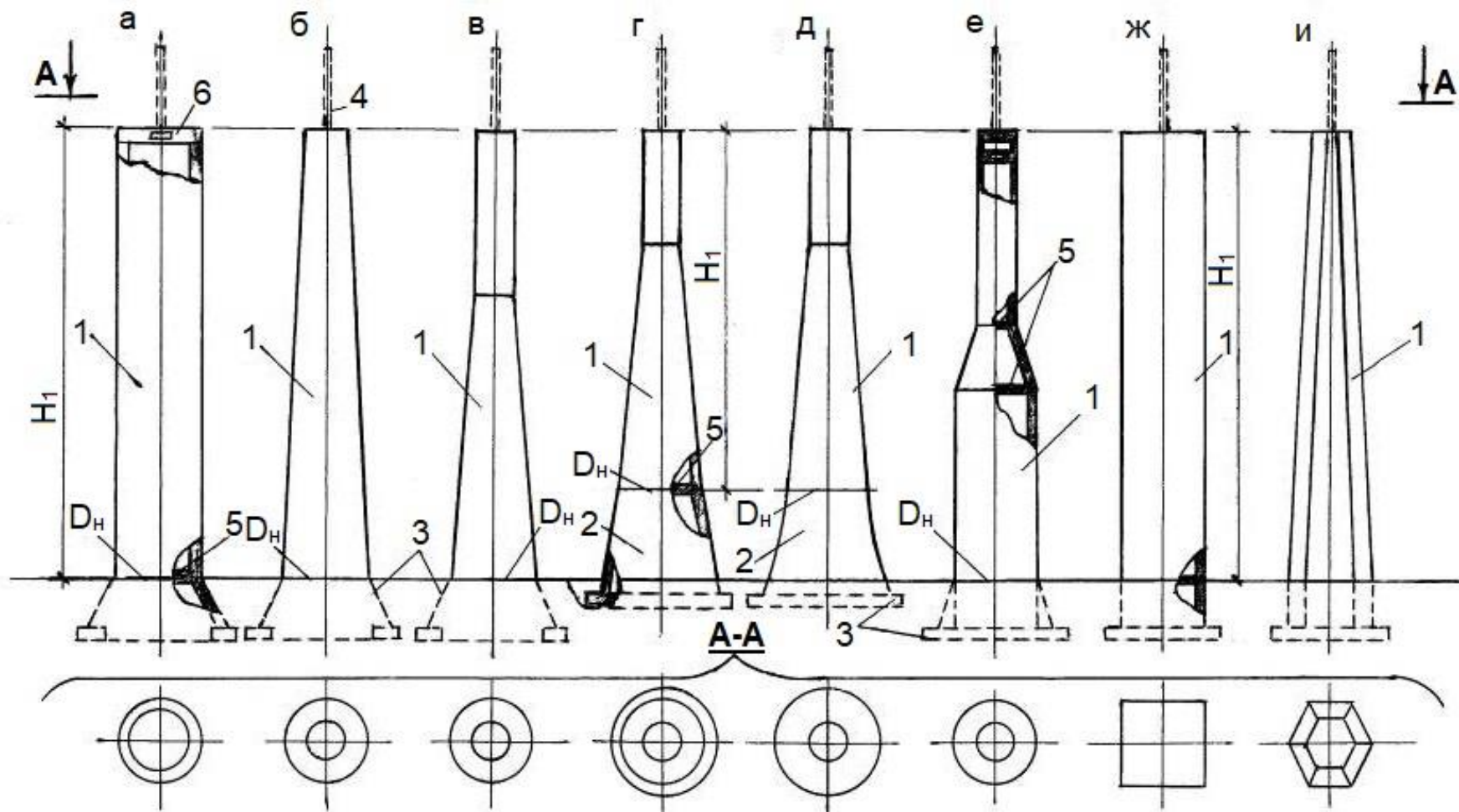


Рисунок 4.6 – Різновиди форм стовбурів радіотелевізійних та радіорелейних веж: а – циліндричний з постійною величиною зовнішнього діаметра; б – конічний; в, г, д – комбіновані; е – складної багатоступінчастої форми; ж – призматичний; и – пірамідальний; 1 – стовбур; 2 – опорна база; 3 – фундамент; 4 – антенна щогла; 5 – діафрагма жорсткості; 6 – торцева плита

плану в основі стовбура, товщина стінок оболонки, можуть бути обрані подібно до того, як це відбувається для циліндричних і конічних стовбурів.

Стовбури зводять із бетону класу С25/30–С32/40. Як ненапружену арматуру конструкцій стовбура застосовують арматуру класів А400С і А500С, як напружену – канати К1400, пучки або пасма з високоміцного дроту Вр1300-Вр1400. Стінку стовбура армують меридіональною та кільцевою арматурою.

Меридіональну арматуру встановлюють виходячи з розрахунку горизонтальних перерізів стовбура, кільцеву – з розрахунку вертикальних перерізів на температурно-вологісний вплив. Зазвичай передбачають подвійне армування стінки. При цьому рекомендується приблизно 2/3 всієї меридіональної арматури розміщувати біля зовнішньої поверхні стовбура.

Діаметр меридіональної арматури повинен становити до 25 мм, бажано до 18–20 мм, розташовуючи її рівномірно по периметру перерізу на відстані 125–250 мм. Крок стрижнів біля зовнішньої та внутрішньої поверхонь може бути різним.

Мінімальний діаметр стрижнів кільцевої арматури – 10 мм, максимальний крок цих стрижнів – 250 мм [23, 29].

На рисунку 4.7 показано рішення, коли вся арматура зосереджена біля зовнішньої поверхні стовбура і тільки в місцях примикання до стінки стовбура горизонтальних діафрагм жорсткості, балконів, майданчиків і т. п. передбачено подвійне армування меридіональною і кільцевою арматурою. Такий варіант армування може бути використаний, якщо він обґрунтований розрахунком при товщині стінки 180–300 мм. На більшу увагу заслуговує спосіб, запропонований Фріцем Леонгардтом – армування стінок товщиною до 300 мм одиночною меридіональною і подвійною кільцевою арматурою (рис. 4.7, б) з розташуванням внутрішньої кільцевої арматури окремими групами на відстані 2–2,5 м за висотою. Такий прийом армування, що забезпечує сприйняття в перерізах з тріщинами можливі кільцеві зусилля розтягу у внутрішній поверхні стінки, в той же час спрощує технологічні процеси зведення стінок стовбура.

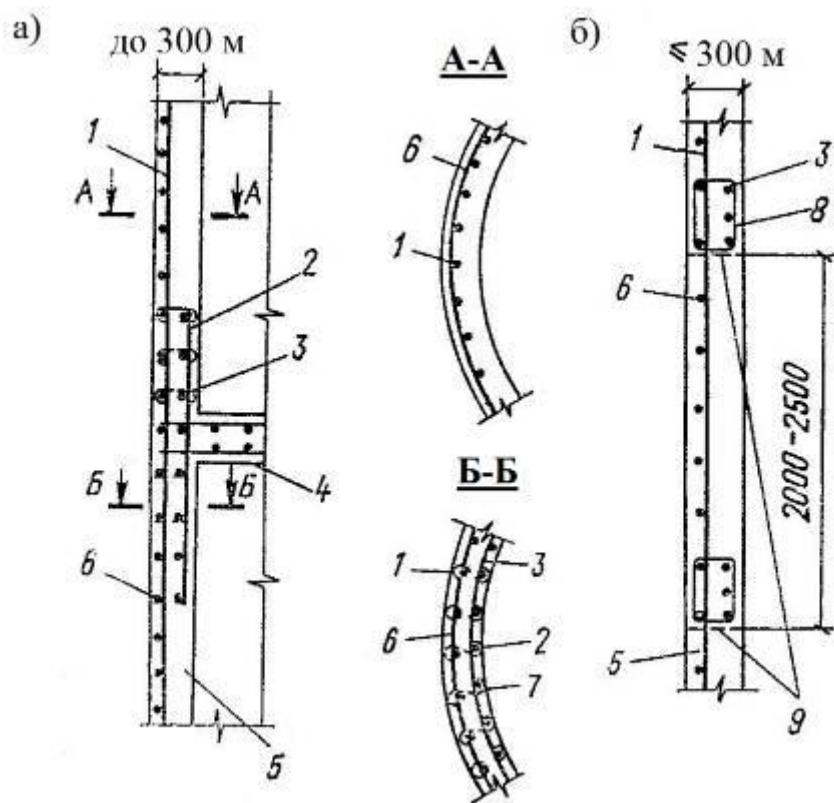


Рисунок 4.7 – Деталі армування стінки стовбура башти: 1, 2 – меридіональна арматура; 3, 6 – кільцева арматура; 4 – діафрагма; 5 – стінка стовбура; 7 – шпильки; 8 – хомути; 9 – будівельний шов

При подвійному армуванні кільцева арматура внутрішнього ряду повинна бути з'єднана шпильками, які встановлюються в шаховому порядку (рис. 4.7, а) або хомутами (рис. 4.7, б) з арматурою зовнішнього ряду. Стики меридіональних стрижнів, розташованих біля зовнішньої поверхні стовбура, бажано зварювати тільки «встик», оскільки експериментально встановлено, що якщо стрижні з'єднані внапуск, можливе руйнування захисного шару в зоні стику, особливо при діаметрі арматури більше 18 мм. Стики внапуск рекомендується виконувати з обв'язуванням кінців з'єднувальних стрижнів в'язальним дротом. Захисний шар меридіональної арматури зовнішнього ряду має бути не менше 35 мм, внутрішнього – не менше 30 мм.

Усередині стовбура можуть влаштовуватись різного роду діафрагми у вигляді залізобетонних кільцевих плит суцільного або коробчастого перерізу. Зазвичай діафрагми передбачаються у місцях зміни перерізу стовбура,

з'єднання стовбура з підвищеною частиною фундаменту (рис. 4.2, а, ж) або з базою башти (рис. 4.2, г, д). У деяких випадках їх передбачають у місцях примикання до стовбура зовнішніх платформ значного вильоту або основних тримальних залізобетонних конструкцій зовнішніх облаштувань. Порівняно рідко по всій висоті стовбура влаштовують спеціальні діафрагми жорсткості, розташовуючи їх на відстані 30–50 м. Кількість потужних діафрагм в стовбурі по можливості повинно бути невеликим, оскільки їхнє облаштування пов'язано з додатковими виробничими труднощами і вони вносять небажані збурення у напружено-деформований стан стовбура, особливо внаслідок температурно-вологісних впливів на споруду.

Оголовок башти конструктивно оформляється таким чином, щоб у ньому можна було жорстко защемити металеву антенну щоглу. Детальне рішення може бути виконане або у вигляді однієї достатньо масивної плити завтовшки до 1 200–1 500 мм (рис. 4.6, а) або у вигляді двох плит, розташованих на деякій відстані один від одного (рис. 4.6, г).

Зовнішні платформи, а також тримальні конструкції висотних зовнішніх круглих облаштувань у плані башт можуть бути виконані із залізобетону у вигляді:

1) монолітних консольних кільцевих плит, жорстко з'єднаних зі стінкою стовбура (рис. 4.8, а);

2) монолітних консольних кільцевих плит, шарнірно з'єднаних зі стінкою стовбура (рис. 4.8, б);

3) монолітних кільцевих консольних плит, з'єднаних зі стовбуром таким чином, що допускається можливість радіального зміщення плити по відношенню до стінки стовбура (ковзне з'єднання, рис. 4.8, в);

4) монолітних або збірних балкових консольних конструкцій (рис. 4.8, г);

5) конічних пологих тонкостінних оболонок з попередньою напругою або без неї (4.8, д).

Друге, третє та четверте конструктивні рішення щодо витрати матеріалів поступаються першому, але забезпечують зменшення негативного впливу

платформи на стінку стовбура, зокрема внаслідок температурно-вологісних впливів. З перерахованих конструктивних рішень зовнішніх платформ найбільш економічним з витрат матеріалів є рішення у вигляді тонкостінної конічної оболонки.

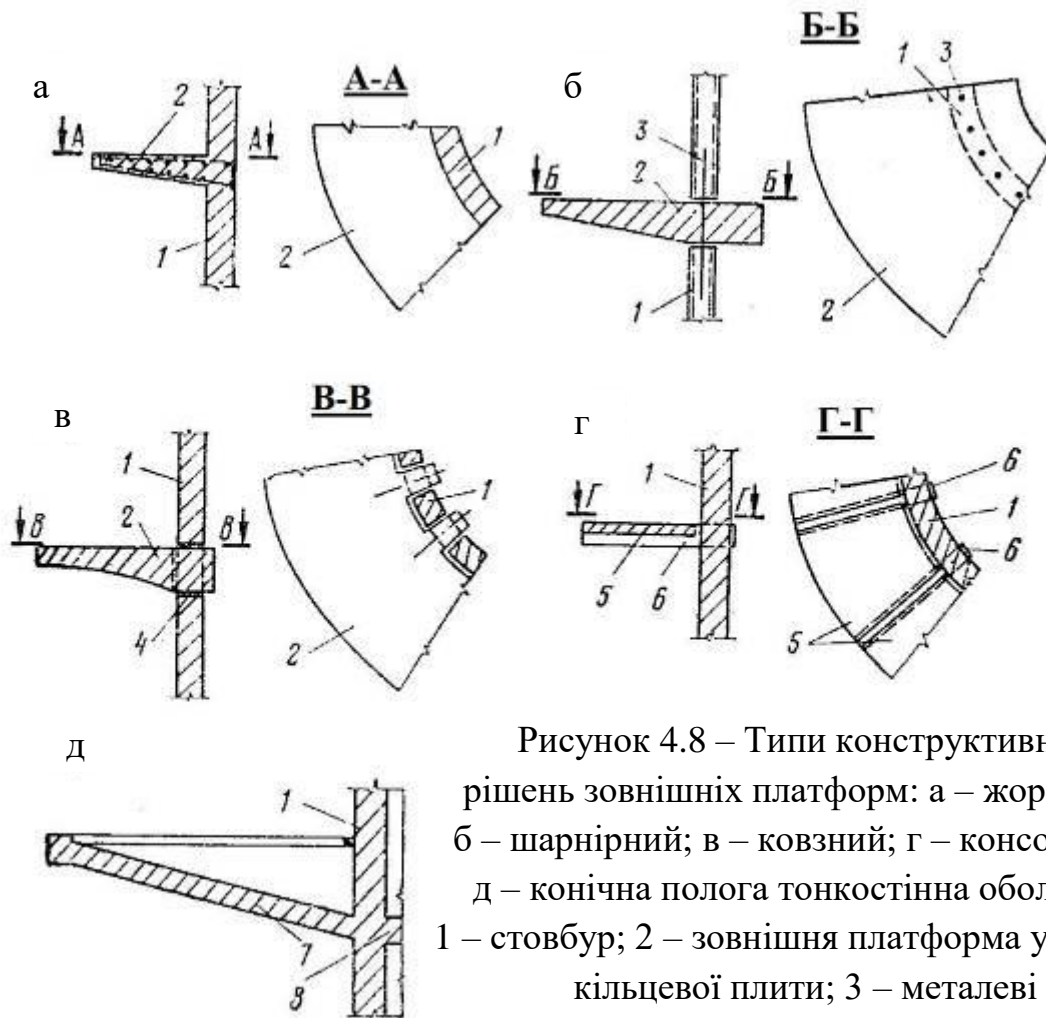


Рисунок 4.8 – Типи конструктивних рішень зовнішніх платформ: а – жорсткий; б – шарнірний; в – ковзний; г – консольний; д – конічна полога тонкостінна оболонка; 1 – стовбур; 2 – зовнішня платформа у вигляді кільцевої плити; 3 – металеві стрижні; 4 – неопрен; 5 – балкова плита; 6 – збірна консольна балка; 7 – конічна оболонка; 8 – діафрагма

Залізобетонні конструкції зовнішніх платформ та балконів, висотних зовнішніх облаштувань проєктуються відповідно до загальних правил конструювання та розрахунку аналогічних залізобетонних конструкцій. Розраховуються вони на дію вертикальних навантажень від власної ваги

конструкцій, технологічного обладнання, людей, снігу, ожеледиці та температурних впливів.

