

**Міністерство освіти і науки України
Полтавський національний технічний університет
імені Юрія Кондратюка**

А.М. Павліков

ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ:

**БУДІВЛІ, СПОРУДИ
ТА ЇХ ЧАСТИНИ**

**ПІДРУЧНИК
2-ге видання, виправлене**

Полтава ТОВ «АСМІ» 2017

УДК 624.012.35/46(075.8)
ББК –38.533Я7
П – 12

*Затверджено науково-методичною радою Полтавського
національного технічного університету імені Юрія Кондратюка як
підручник для студентів вищих навчальних закладів
Протокол № 5 від 05.07.2017 р.*

Рецензенти:

Бабич Є.М. доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд Національного університету водного господарства та природокористування

Колчунов В.І. доктор технічних наук, професор кафедри комп'ютерних технологій будівництва Національного авіаційного університету

Павліков А.М.

П12 **Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини :** Підручник / А.М. Павліков – Полтава, ПолтНТУ, 2017. – 284 с.

ISBN 978-966-182-471-2

У підручнику викладені основи розрахунку та конструювання залізобетонних конструкцій будівель, споруд та їх частин. Детально висвітлені методи представлення реальних будівельних об'єктів та їх елементів розрахунковими схемами. Нормативні матеріали подано станом на 01.01.2015 р.

Підручник призначений для студентів, які навчаються за напрямом «Будівництво» у вищих навчальних закладах.

Перше видання вийшло друком у 2016 р.

УДК 624.012.35/46(075.8)

ББК –38.533Я7

ISBN 978-966-182-471-2

© Павліков А.М., 2017

© ПолтНТУ, 2017

©ТОВ «АСМІ», оформлення, 2017

ЗМІСТ

ПЕРЕЛІК ОСНОВНИХ УМОВНИХ ПОЗНАЧЕНЬ	6
ПЕРЕДМОВА.....	8
ВСТУП.....	9
1 ОСОБЛИВОСТІ ЗАСТОСУВАННЯ МЕТОДУ ГРАНИЧНОЇ РІВНОВАГИ В РОЗРАХУНКАХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ.....	11
1.1 Загальні відомості.....	11
1.2 Поняття про пластичний шарнір.....	12
1.3 Перерозподіл згинальних моментів у статично невизначених залізобетонних балках.....	14
1.4 Способи розрахунку зусиль за методом граничної рівноваги.....	15
1.4.1 Статичний спосіб розрахунку зусиль.....	15
1.4.2 Кінематичний спосіб розрахунку зусиль.....	18
1.4.3 Спосіб додаткових епюр моментів.....	19
2 ПЛОСКІ ЗАЛІЗОБЕТОННІ ПЕРЕКРИТТЯ.....	23
2.1 Загальні відомості про плоскі перекриття, їх види та класифікацію.....	23
2.2 Ребристі монолітні перекриття з балковими плитами.....	25
2.2.1 Елементи перекриття і компонування конструктивних систем.....	25
2.2.2 Розрахунок і конструювання балкових плит.....	27
2.2.3 Розрахунок і конструювання другорядних балок.....	32
2.2.4 Розрахунок і конструювання головних балок.....	43
2.3 Ребристі монолітні перекриття з плитами, опертими по контуру.....	48
2.3.1 Конструктивна система перекриттів та характер роботи їх елементів.....	48
2.3.2 Розрахунок і конструювання плит.....	49
2.3.3 Особливості розрахунку і конструювання балок.....	54
2.3.4 Кесонні перекриття.....	56
2.4 Балкові збірні перекриття.....	57
2.4.1 Елементи перекриття і компонування конструктивної системи.....	57
2.4.2 Проектування плит перекриттів.....	60
2.4.3 Проектування ригелів.....	65
2.4.4 Стикування ригелів.....	67
2.5 Балкові збірно–монолітні перекриття.....	72

2.6 Безбалкові монолітні перекриття.....	74
2.7 Безбалкові збірні перекриття.....	80
2.8 Безбалкові збірно-монолітні перекриття.....	84
3 ЗАЛІЗОБЕТОННІ ФУНДАМЕНТИ.....	85
3.1 Загальні відомості.....	85
3.2 Окремі фундаменти під колони.....	86
3.2.1 Основи конструювання.....	86
3.2.2 Розрахунок центрально завантажених фундаментів.....	88
3.2.3 Розрахунок позацентрово завантажених фундаментів.....	92
3.3 Стрічкові фундаменти.....	95
3.3.1 Стрічкові фундаменти під стіни.....	95
3.3.2 Стрічкові фундаменти під ряди колон.....	96
3.4 Суцільні фундаменти.....	99
4 ОДНОПОВЕРХОВІ ВИРОБНИЧІ КАРКАСНІ БУДІВЛІ.....	101
4.1 Складові елементи будівель та компонування їх конструктивної системи.....	101
4.2 Поперечні рами та їх розрахунок.....	110
4.3 Залізобетонні колони.....	116
4.4 Залізобетонні крокв'яні балки покриттів.....	121
4.5 Залізобетонні крокв'яні ферми.....	125
4.6 Залізобетонні крокв'яні арки.....	133
4.7 Тришарнірні рами.....	137
4.8 Плити покриттів.....	139
4.9 Фундаментні та обв'язувальні балки.....	144
4.10 Підкранові балки.....	147
5 БАГАТОПОВЕРХОВІ БУДІВЛІ.....	152
5.1 Конструктивні системи будівель.....	152
5.2 Основні відомості про розрахунок каркасних будівель.....	171
5.3 Основні відомості про розрахунок панельних будівель.....	184
5.4 Основні відомості про розрахунок об'ємно-блокових будівель...	192
5.5 Колони багатоповерхових будівель.....	198
5.6 Діафрагми.....	200
5.7 Стінові панелі.....	201
6 ПРОСТОРОВІ ПОКРИТТЯ.....	204
6.1 Загальні відомості про просторові покриття.....	204
6.2 Класифікація тонкостінних просторових покриттів.....	206
6.3 Основні передумови та рівняння розрахунку оболонки.....	209
6.4 Пологі оболонки додатної гаусової кривизни прямокутні на	

плані.....	212
6.5 Куполи (бані).....	218
6.6 Циліндричні оболонки. Складки.....	223
6.6.1 Довгі циліндричні оболонки.....	225
6.6.2 Короткі циліндричні оболонки.....	231
6.7 Склепіння.....	235
6.8 Висячі покриття.....	238
7 ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ.....	244
7.1 Залізобетонні резервуари.....	244
7.2 Водонапірні башти.....	259
7.3 Бункери.....	260
7.4 Залізобетонні силоси.....	265
7.5 Підпірні стіни.....	272
ДОДАТОК А Таблиці значень параметрів та характеристик, що використовуються у розрахунках.....	278
ЛІТЕРАТУРА.....	284

ПЕРЕЛІК ОСНОВНИХ УМОВНИХ ПОЗНАЧЕНЬ *

Позначення	Тлумачення позначення
1	2
$C (B)$	Клас бетону
$A_c (A_b)$	Площа поперечного перерізу бетону
$A_s (A_s)$	Площа поперечного перерізу поздовжньої арматури
$A_{sw} (A_{sw})$	Площа поперечного перерізу поперечної арматури
$A_{s, inc} (A_{s, inc})$	Площа поперечного перерізу відігнутої арматури
$E_{cd} (E_b)$	Розрахункове значення модуля пружності бетону
$E_{cm} (E_b)$	Фактичне значення модуля пружності бетону
$E_s (E_s)$	Розрахункове значення модуля пружності арматурної сталі
$M (M)$	Згинальний момент
$M_{Ed} (M)$	Розрахункове значення зовнішнього згинального моменту
$T (T)$	Крутний момент
$T_{Ed} (T)$	Розрахункове значення зовнішнього крутного моменту
$V (Q)$	Поперечна сила
$V_{Ed} (Q)$	Розрахункове значення зовнішньої поперечної сили
$N (N)$	Поздовжня сила
$N_{Ed} (N)$	Розрахункове значення зовнішньої поздовжньої сили
$P (P)$	Зусилля попереднього напруження
$P_0 (P_0)$	Зусилля попереднього обтиснення бетону в момент відпускання арматури з упорів
$b_f (b_f)$	Загальна ширина поперечного перерізу або фактична ширина полицки в Т- або Г-подібних балках
$d (h_0)$	Робоча висота поперечного перерізу
$e (e)$	Ексцентриситет прикладання сили
$f_c (R)$	Значення міцності бетону на стиск
$f_{cd} (R_b)$	Розрахункове значення міцності бетону на стиск
$f_{ck} (R_{b, ser})$	Характеристичне значення міцності бетону на стиск
$f_{ctk} (R_{bt, ser})$	Характеристичне значення міцності бетону на розтяг
$f_{ctd} (R_{bt})$	Розрахункове значення міцності бетону на осьовий розтяг
$f_{yd} (R_s)$	Розрахункове значення міцності поздовжньої арматури на межі текучості
$f_{yk} (R_{s, ser})$	Характеристичне значення міцності поперечної арматури на межі текучості
$f_{ywd} (R_{sw})$	Розрахункове значення міцності поперечної арматури на межі текучості

Продовження переліку основних умовних позначень

1	2
h (h)	Загальна висота перерізу
x (x)	Висота стиснутої зони перерізу
z (z)	Плече внутрішньої пари сил
l, L (l, L)	Довжина, проліт
t (t)	Товщина
i (i)	Радіус інерції
r (r)	Радіус
ε_c (ε_b)	Значення відносних деформацій стиску бетону
σ_c (σ_b)	Напруження стиску в бетоні
σ_{cu} (σ_{bu})	Напруження стиску в бетоні при граничних значеннях відносних деформацій стиску бетону ε_{cu}
ε_s (ε_s)	Значення відносних деформацій арматури
ε_{c1} (ε_{bR})	Значення відносних деформацій стиску бетону при максимальному значенні міцності бетону на стиск f_c (R)
ε_{cu} (ε_{bu})	Граничні значення відносних деформацій стиску бетону
η_u	Граничні значення рівня відносних деформацій стиску бетону
ρ_f (μ)	Коефіцієнт армування для поздовжньої арматури
$1/\rho$ ($1/\rho$)	Кривизна залізобетонного елемента в певному перерізі
γ_c (γ_b)	Коефіцієнт надійності для бетону
γ_s (γ_s)	Коефіцієнт надійності для арматури

У дужках наведені умовні позначення за СНиП 2.03.01-84

ПЕРЕДМОВА

Підручник написано відповідно до програми курсу «Будівельні конструкції» з підготовки бакалаврів будівництва у Полтавському національному технічному університеті імені Юрія Кондратюка.

Підручник може бути використаний студентами, які навчаються за напрямком підготовки «Будівництво».

Мета підручника – максимально сприяти формуванню у студентів навичок із розрахунків та конструювання зі збірного та монолітного залізобетону не тільки окремих елементів, але й цілих частин таких будівельних об'єктів як будівлі та споруди. У підручнику систематизовані принципи створення розрахункових схем окремих елементів конструктивних систем будівель і споруд та послідовність їх конструювання. Виведення розрахункових залежностей викладено з урахуванням властивостей матеріалів, з яких складається залізобетон, та загальних положень теорії розрахунку залізобетону. Також акцентовано увагу студентів на необхідність урахування специфічних особливостей залізобетону при використанні положень опору матеріалів, теоретичної механіки та будівельної механіки стосовно розрахунків залізобетонних конструкцій. У підручнику подаються класифікаційні ознаки будівель, споруд та їх окремих частин таким чином, щоб виробити у студентів розуміння прямого зв'язку між застосовуваними ознаками та методами розрахунків, що використовуються в інженерній практиці.

З метою полегшення самостійної роботи з підручником теоретичний матеріал ілюстровано рисунками, посиланнями на нормативні матеріали та літературні джерела. Методика теоретичних та практичних розрахунків орієнтує студентів на усвідомлення необхідності та обов'язковості використання вимог нових будівельних норм ДБН В.2.6-98:2009 та ДСТУ Б В.2.6-156:2010 у практиці проектування конструкцій із залізобетону.

Підручник складається із семи розділів та додатку, який містить основні довідкові матеріали, що допоможе студентам в самостійній роботі при виконанні курсових і дипломних проектів і робіт.

В основу структури та оформлення підручника покладені вимоги ДСТУ 3008-95 «Документація у сфері науки і техніки. Структура і правила оформлення».

ВСТУП

Винайдений на зламі XIX – XX століть такий добре відомий сьогодні матеріал як залізобетон принципіально змінив можливості будівництва. Із самого початку виникнення залізобетону будівельників усіх прогресивно розвинутих держав полонила його простота перевтілення, відкриваючи цим самим безмежні перспективи застосування цього матеріалу в галузі будівництва. За допомогою залізобетону створювались найсміливіші проекти архітектурних образів та інженерних рішень будівель і споруд, із самого початку його застосування відчувся подих нового віку. Поява залізобетону у будівництві дозволила розв'язати багато проблем комбінаційного поєднання окремих елементів будівельних об'єктів та їх частин, найважливіша серед яких – створення уніфікованих залізобетонних конструкцій. Це в свою чергу призвело до прискорення масового зведення будівель та індустріалізації виробництва будівельних конструкцій із залізобетону.

Популярність залізобетонних конструкцій легко пояснити, адже з їх допомогою стало можливим суттєво скорочувати терміни будівництва і оптимізувати виробничі витрати при значних об'ємах забудов. На цій основі були створені типові проекти та каталоги залізобетонних конструкцій, отримала завершеність типологія залізобетонних конструкцій для будівництва житла та об'єктів суспільного і промислового призначення. Ефективні інноваційні розробки в галузі залізобетону дозволили створювати залізобетонні конструкції витонченими в кожній деталі, вузлові, формі, системі.

Будівництво житлових будинків, різних об'єктів культурно-побутового чи іншого призначення зараз немислимі без застосування залізобетонних конструкцій. Особливо затребуваними і популярними залізобетонні конструкції є у промисловому будівництві. Тут вони використовуються не тільки для того, щоб звести конструктивні частини будівель, такі як фундамент, каркас, перекриття, покриття, але й застосовуються для виготовлення унікальних частин атомних електростанцій, гребель, естакад, мостів, тунелів і багатьох інших об'єктів.

Стало очевидним, що застосування залізобетонних конструкцій безмежне. Будь-яке будівництво не можна уявити без їх застосування. Залізобетонні конструкції є і будуть основними складовими будівництва.

За способом виготовлення залізобетонні конструкції у практиці їх проектування поділяються на монолітні, збірні та збірно-монолітні.

Останніми роками спостерігається тенденція до збільшення застосування монолітних залізобетонних конструкцій із широким використанням ковзної, переставної і незнімної опалубки. Також розширилось застосування збірно-монолітних залізобетонних конструкцій. Особливо це характерно для будівництва житлових будівель.

Практика проектування будівель і споруд із залізобетону збагатилась великою кількістю результатів досліджень, які дозволяють зводити їх надійними та довговічними. Розрахунки систематизовані за граничними станами, що є значним досягненням учених у цій галузі.

У даному підручнику, з метою впровадження досягнень у галузі залізобетону в практику навчального процесу з підготовки спеціалістів за напрямом «Будівництво», розглянуті основи розрахунків та конструювання збірних, монолітних та збірно-монолітних будівель, споруд та їх частин із залізобетону. Розглянуті принципи їх проектування та зведення. Детально представлені основи проектування плоских залізобетонних перекриттів і конструктивних систем промислових та цивільних будівель. Наведено класифікацію конструктивних систем будівель та висвітлені їх прототипи. Достатньо приділено уваги питанням з конструювання та розрахунку фундаментів. Розглянуті прогресивні збірні просторові покриття – зокрема оболонки та складки, котрі доцільно застосовувати в масовому будівництві цивільних та промислових будівель.

До об'єму підручника включені основи проектування інженерних споруд таких як резервуари, водонапірні башти, підпірні стінки, силоси, бункери та багато інших спеціальних споруд. У теорії розрахунків несучої здатності залізобетонних конструкцій, розглянутих у підручнику, широко застосовано кінематичний спосіб методу граничної рівноваги.

1 ОСОБЛИВОСТІ ЗАСТОСУВАННЯ МЕТОДУ ГРАНИЧНОЇ РІВНОВАГИ В РОЗРАХУНКАХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

1.1 Загальні відомості

Щоб виконати *конструктивний розрахунок* залізобетонних конструкцій, тобто встановити розміри їх перерізів, площу перерізу арматури або перевірити несучу здатність, необхідно знати значення внутрішніх зусиль M , T , V і N , що виникають у розрахункових перерізах цих конструкцій від дії зовнішніх навантажень чи впливів. Значення зусиль отримують у результаті статичного розрахунку.

Статичний розрахунок залізобетонних конструкцій можна здійснювати за теоретичними положеннями будівельної механіки як для пружних тіл. Але, внаслідок проявів специфічних особливостей роботи залізобетону під навантаженням (повзучість та непружні деформації бетону, утворення і розкриття в ньому тріщин, можливість порушення зчеплення арматури з бетоном, текучість арматури тощо) застосування в статичних розрахунках залізобетонних конструкцій методів будівельної механіки у багатьох випадках не дає можливість одержати результати, котрі з достатньою точністю відповідають дійсним значенням зусиль, які виникають у перерізах залізобетонних конструкцій. Особливо це стосується статично невизначених залізобетонних конструкцій, у яких наявність непружних деформацій призводить до явища утворення *пластичних шарнірів* і, як наслідок, *перерозподілу зусиль* між окремими перерізами. Дане явище перерозподілу зусиль порушує співвідношення їх значень, обчислених для умов пружної роботи конструкції, а тому потребує більш конкретизованих способів до їх визначення. Застосування вдосконалених способів розрахунку значень внутрішніх зусиль, що діють у перерізах залізобетонних конструкцій, сприяє раціональному їх армуванню, оскільки процес перерозподілу зусиль можна регулювати. У розрахунках статично невизначених залізобетонних конструкцій це досягається застосуванням *методу граничної рівноваги* з реалізацією його статичним, кінематичним способами та способом додаткових епюр моментів.

Сутність *методу граничної рівноваги* полягає в тому, що у розрахунках несучої здатності статично невизначеної залізобетонної конструкції за граничний її стан приймається такий, при якому вона в

результаті утворення на її ділянках пластичних шарнірів перетворюється в механізм з однією ступінню свободи. Інакше кажучи, якщо несуча здатність статично невизначеної залізобетонної конструкції вичерпується за рахунок надмірного зростання на її ділянках місцевих пластичних деформацій без повного руйнування будь-якої її частини, то розрахунок несучої здатності такої конструкції може бути виконаним за методом граничної рівноваги. При цьому на всіх етапах завантаження конструкції для будь-якого її перерізу в прольоті не порушується умова: сума прольотного і відповідних частин опорних моментів дорівнює моментові вільно опертої балки.

1.2 Поняття про пластичний шарнір

У процесі згинання залізобетонної балки при певному значенні прикладеного навантаження в одному з її перерізів напруження в розтягнутій арматурі із «м'якої» сталі досягнуть межі текучості f_y , тобто в ній почнуть розвиватися пластичні деформації. Це призведе до того, що у цьому перерізі балки виникнуть значні місцеві деформації: тріщини розкриватимуться й розвиватимуться уздовж висоти, стиснута зона бетону зменшиться, дві розділені тріщиною частини балки взаємно повернуться і вона зазнає значного прогину (рис. 1.1, а). При цьому переріз, що розглядається, вже не буде спроможним забезпечувати сприймання балкою додаткового навантаження (згинального моменту).

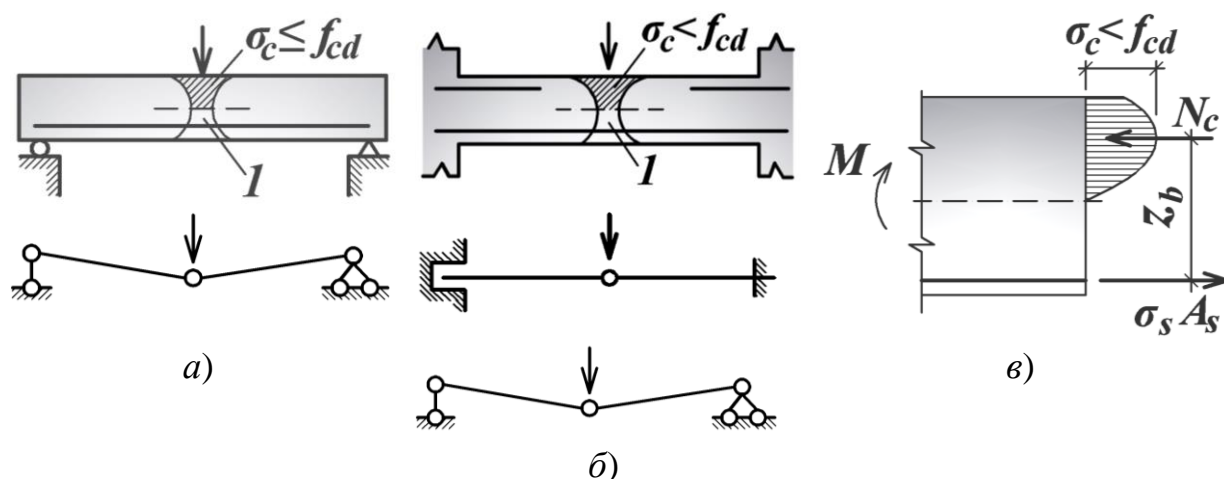


Рисунок 1.1 – Процес утворення пластичних шарнірів у балці:
 а – у вільно опертій; б – у защемленій з обох кінців; в – напружено-деформований стан перерізу балки в місці утворення пластичного шарніра; 1 – ділянка з надмірними місцевими деформаціями арматури та бетону (пластичний шарнір)

Даний переріз набуває властивостей ніби шарніра, але такого, що сприймає певне значення моменту. Цей переріз або, точніше, ділянку з надмірними місцевими деформаціями арматури та бетону, прийнято називати *пластичним шарніром* (рис. 1.1, а).

У статично визначеній конструкції, наприклад, балці (рис. 1.1, а), поява одного пластичного шарніра перетворює її у змінювану геометричну систему і призводить до руйнування внаслідок зростання її прогину через можливість взаємного повороту частин балки. Статично невизначена залізобетонна балка (рис. 1.1, б) функціонує інакше. Поява одного пластичного шарніра в будь-якому найбільш небезпечному перерізі, наприклад, посередині прольоту, не призводить балку до руйнування. Це пояснюється тим, що хоча сам переріз із утвореним пластичним шарніром не сприймає додаткового моменту від додаткового навантаження і не перешкоджає вільному взаємному повороту частин балки, такого повороту не відбувається внаслідок того, що ці частини балки мають додаткові (зайві) в'язі у вигляді затиснень на опорах. Додаткове навантаження у даному випадку сприйматиметься балкою до того часу, поки у перерізах балки біля цих затиснень (в'язів) не утворяться пластичні шарніри. З наведеного прикладу випливає, що після виникнення першого пластичного шарніра подальше збільшення навантаження на залізобетонну конструкцію можливе доти, поки в ній не утвориться ще n пластичних шарнірів (де n – число зайвих в'язей). Лише після утворення усіх $n + 1$ пластичних шарнірів залізобетонна конструкція стає геометрично змінною системою і через надмірне зростання прогинів настає її руйнування. Отже, в статично невизначеній конструкції виникнення пластичного шарніра рівнозначне зниженню її статичної невизначеності на одну ступінь. Для балки з двома затисненими кінцями (рис. 1.1, б), що розглядалась як приклад, втрата геометричної незмінності може настати лише після виникнення трьох пластичних шарнірів – на обох опорах і в прольоті.

У статично невизначеній залізобетонній конструкції, завдяки властивостям її матеріалів, утворення пластичних шарнірів при подальшому збільшенні навантаження призводить до *перерозподілу згинальних моментів* між окремими перерізами. При цьому деформації бетону та арматури в пластичному шарнірі зростають, але значення згинального моменту в ньому зберігається постійним і дорівнює тому значенню, при якому він утворюється. Розрахункове значення моменту в пластичному шарнірі, оскільки на ділянці його утворення напруження в арматурі $\sigma_s = f_{yd}$, можна обчислити за формулою (рис. 1.1, в):

$$M_u = f_{yd} A_s z_b, \quad (1.1)$$

в котрій z_b – плече внутрішньої пари сил у перерізі балки, в якому з'явився пластичний шарнір.

Для статично невизначених залізобетонних конструкцій значення внутрішніх зусиль M_u , V_u та N_u , які відповідають стадії утворення пластичних шарнірів (стадії граничної рівноваги), точніше відображають їх дійсні значення ніж обчислені за пружною стадією. Враховуючи це з метою економії арматури і бетону статично невизначені залізобетонні конструкції слід конструювати з урахуванням значень моментів, що діють у пластичному шарнірі, тобто з урахуванням пластичних деформацій та перерозподілу внутрішніх зусиль.

1.3 Перерозподіл згинальних моментів у статично невизначених залізобетонних балках

Як було зазначено вище, поява пластичного шарніра призводить до явища перерозподілу згинальних моментів між окремими перерізами балки. Сутність його можна зрозуміти на прикладі балки, затиснутої на двох опорах (рис. 1.2, а). Після утворення при певному значенні навантаження F_1 пластичного шарніра на одній із опор, у даному випадку на опорі B , балка набуває нової розрахункової схеми – з однією затиснутою A і другою шарнірно-нерухомою B опорами (рис. 1.2, б). При цьому, на опорі B у пластичному шарнірі діятиме момент $M_B = M_{l,B} = f_{yd} A'_{s,B} z_{b,B}$ (сутність величин $A'_{s,B}$ та $z_{b,B}$ є зрозумілою з рис. 1.1, в та 1.2, д). При подальшому збільшенні навантаження F_1 значення моменту $M_{l,B}$ не змінюватиметься і балка працюватиме за цією новою схемою. Оскільки за даною схемою балка має ще одну зайву в'язь, то збільшення навантаження F_1 на деяке значення $\Delta_1 F_1$ обов'язково призведе до утворення нового пластичного шарніра, наприклад, на опорі A , при цілком визначеному значенні навантаження $F_2 = F_1 + \Delta_1 F_1$.

З моменту утворення пластичного шарніра на другій опорі при збільшеному навантаженні F_1 до F_2 балка перетворюється у вільно оперту (рис. 1.2, в), зі значенням моментів рівних: у прольоті – $M_{2,l}$, а на опорі A – $M_A = M_{2,A} = f_{yd} A'_{s,A} z_{b,A}$. При подальшому збільшенні навантаження F_2 до $F_3 = F_2 + \Delta_2 F_1$ утвориться пластичний шарнір у прольоті і балка, перетворившись у геометрично змінну систему, зруйнується.

Граничні розрахункові значення згинальних моментів у перерізах, де утворилися пластичні шарніри при навантаженні F_3 , дорівнюють: $M_A = M_{2,A}$ – на опорі A ; $M_B = M_{1,B}$ – на опорі B , $M_l = M_{3,l}$ – у прольоті (рис. 1.2, ε , δ). Їх значення можна обчислити за формулою (1.1).

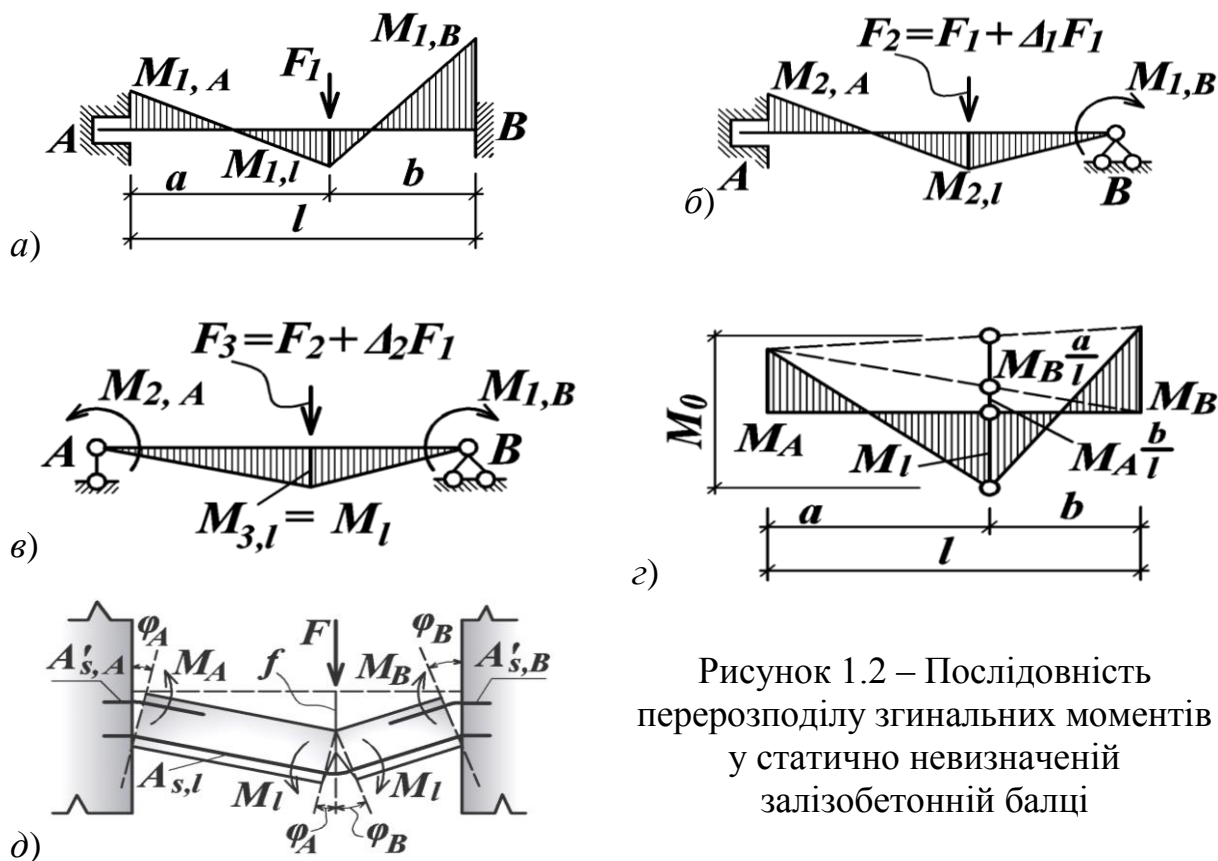


Рисунок 1.2 – Послідовність перерозподілу згинальних моментів у статично невизначеній залізобетонній балці

У момент руйнування балки загальне граничне розрахункове значення навантаження, тобто несуча здатність балки

$$F = F_3 = F_1 + \Delta_1 F_1 + \Delta_2 F_1. \quad (1.2)$$

1.4 Способи розрахунку зусиль за методом граничної рівноваги

Розрахунок несучої здатності залізобетонних конструкцій за методом граничної рівноваги можна здійснювати на основі статичного, кінематичного способів або із застосуванням додаткових епюр моментів.

1.4.1 Статичний спосіб розрахунку зусиль

Використовуючи *статичний спосіб* розрахунку, застосовують схему, представлену на рисунку 1.2, ε , відповідно до якої можна записати, що момент у прольоті балки в стані її граничної рівноваги

$$M_l = M_0 - M_A b/l - M_B a/l, \quad (1.3)$$

звідки

$$M_l + M_A b/l + M_B a/l = M_0, \quad (1.4)$$

де $M_0 = Fab/l$ – момент у перерізі балки, вільно опертої з двох кінців.

Із рівняння (1.4) випливає, що сума прольотного і відповідних частин опорних моментів у перерізі, дорівнює моменту звичайної шарнірно опертої з обох кінців балки. Також із цієї умови є очевидним, що несуча здатність статично невизначеної конструкції загалом не залежить від співвідношення значень опорних і прольотного моментів, а також не залежить від послідовності утворення пластичних шарнірів. Ця послідовність може призначатись довільно за рахунок площі перерізу арматури, необхідно лише дотримуватись рівняння рівноваги (1.4). Рівняння (1.4) також дозволяє визначати граничне значення зусилля F для призначених значень моментів M_A , M_B та M_l . Проте слід ураховувати, що зміна співвідношення моментів змінює і значення навантаження, яке викликає появу першого й наступних пластичних шарнірів, а також змінює ширину розкриття тріщин у перших шарнірах.

Ураховуючи вище викладене, випливає, що використання рівняння (1.4) зводиться до того, що при відомому навантаженні визначають значення згинального моменту M_0 . Далі, призначивши співвідношення між величинами M_A , M_B і M_l , за формулою (1.4) обчислюють значення моментів.

Практичне застосування *статичного способу* в розрахунках за методом граничної рівноваги можна проілюструвати на прикладі п'ятипролітної нерозрізної балки з прольотами рівними l та по всій довжині завантаженої рівномірно розподіленим навантаженням сталої інтенсивності q (рис. 1.3). З рисунка видно, що у середньому прольоті СД даної балки згинальні моменти на лівій і правій опорах рівні між собою.

Для перерізу посередині розглядуваного прольоту, де $a = b = l/2$, умова (1.4) набуває вигляду

$$M_0 = M_l + 0,5M_C + 0,5M_D. \quad (1.5)$$

Для заданих умов у рівнянні (1.5) для шарнірно опертої балки з двох кінців

$$M_0 = ql^2/8. \quad (1.6)$$

Тепер, якщо взяти за умову, що у всіх розрахункових перерізах середнього прольоту балки площа перерізу арматури однакова, то для такого випадку армування у розрахункових перерізах усі значення моментів відповідно до формули (1.1) будуть однакові, тобто їх співвідношення будуть такі:

$$M_l = M_C = M_D = M. \quad (1.7)$$

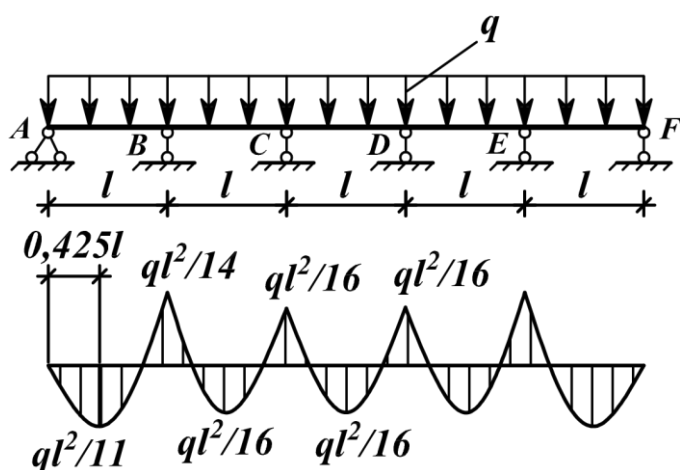


Рисунок 1.3 – До розрахунку нерозрізної балки за методом граничної рівноваги статичним способом

Підставивши вирази (1.6) та (1.7) в рівняння (1.5) отримаємо для обчислення значень вирівняних опорних і прольотних моментів таку формулу:

$$M = \pm q l^2 / 16. \quad (1.8)$$

Розглядаючи тепер крайній проліт, та аналогічно використовуючи умову (1.4), можна одержати, що у розрахунковому перерізі на

відстані $0,425l$ від крайньої опори

$$M_0 = M_l + 0,425M_B. \quad (1.9)$$

Припустивши в рівнянні (1.9), що $M_l = M_B = M$ (тобто армування перерізів прийнято однаковим), та, підставивши в нього вираз згинального моменту $M_0 = 0,123ql^2$ для розрахункового перерізу на відстані $0,425l$ від крайньої опори, отримаємо, що для рівномоментної схеми армування для обчислення значень вирівняних прольотного та опорного моментів у першому прольоті формула має такий вигляд:

$$M = \pm q l^2 / 11,6. \quad (1.10)$$

Якщо число в знаменнику у формулі (1.10) взяти рівним 14, то отримаємо відому формулу, відповідно до якої згинальний момент на першій проміжній опорі

$$M_B = -q l^2/14, \quad (1.11)$$

а згинальний момент у першому прольоті

$$M_l = q l^2/11. \quad (1.12)$$

Округливши знаменник у формулі (1.10) (з похибкою менше ніж 5% у сторону збільшення згинального моменту), отримують формулу для обчислення значень згинальних моментів на першій проміжній опорі і в першому прольоті:

$$M = \pm q l^2/11. \quad (1.13)$$

Отже, в балці на другій від кінця або першій проміжній опорі значення згинального моменту можна визначити за однією із двох формул: (1.11) або (1.13). За досвідом проектування залізобетонних конструкцій розроблені такі рекомендації: при роздільному армуванні перших опор і прольотів нерозрізних плит застосовують відповідно формули (1.11) та (1.12), при безперервному армуванні плит і при розрахунку другорядних балок – формулу (1.13).

1.4.2 Кінематичний спосіб розрахунку зусиль

Застосовуючи *кінематичний спосіб* розрахунку значень зусиль при реалізації методу граничної рівноваги, балку в стані граничної рівноваги розглядають як систему жорстких дисків (ланок), з'єднаних між собою у місцях злому пластичними шарнірами (рис. 1.2, д).

Якщо балка під дією сили F отримає прогин f , а кожен із дисків повернеться на відповідні кути φ_A та φ_B (рис. 1.2, д, з), то:

$$\varphi_A \approx \operatorname{tg} \varphi_A = f/a, \text{ а } \varphi_B \approx \operatorname{tg} \varphi_B = f/b. \quad (1.14)$$

До даної системи можна застосувати рівняння рівності віртуальних робіт A_F та A_M , які, відповідно, виконуються зовнішньою силою F та внутрішніми моментами M на відповідних переміщеннях:

$$A_F = A_M. \quad (1.15)$$

Віртуальна робота сили F :

$$A_F = Ff. \quad (1.16)$$

Віртуальна робота моментів:

$$A_M = \sum M_i \varphi_i = M_l (\varphi_A + \varphi_B) + M_A \varphi_A + M_B \varphi_B, \quad (1.17)$$

або, використавши отримані вище залежності для величин φ_A та φ_B , матимемо, що

$$A_M = f (M_l l / ab + M_A / a + M_B / b). \quad (1.18)$$

З урахуванням залежностей (1.18) та (1.16) рівняння віртуальних робіт (1.15) набуде вигляду:

$$Ff = f (M_l l / ab + M_A / a + M_B / b), \quad (1.19)$$

звідки розрахункове значення граничного навантаження

$$F = M_l l / ab + M_A / a + M_B / b. \quad (1.20)$$

Перемноживши ліву і праву частини рівняння (1.20) на вираз ab/l , отримаємо виведене раніше статичним способом рівняння рівноваги (1.4), що свідчить про можливість застосування як статичного, так і кінематичного способів розрахунку.

1.4.3 Спосіб додаткових епюр моментів

У практиці проектування залізобетонних конструкцій часто зустрічаються задачі з розрахунку несучої здатності багатопролітних нерозрізних балок із різними прольотами на одночасну дію рівномірно розподілених та зосереджених навантажень. У таких випадках доцільним до застосування для обчислення розрахункових (вирівняних) значень згинальних моментів є спосіб *додаткових епюр моментів*. Він полягає в тому, що спочатку, використовуючи правила будівельної механіки, для даної балки, як для пружної системи, при різних несприятливих сполученнях навантажень будують епюри згинальних моментів (рис. 1.4, *a...z*). Потім значення ординат побудованих епюр згинальних моментів перерозподіляють (вирівнюють) шляхом додавання до них відповідних значень ординат додаткових епюр згинальних моментів (рис. 1.4, *д, е*).

Додаткову епюру згинальних моментів будують як для пружної системи – вона буде прямолінійною в усіх прольотах. Для кожного сполучення завантаження підбирають свою додаткову епюру згинальних моментів так, щоб у розрахункових перерізах балки значення ординат вирівняної епюри згинальних моментів були зменшені не більше ніж на 30 % порівняно зі значеннями, обчисленими за пружною схемою. Таке складання основної і додаткової епюр згинальних моментів дає сумарну епюру з уже перерозподіленими значеннями згинальних моментів (рис. 1.4, *ε, ж*). Після цього, накладаючи подібним чином епюри перерозподілених згинальних моментів від усіх несприятливих сполучень навантажень уздовж поздовжньої осі балки, одержують обвідну епюру згинальних моментів.

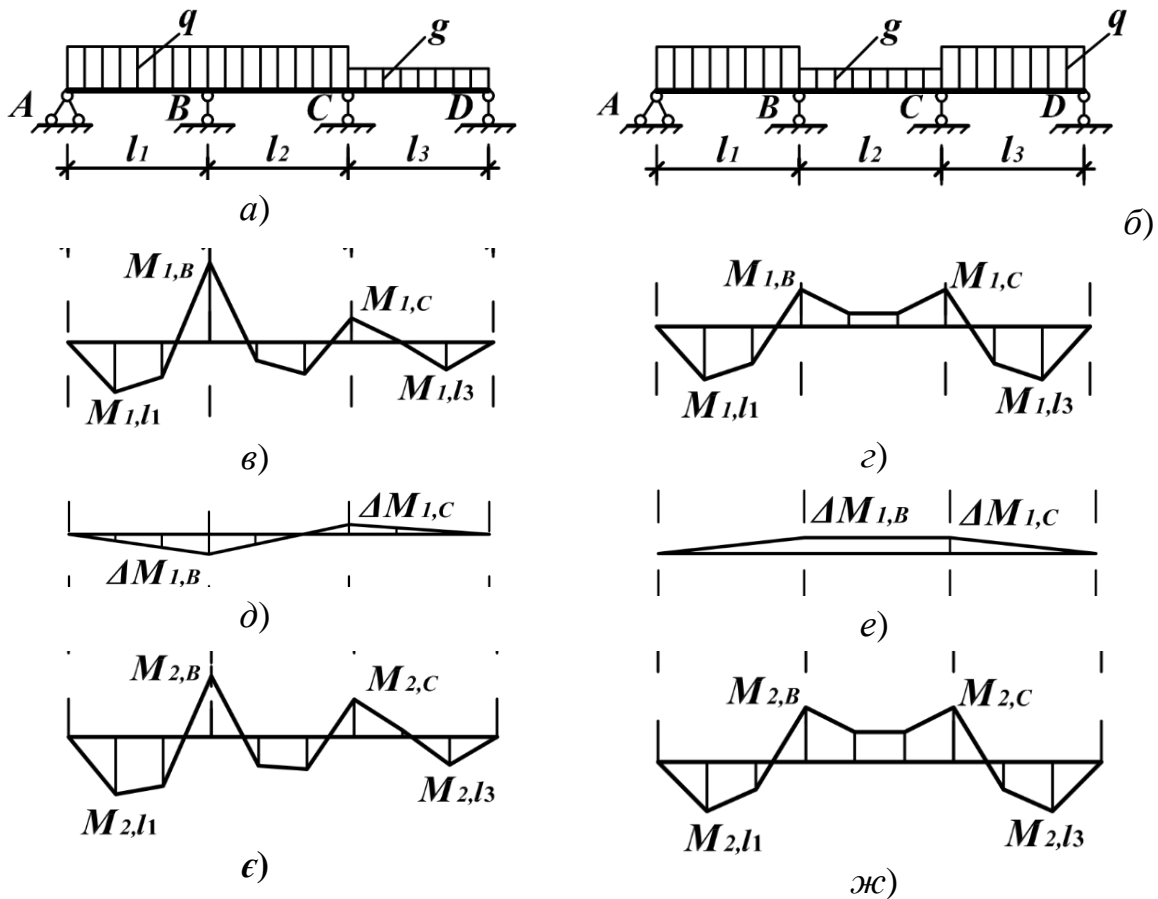


Рисунок 1.4 – Вирівнювання значень згинальних моментів за допомогою додаткових епюр
а, б – схеми сполучень навантажень; *в, г* – епюри згинальних моментів, побудованих як для пружної системи; *д, е* – додаткові епюри згинальних моментів; *ж, з* – сумарні вирівняні епюри згинальних моментів

Значення поперечних сил при застосуванні методу граничної рівноваги визначають за загальними правилами будівельної механіки, але

при цьому використовують епюри перерозподілених згинальних моментів, побудованих за будь-яким із розглянутих способів.

Для нерозрізних балок із однаковими прольотами $l_1 = l_2 = l_3 = l$ завантажених рівномірно розподіленим навантаженням q розрахункові значення поперечних сил будуть:

на крайній вільній опорі A

$$V_{Ed, A} = 0,4ql; \quad (1.21)$$

на першій проміжній опорі B зліва

$$V_{Ed, Bl} = 0,6ql; \quad (1.22)$$

на першій проміжній опорі B справа і на всіх середніх опорах

$$V_{Ed, Br} = V_{Ed, Cl} = 0,5ql. \quad (1.23)$$

Проектування статично невизначених залізобетонних конструкцій за вирівняними значеннями згинальних моментів дає можливість уніфікувати армування перерізів. Це особливо важливо для конструювання монтажних стиків на опорах збірних конструкцій. Також створюються умови стандартизації та однакового армування зварними сітками та каркасами тих ділянок, де при розрахунках за пружною стадією виникають різні за значенням згинальні моменти. При дії тимчасових навантажень і різних сполученнях навантажень розрахунок за вирівняними значеннями згинальних моментів у порівнянні з розрахунком за пружною схемою може дати економію арматурної сталі в межах 20...30 %. Здійснюючи перерозподіл згинальних моментів, слід пам'ятати, що в місці утворення пластичних шарнірів від прикладання збільшеного значення згинального моменту у результаті його вирівнювання, відбувається збільшення деформацій і ширини розкриття тріщин, які при певних нормативних вимогах можуть бути недопустимими. Тому з метою обмеження ширини розкриття тріщин у першому пластичному шарнірі значення вирівняного моменту має складати не менше ніж 70 % значення моменту, одержаного в розрахунках за пружною стадією, тобто перерозподіл значень моментів можна проводити лише в межах до 30 %.