### 4.3 Розрахунок стовбурів башт

Розрахункова схема стовбура споруд баштового типу є стрижнем постійного або змінного по висоті поперечного перерізу, защемленого в нижній основі, тобто консоль. Внаслідок дії швидкісного напору вітру гнучкий стовбур піддається згинанню та коливанню, тому при періоді вільних коливань споруди  $T > 0,25$  с, вітрове навантаження необхідно визначати з урахуванням динамічного впливу пульсації швидкісного напору, що викликається поривами вітру. Крім того, для стовбура з ухилом зовнішньої поверхні не більше 1,2 % роблять перевірочний розрахунок на резонанс.

Період власних коливань конструкції визначають за такою формулою:

$$T = \xi H^2 \sqrt{A_1 \rho_m / (g B_1)}, \quad (4.1)$$

де  $\xi$  – коефіцієнт, що залежить від форми стовбура;

$H$  – висота стовбура;

$A_1$  і  $B_1 = M / p_1$  – площа і згинальна жорсткість перерізу 1-1 стовбура відповідно (рис. 4.9);

$\rho_m$  – середня щільність матеріалу стовбура;

$g$  – прискорення вільного падіння.

При розрахунку конструкцій стовбура враховуються такі основні навантаження та впливи:

а) вертикальні навантаження від власної ваги стовбура, ваги зовнішніх висотних будов та балконів, антенної щогли, технологічного обладнання; за необхідності мають бути враховані змінні навантаження від людей, снігу, ожеледиці;

б) горизонтальне навантаження від вітру з урахуванням динамічного впливу пульсацій швидкісного тиску;

в) температурні впливи від одностороннього нагрівання стовбура, обумовлені сонячною радіацією, а також різницею температури повітря всередині та зовні башти;

г) впливи від попередньої напруги;

д) сейсмічні впливи [30].

Стовбур споруд радіотелевізійного типу розраховують за деформованою схемою. Оскільки під впливом вітрової, температурної навантажень та інших впливів стовбур прогинається і фундамент повертається, то в перерізах стовбура виникають додаткові моменти, що його згинають від існуючих вертикальних навантажень. Під впливом сонячних променів сторона стовбура, звернена до нього, нагрівається більше, ніж протилежна тіньова сторона. Тому стовбур додатково ще прогинається у тіньовий бік.

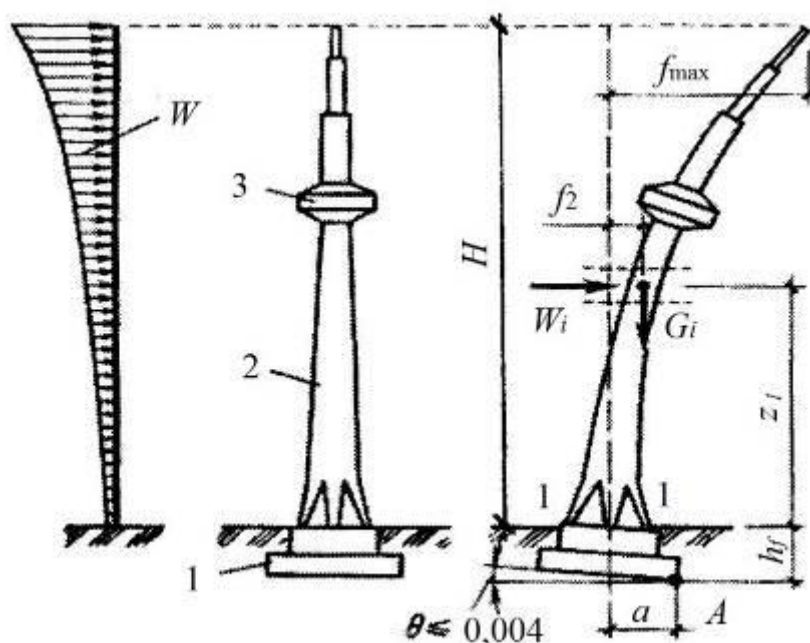


Рисунок 4.9 – До розрахунку стовбурів баштових споруд:

1 – фундамент; 2 – стовбур; 3 – облаштування

Згинальні моменти в нормальних перерізах консолі стовбура визначаються з урахуванням деформації його під впливом горизонтального навантаження, що виникає від вітру, температурних впливів та нахилу фундаменту. Сумарний момент можна визначити за формулою (рис. 4.9):

$$M = M_w + M_g, \quad (4.2)$$

де  $M_w$  – згинальний момент внаслідок вітрового навантаження ( $M_w = \sum W_i \cdot z_i$ );

$M_g$  – додатковий момент, що виникає при вертикальних навантаженнях через відхилення осі стовбура від вертикального його положення ( $M_g = \sum G_i \cdot f_i$ ).

Сумарне відхилення осі стовбура від вертикалі в  $i$ -тій точці становить (попередньо уся висота  $H$  ділиться на  $i$  точки)

$$f_i = f_{i_1} + f_{i_2} + f_{i_3}, \quad (4.3)$$

де  $f_{i_1}$  – прогин стовбура від горизонтальних навантажень:

$$f_{i_1} = \frac{W(H - z_i)^4}{12E_i J_i k}. \quad (4.4)$$

У формулі (4.4)  $W$  – тиск вітру у відповідній точці  $i$ ;  $H$  – повна висота стовбура;  $z_i$  – відстань від вершини фундаменту до  $i$ -тої точки;  $E_i J_i$  – згинальна жорсткість  $i$ -того перерізу;  $k = 0,85$ .

$f_{i_2}$  – відхилення стовбура від нахилу фундаменту:

$$f_{i_2} = (z_i + h_\phi) \operatorname{tg} \theta, \quad (4.5)$$

де  $z_i$  – відстань від вершини фундаменту до  $i$ -тої точки;

$h_\phi$  – висота фундаменту ( $\operatorname{tg} \theta = 0,004$ );

$f_{i_3}$  – прогин, викликаний одностороннім нагріванням стовбура сонячним випромінюванням:

$$f_{i_3} = \int_0^{z_i} \frac{1}{\rho_t(z)} M_{\rho_i=1}(z) dz, \quad (4.6)$$

де  $\frac{1}{\rho_t(z)} = \frac{\alpha_t \Delta t_i}{D_{сеч}}$  – кривизна елемента в перерізі, розташованому на рівні  $z$ ;

$\alpha_t$  – коефіцієнт лінійного розширення;

$\Delta t_i$  – різниця температур в перерізі (20°C, 30°C);

$D_{сеч}$  – діаметр розглянутого перерізу або діагональ;

$M_{P_i} = 1$  – згинальний момент на рівні  $z$  від дії однієї сили  $P_i = 1$ .

Для визначення сумарного моменту від всіх вертикальних навантажень на даній ділянці  $i-i$  необхідно знайти прогини в  $i$ -му перерізі і в  $i+1$  перерізі ( $k$  – тому перерізі), потім:

$$M_g = \sum_k^n P_i (f_i - f_k), \quad (4.7)$$

де  $P_i$  – всі вертикальні навантаження розташовані над відповідним перерізом.

Після цього визначають сумарний момент у довільному перерізі за формулою (4.2).

Додатково за допомогою розрахунку перевіряють стійкість радіотелевізійних веж щодо перекидання до фундаментної точки А (рис. 4.9) [31]. Стійкість споруди забезпечується, якщо дотримується така умова:

$$\chi = \frac{M_1}{M_2} = \frac{\sum G_i \cdot (a - f_i)}{\sum W_i \cdot (z_i + h_\phi)} \geq 1,5, \quad (4.8)$$

де  $M_1$  – момент утримання;

$M_2$  – перекидний момент.

Значення  $f_i$  і  $z_i$  беруться за формулами, наведеними раніше.

#### 4.4 Перехідна опорна база стовбурів

У ряді конструктивних рішень радіорелейних і радіотелевізійних веж можуть застосовуватися опорні бази стовбурів, що забезпечують плавний перехід від головного стовбура до заглибленого фундаменту, розвиненого у плані. Дані перехідні бази можуть виглядати як розширений циліндр з конічними скосами, гіперболоїд обертання, окремі опорні ноги прямокутного або трапецієподібного контуру, конічна оболонка та інші форми.

Товщина стінок стовбура може становити 300–600 мм і більше в залежності від його висоти і товщини стінки в місці контакту з базою. Опорні основи посилено армовані порівняно зі стінками стовбурів; зазвичай, вони мають подвійну сітку в перерізі з щільним розташуванням кільцевої і

меридіональної арматури класів А400С, А500С і вище. Застосовується бетон підвищених марок – В30-В40 (С25/30, С32/40), а в ряді випадків і В50 (С45/50).

Оболонка опорної бази стовбура розраховується на дію тих же навантажень, що й сам стовбур. Вплив стовбура на оболонку чи інші конструкції становить три внутрішні зусилля –  $N, M, V$ . Ці зусилля можуть або рівномірно розподілятися по периметру оболонки, або пропорційно розкладатися на опорні ноги-стійки. Варіант розподілу зусиль за периметром оболонки наведено на рисунку 4.10.

До верхнього обрізу опорної бази одночасно прикладаються такі навантаження:

– рівномірно розподілене навантаження від  $N_{1-1}$ :

$$p = \frac{N_{1-1}}{\pi D}; \quad (4.9)$$

– змінне розподілене навантаження від згинального моменту  $M_{1-1}$ :

$$p_b \cos \alpha \approx \frac{M_{1-1} \cdot \delta_{1-1}}{W_{1-1}} \cdot \cos \alpha \quad (4.10)$$

– горизонтальне зсувне навантаження від поперечної сили  $V_{1-1}$ :

$$p_2 \sin \alpha \approx \frac{V_{1-1} \cdot S_{1-1}}{2J_{1-1}} \cdot \sin \alpha. \quad (4.11)$$

У цих формулах  $N_{1-1}$  – рівнодіюча всіх вертикальних навантажень, включаючи власну вагу конструкцій та вагу обладнання, а також змінні навантаження;  $M_{1-1}$  – згинальний момент у перерізі 1–1 основи стовбура від діючих на стовбур горизонтальних і вертикальних навантажень (приймається з розрахунку стовбура за деформованою схемою);  $V_{1-1}$  – поперечна сила в перерізі 1-1 від горизонтальних навантажень, що діють на стовбур; кут  $\alpha$  показує відхилення точки кола, в якому визначається навантаження від горизонтальної лінії;  $S_{1-1}$ ,  $J_{1-1}$ ,  $W_{1-1}$  – відповідно статичний момент, момент інерції і момент опору перерізу бази відносно центральної осі;  $\delta_{1-1}$  і  $D$  – товщина стінки та середній діаметр поперечного перерізу 1–1.

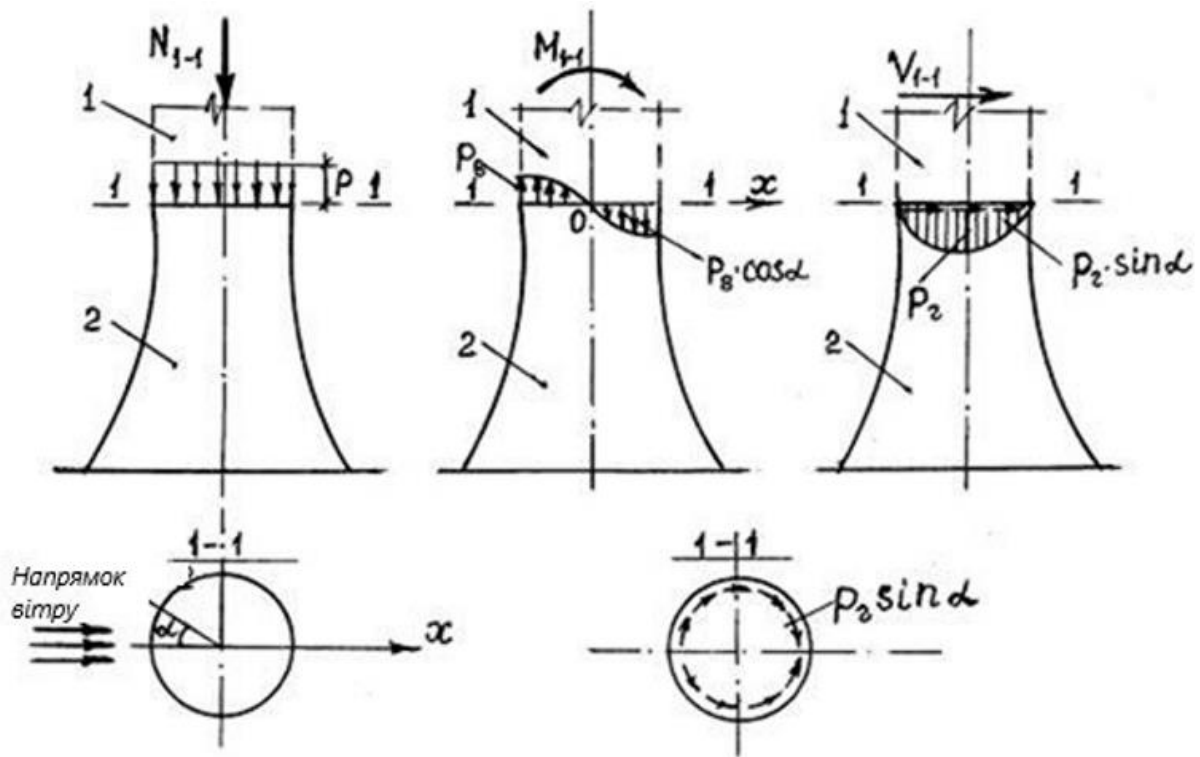


Рисунок 4.10 – Розрахункові схеми опорної бази стовбура:

1 – стовбур; 2 – опорна база

Зусилля в обіймі бази стовбура  $N_1$  і  $N_2$  від дії вертикальних навантажень, включаючи навантаження  $p$ , при поперемінній її товщині визначаються виходячи з моментної теорії оболонок за такими формулами:

$$N_1 = -\frac{a}{\rho \sin \psi} \left\{ \frac{Q_0 \rho_B}{a} + (g_{об} + g_{изол}) \left[ (\xi - \xi_B) + \frac{c_1}{3} (\xi^3 - \xi_B^3) \right] + \frac{\Delta g_{об}}{\chi} e^{\chi(\xi - \xi_n)} \left[ 1 + \frac{c_1}{\chi^2} (\chi^2 \xi^2 - 2\chi \xi + 2) \right] \right\}; \quad (4.12)$$

$$N_2 = \frac{A}{\rho^2} N_1 - A \cdot a g \xi; \quad (4.13)$$

$$g = \left\{ \gamma_{изол} \delta_{изол} + \gamma_{жоб} [\delta_{об} + \Delta \delta_{об}] \cdot e^{\chi(\xi - \xi_n)} \right\}; \quad (4.14)$$

$$c_1 = \frac{\bar{\rho}_n - 1}{\xi_n^2}.$$

У наведених формулах (4.12), (4.13) і (4.14) прийняті такі позначення для форми опорної бази у вигляді одно порожнинного гіперболоїду обертання (рис. 4.11) з висотою  $H_1$ :

$\xi = \frac{z}{a}$ :  $z$  – поточна координата висоти;  $a$  – радіус кола на цьому рівні;

$\xi_n = \frac{z_n}{a}$ :  $z_n$  – відстань від нижнього кільця опорної бази до перерізу, що

розглядається;

$\xi_B = \frac{z_B}{a}$ :  $z_B$  – відстань від верхнього кільця опорної бази до перерізу, що

розглядається;

$r$  – радіус паралелі на заданому рівні;

$\rho_n = \frac{r_n}{a}$  – відносний радіус нижнього перерізу;

$\rho_n = \frac{r_n}{a}$  – відносний радіус верхнього перерізу;

$R = \frac{(1+r'^2)^{3/2}}{r''}$  – радіус кривизни меридіана.

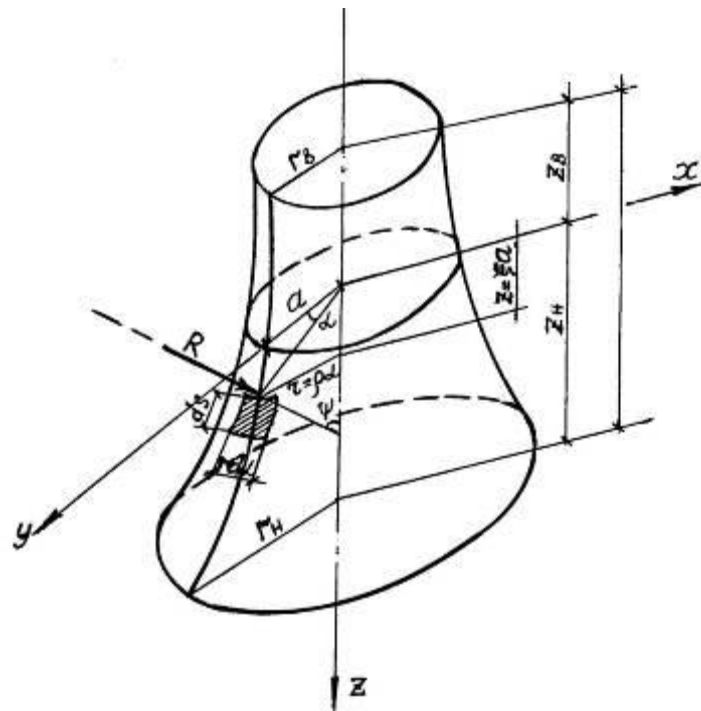


Рисунок 4.11 – До розрахунку опорної бази радіотелевізійної вежі

Інші параметри у формулах (4.12) і (4.13) визначаються наступним чином:

$$\rho = \frac{r}{a} = \sqrt{1 + A\xi^2}; \quad A = \frac{(\rho_n^2 - 1)}{\xi_n^2}; \quad \bar{\rho} = \sqrt{1 + B\xi^2}; \quad B = A + A^2;$$

$$\sin \psi = \frac{\rho}{\bar{\rho}}; \quad \cos \psi = \frac{A\xi}{\bar{\rho}}; \quad r = x^2 + y^2.$$

Коефіцієнт  $\chi$  можна взяти з діапазоном від 1,8 до 2.

При визначенні всіх зазначених параметрів координата  $z$  враховується зі своїм знаком. Силкові зовнішні параметри мають такі позначення:

$Q_0$  – вертикальне навантаження на 1 метр периметра верхнього кільця жорсткості від його ваги, ізоляції на кільці, снігу тощо;

$g_{из}$  – вертикальне навантаження від ваги 1 м<sup>2</sup> шару ізоляції ( $\delta_{из}$  – товщина шару ізоляції);

$\gamma_{из}$  – середня щільність ізоляції;

$g_{об}$  – вертикальне навантаження від ваги 1 м<sup>2</sup> стінок оболонки постійної товщини  $\delta_{об}$ ;

$\Delta g_{об} \cdot e^{\chi(\xi - \xi_0)}$  – збільшення вертикального навантаження (на рівні  $\xi = \frac{z}{a}$ ) від маси 1 м<sup>2</sup> оболонки шляхом плавного потовщення її стінки в нижній зоні;

$(\delta_{об} + \Delta\delta_{об})$  – найбільша товщина стінки оболонки в місці її з'єднання з опорним кільцем або опорною колонадою.

Якщо опорна основа стовбура має постійну товщину по всій своїй висоті і навантажується симетричним вертикальним навантаженням, то рівняння для визначення меридіональних  $N_1$  і кільцевих  $N_2$  зусиль значно спрощуються:

$$N_1 = -\frac{Q_\psi}{2\pi r \sin \psi}; \quad (4.15)$$

$$N_2 = -\left(p_3 - \frac{N_1}{R}\right) \frac{r}{\sin \psi}; \quad (4.16)$$

де  $Q_\psi$  – рівнодіюча всіх вертикальних навантажень, що діють на оболонку вище розглянутого горизонтального перерізу;

$p_3$  – горизонтальне навантаження на 1 м<sup>2</sup>, що діє перпендикулярно площі, що розглядається (складова вітрового навантаження).

Зусилля при безмоментному напруженому стані в гіперболічній оболонці основи стовбура під впливом навантажень  $p_B \cos \alpha$  і  $p_2 \sin \alpha$  можуть бути

визначені для будь-якої точки на поверхні з координатами  $\alpha$  і  $\psi$  (рис. 4.11) за такими формулами:

$$N_1 = p_B \cos \alpha \frac{a^2}{r^2 \sin \psi}; \quad (4.17)$$

$$N_2 = p_b \cos \alpha \frac{a^6}{b^2 r^4} \sin \psi; \quad (4.18)$$

$$S = -p_B \cos \alpha \frac{a^3}{b r^2} \sqrt{1 - \frac{a^2}{r^2}}; \quad (4.19)$$

від навантаження  $p_2 \sin \alpha$

$$N_1 = p_2 \sin \alpha \frac{b}{r \sin \psi} \sqrt{1 - \frac{a^2}{r^2}}; \quad (4.20)$$

$$N_2 = p_2 \sin \alpha \frac{a^4}{b r^3} \sin \psi \sqrt{1 - \frac{a^2}{r^2}}; \quad (4.21)$$

$$S = p_2 \sin \alpha \frac{a^3}{r^3}. \quad (4.22)$$

Значення параметрів  $a, \psi, \alpha, r$ , наведені вище, ширина  $b$  відповідає розміру перерізу в напрямку  $y$ .

## ТЕМА 5 КАНАЛИ І ТУНЕЛІ

Канали та тунелі належать до того різновиду інженерних споруд, які забезпечують переміщення матеріалів, комунікацій, транспортних засобів та людей у заданому напрямку з відокремленням цих потоків від зовнішнього середовища. Матеріалами для такого розмежування можуть бути деревина, метал, камінь, залізобетон, пластмаси, синтетичні плівки, гумові конструктиви та ін. Найбільш застосовуваними, довговічними та економічно обґрунтованими є залізобетонні конструкції каналів та тунелів. При цьому під каналами в цій темі лекції маються на увазі технологічні канали, а не гідротехнічні.

У більшості випадків такі інженерні споруди розміщуються під землею, але в деяких виняткових ситуаціях вони можуть розміщуватися над поверхнею землі, при цьому влаштовуються спеціальні опори та пілони.

За своїм призначенням канали у промисловому та цивільному будівництві використовуються для міжквартальної, міжцехової та внутрішньоцехової прокладки різних комунікацій, електрокабелів, трубопроводів різного призначення, відведення стічних вод, транспортування різноманітних продуктів та відходів промислового, хімічного та сільськогосподарського виробництва. Більшість каналів мають невелику глибину закладення, що становить 500-700 мм та невеликі розміри.

На відміну від каналів тунелі мають більш розгалужену сферу застосування, великі розміри в поперечному перерізі та різноманітні конструктивні рішення. Тунелі зазвичай багатофункціональні і можуть поєднувати функції каналів та транспортних коридорів.

У зв'язку з цим аналізувати конструктивні рішення, призначення та способи розрахунку залізобетонних каналів та тунелів бажано окремо, щоб підкреслити як їх відмінності, так і однакові елементи цих інженерних споруд.

Проектування каналів та тунелів ведеться відповідно до вимог діючих нормативних документів [8–14, 16–17, 22–24, 29, 32–40].

## **5.1 Види і конструктивні особливості каналів**

Використовуються два основні види каналів – непрохідні або напівпрохідні. Якщо канали напівпрохідні, тобто по них людина може пройти трохи зігнувшись, їх висота повинна становити не менше 1500 мм; непрохідні канали мають меншу висоту та використовуються лише для пропуску технологічних комунікацій.

Варто зазначити, що за призначенням канали можуть бути гідротехнічними і технологічними. Перші майже всі відкриті, а другі, зазвичай, закриті.

Історія будівництва каналів надзвичайно давня та багата. Ще у первісних громадах люди намагалися створити водогін, використовуючи каміння та місцеві будівельні матеріали – глину, пісок, деревину. Згодом, у міру розвитку техніки та людського інтелекту, канали починають робити більш довговічними та функціонально різноманітними. Відомі водогінні та стічні канали в древньому Римі (III–IV ст. до н. е., відомі підземний стічний канал – клоака Максима, Аппієв водопровід та ін.). У древньому Китаї ще в III і II тис. до н. е. будувалися канали для зрошення та водопостачання. Згодом їх почали використовувати для судноплавства, сполучення річок, озер, морів. Гідротехнічні канали вивчають у спеціальних інженерних дисциплінах, і у цьому конспекті лекцій вони не розглядаються.

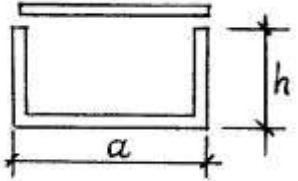
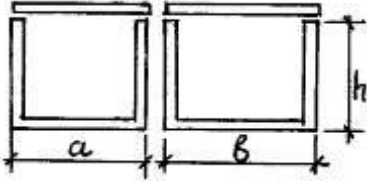
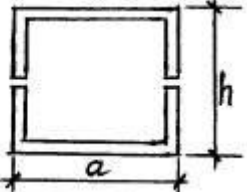
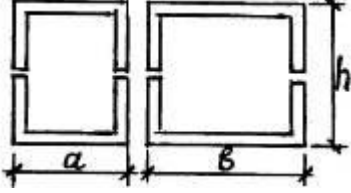
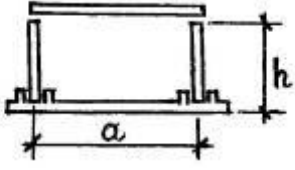
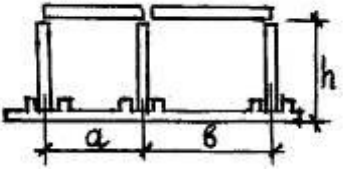
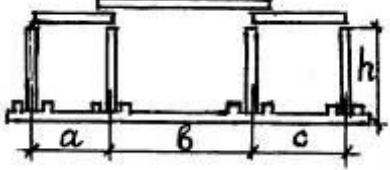
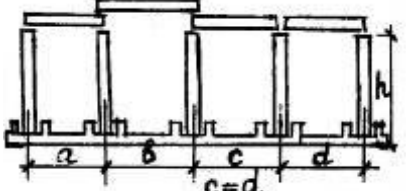
Характеризують лише різновиди технологічних залізобетонних каналів, які у більшості випадків використовуються як закриті та призначені для пропускання різних комунікаційних систем. Ці канали будуються переважно збірними залізобетонними за типовими серіями і лише в окремих випадках монолітними суцільними.

На підставі уніфікації типових серій ТС-04-01 та ТС-01-03 розроблено габаритні схеми одно-, дво- та багатосекційних каналів з конструкцій двох типів: лоткових та поелементних збірних залізобетонних, що складаються з плит днища, стін та плит покриття. Канали маркуються літерами та цифрами, що позначають вид конструкції, кількість секцій та геометричні розміри. Літерами КЛ позначаються канали з лоткових елементів, що перекриваються плитами; літерами КЛС – канали, що влаштовуються лише з лоткових елементів; літерами КС – канали із збірних плит. Якщо канали влаштовуються напівпідземним способом, додається ще індекс П. Цифра перед літерами показує кількість секцій у багатосекційних каналах, а цифри після літер – номінальні геометричні розміри каналів у сантиметрах.