Щоб забезпечити умови, які дозволяють застосування методу граничної рівноваги, тобто гарантують утворення пластичних шарнірів і розвиток достатніх місцевих деформацій при досягненні конструкцією

граничної рівноваги, необхідно дотримуватися таких конструктивних вимог:

а) проектувати конструкції необхідно так, щоб причиною руйнування не могли стати зріз стиснутої зони бетону або роздавлювання бетону головними стискальними напруженнями;

б) для армування конструкцій необхідно використовувати тільки ті сталі, які мають межу текучості («м'які» сталі, звичайний арматурний дріт);

в) армування перерізів, у котрих планується утворення пластичних шарнірів, слід здійснювати так, щоб значення відносної висоти стиснутої зони не перевищувало 0,3.

2 ПЛОСКІ ЗАЛІЗОБЕТОННІ ПЕРЕКРИТТЯ

2.1 Загальні відомості про плоскі перекриття, їх види та класифікацію

Плоскі залізобетонні перекриття серед усієї різноманітності конструктивних частин будівель та споруд мають найбільше розповсюдження. Широкому застосуванню саме залізобетонних плоских перекриттів сприяють такі властиві для них позитивні якості як: економічність, індустріальність, вогнестійкість, довговічність, жорсткість, гігієнічність, архітектурна виразність.

Плоскі залізобетонні перекриття за конструктивною системою поділяються на два основні види: балкові (рис. 2.1, а) та безбалкові (рис. 2.1, б, в).

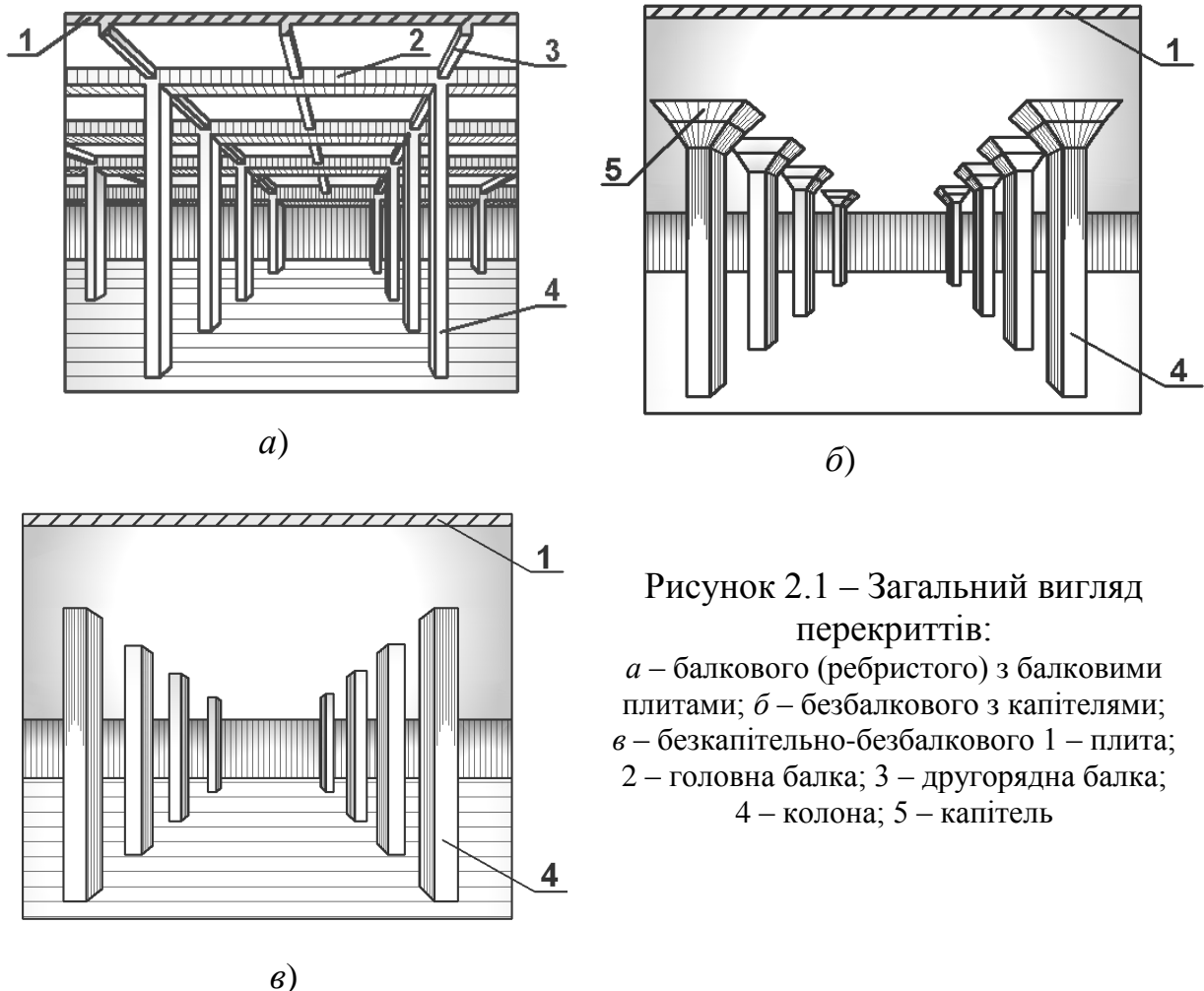


Рисунок 2.1 – Загальний вигляд перекриттів:

а – балкового (ребристого) з балковими плитами;
б – безбалкового з капітелями;
в – безкапітельно-безбалкового
1 – плита;
2 – головна балка; 3 – другорядна балка;
4 – колона; 5 – капітель

До балкових відносяться такі перекриття, в котрих плити опираються на балки (ребра), які розташовані в одному (рис. 2.2, а) або у двох напрямках (рис. 2.2, б). При цьому плити між балками можуть

розглядатись як балкові (якщо вони працюють в одному напрямку), або як оперті по контуру (якщо вони працюють у двох напрямках).

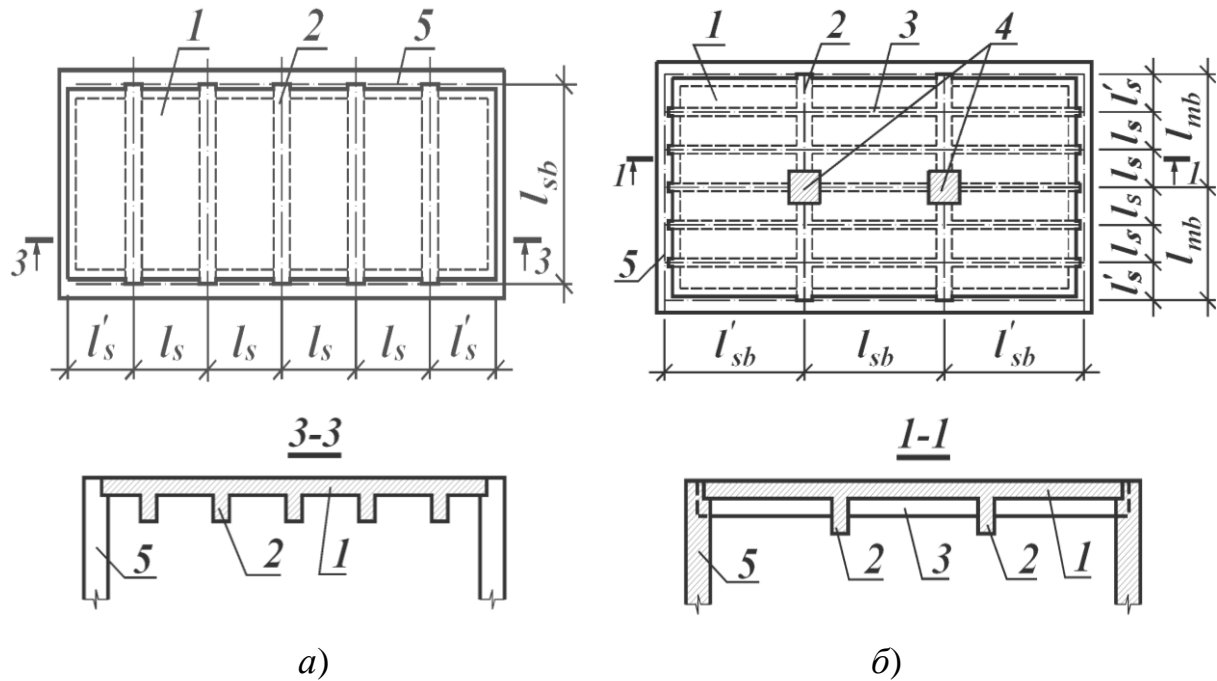


Рисунок 2.2 – Плани монолітних перекриттів:

a – ребристого з балками в одному напрямку; *б* – ребристого з балками у двох напрямках; 1 – плита; 2 – головна балка; 3 – другорядна балка; 4 – колона; 5 – стіна

Безбалкові перекриття – це такі перекриття, в яких плита опирається на колони безпосередньо або через капітелі (рис. 2.1, б, в та 2.3).

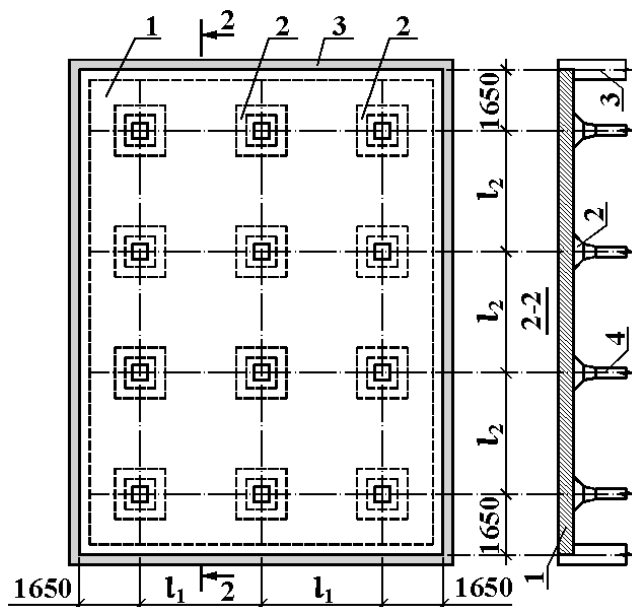


Рисунок 2.3 – План монолітного безбалкового перекриття з капітелями:

1 – плита; 2 – капітель; 3 – стіна; 4 – колона

Балкові та безбалкові перекриття за *способом виготовлення* можуть бути *монолітними, збірними або збірно-монолітними*. Тому за сукупністю

конструктивних ознак плоскі залізобетонні перекриття поділяються (класифікуються) на 7 типів:

- балкові (ребристі) монолітні з балковими плитами;
- балкові (ребристі) монолітні з плитами опертими по контуру;
- балкові збірні;
- балкові збірно-монолітні;
- безбалкові монолітні;
- безбалкові збірні;
- безбалкові збірно-монолітні.

Збірні і збірно-монолітні перекриття відрізняються високою індустріальністю.

Монолітні перекриття застосовуються головним чином у будівлях, що споруджуються за нетиповими проектами. Кожен із типів перекриттів може мати багато конформувальних варіантів, тому остаточний з них береться на основі порівняння техніко-економічних показників.

2.2 Ребристі монолітні перекриття з балковими плитами

2.2.1 Елементи перекриття і конформування конструктивних систем

Ребристі монолітні перекриття з балковими плитами – це такі плоскі перекриття, які виконуються у вигляді воєдино з'єднаних між собою наступних елементів: балкових плит, другорядних та головних балок (ребер) (рис. 2.1, а та 2.2).

Сутність утворення таких перекриттів полягає в тому, що з метою економії матеріалів бетон із розтягнутої зони перекриттів видаляється якомога більше і залишається тільки у вигляді ребер, у котрих концентрується розтягнута арматура.

Усі елементи перекриття, як правило, виконують із бетону одного класу (найдоцільніше – С12/15). При армуванні елементів перекриття застосовують стержньову арматуру класів А240С, А400С, А500С та дротяну арматуру класу Вр-І. При конформуванні конструктивної системи перекриття в першу чергу вибирають сітку колон. Її розміри залежать від напрямку головних балок та кроку розташування другорядних балок. Звичайно розглядають *дві конструктивні системи* перекриття, котрі відрізняються одна від одної напрямком розташування головних балок – уздовж (рис. 2.4, а) або впоперек будівлі (рис. 2.4, б).

Головні балки в проміжних прольотах опираються на колони, а в крайніх прольотах – на колони та стіни. Другорядні балки в крайніх прольотах опираються на стіни та головні балки, а в проміжних прольотах – тільки на головні балки. При цьому, другорядні балки розташовуються як між осями, так і уздовж кожної осі колон.

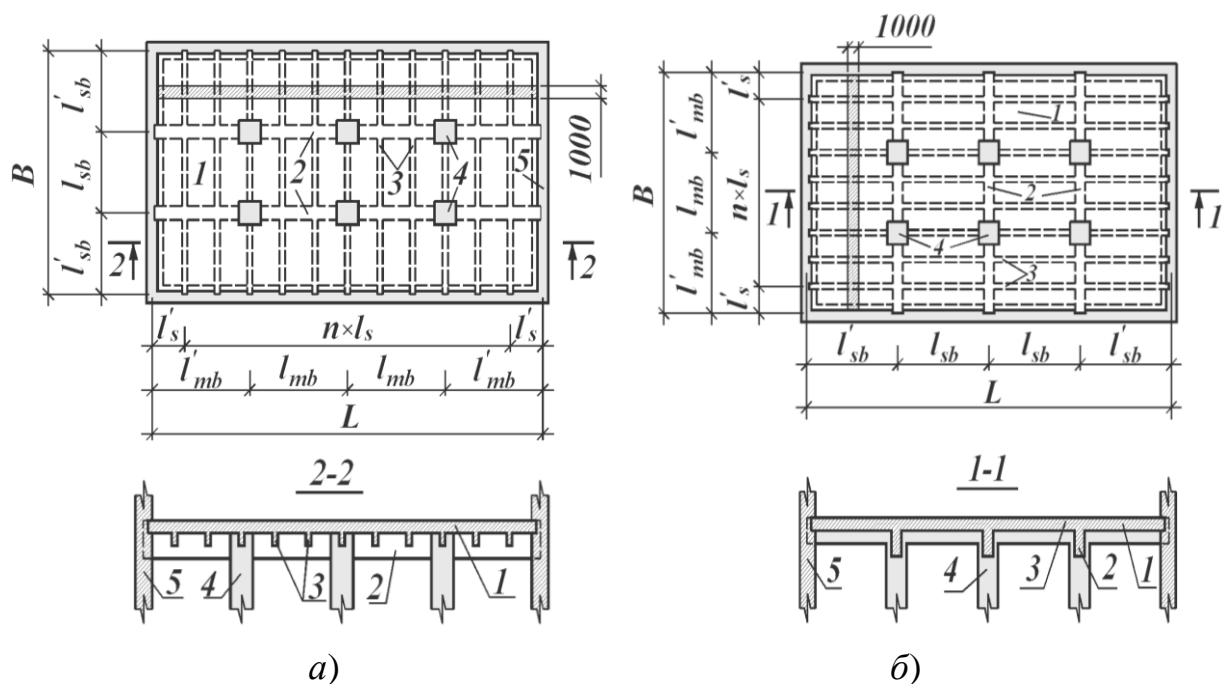


Рисунок 2.4 – Плани конструктивних систем монолітних ребристих перекриттів:

a – головні балки вздовж будівлі; *б* – головні балки впоперек будівлі;
 1 – плита; 2 – головна балка; 3 – другорядна балка; 4 – колона; 5 – стіна

При компонуванні конструктивної системи перекриття слід брати:

- проліт головної балки l_{mb} в межах 6...8 м;
- проліт l_{sb} другорядної балки (крок головних балок) в межах 5...7 м;
- проліт l_s плит (крок другорядних балок) в межах 1,7...2,7 м;
- співвідношення $l_{sb} / l_s \geq 2$.

Дотримуючись вказаних вимог, колони розташовують із кроком 6...8 м і прольотом 5...7 м.

Крайні прольоти балок, а також плит більш раціонально проектувати меншими. Різниця між довжинами крайнього і середнього (проміжного) прольотів не повинна перебільшувати для другорядних та головних балок – 10 %, для плит – 20 %. Зменшення крайніх прольотів у таких межах

порівняно з середніми призводить до вирівнювання значень згинальних моментів у прольоті і на опорі. В результаті цього спрощується армування.

Товщину плити беруть якнайменшу. Мінімальні її значення, як свідчить досвід проектування, складають: для міжповерхових перекриттів промислових будівель – 60 мм, житлових та цивільних будівель – 50 мм. Товщина плит може бути збільшена, якщо на перекриття діють значні тимчасові навантаження. Наприклад, плити прольотом 2,2...2,7 м при дії тимчасового навантаження 10...15 кН/м² приймають товщиною 80...100 мм. Висоту перерізів другорядних балок беруть $(1/12...1/20)l_{sb}$, головних балок – $(1/8...1/15)l_{mb}$. Ширина балок складає $(0,3...0,5)$ від їх висоти.

2.2.2 Розрахунок і конструювання балкових плит

До *балкових плит* в монолітних перекриттях відносять плити, для яких виконується умова $l_{sb} / l_s > 2$ (рис. 2.4, а, б). В розрахунках балкових плит розглядають смугу шириною 1000 мм, «вирізану» з перекриття паралельно осі головної балки (рис. 2.4). Цю смугу, що являє собою багатопрольотну нерозрізну плиту, у розрахунках вважають нерозрізною багатопрольотною балкою, яка опирається на другорядні балки та стіни, має не більше 5 прольотів (рис. 2.5, а) і завантажена рівномірно розподіленим навантаженням інтенсивністю $q = (g + v)$, тут g і v – відповідно постійне і тимчасове значення навантаження.

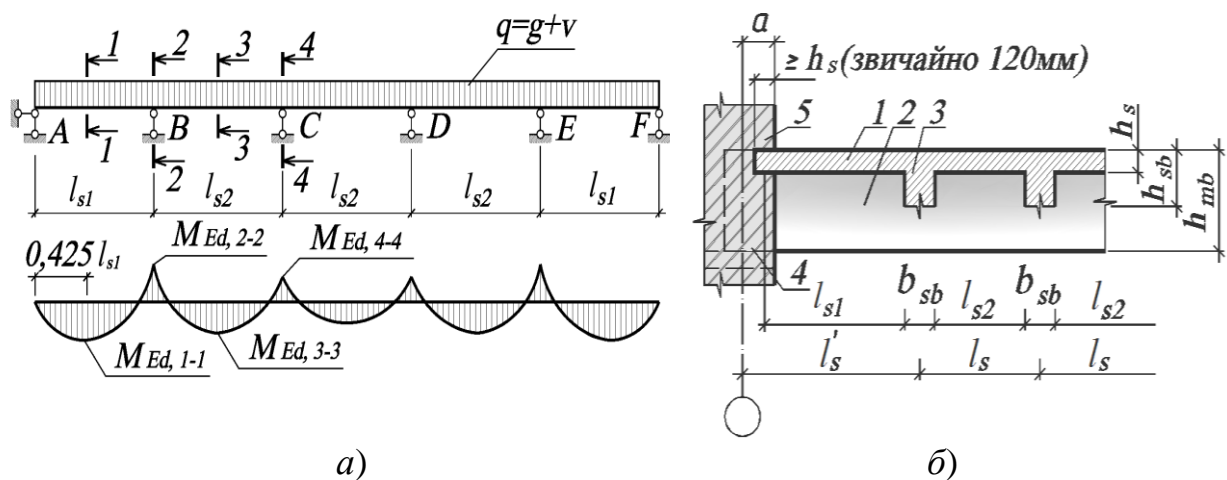


Рисунок 2.5 – До розрахунку балкової плити:

- а – розрахункова схема і епюра моментів у плиті; б – конструктивна схема для визначення розрахункових прольотів плити; 1 – плита; 2 – головна балка; 3 – другорядна балка; 4 – розподільна залізобетонна подушка; 5 – стіна

Розрахункові прольоти багатопрольотної нерозрізної плити визначаються згідно до таких правил: першій і останній прольоти l_{s1} дорівнюють відстаням від осі опори плити на стіні до грані другорядної балки; всі інші (проміжні) прольоти l_{s2} дорівнюють відповідно відстаням у просвіті між суміжними другорядними балками (рис. 2.5, а, б):

$$l_{s2} = l_s - b_{sb}, \quad (2.1)$$

$$l_{s1} = l'_s - a - b_{sb}/2 + t/2, \quad (2.2)$$

де t – довжина ділянки опирання плити на стіну, $t \geq h_s$ (звичайно $t = 120$ мм).

Розрахункові значення згинальних моментів $M_{Ed,i}$ в нерозрізній балковій плиті обчислюють з урахуванням перерозподілу моментів (рис. 2.5, а).

У плитах з роздільним армуванням (рис. 2.6, 2.7) значення моментів $M_{Ed,1-1}$ і $M_{Ed,2-2}$ у перерізах 1-1 та 2-2 обчислюють відповідно за формулами (1.12) та (1.11):

$$M_{Ed, 1-1} = ql^2_{s1}/11; \quad M_{Ed, 2-2} = ql^2_{s2}/14, \quad l_{s2} > l_{s1}. \quad (2.3)$$

При безперервному армуванні плити (рис. 2.8) в першому прольоті і на першій проміжній опорі в перерізах 1-1 та 2-2 значення моментів відповідно $M_{Ed,1-1}$ та $M_{Ed,2-2}$ визначають так:

$$M_{Ed, 1-1} = | - M_{Ed, 2-2} | = ql^2_{s1}/11. \quad (2.4)$$

У проміжних прольотах і на проміжних опорах (перерізи 3-3, 4-4):

$$M_{Ed, 3-3} = | - M_{Ed, 4-4} | = ql^2_{s2}/16. \quad (2.5)$$

Смуги шириною 1000 мм із перекриття можуть бути «вирізані» як у крайніх, так і в проміжних прольотах. Це необхідно враховувати, оскільки на роботу плит, які в перекритті затиснуті вздовж усього контура балками і задовольняється умова $h_{si} / l_{si} \geq 1/30$, позначається вплив розпору на зменшення моментів у стані граничної рівноваги. Тому в розрахунках таких плит, у проміжних прольотах і на проміжних опорах, значення моментів зменшують на 20 %.