У таблиці 5.1 наведено приклади застосування різних типів каналів у будівлях та спорудах.

Таблиця 5.1 – Приклади застосування різних типів каналів у будівлях

та спорудах

Схема каналу	Марка каналу	Габарити, мм		
		<i>a</i>	<i>b</i>	<i>h</i>
1	2	3	4	5
	КЛ 60-30 КЛ 90-45 КЛ 120-60 КЛ 210-60	600 900 1200 2100	– – – –	300 450 600 600
	2КЛ 60-30 2 КЛ 90-60 2КЛ (60+90)-60 2КЛ (60+15)-60	600 900 600 600	600 900 900 1500	300 600 600 600
	КЛс 90-90 КЛс 120-120 КЛс 150-120 КЛс 210-120	900 1200 1500 2100	– – – –	900 1200 1200 1200
	2КЛс 90-90 2КЛс (90+120)-90 2КЛс 150-120 2КЛс (120+210)-120	900 900 1500 1200	900 1200 1500 2100	900 900 1200 1200
	КС 90-90 КС 150-90 КС 120-120 КС 210-120	900 1500 1200 2100	– – – –	900 900 1200 1200
	2КС 120-90 2КС 210-90 2КС (120+150)-90 2КС (120+210)-120	1200 2100 1200 1200	1200 2100 1500 2100	900 900 1200 1200
	3КС 90-90 3КС 210-90 3КС 150-120 3КС 210-120	900 2100 1500 2100	900 2100 1500 2100	900 900 1200 1200
	4КС 120-90 4КС 210-90 4КС 150-120 4КС 210-120	1200 2100 1500 2100	1200 1200 1500 2100	900 900 1200 1200

Розміри каналів за шириною прийняті кратними 300–600, 900, 1 200, 1 500 та 2 100 мм; розміри за висотою – 300, 450, 600, 900 та 1 200 мм. Фактичні розміри каналів можуть відрізнятись від прийнятих габаритних схем на  $\pm 30$  мм. Встановлені розміри дозволяють різко скоротити кількість габаритних схем, практично задовольняючи вимоги всіх галузей промисловості та видів будівництва.

Уздовж траси прокладання каналів обов'язково влаштовуються оглядові колодязі (камери) як виготовлені, збірні або монолітні у вигляді прямокутників або циліндричних конструкцій.

Довжина збірних елементів каналів уздовж траси становить 3 м, за винятком плит днища двосекційних каналів, довжина яких – 1,5 м. Довжина підібраних елементів лотків – 0,6; 0,9; 1,2; 1,5 та 2,1 м; плит перекриття – 0,9; 1,2; 1,5; 1,8 та 2,1 м, стінних плит – 0,9 та 1,2 м.

Відстань між деформаційними швами становить трохи більше 50 м для підземних каналів і трохи більше 30 м для напівпідземних. Деформаційні шви рекомендується влаштовувати в місцях примикання каналів до оглядових камер і до компенсаторних ніш або ж на межі ланок з різко різними перерізами, навантаженнями і т. д. Кути поворотів одно- і багатосекційних каналів і компенсаторні ніші можуть бути вирішені у двох варіантах: з монолітним перекриттів або з монолітним днищем, стінами та збірними плитами перекриттів.

Захисний шар бетону в лотках, стінних плитах і плитах днища при товщині конструкції до 100 мм становить 15–20 мм, а за товщини більше 100 мм – 20–25 мм. У плитах перекриття захисний шар бетону складає 15 мм.

У типових серіях викладено вказівки щодо застосування уніфікованих збірних залізобетонних каналів на ґрунтах із просадними властивостями. Розглянуто два типи ґрунтових умов будівельних майданчиків: 1) коли просідання ґрунту від власної ваги практично відсутнє і не перевищує 3–5 см (тип I); 2) коли просідання ґрунту перевищує 5 см (тип II).

За ступенем можливого замокання ґрунтів у основах каналів вони також поділяються на два види – для прокладання кабелів, повітроводів та інших комунікацій, що не містять води чи водних розчинів; канали для прокладання теплофікаційних, технологічних або інших трубопроводів, з яких можливий витік води або водних розчинів.

Траси каналів, у яких не передбачається прокладання трубопроводів з водою або водними розчинами, необхідно прокладати таким чином, щоб забезпечити безперешкодний стік поверхневих атмосферних вод. Відстань від осі каналу до найближчих безканалних комунікацій, що включають воду, повинна бути не менше 5 м для ґрунтових умов типу I та 10 м для ґрунтових умов II типу. Канали для прокладання трубопроводів з водою, що будуються в ґрунтових умовах типу I, повинні бути виконані із збірних залізобетонних конструкцій, виготовлених із щільного бетону (W6, W8), а основа під канали – із ущільненого ґрунту товщиною 200 мм або бетону товщиною 100 мм. Найменша відстань від каналів до споруд має становити 2,5 м.

Якщо канали, що мають трубопроводи з водою або водними розчинами, будуються в ґрунтах типу II, то основа повинна бути з ущільненого ґрунту товщиною 400 мм або бетону товщиною 150 мм, а в місцях стиків лоткових елементів передбачаються підкладки з обробкою бічних зазорів між підкладками та елементами каналів пасмами, просоченими бітумом.

При спорудженні каналів у сейсмічних районах рекомендується дуже ретельно виконувати підготовку під днища каналів, засипати канали з ретельним пошаровим ущільненням ґрунту, а оглядові камери споруджувати з монолітного бетону чи залізобетону та збірних залізобетонних плит перекриття, розроблених для звичайних умов будівництва. У районах із сейсмічністю 9 балів стики збірних елементів марок КЛ, КЛп та КЛс повинні бути посилені підкладками лоткового профілю, аналогічно застосовуваними при будівництві каналів на ґрунтах з просіданням. Для каналів КС та КСп, у яких плити днища та стін встановлюються з перев'язкою, посилення стиків можна не передбачати.

Принципові схеми та конструктивні рішення непрохідних та напівпрохідних каналів наведено на рисунку 5.1.

Для відведення води днища каналів у поперечному напрямку мають ухил щонайменше 0,002.

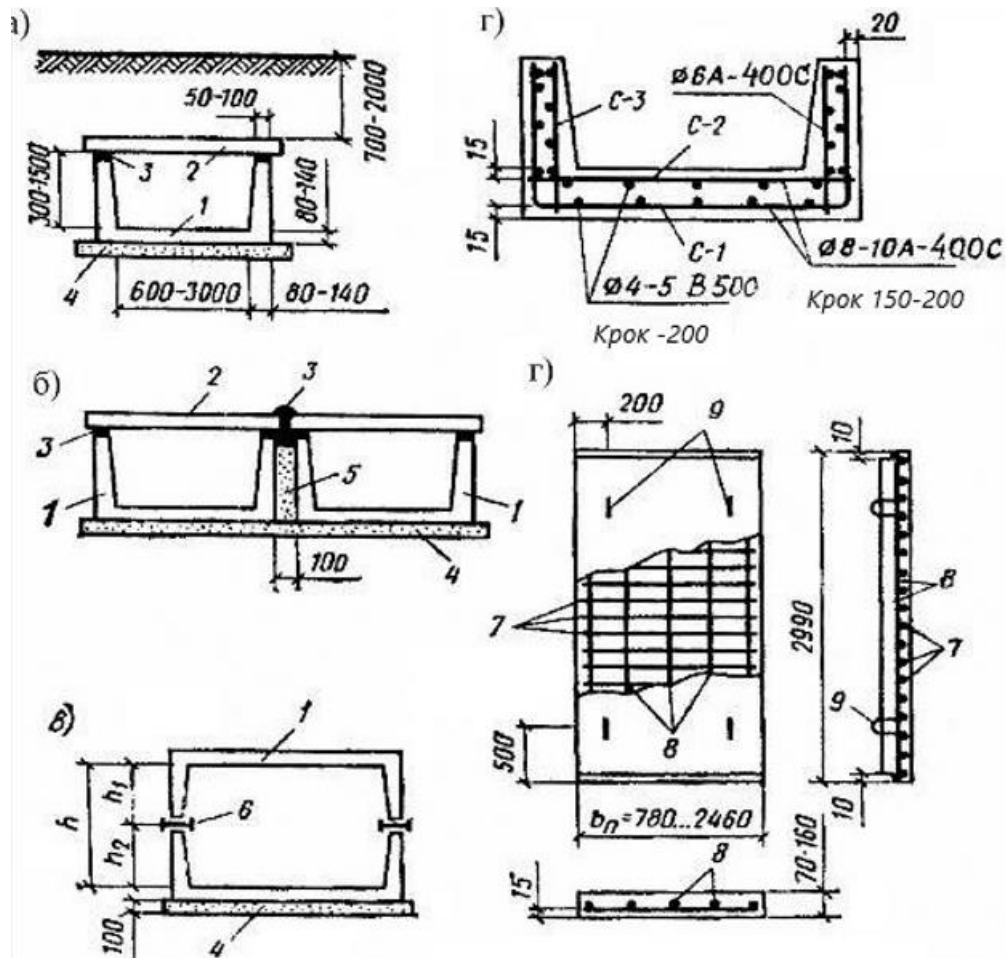


Рисунок 5.1 – Різновиди лоткових каналів та їхні конструктивні рішення:  
 а – канал односекційний; б – канал двосекційний; в – односекційний із двох лотків (при  $h \leq 1500$  мм); г – армування збірної лотка; д – армування збірної плити; 1 – лоток; 2 – плита покриття; 3 – цементний розчин; 4 – піщана підготовка; 5 – отвір між лотками, заповнений піском; 6 – сталева прокладка із двотавра; 7 – робочі стрижні; 8 – монтажні стрижні; 9 – петлі для монтажу плит

Армування стінок та днища каналів може виконуватися за допомогою одинарної або подвійної сітки. Перший тип армування застосовується в малогабаритних каналах 600 мм × 300 ( $h$ ) мм, 900 мм × 300 ( $h$ ) мм, 900 мм × 450 ( $h$ ) мм з товщиною стінок 50–60 мм. У каналах з великими розмірами та товщиною стінок 80–100 мм застосовується подвійна сітка як у

стінах, так і біля днища. Діаметр робочої арматури здебільшого становить 6–10 мм класу А400С, діаметр монтажної арматури – 4–5 мм класу В500 (Вр-I) або 6А400С (див. рис. 5.1).

Дуже поширені внутрішньоцехові канали, призначені для прокладання трубопроводів різного призначення та кабелів, які можуть бути також використані як повітроводи. Ці канали детально представлені в серії ІС-01-04, випуск 7. Внутрішньоцехові канали запроєктовані з перекриттям на рівні підлоги, але також можуть застосовуватися при поглибленому перекритті з відповідною розрахунковою перевіркою.

Елементи внутрішньоцехових каналів можуть застосовуватися у звичайних умовах, на ґрунтах, що просідають, в сейсмічних районах і районах з високим рівнем ґрунтових вод.

Габаритні схеми внутрішньоцехових каналів відрізняються від наведених у таблиці 5.1 тим, що вони включають канали з перетином 300 мм × 300 мм і 450 мм × 300 мм; з них виключені канали шириною 2 100 мм та додатково включені лоткові канали висотою 900 та 1 200 мм, які можна виготовляти на відкритих полігонах.

Для внутрішньоцехової прокладки використовуються канали з лоткових елементів та окремих залізобетонних плит. Перекриття для них складається із плоских залізобетонних плит, а при відповідному обґрунтуванні – з рифленої сталі. На ділянках, де необхідне часте зняття плит, застосовуються плити шириною трохи більше 600 мм. В окремих випадках плити перекриття внутрішньоцехових каналів можуть мати фактурний внутрішній шар.

При прокладанні каналів у цехах із земляною підлогою плити перекриття, що укладаються на рівні підлоги цеху, мають фіксуючі упори з куточків, що приварюються до закладних елементів у плитах.

Розрахунок непрохідних каналів здійснюється за спрощеною розрахунковою схемою, що співвідноситься з розрахунком П-подібної рами, поставленої своєю основою на ґрунт. Стійки рами з'єднані з плитою покриття

шарнірно. Навантаження враховуються лише ті, що відповідають дійсним умовам експлуатації каналів.

Напівпрохідні канали розраховуються практично так само, як і тунелі з усіма навантаженнями на них та різновидами розрахункових схем.

Канали переважно розраховуються за двома групами граничних станів, але в деяких випадках достатньо виконати розрахунок тільки щодо першої групи граничних станів, тобто тільки міцності, що стосується переважно малогабаритних каналів.

## **5.2 Типи тунелів і сфери їхнього застосування**

Тунелі почали будувати в давнину, переважно для подачі води, каналізаційних стоків і для військових потреб. Перший гірський залізничний тунель завдовжки 1 190 м був побудований у 1826–1830 роках у Англії. Один із найдавніших у світі – Симплонський тунель завдовжки 19,78 км, що з'єднав Італію зі Швейцарією, був побудований у 1898–1906 роках. Залізничні тунелі в Україні почали будувати з 1859 року. До кінця минулого сторіччя прокладено велику кількість тунелів на залізницях Кавказу та у Карпатському регіоні. Після 1917 року збудовано великі тунелі на залізниці Миколаїв – Херсон та на Чорноморській залізниці, ряд тунелів на сході України та в Карпатах.

Залізничні тунелі будували різними способами в ґрунті з обкладанням стін масивними каміннями, що захищають поїзди, що рухаються, від обвалів гірських порід, пізніше почали використовувати бетон і залізобетон.

Тунелі в найпростішому розумінні – це протяжна підземна або підводна споруда, призначена для пропускання через висотну або контурну перешкоду транспортних засобів, пішоходів, води, інженерних комунікацій або технологічних ліній.

Усі транспортні тунелі зазвичай мають два виходи на поверхню, а в особливих випадках – лише один (тупиковий тунель транспортного чи

спеціального призначення). Комунікаційні тунелі таких виходів не мають, вони з'єднуються між собою ревізійними камерами.

Експлуатація тунелів забезпечується комплексом узгоджено працюючих підземних та наземних споруд та пристроїв, склад яких залежить від призначення, протяжності та місця розташування тунелю.

Залізничні або автодорожні транспортні тунелі, включаючи метрополітен, крім залізниці або полотна проїзної частини повинні мати водовідвідні, вентиляційні, огорожувальні та захисні споруди та пристрої, що забезпечують безпеку руху пішоходів та обслуговуючого персоналу.