За *розрахунковий переріз* плити беруть прямокутний із одиночним армуванням. Ширина b_s перерізу, як це прийнято, дорівнює 1000 мм (рис. 2.4). Його висоту h_s визначають, використовуючи формули:

$$h_s = d_s + \emptyset/2 + c_{nom}, \quad (2.6)$$

$$d_s = \sqrt{M_{Ed,max} / f_{cd} b_s \bar{\alpha}_m}, \quad (2.7)$$

в котрих

$M_{Ed,max}$ – найбільше із значень моментів, обчислених за формулами (2.3 – 2.5);

f_{cd} – розрахункове значення опору арматури в МПа;

$\bar{\alpha}_m$ – коефіцієнт, що приймається за посібником ([4], табл. А.5) залежно від значення відносної висоти $\bar{\xi}$ стиснутої зони бетону, обчисленої при $\rho_f = (0,003...0,006)$ ([4], с. 16);

$\emptyset = (3...6)$ мм для зварних арматурних виробів і $(6...8)$ мм – для в'язаних;

c_{nom} – значення товщини захисного шару бетону за нормами [1, 2].

Товщину плити h_s , обчислену за формулою (2.6), беруть кратною 10 мм, після чого за цією ж формулою уточнюють фактичне значення робочої висоти d_s і обчислюють площу перерізу робочої арматури, необхідної для армування перерізів плити в прольотах і на опорах. Відповідно до обчисленого значення площі арматури A_s , зважаючи на взятий її діаметр у формулі (2.6), за сортаментом підбирають кількість стержнів, дотримуючись конструктивних вимог її розміщення в перерізі плити ([1], 8.2; [2], 8.3.1.3).

Армування багатопрольотних балкових плит монолітних ребристих перекриттів на практиці здійснюється двома методами: *окремими стержнями* або *зварними сітками* (рис. 2.6 – 2.9).

Кожний із методів армування може реалізовуватись *роздільним* (без відгинів) або *безперервним* (з відгинами) способами розташуванням арматури і мати свої особливості. Армування плит окремими прямими стержнями (без відгинів) і скобами (рис. 2.6) або окремими сітками (рис. 2.7) з їх роздільним розташуванням застосовують для плит товщиною $h_s \leq 80$ мм.

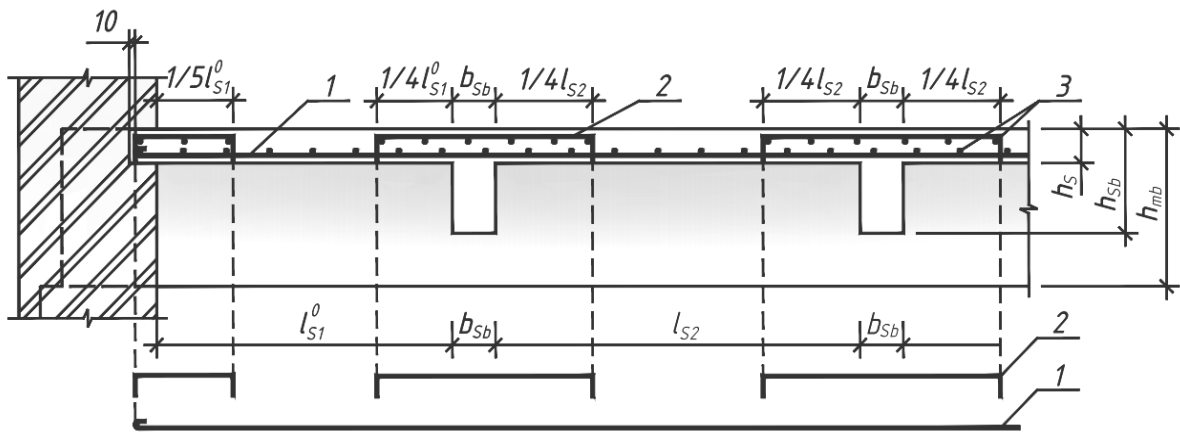


Рисунок 2.6 – Роздільне армування плити окремими стержнями при $h_s \leq 80$ мм:

1 – робоча арматура в прольоті (прямі стержні); 2 – робоча арматура на опори (скоби);
3 – розподільна арматура

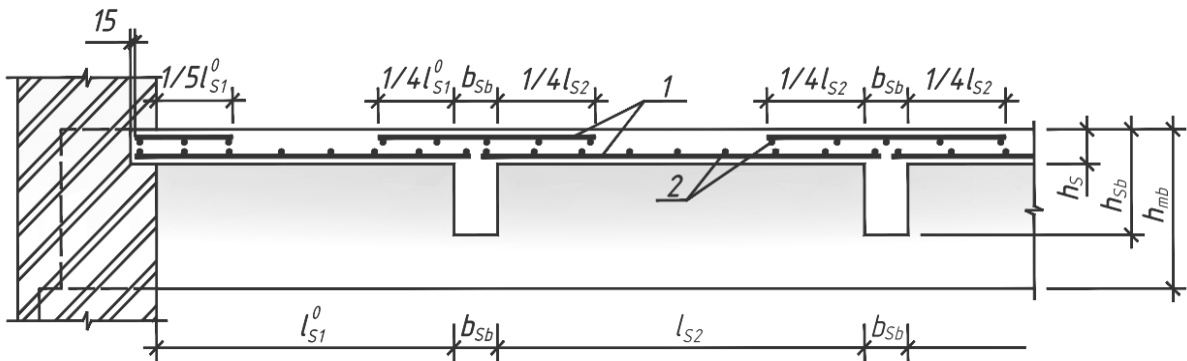


Рисунок 2.7 – Роздільне армування плити плоскими зварними сітками при $h_s \leq 80$ мм:

1 – робоча арматура; 2 – розподільна арматура

Безперервне армування плит окремими стержнями (з відгинами) здійснюють для плит товщиною $h_s > 80$ мм (рис. 2.8). У плитах товщиною $h_s < 150$ мм ці стержні відгинають під кутом 30° , а в плитах товщиною $h_s \geq 100$ мм – під кутом 45° ([3], с. 358). Безперервне армування зварними сітками застосовують для плит з $h_s < 100$ мм (рис. 2.9). При цьому діаметр робочих стержнів складає 5 мм і менше зі сталі класу Вр-I ([3], с. 356).

Для сприйняття зусиль розтягу у місцях сполучення плити з головною балкою укладають (у верхній зоні плити) перпендикулярно до головної балки *додаткову арматуру* (рис. 2.10, поз. 5) площею перерізу з розрахунку сприймання 25 % максимального згинального моменту в

прилеглому прольоті плити ($0,25 M_{Ed,i}$). Її заводять у кожний бік плити від грані балки на довжину не менше ніж $1/5$ прольоту цієї плити ([2], 8.3.1.6).

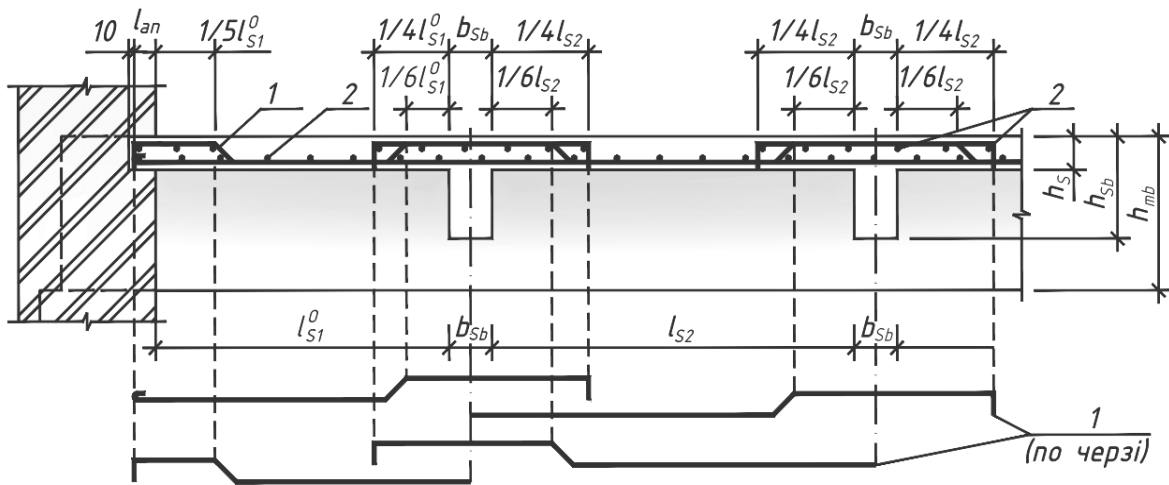
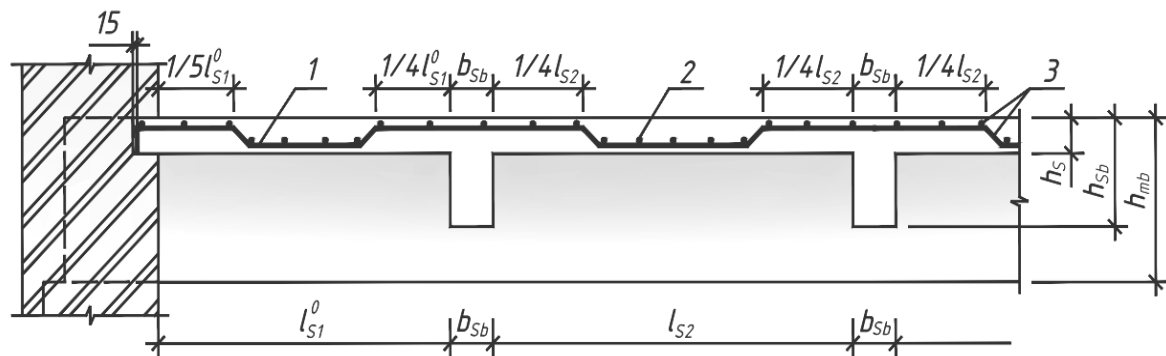
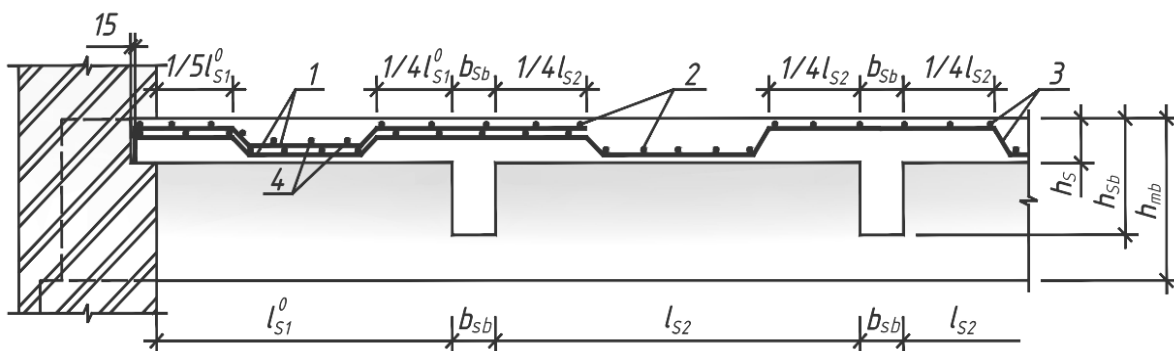


Рисунок 2.8 – Безперервне армування плити окремими стержнями при $h_s > 80$ мм:

1 – робоча відігнута арматура; 2 – розподільна арматура



а)



б)

Рисунок 2.9 – Безперервне армування плити рулонними сітками:

а – однією сіткою; б – додатковою сіткою в першому прольоті та на першій проміжній опорі; 1 – робоча арматура; 2 – розподільна арматура; 3 – основна рулонна сітка; 4 – додаткова рулонна сітка або окремі стержні

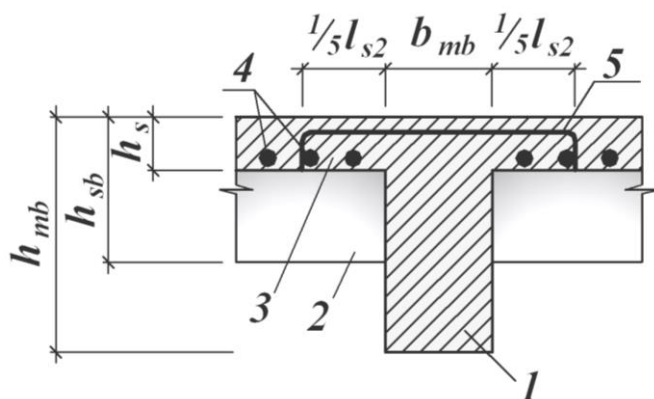


Рисунок 2.10 – Армування вузла сполучення плити з головною балкою:
1 – головна балка; 2 – другорядна балка; 3 – плита; 4 – робоча арматура плити; 5 – додаткова арматура

2.2.3 Розрахунок і конструювання другорядних балок

Статичний розрахунок другорядних балок монолітних ребристих перекриттів з балковими плитами виконують за методом граничної рівноваги (див. 1). За розрахункову схему другорядної балки беруть нерозрізну багатопрольотну балку, опорами котрої є головні балки та стіни. Якщо таких прольотів більше п'яти, то за розрахункову схему другорядної балки беруть п'ятипрольотну нерозрізну балку (рис. 2.11). До балки уздовж прикладають рівномірно розподілене навантаження інтенсивністю

$$p = (g+v)l_s + g_{sb}, \quad (2.8)$$

де g , v – відповідно значення постійного й тимчасового навантаження на 1 м^2 плити;

– l_s – крок другорядних балок;

– $g_{sb} = (h_{sb} - h_s) b_{sb} \rho$ – значення навантаження від маси балки;

– h_{sb} , b_{sb} – відповідно висота й ширина другорядної балки;

– h_s – товщина плити;

– ρ – густина залізобетону.

Довжину крайнього прольоту l_{sb1} , при опиранні балки на стіну, беруть рівною відстані від середини її ділянки опирання на стіні до грані першої головної балки; при опиранні другорядної балки на контурну обв'язкову балку – відстані між суміжними боковими гранями обв'язкової та головної балок. Довжину середніх прольотів l_{sb2} балки беруть рівною відстані в провітрі між суміжними головними балками (рис. 2.12).

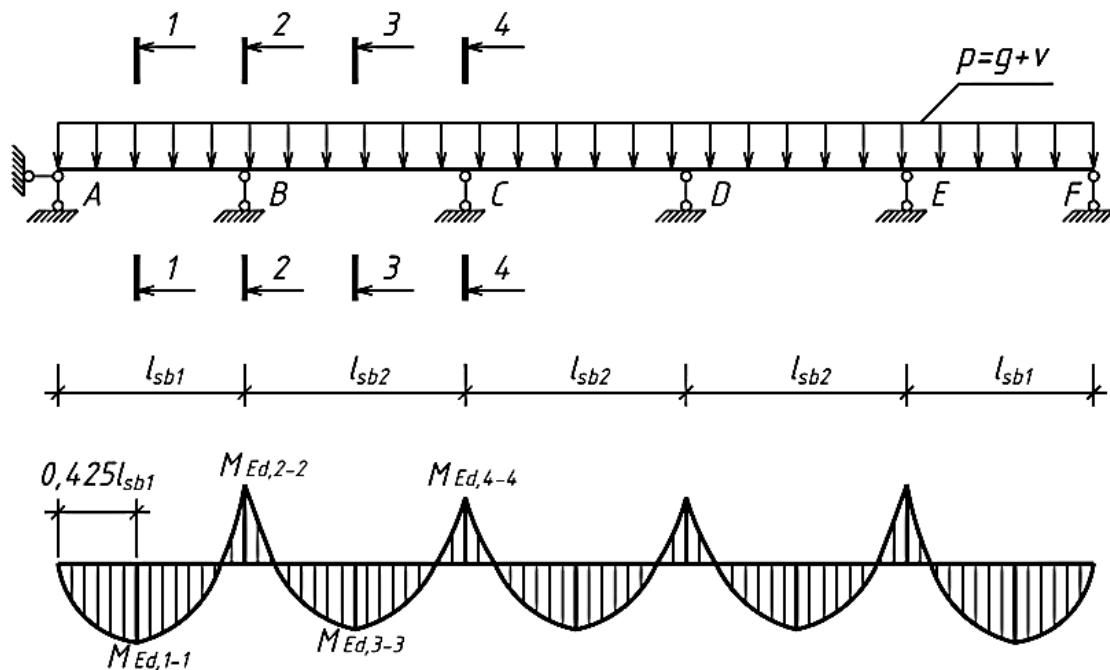


Рисунок 2.11 – Розрахункова схема другорядної балки

Довжини прольотів l_{sb2} та l_{sb1} визначаються за формулами (рис. 2.12):

$$l_{sb2} = l_{sb} - b_{mb}, \quad (2.9)$$

$$l_{sb1} = l'_{sb} - a - b_{mb} / 2 + B / 2, \quad (2.10)$$

в котрих l_{sb} – відстань між осями суміжних головних балок;

l'_{sb} – відстань між координаційними осями стіни і крайньої головної балки;

a – відстань від внутрішньої грані стіни до координаційної осі;

b_{mb} – ширина головної балки, яка попередньо назначається зі співвідношень $b_{mb} = (1/3 \dots 1/2) h_{mb}$, $h_{mb} = (1/8 \dots 1/15) l_{mb}$ і береться кратною 50 мм [3, с. 335];

B – довжина ділянки опирання балки на стіну: при $h_{sb} \leq 600$ мм – $B = 250$ мм, при $h_{sb} > 600$ мм – $B = 380$ мм.

У розрахунках другорядних балок із рівними прольотами або такими, що відрізняються один від одного не більше як на 10 %, значення згинальних моментів підраховують за такими формулами:

у першому прольоті (переріз 1-1)

$$M_{Ed, 1-1} = pl_{sb1}^2 / 11; \quad (2.11)$$

на першій проміжній опорі (переріз 2-2)

$$M_{Ed, 2-2} = pl_{sb1}^2 / 14; l_{sb2} > l_{sb1} \quad (2.12)$$

у середніх прольотах і на проміжних опорах (перерізи 3–3, 4–4)

$$M_{Ed, 3-3} = | - M_{Ed, 4-4} | = \pm pl_{sb2}^2 / 16. \quad (2.13)$$

Значення поперечних сил обчислюють за наступними формулами (рис. 2.12):

на крайній вільній опорі A

$$V_{Ed, A} = 0,4 p l_{sb1}; \quad (2.14)$$

на першій проміжній опорі B зліва

$$V_{Ed, Bl} = 0,6 p l_{sb1}; \quad (2.15)$$

на першій проміжній опорі B справа і на решті опор

$$V_{Ed, Br} = V_{Ed, Cl} = V_{Ed, Cr} = 0,5 p l_{sb2}. \quad (2.16)$$

Конструктивний розрахунок другорядної балки виконують у поперечних перерізах 1-1, 2-2, 3-3, 4-4 з метою забезпечення сприйняття ними згинальних моментів, що тут діють. Розрахункові поперечні перерізи (1-1, 3-3) в прольотах приймають у вигляді тавра (рис. 2.12, б), оскільки відповідно до епюри згинальних моментів (рис. 2.11) у цих місцях діє позитивний момент і верхня зона другорядної балки працює на стиск спільно і одночасно з плитою. На опорах (перерізи 2-2, 4-4), де діє негативний момент, розрахунковий поперечний переріз приймають прямокутним (рис. 2.12, в), оскільки тут плита розташована в розтягнутій зоні і тому в розрахункових схемах міцності балки не враховується.

Робоча ширина b_{eff} полички балок таврового поперечного перерізу повинна відповідати вимогами норм ([1], 5.3.2.1):

$$b_{eff} = \Sigma b_{eff,i} + b_{sb}, \quad (2.17)$$

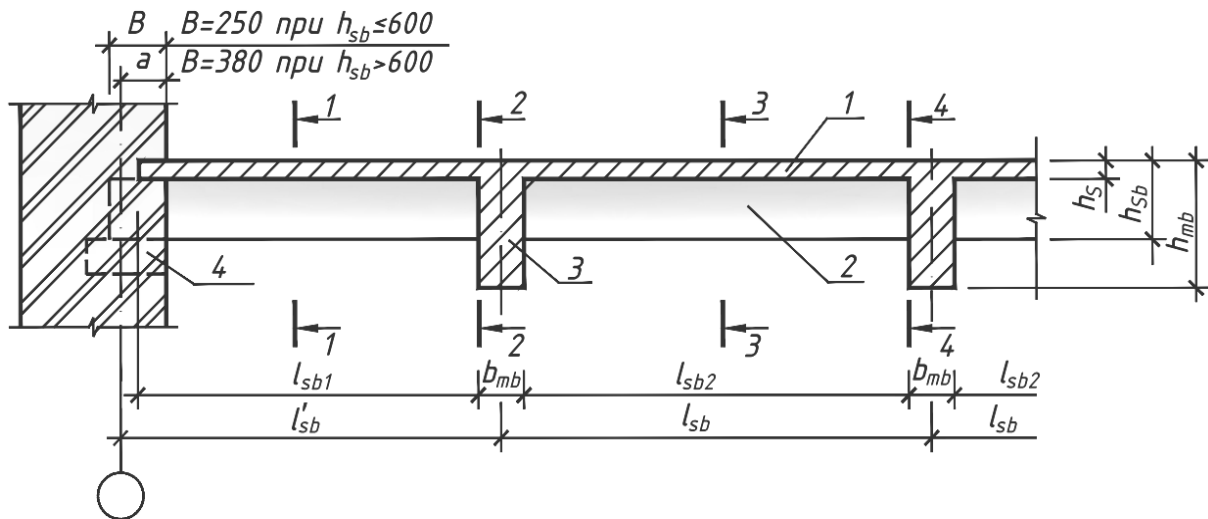
$$b_{eff,i} = 0,2 b_i + 0,1 l_0 \leq 0,2 l_0, \quad (2.18)$$

тобто (рис. 2.12) у формулах (2.17) та (2.18) значення b_i приймається рівним 1/2 відстані у провітрі між другорядними балками (при розрахунку

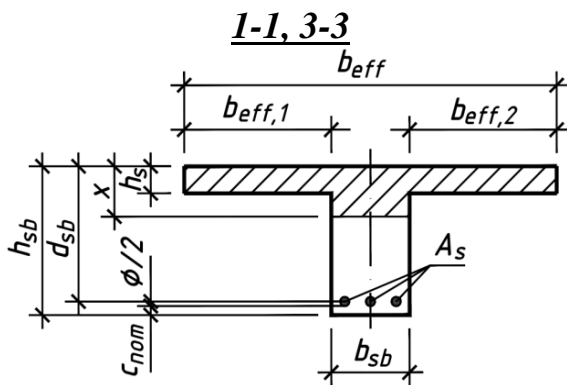
середніх другорядних балок) або відстані у проясненні між другорядною балкою та зовнішньою стіною (при розрахунку крайніх другорядних балок); значення $l_0 = 0,85 l_{sb1}$ в розрахунках другорядної балки в перерізі 1–1, та $l_0 = 0,7l_{sb2}$ – у розрахунках другорядної балки в перерізі 3–3.