Водовідвідні пристрої необхідні для видалення з тунелю води, що проникає через облаштування стін або надходить з водогону під час робіт. Виконуються вони у вигляді поздовжніх лотків або труб, закладених посередині або збоку тунелю.

Вентиляційні споруди призначені для очищення повітря від вихлопних газів, шкідливих речовин та пилу, що з'являються під час руху транспорту. Конструкція та склад цих споруд залежать від системи вентиляції та довжини тунелю. При штучній вентиляції можуть будуватись вентиляційні стволи, підземні камери або наземні будови для вентиляторів.

До огорожувальних і захисних споруд відносяться портали, облицьовані і підтримуючі стіни вздовж укосів передпортальних заглиблень, що уловлюють стіни з огорожувальними валами і траншеями на пологих ухилах, галереї в припортальних напіввиїмках на крутому косогорі, де існує велика ймовірність обвалів, обсипань та сходу лавин.

До водозахисних споруд відносяться водозбірні та водовідвідні канали, поверхневі та підземні дренажі.

До пристроїв, що забезпечують безпеку пересування, відносяться електричне освітлення тунелів, сигналізація, що оповіщає і захищає, телефонний зв'язок, протипожежне обладнання тощо.

Область застосування та різновиди тунелів настільки широкі, що дозволяють скласти тільки їх загальну класифікацію за призначенням, місцем розташування, глибиною закладення та способом будівництва.

На рисунку 5.2 наведено умовну схему різновидів тунелів з урахуванням їх призначення, місця розташування, глибини закладення та способу будівництва.

На відміну від каналів, всі тунелі прохідні, тобто висота їх перевищує розмір 1,8 м, а за призначенням габарити тунелів можуть мати дуже великі розміри (до 5–9 м за висотою і 6–15 м і більше за шириною).

За призначенням виділяють транспортні тунелі, що використовуються для пропускання автомобільного або залізничного транспорту, поїздів або швидкісних трамваїв, спеціальних видів транспорту (поїздів на магнітних або повітряних подушках). Існують також суміщені транспортні тунелі для деяких видів транспортних засобів та пішоходів, пароплавні тунелі та ін.

Останнім часом поряд протяжних залізничних тунелів здійснюється перевезення автомобілів на спеціальних платформах, що значно економить час, знижує екологічне навантаження та вартість проїзду.

Гідротехнічні тунелі споруджують у системі ГЕС, ГАЕС або АЕС для відведення та подачі води до силових агрегатів (енергетичні та дериваційні). До гідротехнічних можна віднести також меліоративні тунелі для підсушування та зволоження земель, тунелі для водопостачання, а також лісосплавні тунелі.

Комунікаційні тунелі у містах і селах прокладають для різноманітних інженерних комунікацій: електричних кабелів високої чи низької напруги, кабелів зв'язку, тепломереж, водостоків, водопроводу, газопроводу, каналізації та інших. У багатьох випадках влаштовують колекторні тунелі для пропускання кількох видів комунікацій.

Гірничопромислові тунелі будують на гірничодобувних підприємствах, шахтах та копальнях. Вони служать для транспортування руди та породи, провітрювання та осушування підземних виробок.

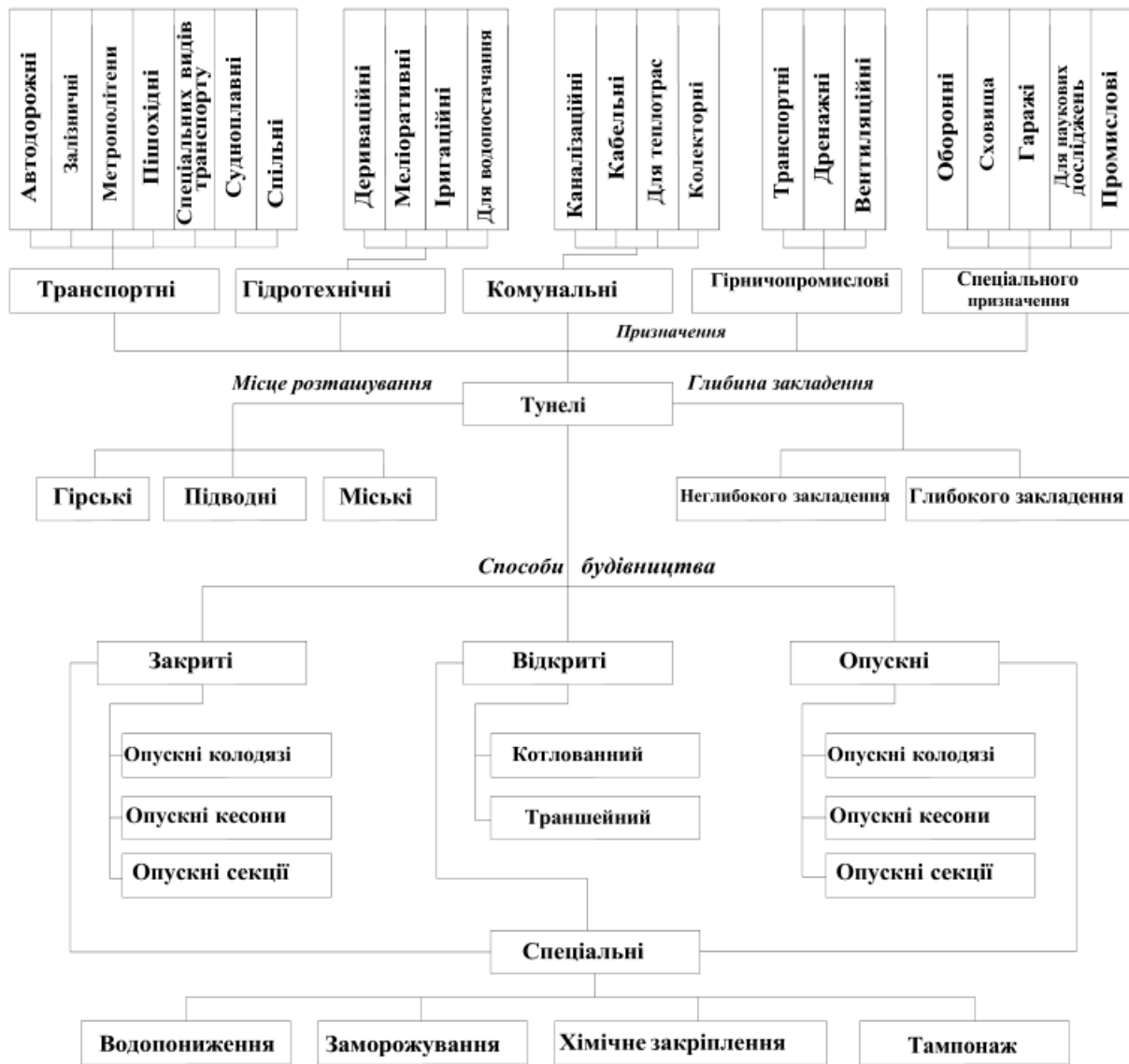


Рисунок 5.2 – Різновиди тунелів

До тунелів спеціального призначення відносяться підземні автостоянки та гаражі тунельного типу, тунелі для наукових досліджень (наприклад, прискорювачі заряджених частинок, тунелі для аеродинамічних випробувань), газо- та нафтоховища, підземні склади, тунелі військово-оборонного характеру.

Транспортні тунелі за місцем розташування поділяються на міські, гірські та підводні. Міські автотранспортні та пішохідні тунелі використовуються для впорядкування руху транспорту та пішоходів на міських магістралях та вулицях. Такий поділ потрібно вважати умовним, оскільки гірські та підводні

тунелі можуть розташовуватися і на ділянках міських територій, розділених висотними чи водними перешкодами. Гірські тунелі споруджуються переважно у гірській місцевості задля подолання висотних перешкод – гірських хребтів, відрогів гір, пагорбів, висот. Підводні тунелі розміщуються у місцях перерізу контурних перешкод: річок, озер, каналів, водосховищ, морських заплав тощо.

Залежно від глибини закладення від землі  $H$  розрізняють тунелі глибокого ( $H > 2-3V$ ) і не глибокого ( $H < 2-3V$ ) закладення, де  $V$  – найбільший розмір (проліт чи висота) поперечного перерізу тунелю. Поряд із цим існують також надглибокі тунелі, глибина яких становить 30–40 м і більше від поверхні землі.

Відповідно до способу будівництва виділяються тунелі, споруджувані закритим, відкритим або опускним способами, кожен з яких має кілька різновидів.

Закриті способи (гірські, щитові, що продавлюються) передбачають ведення робіт без порушення поверхневих умов, а відкриті способи (котловинний, траншейний) – з попереднім руйнуванням поверхні землі. Використовуючи опускні способи (опускні колодязі, секції підводних тунелів) конструкції тунелю виготовляють на поверхні землі, а потім занурюють їх на проєктну позначку.

У найбільш складних інженерно-геологічних умовах для попереднього закріплення або осушення ґрунтового масиву раніше перелічені способи застосовують одночасно зі спеціальними способами робіт – водозниженням, штучним заморожуванням, тампонажем або хімічним закріпленням ґрунтів.

Вибір того чи іншого способу будівництва визначається переважно інженерно-геологічними умовами, довжиною тунелю та розмірами його поперечного перерізу, а також з урахуванням техніко-економічних та екологічних умов.

Гірські та підводні тунелі дуже часто будують за допомогою гірського або щитового способів, а міські тунелі не глибокого закладення – котловинним або траншейним способом.

Гірський спосіб застосовують переважно у скельних ґрунтах. При цьому тунельний виробіток розкривають за один захід або частково, закріплюючи його тимчасовим кріпленням, а потім на деякій відстані від забою зводять постійну конструкцію – спорудження (облаштування) (рис. 5.3, а). У м'яких і слабких ґрунтах найбільш ефективний щитовий спосіб, заснований на використанні пересувного кріплення замкнутого контуру – щита, під прикриттям якого розробляють ґрунт та зводять обробку (рис. 5.3, б). По способу котловану конструкції тунелю зводяться в попередньо влаштованому котловані (рис. 5.3, в), а по траншейному способу в траншеях спочатку обробляють стіни, на які спирається перекриття, а потім розробляють ґрунт між стінами і бетонують лоток тунелю (рис. 5.3, г).

Тунель – складний для здійснення і дорогий вид штучних споруд, що достатньо широко застосовується при будівництві залізниць і автомобільних доріг. За своїми конструктивними формами, розмірами та умовами будівництва тунелі у транспортному будівництві відрізняються від інших видів подібних споруд – гідротехнічних, комунальних, промислових, гірничо-розвідувальних та спеціального призначення.

Гірські тунелі можуть бути перевальними, споруджуваними через високі вододіли; косі гірські, що прокладаються вздовж схилів гір; у вигляді петлі та спіральними, що споруджуються для розвитку траси доріг у гірських умовах.

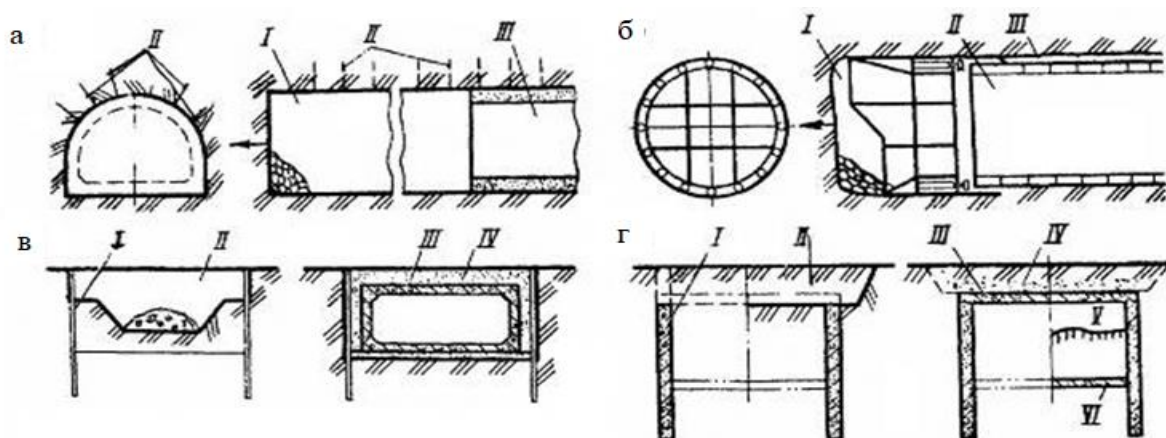


Рисунок 5.3 – Схеми будівництва тунелів I, II, III, IV, V, VI: послідовність виконання будівельних робіт та зведення конструкцій тунелю

При перетині трасою автомобільної дороги великих водних перешкод для забезпечення постійного транспортного зв'язку між берегами поряд із мостовими переходами споруджують підводні тунелі.

Для подолання глибоких, але порівняно вузьких водних перешкод ефективні підводні тунелі на штучних дамбах, окремих опорах (тунелі-мости), а також тунелі, що «плавають», заанкеровані в дно тросовими відтяжками або утримуються на плаву спеціальними плаваючими опорами.

У містах автотранспортні тунелі споруджують для розв'язки руху різних рівнів на перетинах, примиканнях або розгалуженнях магістралей для збільшення або вирівнювання пропускної спроможності окремих ділянок магістралей, поліпшення планувальної структури вуличної-дорожньої мережі, охорони навколишнього середовища, створення під'їзних шляхів до підземних автостоянок та гаражів.

Міські пішохідні тунелі споруджують у місцях інтенсивного вуличного руху для забезпечення руху потоків міського транспорту та пішоходів на різних рівнях та для підвищення їх безпеки.

### **5.3 Види облаштувань тунелів**

Процес проходки тунелю полягає в розробці ґрунту за контуром і розмірами прохідного вироблення, видалення його на поверхню і закріплення виробленого простору тимчасовим або постійним кріпленням.

Простір, що утворився після розробки ґрунту та його видалення, називають гірським виробленням.

Залежно від призначення гірничий виробіток може називатися штольневий (при проходженні штолень), тунельний (при проходженні тунелю на повний переріз), калотний (при проходженні верхньої частини тунелю гірським способом) та ін. Робоче місце, де ведуть розробку ґрунту, це забій вироблення. Передню частину ґрунту, що розробляється, називають «лобом» забою. У процесі проведення робіт забій у міру просування виробітку переміщається вперед.