Висота другорядної балки визначається для перерізу 2-2 як найбільш небезпечного за формулою:

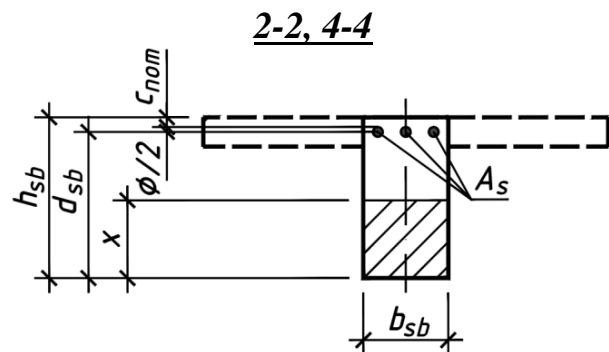
$$h_{sb} = d_{sb} + \varnothing/2 + c_{nom} \quad (2.19)$$



a)



б)



в)

Рисунок 2.12 – До визначення розрахункових прольотів і розмірів поперечного перерізу другорядної балки:

a – переріз перекриття вздовж другорядних балок; б – переріз із полицкою в стиснутій зоні; в – переріз із полицкою в розтягнутій зоні; 1 – плита; 2 – другорядна балка; 3 – головна балка; 4 – розподільна залізобетонна подушка

При цьому для підстановки у формулу (2.19) значення робочої висоти другорядної балки також визначається для найбільш небезпечного перерізу 2-2 (рис. 2.12, в), в якому він є прямокутним шириною b_{sb} , тобто:

$$d_{sb} = \sqrt{M_{Ed, 2-2} / f_{cd} b_{sb} \bar{\alpha}_m}. \quad (2.20)$$

У формулі (2.20) значення коефіцієнта $\bar{\alpha}_m$ береться з таблиць ([4], табл. А.5) залежно від значення відносної висоти стиснутої зони перерізу

$$\bar{\xi} = \rho_f f_{yd} / \omega f_{cd} \leq \bar{\xi}_R, \quad (2.21)$$

при цьому також приймається: $\rho_f \% = (1..2)\%$; $\bar{\xi}_R$ – граничне значення відносної висоти стиснутої зони перерізу – за ([4], табл. А.5); ω – значення коефіцієнта повноти епюри напружень у бетоні стиснутої зони – за ([4], табл. А.3).

Діаметр робочої арматури \emptyset у формулі (2.19), якою має бути заармований переріз, а також товщину її захисного шару бетону c_{nom} беруть залежно від попередньо обчисленого значення необхідної площі перерізу поздовжньої робочої арматури

$$A_s = M_{Ed, 2-2} / f_{yd} \bar{\xi} d_{sb}. \quad (2.22)$$

Тобто, за розрахованим за формулою (2.22) значенням A_s із таблиці А.6 посібника [4] підбирають необхідну кількість стержнів i , відповідно, їх діаметр (\emptyset). Усі діаметри стержнів поздовжньої робочої арматури рекомендується брати однаковими, причому, якщо $h_{sb} \geq 400$ мм, то $\emptyset \geq 12$ мм. Якщо ж це неможливо, то приймають стержні різного діаметра (але не більше двох різних діаметрів). Приймаючи таким чином кількість поздовжніх стержнів i і їх діаметри, слід урахувати вимоги конструювання за нормами ([2], 7.1.4) щодо відстані у просвіті між цими стержнями та конструктивні вимоги норм ([1], 4.4) щодо товщини захисного шару бетону c_{nom} для арматури (рис. 2.13).

Із рисунка 2.13 видно, що товщина захисного шару c_{nom} відповідно до конструктивних вимог для балок повинна бути не меншою від діаметра стержня \emptyset і не меншою ніж 20 мм.

Після підстановки у формулу (2.19) значень величин h_{sb} , \emptyset та c_{nom} , обчислених за формулами (2.20) – (2.22), знайдене значення h_{sb} округлюють до кратного 50 мм (краще в більший бік) і після цього уточнюється фактичне значення робочої висоти перерізу балки

$$d_{sb} = h_{sb} - c_{nom} - \emptyset/2, \quad (2.23)$$

ураховавши при цьому, що визначена за формулою (2.19) висота балки h_{sb} має знаходитись у межах $(1/12 \dots 1/20) l_{sb}$.

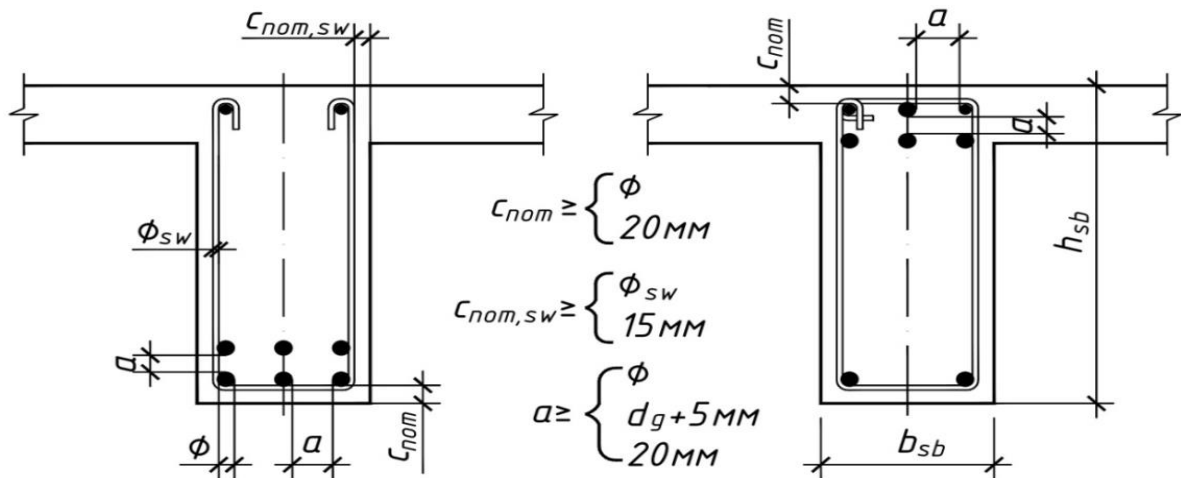


Рисунок 2.13 – Розташування поздовжньої робочої арматури у в’язаних каркасах у перерізі балки (d_g – максимальний розмір заповнювача)

Необхідно також брати до уваги, що коли всі конструктивні вимоги будуть виконані, то для перерізу 2-2, в разі розташування n стержнів в один ряд, ширина другорядної балки (рис. 2.13) повинна задовольняти умову:

$$b_{sb} \geq 2 \cdot c_{nom,sw} + a \cdot (n - 1) + n \cdot \phi + 2 \cdot \phi_{sw}, \quad (2.24)$$

де ϕ_{sw} – діаметр поперечної арматури (мм).

За остаточно уніфікованими розмірами b_{sb} та h_{sb} підбирають робочу арматуру в чотирьох перерізах, враховуючи при цьому, що розрахункова форма перерізів 1-1 та 3-3 буде мати форму тавра, а перерізів 2-2 та 4-4 – прямокутника. На дію негативного моменту, який може виникнути при відповідній цьому комбінації навантажень (рис. 2.14), переріз 3-3 в розрахунках також розглядають прямокутним, оскільки плита в таких випадках опиняється в зоні розтягнення.

Поперечну арматуру розраховують та конструюють так, щоб вона забезпечувала сприймання розрахункових значень поперечних сил у небезпечних похилих перерізах, а саме – $V_{Ed, A}$ біля крайньої опори A , $V_{Ed, Bl}$ – біля першої проміжної опори B ліворуч й $V_{Ed, Br}$ – праворуч.

Оскільки площа арматури розраховується на максимальні значення згинальних моментів, то розташування її в такій кількості за всією

довжиною балки обов'язково призведе до значних перевитрат. Щоб цього не сталося, забезпечення економічного армування балки у всіх перерізах здійснюють за допомогою побудови *епюри матеріалів*, під якою слід розуміти різницю між графіком згинальних моментів від дії зовнішнього навантаження та графіком згинальних моментів, що можуть сприйматися поперечними перерізами сконструйованої другорядної балки. Іншими словами, графік згинальних моментів, що можуть сприйматися поперечними перерізами сконструйованої другорядної балки – це *графік (епюра) її міцності (несучої здатності)* в будь-якому перерізі, а *епюра матеріалів* – це діаграма (епюра) надлишків міцності (несучої здатності) запроєктованої балки в будь-якому її перерізі.

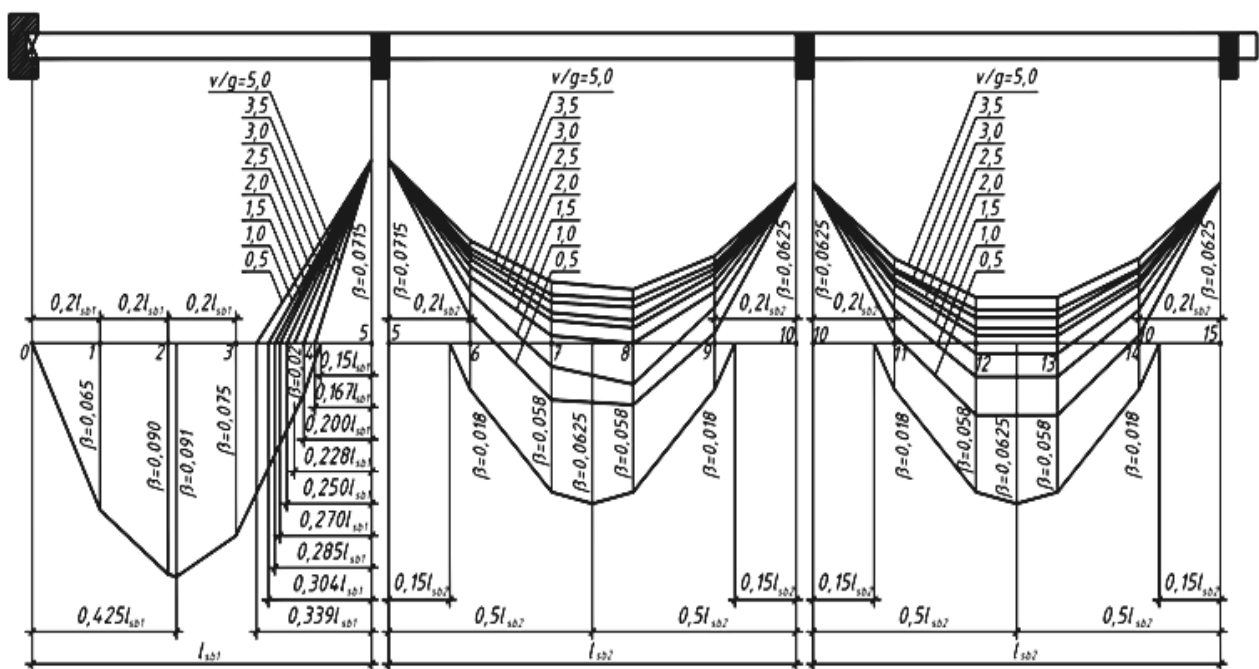


Рисунок 2.14 – Епюри розрахункових значень моментів у перерізах другорядної балки

Із метою *побудови епюри матеріалів* спочатку від прикладеного до балки навантаження будується *обвідна епюра* згинальних моментів за такою залежністю:

$$M_i = \beta_i \cdot (g + v) \cdot l_{sbi}^2, \quad (2.25)$$

в якій значення коефіцієнта β_i беруть для нижніх точок i -того перерізу, використовуючи рисунок 2.14, а для верхніх – таблицю 2.1 залежно від співвідношення тимчасового навантаження до постійного $v/g = (0,5 \dots 5,0)$; l_{sbi} – проліт балки (l_{sb1} або l_{sb2}), в якому будується епюра.

Епюра (діаграма) матеріалів будується безпосереднім накладанням епюри міцності сконструйованої балки на зміщену (відповідно до вимог норм ([2], 8.2.3) обвідну епюру згинальних моментів від дії зовнішнього навантаження в тому ж масштабі. Це дозволяє наочно оцінювати, наскільки відрізняється момент, що сприймається заармованим перерізом, від згинального моменту, визваного в цьому ж самому перерізові зовнішнім навантаженням. Для того, щоб цю різницю звести до мінімуму, і таким чином економно заармувати балку, розташування арматури за перерізами здійснюють одночасно з побудовою епюри матеріалів.

Таблиця 2.1 – Значення коефіцієнта β_i для знаходження ординат негативних моментів у середніх прольотах балок залежно від співвідношення змінного і постійного навантаження v/g (до рис. 2.14)

v/g	Номер точки									
	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0,5	-0,010	0,022	0,024	-0,004	-0,0625	-0,003	0,028	0,028	-0,003	-0,0625
1,0	-0,020	0,016	0,009	-0,014	-0,0625	-0,013	0,013	0,013	-0,013	-0,0625
1,5	-0,026	-0,003	0,000	-0,020	-0,0625	-0,019	0,004	0,004	-0,019	-0,0625
2,0	-0,030	-0,009	-0,006	-0,024	-0,0625	-0,023	-0,003	-0,003	-0,023	-0,0625
2,5	-0,033	-0,012	-0,009	-0,027	-0,0625	-0,025	-0,006	-0,006	-0,025	-0,0625
3,0	-0,035	-0,016	-0,014	-0,029	-0,0625	-0,028	-0,010	-0,010	-0,028	-0,0625
3,5	-0,037	-0,019	-0,017	-0,031	-0,0625	-0,029	-0,013	-0,013	-0,029	-0,0625
4,0	-0,038	-0,021	-0,018	-0,032	-0,0625	-0,030	-0,015	-0,015	-0,030	-0,0625
4,5	-0,039	-0,022	-0,020	-0,033	-0,0625	-0,032	-0,016	-0,016	-0,032	-0,0625
5,0	-0,040	-0,024	-0,021	-0,034	-0,0625	-0,033	-0,018	-0,018	-0,033	-0,0625

Побудову епюри міцності починають із першого прольоту балки. Її ординати підраховують як значення моментів внутрішніх зусиль в i -тих перерізах балки за формулою:

$$M_i = f_{yd,i} \cdot A_{si} \cdot z_{si}, \quad (2.25)$$

де $f_{yd,i}$ – розрахункове значення опору розтягненню робочих поздовжніх стержнів для граничних станів першої групи в i -тому перерізі;

A_{si} – фактична площа перерізу розтягнутої робочої поздовжньої арматури в цьому ж перерізі;

$z_{si} = \bar{\zeta}_i \cdot d_{sb,i}$ – фактичне плече внутрішньої пари сил в i -тому перерізі.

Значення коефіцієнта $\bar{\zeta}_i$ знаходять із таблиці А.5 [4], використовуючи попередньо обчислені значення відносної висоти

стиснутої зони бетону

$$\bar{\xi}_i = \frac{f_{yd}}{\omega f_{cd}} \cdot \frac{A_{s_i}}{b_{sb(eff)} d_{sb,i}}. \quad (2.26)$$

Ділянки, що утворюються між епюрою міцності і зміщеною обвідною епюрою згинальних моментів (рис. 2.15), ілюструють, наскільки допущені перевитрати арматури при проектуванні балки.

Перерізи балки, в яких окремі робочі стержні за розрахунком стають непотрібними, називаються місцями їх теоретичних обривів. У балках стержні, що обриваються, заводять за місця теоретичних обривів на розрахункову довжину l_{bd} з метою забезпечення їх достатнього анкерування, регламентованого нормами ([2]; 7.2.4).

Епюра матеріалів у місцях теоретичних обривів робочих стержнів має вертикальні уступи. Якщо стержні відгинаються у верхню зону, то на епюрі матеріалів утворюються похилі уступи.

Там, де між епюрою міцності і зміщеною обвідною епюрою утворились значні проміжки (на рис. 2.15 – заштриховані ділянки) – маємо надлишок міцності (розтягнута арматура поставлена з надлишком); у тих місцях, де ступінчаста лінія епюри матеріалів перетне зміщену обвідну епюру – міцність балки недостатня.

Армування другорядних балок може здійснюватись за одним із двох способів: *в'язаними каркасами* (рис. 2.15), або *зварними каркасами* та сітками (рис. 2.16). Перевагу при армуванні балок слід надавати другому способу, як найбільш індустріальному.

Проектне положення каркасів у формах (опалубці) забезпечується за допомогою фіксаторів арматури. Кількість каркасів береться не менше двох на балку.

При армуванні балок зварними каркасами та сітками, не менше двох каркасів доводять до граней головних балок (рис. 2.16) з метою сприймання випадкових силових впливів (від усадки, температури, удару і т.д.). Ці каркаси з'єднують між собою сполучними стержнями діаметром не менше половини діаметра робочих стержнів і не менше 10 мм та зварними сітками (рис. 2.16, поз.1, 2; С-1, С-2). Сполучні стержні періодичного профілю, пропускають крізь головні балки і заводяться за їх грані на довжину не менше $15\varnothing$. Якщо сполучні стержні гładкі (круглі), то їх запускають за грань головних балок не менше ніж на $15\varnothing + s + 50$ мм (s – довжина кроку поперечних стержнів другорядної балки).

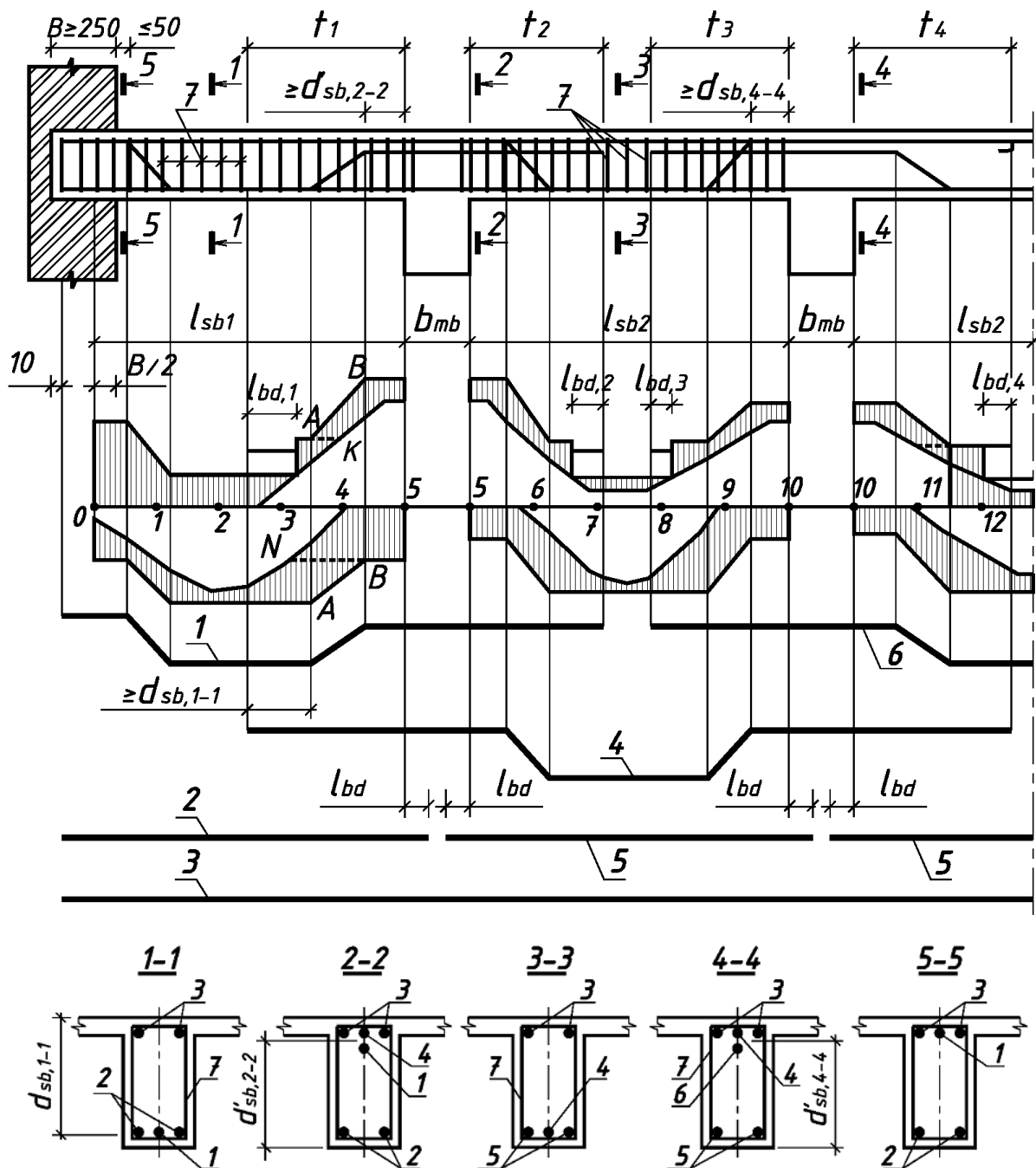


Рисунок 2.15 – Армування другорядної балки в'язаними каркасами та загальний вигляд епюри матеріалів:

(1...7) – номери стержнів в перерізах балки; t_1 та t_2 , t_3 , t_4 – за розрахунком, але не менше ніж відповідно $1/3l_{sb1}$ та $1/3l_{sb2}$

При значних прольотах другорядних балок економічніше застосовувати для армування балки над опорою дві сітки. Розташовують ці сітки одна над одною зі зміщенням одна відносно іншої в напрямку другорядних балок, або застосовують сітки з частиною робочих стержнів меншої довжини (рис. 2.16, сітки С-1, С-2).

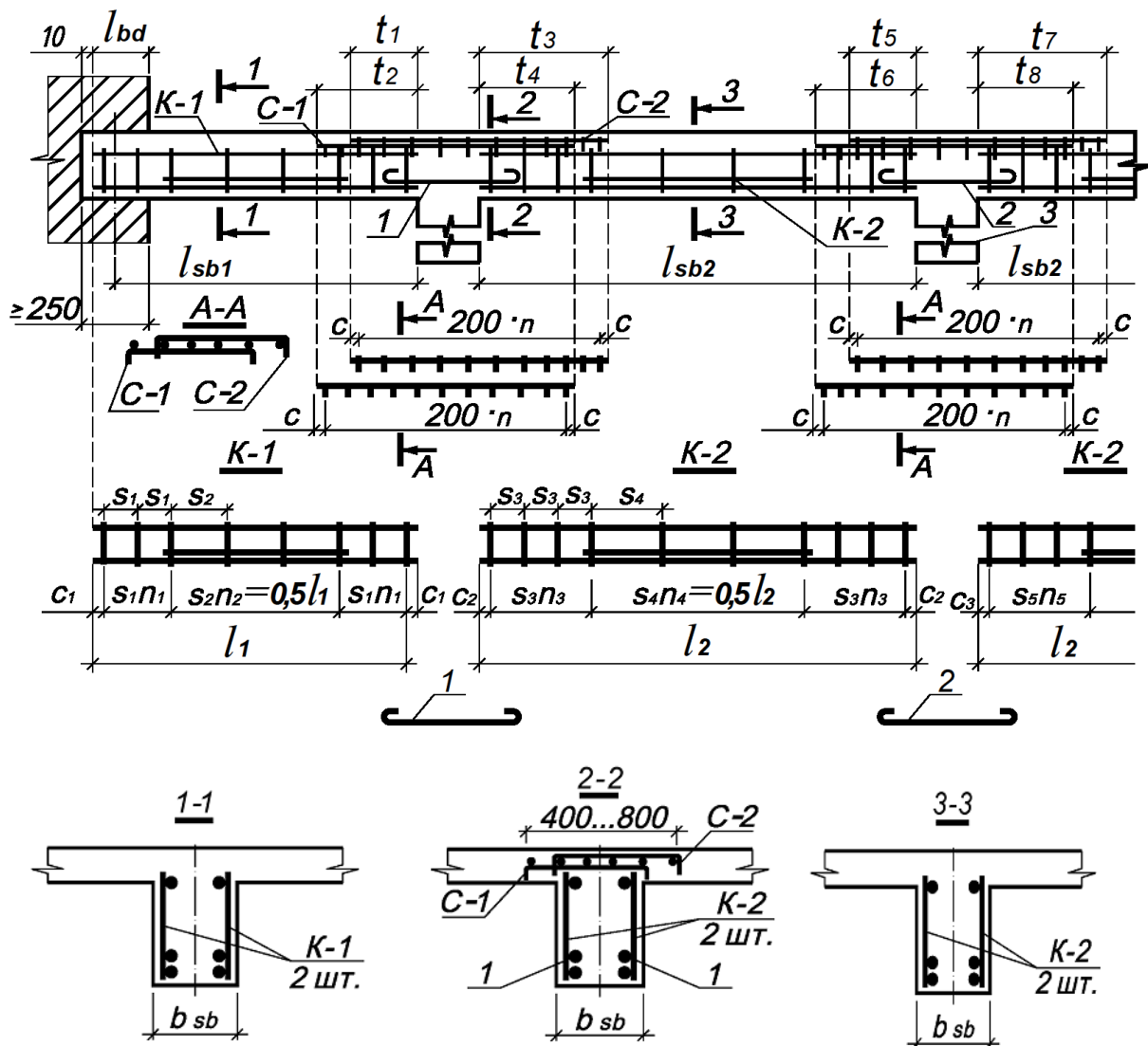


Рисунок 2.16 – Армування другорядної балки зварними каркасами та сітками:

t_1, t_2 – за розрахунком, але не менше ніж відповідно $1/4l_{sb1}$ і $1/3l_{sb1}$; t_3, t_6, t_7 – за розрахунком, але не менше ніж $1/3l_{sb2}$; t_4, t_5, t_8 – за розрахунком, але не менше ніж $1/4l_{sb2}$; 1, 2 – сполучні стержні; 3 – головна балка

Для балок, завантажених так, що $v \leq 3g$ (див. рис. 2.14), одну із сіток необхідно конструктивно заводити за грань головної балки не менше ніж на $1/3$ прольоту другорядної балки в проствіті, а другу сітку – не менше ніж на $1/4$ цього ж прольоту (рис. 2.16). Якщо прольоти відрізняються не більше як на 20%, то довжини сіток над всіма опорами приймають однаковими відповідно до більшого прольоту ([3], с. 334...343).

Армування другорядних багатопролітних балок в'язаними каркасами де в чому відрізняється від їх армування зварними каркасами. При застосуванні цього способу слід виходити з того, що на опори (перерізи

2-2, 4-4) можна відгинати до 50 % поздовжньої робочої арматури з кожного із сусідніх прольотів (рис. 2.15, позиції 1, 4, 6).

Стержні, котрі відгинаються, розміщують симетрично відносно вертикальної осі перерізу. Відгинати стержні, розміщені безпосередньо біля бокових граней балок, не рекомендується. Застосування відігнутих стержнів пояснюється тим, що вони працюють ефективніше хомутів, так як більше відповідають напрямленню головних напружень розтягу в бетоні балки. Кут нахилу відгину до поздовжньої осі балки приймають звичайно рівним 45° . Для балок висотою понад 800 мм цей кут може бути збільшеним до 60° , а в низьких балках і при дії зосереджених навантажень – зменшеним до 30° .

Початок відгинів стержнів у розтягнутій зоні повинен бути визначений за розрахунком.

2.2.4 Розрахунок і конструювання головних балок

Головні балки монолітних ребристих перекриттів, на відміну від другорядних, розраховують на дію не рівномірно розподілених, а зосереджених постійних G і тимчасових V навантажень (рис.2. 17). Ці навантаження передаються на головні балки в місцях опирання на них другорядних балок. При визначенні навантажень G і V вважають, що вони передаються зі смуг, ширина яких дорівнює крокові головних балок. У постійне навантаження G включається також навантаження від маси головної балки. Розрахункова схема головної балки приймається у вигляді багатопролітної нерозрізної балки (рис. 2.17, б). Довжина крайніх її прольотів

$$l_{mb1} = l'_{mb} - a + 0,5 B, \quad (2.27)$$

а довжина середніх прольотів

$$l_{mb2} = l_{mb}. \quad (2.28)$$

Статичний розрахунок головних балок, у випадках малої відстані між другорядними балками, здійснюють на ЕОМ або за спеціальними таблицями як для статично невизначених пружних систем залежно від розрахункової схеми і різноманітності комбінацій завантажень v/g (2.2.3).

У випадку дії на балку зосереджених навантажень G і V розрахункові

значення моментів M_{Ed} та поперечних сил V_{Ed} в поперечних перерізах в i -тих прольотах підраховують за формулами:

$$M_{Ed} = (\alpha G + \beta V) \cdot l_{mbi}^2, \quad (2.29)$$

$$V_{Ed} = (\gamma G + \delta V) \cdot l_{mbi}, \quad (2.30)$$

в котрих α , β , γ , δ , – коефіцієнти, які беруться з таблиць залежно від схеми завантаження балки тимчасовим навантаженням [5 – 7].

Уплив пластичних деформацій на роботу балок ураховується перерозподілом згинальних моментів між опорними і прольотними перерізами за допомогою накладання додаткової трикутної епюри моментів (див. 1.4) на епюру згинальних моментів M (рис. 2.17, *в*).

Перерозподіл зусиль дозволяється в межах не більше 30 відсотків від максимального зусилля (див. рис. 1.4). Побудовану з урахуванням перерозподілу значень моментів епюру в подальшому використовують у розрахунках як обвідну епюру. За її допомогою визначаються значення моментів, що діють у площинах граней колон. Наприклад, зліва колони для опори B (рис. 2.17, *б*):

$$M_{B, l} = \pm M_B - V_{Ed, B} h / 2, \quad (2.31)$$

де M_B – момент, що діє на опорі B ; $V_{Ed, B}$ – поперечна сила на опорі B , менша за абсолютною величиною для даного завантаження; h – розмір перерізу колони в напрямку дії моменту M_B .

Використовуючи визначені таким чином розрахункові значення зусиль M_{Ed} і V_{Ed} , конструюють головну балку в перерізах 1-1, 2-2, 3-3 і 4-4 аналогічно конструюванню другорядної балки. При цьому висота перерізу головної балки $h_{mb} = (1/8 \dots 1/15) l_{mb}$, а ширина $b_{mb} = (0,3 \dots 0,5) h_{mb}$. Перерізи 1-1 і 3-3 в розрахунках міцності розглядають тавровими, а перерізи 2-2 та 4-4 – прямокутними.

Конструювання головних балок здійснюють з дотриманням вимог, які в основному застосовуються і для другорядних балок.

При побудові епюри матеріалів головної балки використовують раніше одержану обвідну епюру згинальних моментів.

Схему армування головної балки зварними каркасами наведено на рисунку 2.18.

При армуванні головних балок зварними каркасами крок поперечних стержнів у межах відстані між двома суміжними другорядними балками

приймається постійним. Каркаси виготовляють плоскими, які в опалубці сполучними стержнями фіксують у проектне положення (рис. 2.18). По два каркаси (*K-1* в перерізі *A-A* на рис. 2.18) доводять до граней колон і заводять за грані стін. Додаткові каркаси (*K-5* в перерізі *A-A* на рис. 2.18) обривають згідно з епюрою матеріалів.

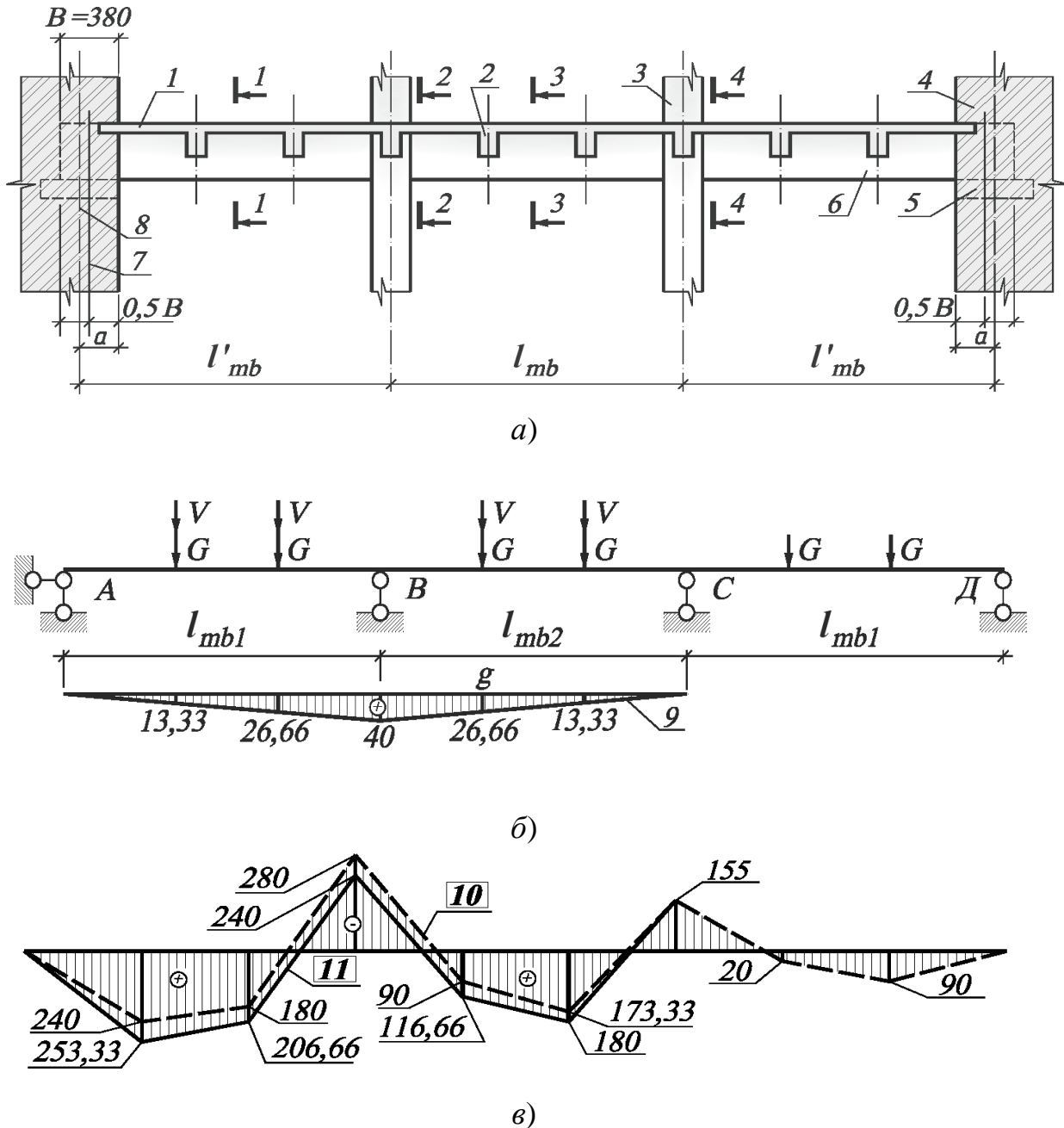


Рисунок 2.17 – До розрахунку головних балок:

a – схема визначення розрахункових прольотів; *б* – розрахункова схема балки; *в* – схема перерозподілу згинальних моментів за допомогою накладання додаткової трикутної епюри; 1 – плита; 2 – другорядна балка; 3 – колона; 4 – стіна; 5 – опорна подушка; 6 – головна балка; 7 – вісь опори балки; 8 – координаційна вісь; 9 – додаткова епюра; 10 – епюра моментів до перерозподілу; 11 – епюра моментів після перерозподілу

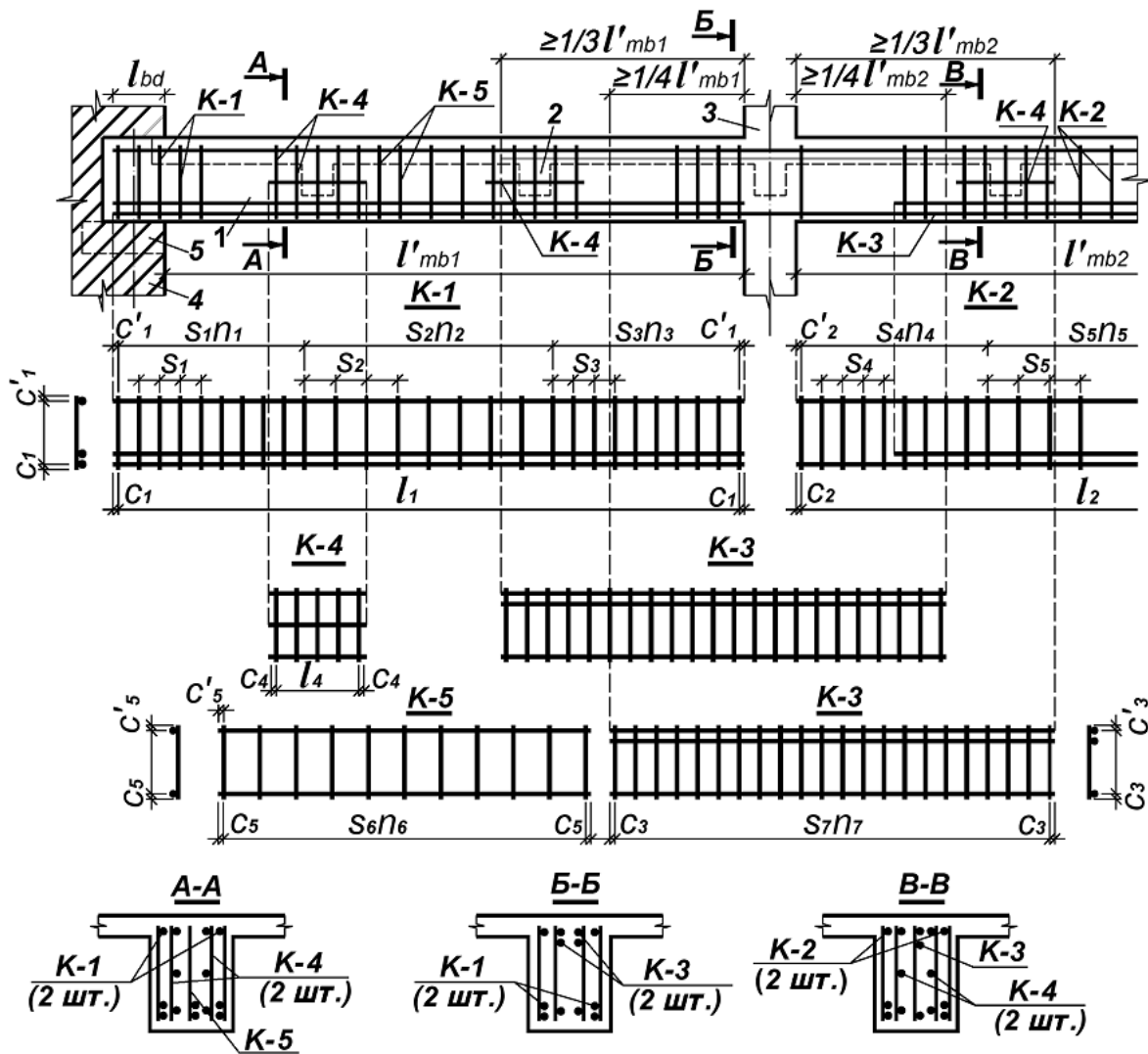


Рисунок 2.18 – Армування головних балок зварними каркасами:
 1 – головна балка; 2 – другорядна балка; 3 – колона; 4 – стіна; 5 – опорна подушка; К-1, К-2, К-5 – прольотні каркаси; К-3 – опорний каркас; К-4 – каркаси на ділянці відривання другорядної балки від головної

Оскільки в розтягнутій (верхній) зоні другорядних балок у місцях їх примикання до головних балок можлива поява тріщин, то навантаження на головні балки тут буде передаватись тільки в межах стиснутої ділянки бетону другорядних балок. Це може призвести до відриву розтягнутої зони головної балки (рис. 2.19). Тому, щоб запобігти такому руйнуванню головної балки, місця примикання другорядних балок до головних армують додатковими каркасами (К-4 на рис. 2.18), або хомутами (підвісками) ([3], рис 6.82, б). Розрахунок на відрив, можна виконати за умовою ([3], формула 3.403):

$$F(1 - h_1 / d_{mb}) \leq \sum f_{ywd} A_{sw}, \quad (2.32)$$

в якій F – опорна реакція в місці примикання другорядної балки до головної; A_{sw} – площа додаткової поперечної арматури; h_1 – відстань від центра ваги стиснутої зони бетону другорядної балки до центра ваги робочої арматури головної балки; d_{mb} – робоча висота головної балки.

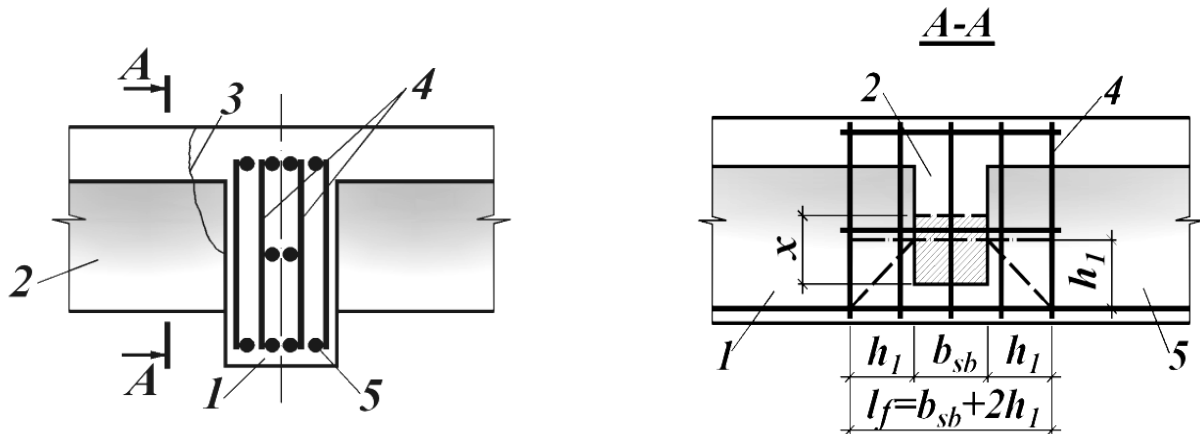


Рисунок 2.19 – Армування ділянки сполучення другорядної балки з ГОЛОВНОЮ:

1 – головна балка; 2 – другорядна балка; 3 – можлива тріщина;
4 – додаткові каркаси; 5 – поздовжня арматура головної балки; x – висота стиснутої зони на опорі другорядної балки; l_f – довжина ділянки відривання

Додаткову поперечну арматуру розташовують в головних балках симетрично відносно вертикальної осі ділянки примикання другорядної балки до головної за всією довжиною відриву l_f (рис. 2.19):

$$l_f = 2h_1 + b_{sb}. \quad (2.33)$$

При армуванні головних балок в'язаними каркасами поздовжні стержні можуть бути розташовані в 2 ряди. Перший від опори хомут розташовують на відстані 50 мм від грані опори. При застосуванні відігнутої арматури слід виходити з того, що її розташовують симетрично відносно вертикальної осі перерізу. При ширині балки 300...400 мм в першій від опори похилій площині відгинають не менше двох стержнів, в наступних похилих площинах – допускається відгин одного стержня. При ширині балки понад 400 мм – у кожній похилій площині відгинають не менше двох стержнів. Діаметр хомутів у в'язаних каркасах визначається розрахунком і на основі досвіду проектування головних балок його рекомендується брати не меншим 6 мм при $h_{sb} \leq 800$ мм і 8 мм при $h_{sb} > 800$ мм.

2.3 Ребристі монолітні перекриття з плитами, опертими по контуру

2.3.1 Конструктивна система перекриттів та характер роботи їх елементів

Ребристі монолітні перекриття з плитами, опертими по контуру, – це такі плоскі перекриття, у котрих плити воедино жорстко з'єднані з балками і працюють в обох напрямках. На практиці в таких перекриттях балки як правило мають однакову висоту перерізу і розташовані у взаємно перпендикулярних напрямках (рис. 2.20, а, б, в).

Плити, оперті по контуру, характеризуються відношенням їх прольотів $l_2 / l_1 = 1,0 \dots 2,0$, (l_2, l_1 – відповідно більший і менший розрахункові прольоти плити). Розміри прольотів досягають 4...6 м, товщина плит, залежно від величини навантаження та її прольотів, має складати 5...14 см, але повина бути не меншою $1/50 l_1$.

Ребристі монолітні перекриття з плитами, опертими по контуру, застосовуються головним чином з архітектурних міркувань та найчастіше використовують у будівлях цивільного призначення (над вестибюлями, залами, фойє і т. ін.). При однаковій сітці колон *за витратами арматури* ці перекриття менш економічні ніж перекриття з балковими плитами.

Монолітні перекриття з плитами, опертими по контуру, в яких прольоти плит знаходяться в межах (1...2) м, балки мають однакову висоту, а колони розташовані через декілька прольотів, або відсутні взагалі, називають *кесонними перекриттями* (рис. 2.20, б). Ця різновидність перекриттів може мати також діагональне розміщення балок (рис. 9.20, в), при котрому короткі кутові балки є пружними опорами для більш довгих балок. Кесонні перекриття з поздовжньо-поперечним і діагональним розташуванням балок економічно рівноцінні.

У результаті *експериментальних досліджень* встановлено *характер руйнування плит*, опертих по контуру. Так, зокрема, при дії рівномірно розподіленого навантаження в стані руйнування плити, тріщини на її нижній поверхні утворюються уздовж бісектрис кутів і сходяться посередині вздовж довшої сторони (рис. 2.20, г), а на верхній поверхні плити при її затисненні тріщини утворюються вздовж контура затиснення із заокругленнями в кутах (рис. 2.20, д). У перекриттях із плитами, опертими по контуру, балки працюють як багатопролітні нерозрізні.