Конструкцію, що влаштовується для закріплення тунельного виробітку на період проведення робіт, називають тимчасовим кріпленням, а яка служить для постійного закріплення самого виробітку – обробкою або облаштуванням.

Тимчасове кріплення призначене для утримання від обвалів та вивалів ґрунту покрівлі, боків та лоба забою виробітку, під її захистом зводять постійну обробку з бетону, залізобетонних або чавунних тубінгів. Тимчасові кріплення можуть бути дерев'яними, металевими, дерево-металевими та рідше – залізобетонними. Необхідність кріплення покрівлі, боків, лоба забою та підшви виробітку, а також конструкція тимчасового кріплення встановлюються шляхом проведення спеціального проекту виконання робіт (ППР). При щитовому способі проходки тимчасове кріплення використовується тільки для кріплення лоба забою, а кріплення покрівлі, боків та підшви забезпечується елементами конструкції щита, під захистом оболонки якого зводять постійну обробку.

У загальному вигляді обробка (або облаштування) тунелів може мати різні контури (рис. 5.4).

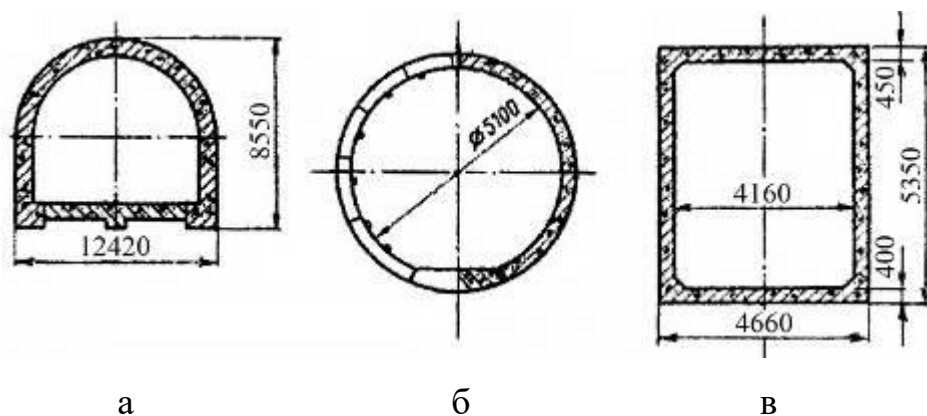


Рисунок 5.4 – Типи облаштувань тунелів: а – підковоподібна; б – кругова;  
в – прямокутна

Облаштування підковоподібного обрису зазвичай використовуються при будівництві камер, розтрубів і транспортних тунелів. Кругові облаштування використовуються для тунелів метрополітену, побудованих закритим методом.

Облаштування прямокутної форми використовують для тунелів відкритого способу робіт.

Розрізняють такі елементи конструкції облаштувань: верхня частина – склепіння – у підковоподібних та кругових облаштуваннях і перекриття – у прямокутних. Бічна частина облаштування – стіни, нижня частина, зворотне склепіння (плоский лоток).

Збірні облаштування кругового обрису збирають із окремих елементів – тюбінгів чи блоків.

При будівництві підземних тунелів необхідно звернути особливу увагу на гірський тиск, що виникає при цьому. У природному ґрунтовому масиві шари ґрунтів перебувають у стані рівноваги та залягають у вигляді горизонтальних або похилих пластів. Під час проведення прохідницьких робіт рівновага ґрунту порушується. Навколо виробітку утворюються деформації ґрунту, що проявляються як розпушення, осідання, вивалювання окремих шматків і цілих брил, які тиснуть на тунельне кріплення. Сили, спричинені порушенням рівноваги гірських порід у результаті проходки виробітку та діючі на її кріплення, називають гірським тиском. Гірський тиск може бути вертикальним та бічним, хоча частіше він буває вертикальним і спрямований зверху донизу (рис. 5.5).

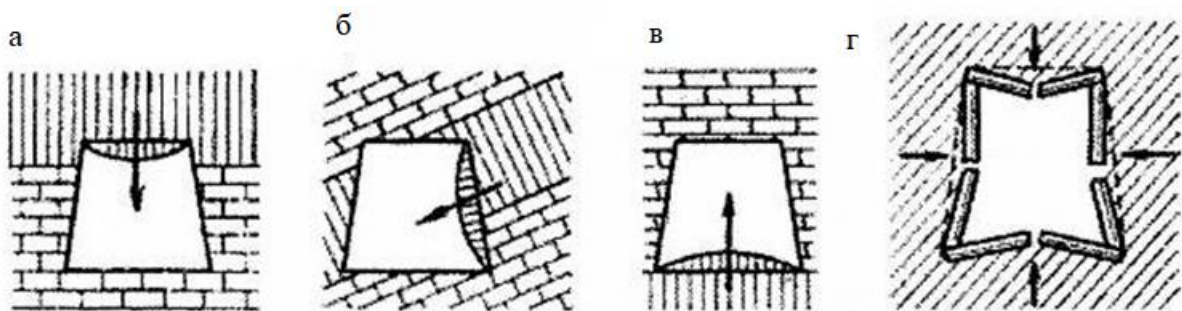


Рисунок 5.5 – Дія гірничого тиску на кріплення штольнеподібного виробітку:

а – вертикальний тиск з покрівлі виробітку; б – бічний тиск;

в – вертикальний тиск з підшви виробітку; г – дія тиску з різних напрямків

У монолітних скельних породах виробітки без кріплення можуть зберігатися тривалий час. У піщаних нестійких ґрунтах необхідно негайно підводити тимчасове або постійне кріплення.

На стійкість покрівлі виробітки впливають її форма та розміри. Більш стійка покрівля виробітки склепінчастої форми та невеликого прольоту (ширини). При обваленні плоскої покрівлі в ній утворюється природне склепіння, яке називають склепінням обвалу (склепінням тиску).

Істотне значення для будівництва та експлуатації тунелів має гідростатичний тиск. Проходження гірничої виробки або розробка котловану порушує природний водний режим у ґрунтовому масиві. Особливо це проявляється у водоносних ґрунтах. Ґрунтові води з навколишньої породи відтікають до виробітки, звідки їх потрібно відкачувати на поверхню. Це призводить до зниження першого рівня ґрунтових вод у ґрунтовому масиві. У цей період облаштування майже не зазнає тиску від ґрунтових вод. Для запобігання надходженню води в збудований тунель виконують гідроізоляційні роботи: контрольне нагнітання цементного розчину за облаштування, зачеканювання швів, зовнішня обклеювальна або внутрішня гідроізоляція тощо. Після виконання цих робіт надходження води в тунель припиняється, вона починає заповнювати тріщини та порожнечі в навколишніх тунелях породах і насичувати їх водою. Рівень ґрунтових вод починає поступово підвищуватися і через деякий час досягає свого початкового положення або навіть піднімається трохи вищим. Над тунелем утворюється шар води, а облаштування починає відчувати тиск від напору ґрунтових вод, яке називають гідростатичним тиском.

Облаштування тунелів проводиться з конструкцій, що забезпечують високий ступінь міцності, стійкості, довговічності та надійності в період заданого терміну експлуатації. Найбільш прийнятним матеріалом для такого виду інженерних споруд може бути залізобетон або, в окремих випадках, чавун, можливе також використання керамічних виробів у вигляді цегли або збірних блоків.

## 5.4 Конструктивні рішення тунелів

Останніми роками найпоширенішими видами конструктивних рішень тунелів різного призначення є тунелі з допомогою збірних залізобетонних конструкцій. Типові серії 3.006-2, 3.006-3 передбачають різноманітні варіанти таких тунелів, які умовно можна поділити на односекційні, двосекційні та багатосекційні.

Уніфіковані збірні конструкції для односекційних тунелів складаються з кутових стінних елементів у поєднанні з плитами покриття та днища, для двосекційних передбачений додатковий ряд проміжних колон, на які укладаються поздовжні прогони, а на них спираються плити покриття. На рисунку 5.6 наведено конструктивні рішення таких типів тунелів – односекційних та двосекційних.

Для тунелів з кутовими настінними елементами передбачені габаритні розміри за висотою 2,1; 2,4; 3,0 та 3,6 м, ширина за внутрішніми габаритами стін для односекційних тунелів – 1,5; 1,8, 2,1 м, а для двосекційних – 2,4; 3,0; 3,6 і 4,2 м. Довжина збірних елементів у поздовжньому напрямку становить 3,0 м. З'єднання блоків по довжині проводиться «у чверть» по стінах і днищу та зі шпонками у покритті.

Існують також конструкції тунелів у вигляді замкнутих цілісних елементів – об'ємних блоків або у вигляді кладки зі штучних матеріалів. Найбільш технологічні та зручні у будівництві об'ємні блоки, на які також розроблені типові серії. На рисунку 5.7 наведено варіанти тунелів з об'ємних блоків та штучних матеріалів. Такі рішення дозволяють компонувати односекційні, двосекційні або багатосекційні тунелі, залежно від їх призначення, умов будівництва та експлуатації.

Наведені різновиди конструктивних рішень тунелів можуть використовуватися для транспортних потреб (автомобілі, залізниця, метрополітени), технологічних цілей (водогони, каналізація, комунікаційні

системи, теплотраси, газопроводи тощо), пішохідних потреб, військових цілей та багато іншого.

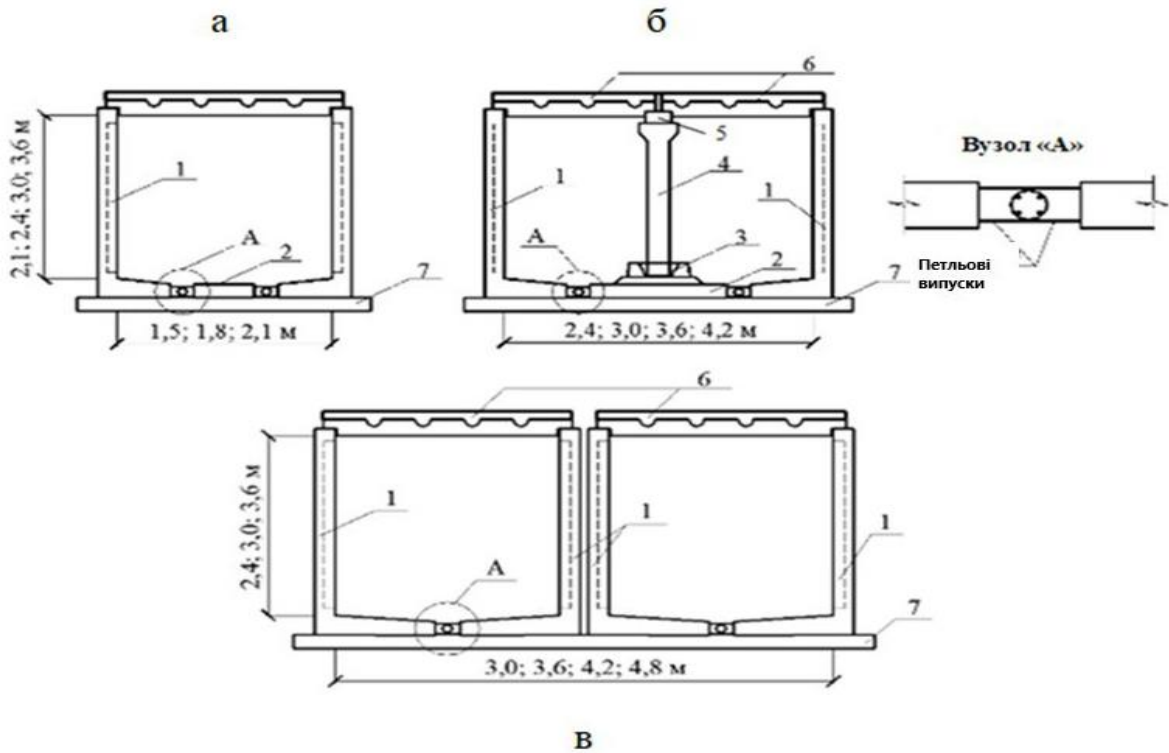


Рисунок 5.6 – Конструктивні рішення уніфікованих збірних залізобетонних тунелів: а – односекційні; б – двосекційні із внутрішньою колоною; в – двосекційні з кутовим елементом; 1 – кутові елементи; 2 – плита днища; 3 – фундаменти; 4 – колона; 5 – поздовжня балка; 6 – плити покриття; 7 – бетонна підготовка, 100 мм

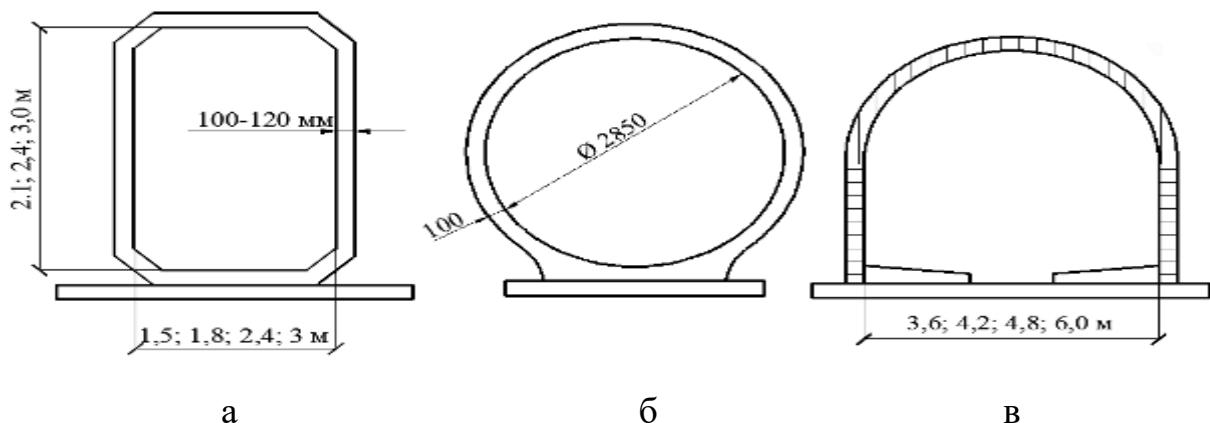


Рисунок 5.7 – Варіанти тунелів з об'ємних блоків та кладки: а – прямокутні об'ємні блоки; б – об'ємні кільцеві блоки; в – кладка тунелів окремими дрібними блоками

У тунелях обов'язково передбачаються вхідні колодязі для людей та монтажні отвори для встановлення технологічного обладнання. Через 60–100 м за довжиною тунелів влаштовуються температурно-деформаційні шви, що забезпечують деформативність залізобетонних або кам'яних конструкцій в умовах перепаду температур та прояву податливості ґрунтових основ.