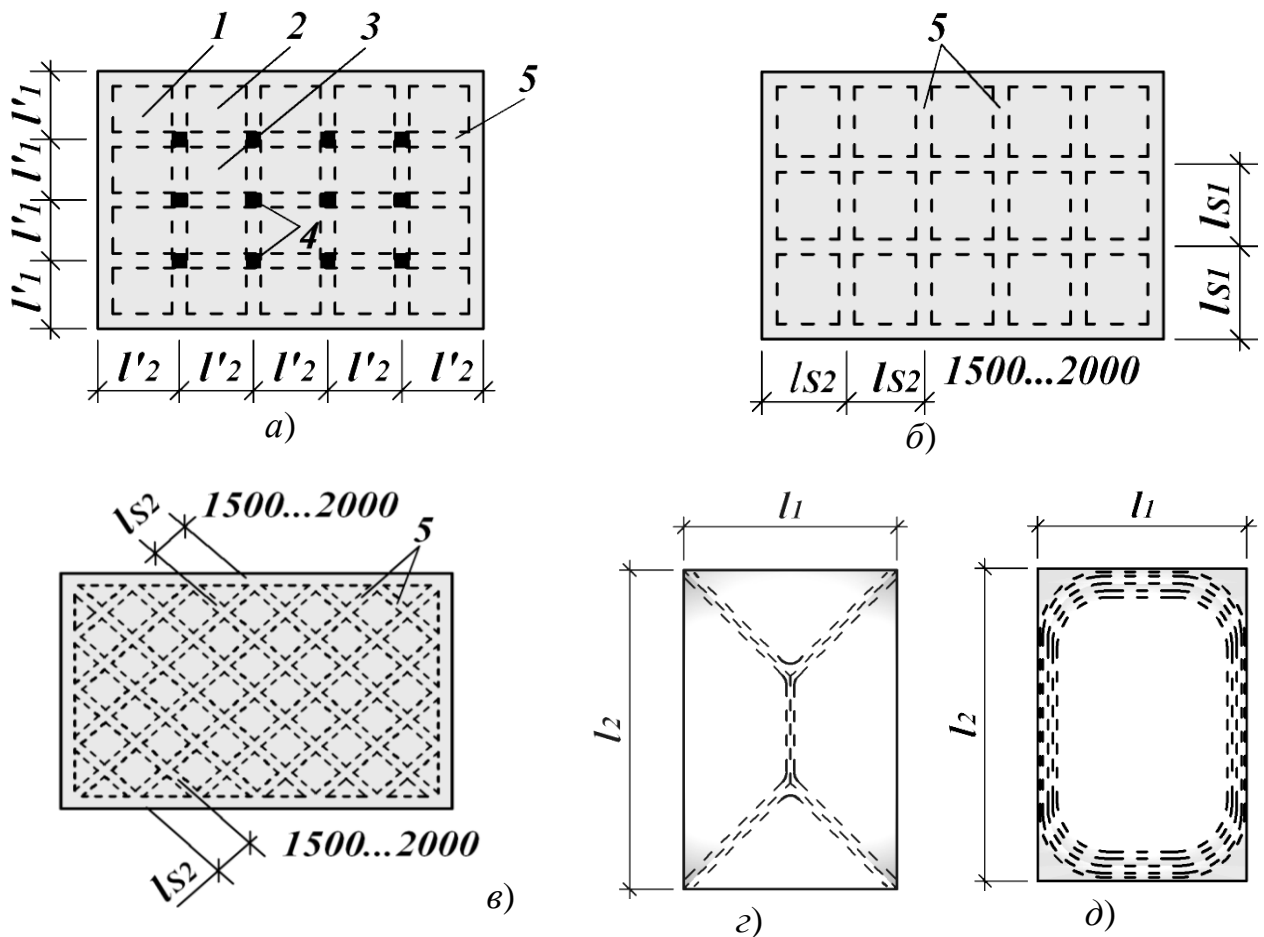


Рисунок 2.20 – Конструктивні системи ребристих перекриттів з плитами, опертими по контуру:

a – перекриття з поздовжньо-поперечним розташуванням балок уздовж осей колон;
б, в – кесонні перекриття; *г, д* – схеми утворення тріщин зверху та знизу плити при її руйнуванні; 1 – кутова плита; 2 – перша плита; 3 – середня плита; 4 – колона; 5 – балки

2.3.2 Розрахунок і конструювання плит

У розрахунках плит, опертих по контуру, застосовують такі методи: за пружною стадією і стадією граничної рівноваги.

Перший метод розрахунку є точним, але складним і використовується для плит, в котрих тріщини не допускаються. Цей метод зводиться до інтегрування диференціальних рівнянь пружної пластинки. Для суцільних плит із однорідного матеріалу теорія розрахунку розроблена досить детально. В практиці розрахунок плит у пружній стадії здійснюють приблизними методами за допомогою таблиць [5, 6].

Другий метод, – метод граничної рівноваги, – допускається застосовувати в розрахунках плит, умови експлуатації котрих допускають наявність тріщин. Цей метод реалізується кінематичним способом, котрий ґрунтується на одержаних із експериментів схемах руйнування плит

(рис. 2.20, з, д). Використовуючи експериментальні схеми руйнування *розрахункову* схему плити розглядають як систему жорстких дисків, з'єднаних між собою *лінійними* пластичними шарнірами вздовж ліній тріщиноутворення (рис. 2.21). Для такої системи рівняння рівноваги виражає рівність між віртуальними роботами W_q та W_M відповідно від зовнішніх навантажень та внутрішніх зусиль на можливих їх переміщеннях, тобто:

$$W_q = W_M. \quad (2.36)$$

У випадку, коли на плиту діє рівномірно розподілене навантаження інтенсивністю q , від дії якого уздовж лінійних шарнірів виникають шість згинальних моментів, – два прольотних M_1 і M_2 та чотирьох опорних M_3 , M_4 , M_5 , M_6 (рис. 2.21), – рівняння (2.36) можна записати так:

$$\int_A y_q q dA = \sum_{i=1}^6 M_i \varphi_i l_i, \quad (2.37)$$

де M_i – момент в i -тому лінійному пластичному шарнірі на одиницю довжини; φ_i – кут повороту диска в i -тому лінійному пластичному шарнірі; l_i – довжина i -того лінійного пластичного шарніра, y_q – переміщення плити в напрямку дії елементарної сили $q dA$ від навантаження q на нескінченно малій ділянці площею dA .

У рівнянні (2.37) вираз $\int_A y_q dA$ становить собою об'єм фігури переміщення навантаження q в результаті деформування плити. Об'єм цієї фігури

$$V = f \cdot l_1 \cdot (3 l_2 - l_1) / 6. \quad (2.38)$$

Робота W_M внутрішніх моментів M_i на відповідних кутах поворотів φ_i :

$$W_M = \sum_{i=1}^6 M_i \cdot \varphi_i l_i = (M_1 \cdot 2\varphi + M_3 \cdot \varphi + M_4 \cdot \varphi) l_2 + (M_2 \cdot \varphi + M_5 \cdot \varphi + M_6 \cdot \varphi) l_1. \quad (2.39)$$

Ураховуючи, що кут повороту дисків величина мала, можна взяти

$$\varphi \approx \text{tg} \varphi = f / 0,5 l_1. \quad (2.40)$$

Після підстановки (2.38)...(2.40) у (2.36) та виконання необхідних перетворень остаточно матимемо:

$$q \cdot l_1^2 \cdot (3 l_2 - l_1) / 12 = (2M_1 + M_3 + M_4) l_2 + (2M_2 + M_5 + M_6) l_1. \quad (2.41)$$

У рівнянні (2.41) маємо 6 невідомих моментів M_1, M_2, \dots, M_6 . Значення кожного із цих моментів, що діють у пластичному шарнірі на одиниці його довжини, залежить від площі перерізу розташованої тут робочої арматури A_{Si} , а тому може бути визначеним за формулою:

$$M_i = f_{yd} \cdot A_{Si} \cdot z_{si}. \quad (2.42)$$

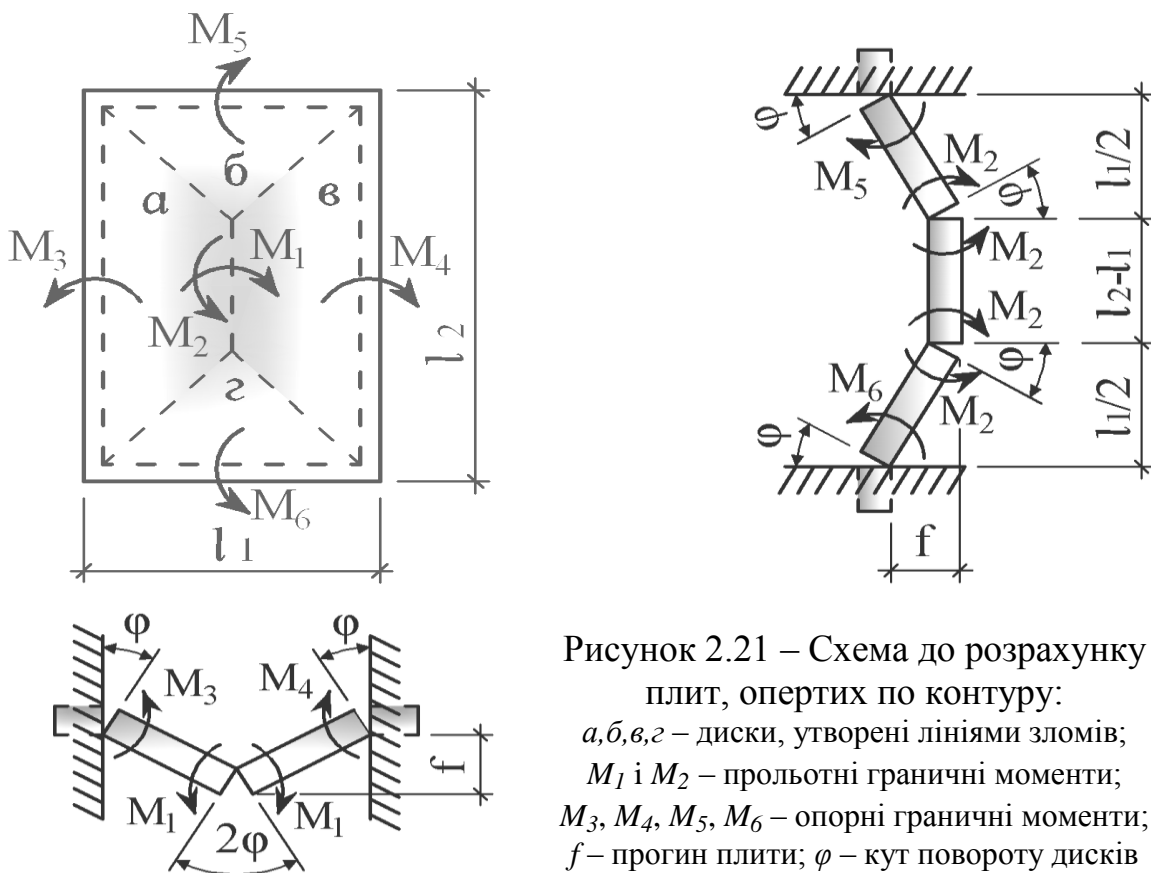


Рисунок 2.21 – Схема до розрахунку плит, опертих по контуру:

a, b, v, z – диски, утворені лініями зломів;
 M_1 і M_2 – прольотні граничні моменти;
 M_3, M_4, M_5, M_6 – опорні граничні моменти;
 f – прогин плити; φ – кут повороту дисків

Таким чином, урахувавши залежність (2.42) можна зробити висновок, що в практичних розрахунках прямокутних плит за рівнянням (2.41) необхідно задавати співвідношення $M_2/M_1, M_6/M_2, M_5/M_2, M_3/M_1, M_4/M_1$. Межі таких співвідношень установлені досвідом проектування [9].

У практичних розрахунках визначення значень моментів за (2.41) можна спростувати. Так, наприклад, для квадратної плити ($l_2 = l_1 = l$), заармованої таким чином, що у будь-якому перерізі площа поперечного

перерізу арматури однакова, тобто $M_1 = M_2 = M_3 = M_4 = M_5 = M_6 = M$, із рівняння (2.41) одержимо

$$M = q \cdot l^2 / 48. \quad (2.43)$$

При армуванні плит, опертих по контуру, застосовують дві сітки. Якщо знизу плити одну із двох однакових сіток з метою економії арматури не довести до опор по контуру на відстань $1/4 l_1$ (рис. 2.22, б), то в цьому випадку в приопорних смугах прольотні моменти будуть відповідно дорівнювати $M_1/2$ і $M_2/2$. Для такої схеми армування рівняння (2.41) набуде вигляд:

$$q \cdot l_1^2 \cdot (3 l_2 - l_1) / 12 = (2M_1 + M_3 + M_4) l_2 + (3M_2 / 2 - M_1 / 2 + M_5 + M_6) l_1. \quad (2.44)$$

Якщо у формулі (2.44) задати $M_1 = M_2 = \dots = M_6 = M$ то отримаємо, що в плитах, армованих за схемою, наведеною на рисунку 2.22, б значення опорних і прольотних моментів

$$M = q \cdot l^2 / 42. \quad (2.45)$$

Аналогічно можна отримати, що для вільно опертої квадратної плити ($M_3 = M_4 = M_5 = M_6 = 0$) при $M_1 = M_2$ з обривами по контуру тільки однієї нижньої сітки на $1/8 l_1$ від опори

$$M = q \cdot l^2 / 21. \quad (2.46)$$

За розрахункові прольоти l_2 і l_1 беруть відстані в просвіті між балками або від осі опори на стіні до грані першої балки.

У плитах, обрамлених уздовж всього контура балками, виникає розпір, який збільшує їх несучу здатність. Тому при визначенні площі арматури значення моментів, обчислених за розрахунками, дозволяється в перерізах середніх прольотів і середніх опор багатопролітного перекриття, залежно від співвідношення ширини ділянки обриву арматури в нижній зоні до меншого прольоту зменшувати на 20 відсотків [7, 8].

Площу арматури плит підбирають як для прямокутних перерізів. Робочу арматуру в напрямку коротшого прольоту розміщують над робочою арматурою, яка розташована в напрямку довшого прольоту.

Армування плит здійснюють переважно зварними сітками з дроту класу Вр-I, або стержньової арматури класу А400С. Якщо прольоти перевищують 2,5 м, то армування застосовують роздільне. З метою економії металу (рис. 2.22, б) знизу укладають дві сітки одна над іншою з робочою площею арматури 50 % кожна. Нижня сітка – доводиться до опор вздовж усього контура, а верхня – розташовується в середній частині плити і не доводиться до опор на відстань $1/4 l_1$ або $1/8 l_1$ відповідно до умов розрахунку за формулами (2.45) або (2.46).

При армуванні плит із відношенням сторін $l_2/l_1 < 1,5$, при $l_2 < 2,5$ м, застосовуються рулонні сітки зі стержнями однакового діаметра з однаковим кроком в обох напрямках. Для плит з відношенням сторін $l_2/l_1 > 1,5$ приймається відповідне співвідношення площ між прольотною арматурою A_{s1}/A_{s2} і між опорною та прольотною арматурою A_{s3}/A_{s1} , A_{s4}/A_{s1} , A_{s5}/A_{s2} , A_{s6}/A_{s2} .

Над опорами у верхній частині плити укладають плоскі або рулонні сітки з поперечною робочою арматурою перпендикулярно осям балок. Робочі стержні заводяться через один на $1/4 l_1$ і $1/6 l_1$ в кожную сторону плити від грані балки (рис. 2.22, а).

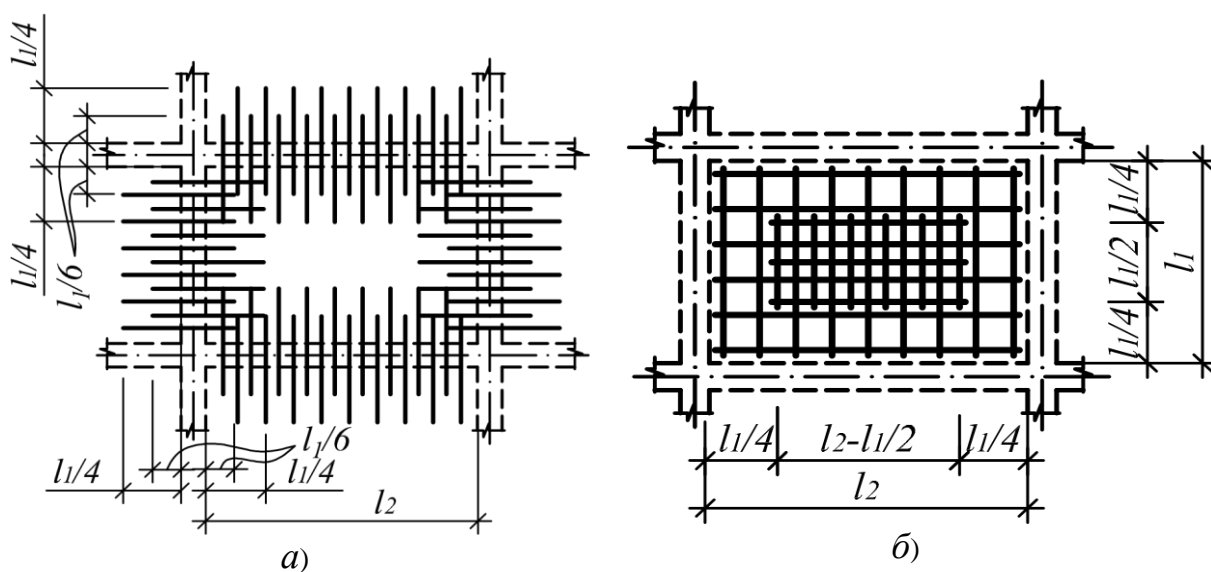


Рисунок 2.22 – Схеми армування окремими стержнями плит, опертих по контуру:

а – армування плит над опорами; б – армування плит знизу в прольотах l_2 і l_1

При армуванні середніх плит в'язаними сітками, плити розділяють на 3 смуги у двох взаємно перпендикулярних напрямках: крайні смуги дорівнюють $1/4 l_1$, а середні – $1/2 l_1$. В крайніх смугах площу перерізу

арматури зменшують удвічі проти розрахункової, яка укладається в середній смузі. При цьому в крайніх смугах повинно бути розташовано не менше трьох стержнів на 1 метр плити, а інша арматура відгинається в її верхню зону.

Ділянки біля колон у двох напрямках армують додатковими стержнями довжиною $0,5l_1$. Їх площа має складати половину площі перерізу арматури в середній смузі плити.

2.3.3 Особливості розрахунку і конструювання балок

За розрахункову схему балок перекриттів з плитами опертими по контуру приймають багатопролітні нерозрізні балки, в яких середні розрахункові прольоти l_{b1} , l_{b2} дорівнюють відстані між гранями колон, а крайні l'_{b1} , l'_{b2} – відстаням від осі опори на стіні до грані колон (рис. 2.23).

Спрощено середні розрахункові прольоти прирівнюють відстаням у проясненні між суміжними балками.

Навантаження, що діє на балку в її прольотах, матиме вигляд трикутників або трапецій (рис. 9.23, б, в), оскільки з достатньою в розрахунках точністю можна вважати, що суцільне навантаження $q = g + v$ із плит на балку передається з двох сторін з трикутно- або трапецієподібних навантажувальних площ-дисків (рис. 2.21; 2.23, а). При цьому, наприклад, рівнодійна навантаження q із двох суміжних із балкою навантажувальних трикутноподібних площ-дисків плити і рівнодійна навантаження на балку у вигляді трикутника з висотою-навантаженням q_{lb1} повинні бути однаковими. Ураховуючи це, максимальні значення інтенсивності трикутно- і трапецієподібного навантаження на балки, якщо їх позначити відповідно до прольотів через q_{lb1} і q_{lb2} (рис. 2.23, б, в), визначатимуться із умов:

для трикутноподібного навантаження

$$2 \cdot q \cdot 0,5 \cdot (l_{b1} \cdot 0,5 \cdot l_{b1}) = 0,5 \cdot (q_{lb1} \cdot l_{b1}), \quad (2.47)$$

звідки

$$q_{lb1} = q \cdot l_{b1}; \quad (2.48)$$

для трапецієподібного навантаження

$$2 \cdot q \cdot 0,5 \cdot (l_{b2} + l_{b2} - l_{b1}) \cdot l_{b1} / 2 = 0,5 \cdot (l_{b2} + l_{b2} - l_{b1}) \cdot q_{lb2}, \quad (2.49)$$

звідки

$$q_{lb2} = q \cdot l_{b1}. \quad (2.50)$$

При цьому також слід урахувувати рівномірне розподілене навантаження інтенсивністю $q_b = g_b + v$, в якому g_b – навантаження від маси балки, v – тимчасове навантаження, що передається на балку з плити в межах смуги шириною, рівною ширині балки b_b .

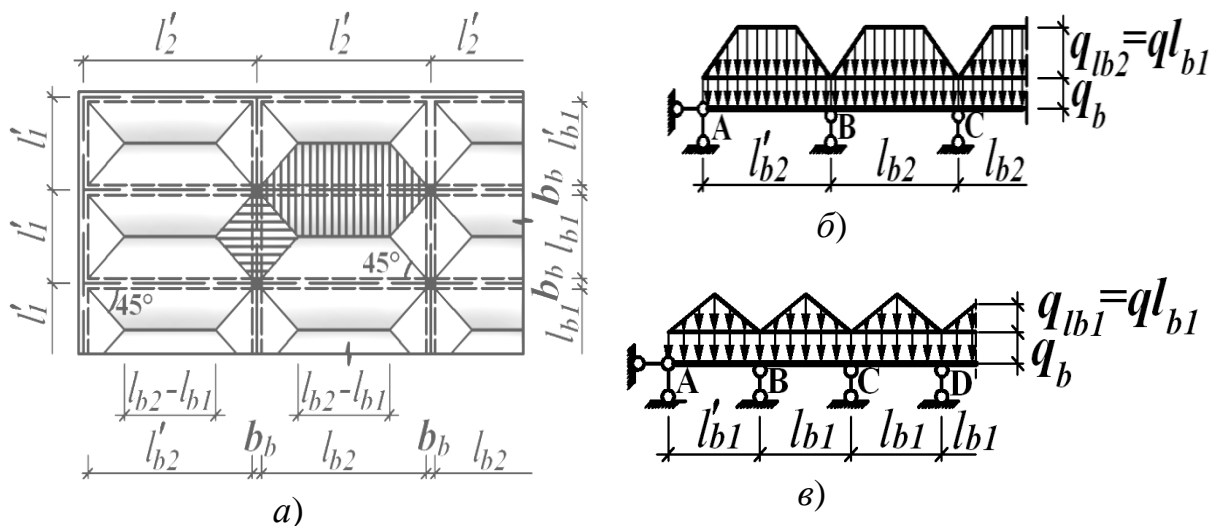


Рисунок 2.23 – До розрахунку балок перекриттів з плитами, опертими по контуру:

a – схема розподілу навантажень з плит на балки; *б*, *в* – розрахункові схеми балок відповідно в напрямку прольотів l_{b2} та l_{b1}

Значення згинальних моментів з урахуванням перерозподілу зусиль визначають за формулами:

у першому прольоті і на першій проміжній опорі

$$M = 0,7 \cdot M_0 + q_b \cdot l_b^2 / 11, \quad (2.50)$$

в середніх прольотах і на середніх опорах

$$M = 0,5 \cdot M_0 + q_b \cdot l_b^2 / 16, \quad (2.51)$$

де M_0 – відповідно значення моментів для вільно опертих балок у прольотах l_{b1} або l_{b2} :

для навантаження у вигляді трикутника

$$M_0 = q l_{b1}^3 / 12, \quad (2.52)$$

для навантаження у вигляді трапеції

$$M_0 = q(3l_{b2}^2 - l_{b1}^2) l_{b1}/24. \quad (2.53)$$

де $q = g + v$ – розрахункове значення навантаження на 1 м^2 плити; q_b – навантаження на 1 погонний метр балки від її маси і тимчасового навантаження з перекриття, що діє в межах смуги шириною b_b ; $l_b = l_{b1}$ або $l_b = l_{b2}$ – залежно від прольоту, в якому розглядається балка.