Розроблено конструкції тунелів у разі їх розміщення під автошляхами на глибину до верхньої поверхні тунелю на 0,5–6 м, під залізничними коліями – на глибину від низу шпал до верху тунелю на – 1–4 м, у середині цехів промислових споруд – на глибину до 6 м. Нормативними документами рекомендовано розміщувати тунелі щонайменше ніж на 0,7 м від поверхні землі.

У ґрунтах природної вологості тунелі зверху покривають обклеювальною гідроізоляцією з двох шарів гідроізолу або акваізолу на бітумній мастиці. Зверху її захищають шаром цементно-піщаного розчину завтовшки 30–40 мм. Стіни двічі обмазують гарячим бітумом.

За наявності ґрунтової води обклеювальну гідроізоляцію необхідно розміщувати під днищем, а також на стінах до висоти 0,5 м вище за розрахунковий рівень ґрунтових вод. Під днищем каналів і тунелів ґрунтову основу утрамбовують і по ньому виконують піщане підсипання для каналів, а для тунелів – бетонну підготовку товщиною 90–120 мм. Усі монтажні шви збірних елементів заповнюють цементним розчином марки М10-М15.

Збірні елементи каналів і тунелів виробляють із бетонів класу С20/25, С25/30, а також враховується підвищена марка водонепроникності W6–W8. Армуються конструкції звареними або в'язаними сітками та каркасами з арматури класів А400С, А240, а також звичайного дроту В500.

## **5.5 Розрахунок каналів та тунелів неглибокого закладення**

Найчастіше конструкції тунелів і каналів перебувають у умовах складного впливу різних силових чинників. Тут присутні як зовнішні силові

впливи (тиск ґрунту, наявність на поверхні землі тимчасових або постійних навантажень, гідростатичний тиск від ґрунтової води, нерівномірне осідання ґрунтової основи, сейсмічні впливи та багато інших), так і внутрішній вплив (вага внутрішніх комунікаційних систем, температурні перепади, додатковий тиск від заповнення тунелів тощо). Додатково потрібно враховувати агресивні впливи на конструкції, пов'язані з транспортуванням промислових стоків, побутової каналізації та інших хімічних речовин.

Складним є завдання визначення розрахункової схеми тунелів. При цьому в такій схемі має враховуватися не тільки поперечний переріз тунелю, але й поздовжній. Тобто тунель це складна просторова конструкція.

Всі ці обставини врахувати одночасно дуже складно, тому на сучасному етапі розвитку існуючих методів розрахунку прийнято деякі спрощення та обмеження у підборі, розрахункових схемах та призначенні навантажень на конструкції тунелів. Зокрема, для розрахункових схем приймається загальний вигляд поперечного перерізу тунелів, поздовжній параметр до уваги не береться. Дещо спрощуються і вузли з'єднання конструкцій (шарнірні або жорсткі), податливість конструкції не враховується

Навантаження, що діють на тунельне облаштування, поділяють на постійні та змінні. До постійних навантажень відносяться власна вага конструкції; вага будівель та інших споруд на поверхні землі; тиск ґрунтових пластів та гідростатичний тиск. Змінні навантаження включають: вага технологічного обладнання тунелю; навантаження від руху поїздів у середині тунелю та від наземного транспорту; зовнішній тиск, що з'являється у процесі проведення прохідницьких робіт (від нагнітання розчину за облаштування, при щитовій прокладці – тиск від гідроциліндрів та ін.).

У практиці проектування тунелів до визначення зусиль гірничого тиску у нашій країні використовується теорія професора М. М. Протодьяконова, через яку гірничий тиск визначають виходячи з припущення, що над тунелем утворюється склепіння тиску (склепіння), всередині якого порода розпушена і

тисне на обробку. Вага породи, розташований поза цим склепінням, не чинить тиску на облаштування тунелів.

Якщо прохідка тунелів розташована на порівняно невеликих глибинах (5-10 м) у піщано-глинистих ґрунтах, що перешаровуються, то склепіння обвалення над тунелем не утворюється, а просідання може доходити до поверхні землі. У цьому випадку вертикальний гірський тиск створюється вагою стовпа породи (ґрунту) між покрівлею виробітки та земною поверхнею.

Тиск води приймають відповідною висотою напору, визначеною для пласта ґрунту, в якому закладено тунель.

Для тунелів, споруджуваних відкритим способом в котлованах, вертикальне навантаження складається з ваги ґрунту, засипаного над тунелем, тимчасово складованих матеріалів і впливу наземного транспорту, що рухається.

Змінні навантаження, які можуть діяти на облаштування тунелів під час будівництва або експлуатації, визначають на підставі нормативних документів цих видів навантажень. На особливу увагу заслуговують сейсмічні навантаження, що виявляються в сейсмічно небезпечних районах.

Крім постійних і змінних навантажень, при розрахунку зовнішніх облаштувань тунелів (це можуть бути окремі блоки або об'ємні конструкції) потрібно враховувати також інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови, при цьому облаштування, тобто поперечний переріз тунелю, розраховують на несприятливе поєднання навантажень, для яких коефіцієнт надійності приймається від 1,2 до 1,4.

Облаштування є постійною конструкцією, призначеною для надійного закріплення внутрішньої поверхні гірничої виробітки та надання їй правильного, відповідного проєкту контуру. Облаштування тунелю повинна сприймати гірський тиск або тиск ґрунту по всьому контуру виробітку, гідростатичний тиск підземних вод, змінні навантаження, що передаються з поверхні землі (при не глибокому закладенні тунелю), сейсмічні дії та інші навантаження. Облаштування є тримальною конструкцією, вона повинна мати

достатню міцність, стійкість і водонепроникність. У зв'язку з цим при виборі конструкції та захисних матеріалів облаштувань тунелів обов'язково враховуються геологія та гідрогеологія ділянки будівництва, глибина закладення тунелів, габарит наближення вже існуючих будівель, кліматичні та сейсмічні умови, експлуатаційні вимоги, способи виконання будівельних робіт, трудомісткість зведення робіт та їх вартість [29, 32].

Тунелі неглибокого закладення, як і канали, найчастіше зводять у відкритий спосіб. У цьому випадку розрахункове навантаження від ваги ґрунту на покриття та стіни – вертикальне  $p_1$  та горизонтальне  $p_2$  – визначають за формулами:

$$p_1 = \gamma_f \cdot p_{\kappa_1} = \gamma_f \cdot \rho \cdot h; \quad (5.1)$$

$$p_2 = \gamma_f p_{\kappa_2} = p_1 t g^2(45^\circ - 0,5\varphi), \quad (5.2)$$

де  $h$  – відстань від поверхні землі до верхньої поверхні тунелю, м;

$\rho$  – середня щільність ґрунту залежно від типу ґрунту та його вологості (становить 16–20 кН/м<sup>3</sup>);

$\gamma_f$  – коефіцієнт надійності за навантаженням, приймається за 1,2;

$\varphi$  – нормативний кут внутрішнього тертя, який знаходиться в межах 25–45<sup>0</sup>.

Розподіл навантаження від тиску ґрунту показаний на рисунку 5.8, а.

При розрахунку навантажень на конструкції каналів і тунелів необхідно враховувати тимчасове навантаження на поверхню ґрунту від транспортних засобів. Значення навантажень (НК і АК) наведені в ДБН В.1.2-15:2009 Споруди транспорту. Навантаження та впливи. Мости та труби [32].

Для тунелю під автошляхами приймають навантаження від двох колон тривісних автомобілів НК-30 (з максимальним тиском на вісь  $P_k = 120$  кН; рис. 5.9, а), в інших випадках, тобто коли тунель розташований не під автошляхом, враховують навантаження від однієї колони двовісних автомобілів НК-10 (з максимальним тиском на вісь  $P_k = 95$  кН; рис. 5.9, б). При цьому коефіцієнт надійності за навантаженням приймається рівним 1,4. Отже, розрахункове навантаження ( $P$ ) від коліс становить  $1,4P_k$ .

Відстань між колесами автомобілів у поперечному напрямку приймають відповідно до зображення на рисунку 5.9, в. Опорний майданчик одного колеса приймають рівною 0,2 м у поздовжньому та 0,6 м у поперечному напрямку (рис. 5.9, г). Враховується також рівномірно розподілене навантаження АК (А8 та А11), якщо тунель проходить під автошляхом.

Вертикальний тиск на глибині від поверхні землі  $h < 1,2$  м визначають за формулою:

$$p_1 = \frac{P}{a \cdot b}; \quad (5.3)$$

де  $a$  і  $b$  – розміри зони тиску на змінній глибині  $h_{\text{варіо}}$  (див. рис. 5.8, б; 5.9, г). На глибині  $h \geq 1,2$  м тиск від транспортних засобів приймається за вертикальне навантаження (з коефіцієнтом надійності за навантаженням  $\gamma_f = 1,4$ ) характеристичного значення  $P_{\kappa 1} = 20 \text{ кН/м}^2$  (рис. 5.8, г).

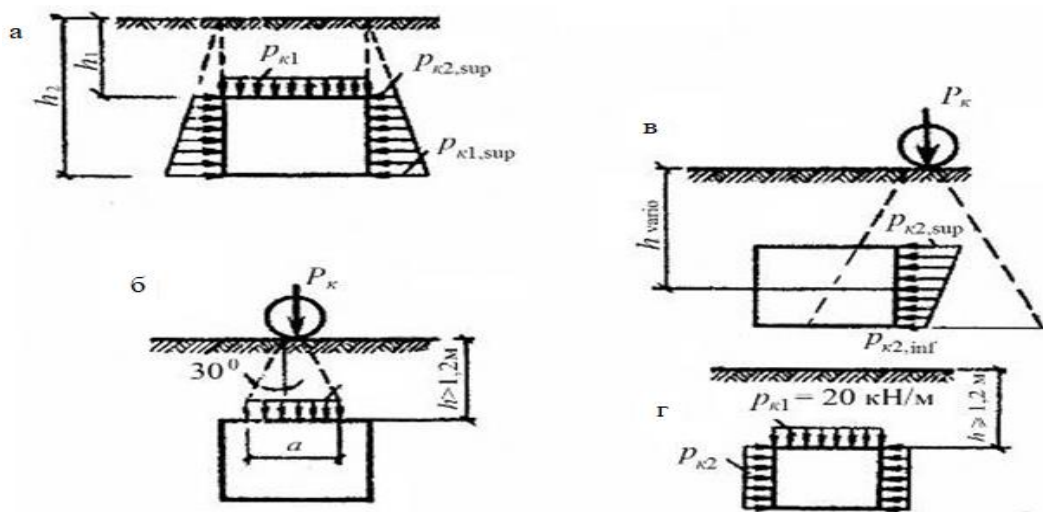


Рисунок 5.8 – Схеми навантажень для підземних каналів і тунелів:

- а – вертикальний і горизонтальний тиск з боку ґрунту; б – вертикальний тиск від транспортного навантаження на земну поверхню при  $h < 1,2$  м;
- в – горизонтальний тиск від транспорту при  $h < 1,2$  м; г – вертикальний і горизонтальний тиск на поверхню тунелю з боку транспортних засобів при  $h \geq 1,2$  м

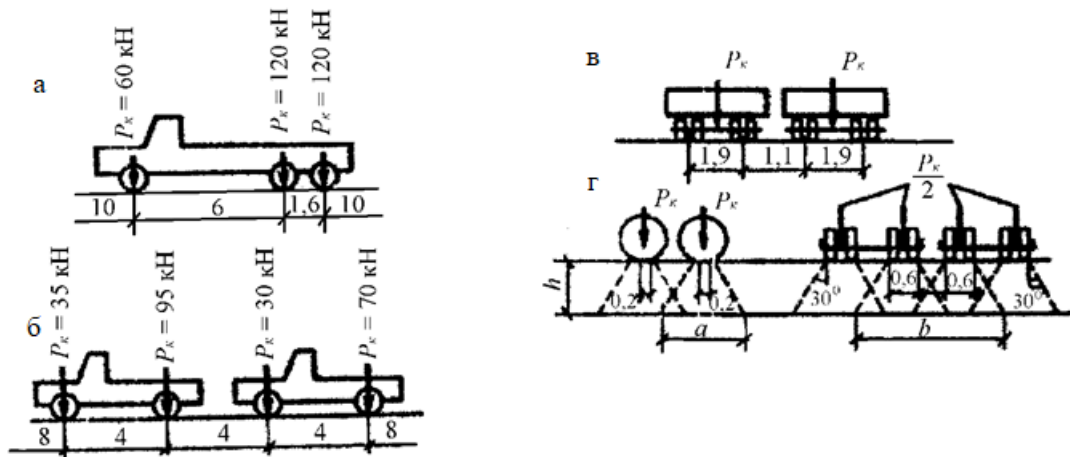


Рисунок 5.9 – Схеми навантажень від автомобілів: а – розташування осей та навантаження на вісь для автомобілів НК 30; б – те саме, для навантаження НК 10; в – відстань між колесами автомобілів у поперечному напрямку; г – розподіл тиску від опорної площі колеса автомобіля

Горизонтальний тиск ґрунту та навантаження на поверхні землі в обох випадках визначають за формулою (5.2) з епюрами моментів, зображеними на рисунку 5.10, а б, в.

Можуть розглядатися три основні типи розрахункових схем каналів та тунелів (рис. 5.11, а, б, в).

У підземних спорудах все вертикальне навантаження від перекриття та стін урівноважується реактивним відсіканням ґрунту, яку вважають рівномірно розподіленою по підшві днища.

Плити покриття каналів і тунелів розраховують за однопролітною балковою схемою з шарнірним обпиранням на опорах. Стіни, які жорстко з'єднані з днищем в односекційних каналах та тунелях – за схемами, зображеними на рисунку 5.11, а, б, в.

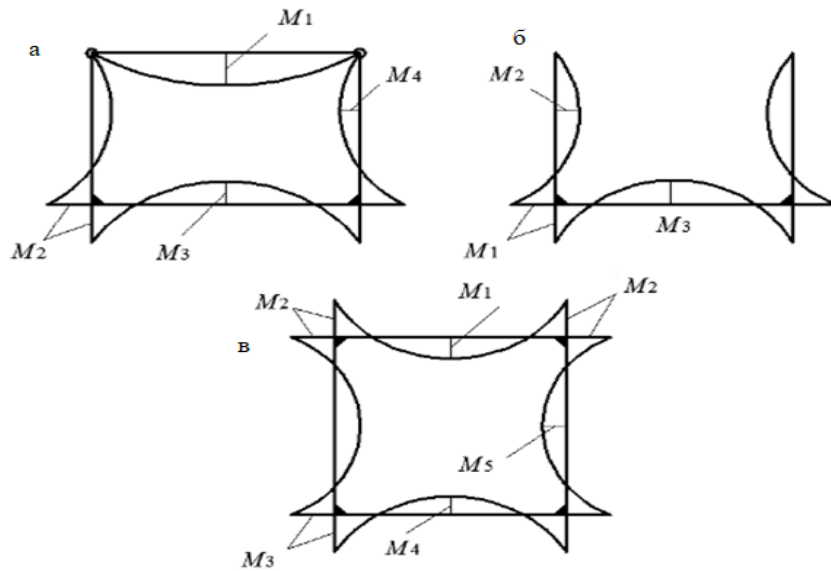


Рисунок 5.10 – Загальний вигляд епюр моментів для розрахункових схем, наведених на рисунку 5.11

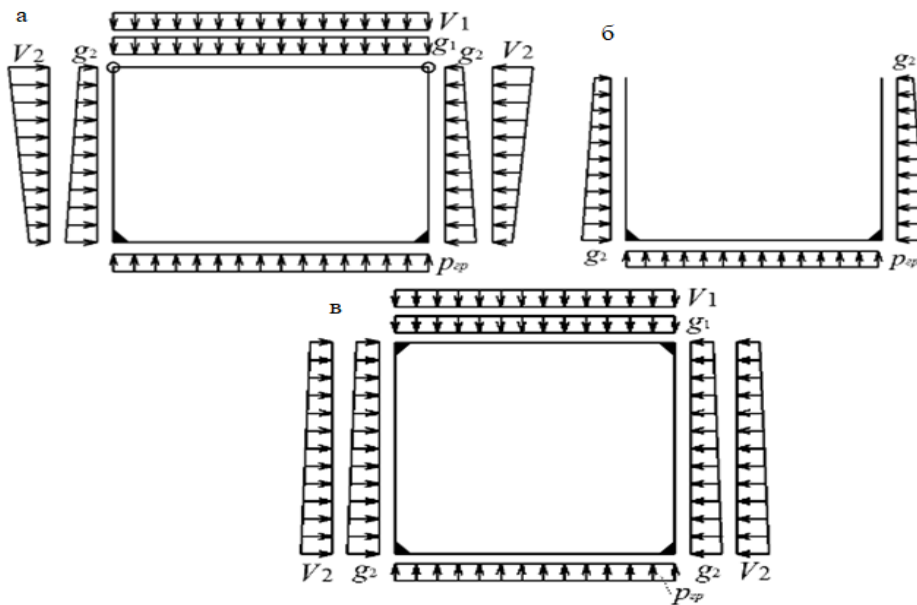


Рисунок 5.11 – Можливі розрахункові схеми тунелів: а – у вигляді перевернутої П-подібної рами з розпіркою та шарнірним з'єднанням; б – у вигляді перевернутої П-подібної рами без розпірки; в – у вигляді замкнутої прямокутної рами

Додатково до зусиль  $M$  в елементах тунелів з'являються також зусилля  $N$  і  $V$ , які необхідно враховувати при розрахунках тримальної здатності днища, стін і покриттів. Найбільш напруженими зонами в каналах і тунелях є

нижні вузли з'єднання між стінами та днищем, тому ці місця армують зазвичай лише подвійними сітками для днища та стінок. У цих вузлах влаштовують вути, щоб зменшити концентрацію напруги в місцях з'єднання стінок і днища. У цих вутах для більшої надійності з'єднання стін і днища встановлюють похилі стрижні. Діаметр робочої арматури приймається в межах 8–12 мм. Клас арматури здебільшого А400С, клас бетону В16/20; В20/25.

Якщо тунель споруджується у вигляді склепінчастої системи, то методи розрахунку до неї застосовуються як для арок безшарнірного типу. Застосовується завантаження тільки від тиску ґрунтового середовища. Для водогінних колекторів (тунелів) залежно від рівня заповнення тунелю водою використовують додаткове навантаження від тиску води. Для транспортних тунелів навантаженнями для днища служать транспортні потоки (автомобільні, залізничні, пішохідні та інші).

Ефективність тунелебудування у світовій практиці підвищується внаслідок подальшого вдосконалення та широкого впровадження прогресивних конструкцій та технологій, здійснення комплексної механізації робіт на основі науково-технічного прогресу, підвищення продуктивності праці, зниження вартості та матеріаломісткості інженерних споруд тунелю.

Для успішного вирішення цього завдання наукові та проєктні організації розробляють нові індивідуальні та типові рішення, а будівельники впроваджують гнучку технологію масового будівництва на підставі використання уніфікованих конструкцій переважно заводського виготовлення, використовують інвентарну технологічну опалубку для будівництва прискореними методами.

Розробляється номенклатура ефективного обладнання універсального характеру для використання у різних умовах при будівництві тунелів; застосовуються нові матеріали (бетони, розчини, арматура) для підвищення довговічності і надійності експлуатації конструкцій інженерних споруд.

## СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Шаповалов О. М. Інженерні споруди : підручник / О. М. Шаповалов; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків: ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. – 292 с.
2. Інженерні споруди : навч. посіб. / О. В. Інкін ; М-во освіти і науки України, Нац. техн. ун-т «Дніпровська політехніка». – Дніпро : НТУ «ДП», 2021. – 219 с.
3. Розрахунок будівельних конструкцій в обчислювальному комплексі SCAD : навч. посіб. / Р. А. Шмиг, І. М. Добрянський ; за заг. ред. Р. А. Шмига. – Львів : Ліга Прес, 2015. – 79 с.
4. Городецький А. С. Інформаційні технології розрахунку та проектування будівельних конструкцій / А. С. Городецький, В. С. Шмуклер, А. В. Бондарев. – Харків : НТУ «ХП», 2003. – 889 с.
5. Городецький А. С. Комп'ютерні моделі конструкцій / А. С. Городецький, І. Д. Евзеров. – Київ : Факт, 2007. – 394 с.
6. Програмне забезпечення інженерних розрахунків : конспект лекцій для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» всіх форм навчання / уклад. А. П. Сорочак. – Тернопіль : Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 2018. – 128 с.
7. Методичні рекомендації до проведення практичних занять та організації самостійної роботи з навчальної дисципліни «Інженерні споруди» (для здобувачів 1 курсу другого (магістерського) рівня вищої освіти денної форми навчання зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, освітня програма «Промислове і цивільне будівництво») [Електрон. ресурс] / Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова ; уклад. : С. М. Золотов, Р. М. Шемет. – Електрон. текст. дані. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2025. – 16 с. – Режим доступу: <https://eprints.kname.edu.ua/68695/>, вільний (дата звернення 09.03.2026). – Назва з екрана.

8. ДБН В.2.2-27:2025 Промислові будівлі. – [Набирає чинності з 2015–11–01]. – Київ : Міністерство розвитку громад та територій України, 2025. – 37 с.
9. ДБН В.2.2-29:2025 Промислові інженерні споруди. Основи проектування. – [Набирає чинності з 2026–01–01]. – Київ : Міністерство розвитку громад та територій України, 2025. – 151 с.
10. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Зі Зміною № 1. – [Чинний від 2020–06–01]. – Київ : Міністерство розвитку та територій України, 2020. – 70 с.
11. ДБН В.2.6-160:2010 Конструкції будинків і споруд. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення. Зі Зміною № 1. – [Чинний від 2020–06–01]. – Київ : Міністерство розвитку та територій України, 2020. – 59 с.
12. ДСТУ 9252:2023 Настанова з контролю якості улаштування монолітних залізобетонних конструкцій. – [Чинний від 2024–05–01]. – Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2024. – 16 с.
13. ДСТУ 9260:2023 Настанова з контролю якості монтажу збірних бетонних і залізобетонних конструкцій. – [Чинний від 2024–07–01]. – Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2024. – 25 с.
14. ДСТУ EN 15643:2022 Стійкість будівельних робіт. Основи для оцінювання будівель та інженерних споруд. – [Чинний від 2023–12–31]. – Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2022. – 44 с.
15. ДСТУ-Н Б EN 1991-4:2012 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 4. Бункери і резервуари. – [Чинний від 2013–07–01]. – Київ : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово–комунального господарства України. 2013. – 146 с.
16. ДСТУ-Н Б EN 1998-4:2012 Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 4. Силосні башти, резервуари та трубопроводи. – [Чинний від 2013–07–01]. – Київ : Мінрегіон України. 2013. – 116 с.

17. ДБН В.1.2:2006 Навантаження та впливи. Норми проектування. Зі Змінами № 1, 2. – [Чинний від 2020–06–01]. – Київ : Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. 2020. – 71 с.

18. ДСТУ EN 617:2017 Підйимально-транспортне обладнання та системи безперервної дії. Обладнання для зберігання сипких матеріалів у силосних баштах, бункерах, резервуарах та вмістищах. Вимоги щодо безпеки та електромагнітної сумісності. – [Чинний від 2019–01–01]. – Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2019. – 38 с.

19. ДСТУ EN 618:2017 Підйимально-транспортне обладнання та системи безперервної дії. Обладнання для механічного вантаження сипких матеріалів, крім стаціонарних стрічкових конвеєрів. Вимоги щодо безпеки та електромагнітної сумісності. – [Чинний від 2019–01–01]. – Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2019. – 51 с.

20. ДСТУ EN 619:2022 Обладнання та системи неперервної дії. Вимоги щодо безпечності обладнання для механічного переміщення вантажних одиниць. – [Чинний від 2024–08–01]. – Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2023. – 51 с.

21. ДСТУ EN 620:2022 Підйимально-транспортувальне устаткування та системи неперервної дії. Конвеєри стрічкові стаціонарні для сипких матеріалів. Вимоги щодо безпеки. – [Чинний від 2023–09–01]. – Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2023. – 51 с.

22. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Зі Зміною № 1. – [Чинний від 2022–09–01]. – Київ : Міністерство розвитку громад та територій України, 2022. – 38 с.

23. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – [Чинний від 2011–06–01]. – Київ : Мінрегіонбуд України. 2011. – 123 с.

24. ДСТУ 8855:2019 Будівлі та споруди. Визначення класу наслідків (відповідальності). – [Чинний від 2019–12–01]. – Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2019. – 16 с.
25. ДБН В.2.2-8:2025 Підприємства, будівлі і споруди для зберігання та переробки зерна. Основні положення. – [Набирає чинності з 2026–01–01]. – Київ : Міністерство розвитку громад та територій України, 2025. – 53 с.
26. ДСТУ-Н Б EN 1998-6:2012 Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 6. Башти, вежі і димові труби. – [Чинний від 2013–07–01]. – Київ : Мінрегіон України. 2013. – 60 с.
27. ДБН В.2.2-41:2019 Висотні будівлі. Основні положення. – [Чинний від 2020–01–01]. – Київ : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України. 2019. – 50 с.
28. Галінський О. М. Нормативна база з висотного будівництва в Україні та напрями її вдосконалення / О. М. Галінський, А. А. Франківський, Т. В. Рунова // «Нові технології в будівництві». – Київ, 2001. – Вип. 2(20). – С. 3–10.
29. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. – [Чинний від 2011–01–01]. – Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2011. – 127 с.
30. Барабаш М. С. Методи мінімізації ймовірності прогресуючого руйнування висотної будівлі при дії сейсмічних навантажень / М. С. Барабаш, Ю. В. Гензерський, Я. В. Покотило // Науково-технічний журнал «Нові технології в будівництві». – 2011. – Вип. 1(21). – с. 17–22.
31. Городецький А. С. Дослідження стійкості конструкцій будівель та споруд до прогресуючого руйнування при аварійних впливах / А. С. Городецький, М. С. Барабаш // Науково-технічний журнал «Нові технології в будівництві». – Київ : НДІБВ, 2010. – Вип. 2(20). – С. 19–23.

32. ДБН В.1.2-15:2009 Споруди транспорту. Навантаження та впливи. Мости та труби. – [Чинний від 2010–03–01]. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. – 70 с.
33. ДБН В.2.3-6-2009 Споруди транспорту. Мости та труби. Обстеження та випробування. – [Чинний від 2010–03–01]. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. – 44 с.
34. ДБН В.2.3-14:2006 Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування. Зі Зміною № 1. – [Чинний від 2024–12–01]. – Київ : Мінінфраструктури України, 2024. – 151 с.
35. ДБН В.2.3-22:2025 Мости і труби. Основні вимоги проектування. – [Набирає чинності з 2026–01–01]. – Київ : Міністерство розвитку громад та територій України, 2025. – 43 с.
36. ДСТУ 8805:2018 Мости та труби. Опорні частини автодорожніх мостів. Вимоги щодо вибору та влаштування. – [Чинний від 2019–10–01]. – Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2019. – 24 с.
37. ДСТУ 9123:2021 Настанова з обстеження та випробування мостів і труб. – [Чинний від 2022–07–01]. – Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2022. – 43 с.
38. ДСТУ 9253:2023 Настанова з проектування гідроізоляції підземних будівельних конструкцій. – [Чинний від 2024–05–01]. – Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2024. – 23 с.
39. ДСТУ 9259:2023 Настанова з контролю якості улаштування непрохідних каналів підземних комунікацій. – [Чинний від 2024–07–01]. – Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2024. – 11 с.
40. ДСТУ-Н Б В.2.3-34:2016 Настанова з виконання робіт при будівництві мостів та труб. – [Чинний від 2017–01–01]. – Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2016. – 92 с.

*Електронне навчальне видання*

**ЧЕРЕДНІК** Дмитрій Леонідович

## **ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ**

### **КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ**

*(для здобувачів другого (магістерського) рівня вищої освіти всіх форм навчання  
зі спеціальності G19 – Будівництво та цивільна інженерія,  
освітня програма «Промислове та цивільне будівництво»)*

Відповідальний за випуск *П. М. Фірсов*  
Редактор *О. В. Михаленко*  
Комп'ютерне верстання *Д. Л. Череднік*

План 2024, поз. 151Л

---

Підп. до друку 27.02.2026. Формат 60 × 84/16.  
Ум. друк. арк. 8,4.

Видавець і виготовлювач:  
Харківський національний університет  
міського господарства імені О. М. Бекетова,  
вул. Чорноглазівська, 17, Харків, 61002.  
Електронна адреса: office@kname.edu.ua  
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:  
ДК № 8386 від 14.07.2025.