Значення поперечних сил на опорах балок таких перекриттів визначаються за формулами:

$$V_A = 0,5V_0 - M_B/l_b; V_{B,l} = 0,5V_0 + M_B/l_b; V_{B,r} = V_{C,l} = V_{C,r} = 0,5V_0; \quad (2.54)$$

де V_0 – значення поперечної сили для вільно опертої балки; M_B – значення моменту на першій проміжній опорі, яке підраховується за формулою (2.12).

Порядок визначення розмірів перерізів балки, площі перерізу арматури в них, а також принципи армування балок – такі ж як і для головних балок ребристих перекриттів із балковими плитами (див. 2.2.4).

2.3.4 Кесонні перекриття

Кесонні перекриття – це такі перекриття з плитами, опертими по контуру, в яких прольоти плит дорівнюють $1,0...2,0$ м, балки мають однакову висоту, а колони розташовані через декілька прольотів, або відсутні взагалі (рис. 2.20, б, в). Товщина плит приймається не меншою 30 мм. Проміжки між балками інколи заповнюють склобетонними, керамічними, легкобетонними та іншими блоками. Вартість кесонних перекриттів значно вища ніж перекриттів із балковими плитами, але архітектурні форми виразніші. Кесонні перекриття часто застосовуються для перекривання прольотів виставкових залів, вестибюлів, залів бібліотек, станцій метро.

Кесонні перекриття доцільно застосовувати над приміщеннями квадратної або прямокутної форми з відношенням сторін в плані $l_2/l_1 \leq 1,5$. Приміщення, для яких $l_2/l_1 > 1,5$, поділяють на окремі ділянки бортовими балками, змонтованими на колонах. Балки кесонних перекриттів можуть

мати поперечно-поздовжнє, або діагональне (під кутом 45°) розташування (рис. 9.20, б, в). При діагональному розміщенні балок відношення сторін l_2 / l_1 плану приміщення не враховується.

Плити кесонних перекриттів розраховують як плити, оперті по контуру. Методика розрахунку – аналогічна викладеній у 2.3.2. Армування плит прольотом до 1,25 м виконують конструктивно: розташовують 4...5 стержнів із дроту класу В-І діаметром 3...5 мм на 1 м поперечного перерізу плити в кожному напрямку.

Балки кесонних перекриттів, що опираються на стіни без проміжних опор, розраховують спрощено, ґрунтуючись на методі розрахунку плит, які пружно працюють в обох напрямках.

Для смуг, розташованих посередині плит, вільно опертих уздовж контура (рис. 9.20, б), згинальні моменти на одиницю ширини визначають у напрямку розмірів l_1, l_2 за формулами:

$$M_1 = (g+v)_1 l_{s2} l_1^2 / 8, \quad M_2 = (g+v)_2 l_{s1} l_2^2 / 8, \quad (2.55)$$

де $(g+v)_1 + (g+v)_2 = (g+v)$ – загальне навантаження;

$(g+v)_1 = (g+v) l_2^4 / (l_1^4 + l_2^4)$; $(g+v)_2 = (g+v) l_1^4 / (l_1^4 + l_2^4)$;

l_1 і l_2 – розміри приміщення в плані; l_{s1}, l_{s2} – відстані між балками відповідно в напрямках l_1 і l_2 .

Згинальні моменти в бічних балках, які сприймають менше навантаження, визначають із умови, що прогини балок однакової жорсткості пропорціональні моментам, які в свою чергу пропорціональні навантаженням. У розрахунках можуть бути використані таблиці, що містяться в довідниковій літературі [5, 6].

2.4 Балкові збірні перекриття

2.4.1 Елементи перекриття і компоновання конструктивної системи

Плоскі балкові збірні перекриття виникли внаслідок розвитку індустріалізації будівництва та вдосконалення методів зведення монолітних ребристих перекриттів. Збірні перекриття мають значні переваги порівняно з монолітними перекриттями, тому їх проектуванню надається велика увага. Вартість таких перекриттів може складати 20...25 % вартості будівлі.

Збірні балкові перекриття – це плоскі перекриття, які монтуються із попередньо виготовлених на заводах окремих елементів: *плит та ригелів* (рис. 2.24). *Ригелі* призначені для підтримання *плит*. Вони опираються на колони та стіни і розташовуються упоперек або уздовж будинку (рис. 2.24, б, в). Навантаження в таких перекриттях із плит передається на ригелі, а з ригелів на колони і стіни. Ригелі разом із колонами утворюють *рами*.

При проектуванні збірних перекриттів *компонують* декілька варіантів конструктивних систем, серед яких вибирають найбільш оптимальну згідно з економічними показниками.

Компонування конструктивної системи передбачає розділення плану перекриття на деформаційні блоки температурно-усадковими і осадковими швами; визначення напрямку розташування ригелів; вибір розмірів прольоту і кроку ригелів, способу опирання на них плит, типу та розмірів плит перекриття. При компонуванні конструктивних систем перекриттів ураховують зовнішні навантаження, функціональне призначення будівлі й архітектурно-планувальні вимоги. Напрямок розташування ригелів установлюють залежно від жорсткості будівлі та вимог до освітлення її приміщень. Так, при розташуванні ригелів упоперек будівлі (рис. 2.24, б) її поперечна жорсткість буде максимальною, але освітленість стелі приміщень буде найгіршою.

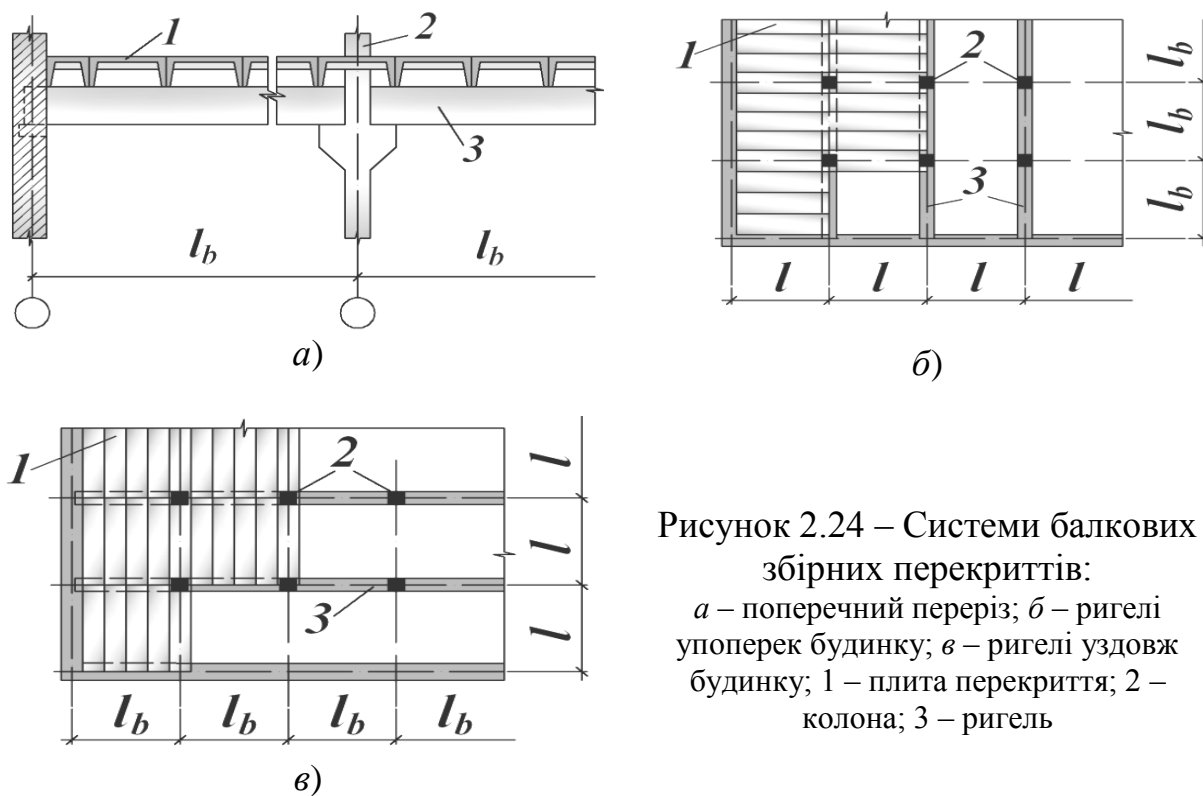


Рисунок 2.24 – Системи балкових збірних перекриттів:
 а – поперечний переріз; б – ригелі упоперек будинку; в – ригелі уздовж будинку; 1 – плита перекриття; 2 – колона; 3 – ригель

У промислових будівлях для забезпечення просторової жорсткості при наявності кранового обладнання перевагу віддають поперечному розташуванню ригелів, у цивільних та житлових будівлях – поздовжньому, оскільки це покращує планувальні рішення.

Залежно від призначення об'ємно-планувальних вирішень та навантажень на перекриття, всі залізобетонні вириби для збірних балкових перекриттів поділяються на 3 групи.

Перша група включає міжвидові збірні залізобетонні конструкції для будівництва як промислових, так і цивільних будівель із координаційною сіткою колон 3×6 , 6×6 , $(6+3+6) \times 6$, 9×6 м при висоті поверхів 3,3; 3,6; 4,2; 4,8 м. Інколи висота першого поверху може бути 6,0 та 7,2 м. Плити перекриттів ребристі висотою 300 мм і багатопорожнисті висотою 220 мм. Ригелі із тавровим поперечним перерізом висотою 450 мм і 600 мм для прольотів 6 м і 600 мм для прольотів 9 м. Ригелі опираються на консолі колон. Стик виконується шарнірним скритим у підрізці ригеля. Колони мають переріз 400×400 мм та виготовляються висотою як на один, так і багато поверхів з однією та двома консолями, або без консолей. Характеристичне значення навантаження на перекриття – 16 кПа.

Друга група включає вироби, що застосовуються переважно для будівництва цивільних будівель. Розміри координаційної сітки колон залежать від розмірів плит та ригелів. Ригелі мають номінальну довжину 4,5; 6,0; 7,2 м і тавровий переріз висотою 450, 600 мм. Плити багатопорожнисті номінальною довжиною 3,0; 6,0; 7,2; 9,0 м мають висоту 220 мм, а довжиною 12 м – 300 мм. Також застосовують плити типу Т та 2Т. Опіраються плити на полиці ригелів таврового поперечного перерізу висотою 450 мм і 600 мм. Розміри поперечного перерізу колон 300×300 та 400×400 мм. З'єднання ригелів із колонами таке ж як і для виробів першої групи. Характеристичне значення навантаження на перекриття – 10 кПа.

Третя група включає вироби, що застосовуються переважно для спорудження промислових будівель. Координаційна сітка колон має розміри 6×6 , 9×9 м, $(9+3+9) \times 6$, 12×6 м, а висота поверхів складає 4,2; 4,8; 6,0; 7,2 м. Верхні поверхи можуть мати прольоти 18 та 24 м. При довжині ригелів до 6 м застосовують багатопорожнисті плити перекриттів висотою 220 мм та ребристі плити висотою 300 мм; при довжині ригелів 9 і 12 м застосовують ребристі плити висотою 300 та 400 мм. Плити опіраються на полиці ригелів із тавровим поперечним перерізом висотою 450 мм для прольотів 6 м і 600 мм для прольотів 6 та 9 м. Розміри поперечного

перерізу колони 400×400, 400×500 та 400×600 мм. Ригелі опираються на консолі колон і з'єднуються з ними жорстко.

Характеристичне значення навантаження на перекриття із збірних елементів третьої групи може сягати до 25 кПа при прольотах ригелів 6 м та 15 кПа – при їх прольотах 9 і 12 м.

2.4.2 Проектування плит перекриттів

У збірних балкових перекриттях застосовують *ребристі*, *багатопорожнисті* та *суцільні* плити (рис. 2.25, а, б, в). Витрати залізобетону на плити складають біля 65 відсотків загального об'єму, що витрачається на плити, ригелі, колони.

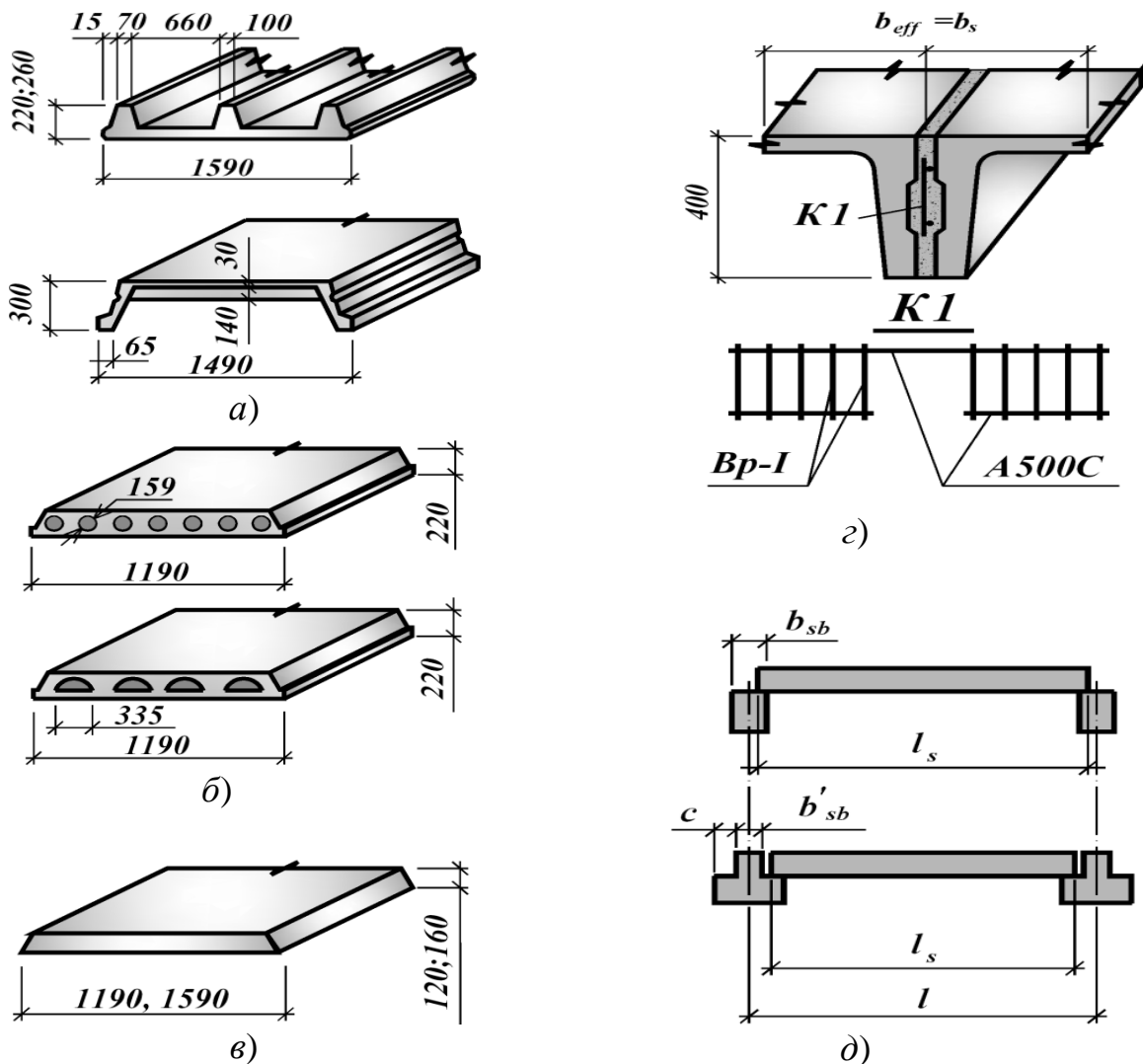


Рисунок 2.25 – Плити збірних балкових перекриттів:
 а – ребристі; б – багатопорожнисті; в – суцільні; г – армування швів панелей
 сідловидними каркасами К-І; д – розрахункові прольоти плит

Для порівняння плит використовують такі техніко-економічні показники: зведена товщина бетону, витрати арматурної сталі ($\text{кг}/\text{м}^2$) залежно від характеристичного нормативного значення навантаження. Стосовно до цих показників за зведеною товщиною бетону найбільш економічними є плити з ребрами вгору, але витрати в них сталі більші, ніж у багатопорожнистих. Серед багатопорожнистих плит, за зведеною товщиною і витратами сталі, найекономічніші плити з овальними порожнинами, але виготовлення їх трудомістке.

Статичний розрахунок плит ребристих, багатопорожнистих, типу Т та 2Т (рис. 2.26, а, б, в) здійснюють як однопролітних шарнірно опертих з кінців балок, завантажених рівномірно розподіленим навантаженням інтенсивністю $q = (g + v) b_s$, де g – навантаження від маси підлоги (покрівлі) та плити, v – тимчасове навантаження на плиту.

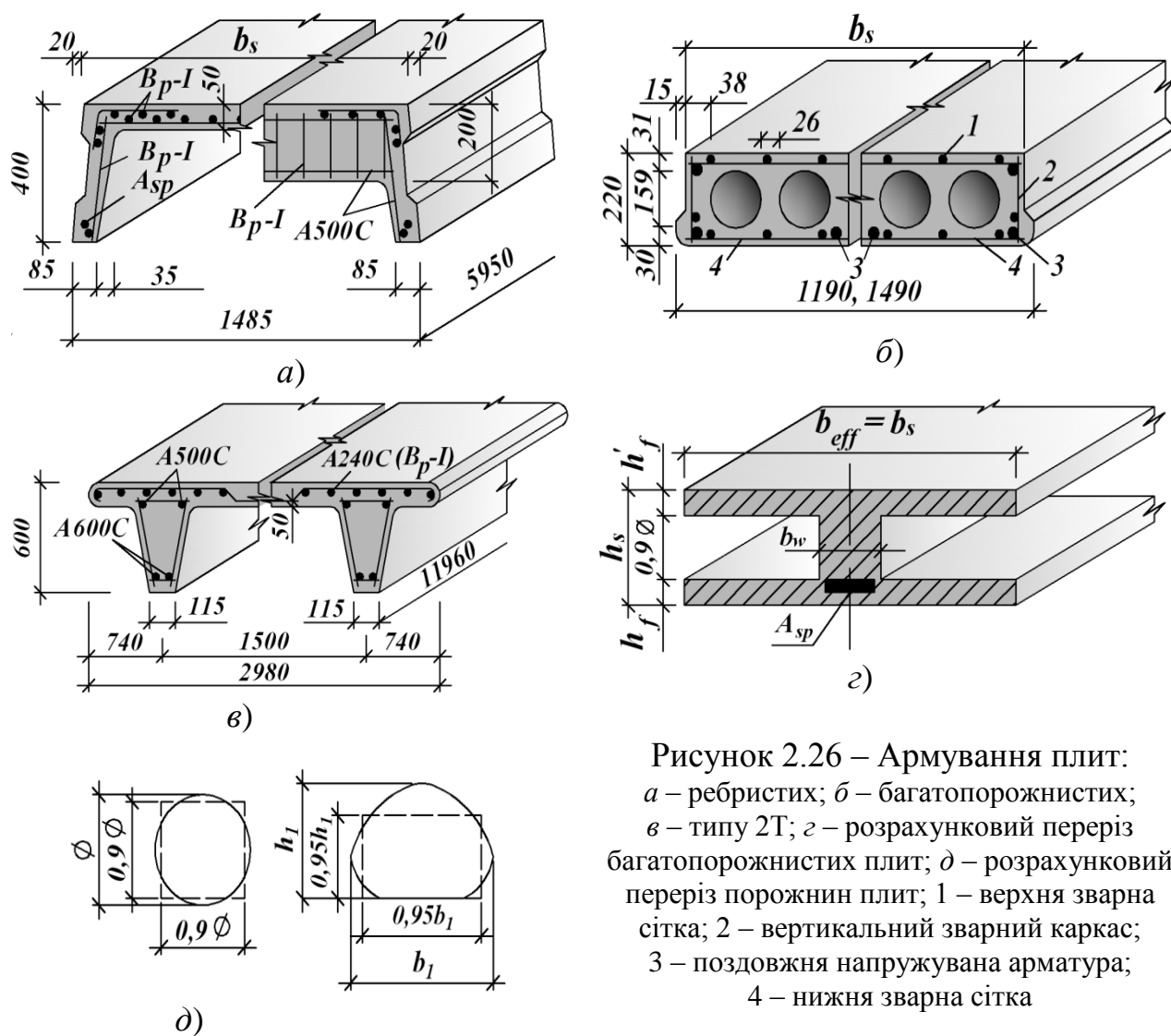


Рисунок 2.26 – Армуння плит:
 а – ребристих; б – багатопорожнистих;
 в – типу 2Т; г – розрахунковий переріз багатопорожнистих плит; д – розрахунковий переріз порожнин плит; 1 – верхня зварна сітка; 2 – вертикальний зварний каркас; 3 – поздовжня напружувана арматура; 4 – нижня зварна сітка

Розрахунковий проліт l_s плити приймають залежно від типу її опирання на ригель – на полиці внизу чи зверху ригеля. Він дорівнює відстаням між осями площин опирання плит і визначається при опиранні їх на прямокутний чи тавровий ригель відповідно за формулами (рис. 2.25, д):

$$l_s = l - b_{sb} / 2, \quad (2.56)$$

$$l_s = l - c - b'_{sb}, \quad (2.57)$$

де l – крок ригелів; c – ширина полиці ригеля; b'_{sb} – ширина ребра таврового ригеля; b_{sb} – ширина прямокутного ригеля.

Якщо плита опирається на стіни, то при визначенні прольоту l_s слід урахувати, що довжину опирання плит на цегляні стіни визначають розрахунком кладки на місцеве стиснення і її приймають не менше 75 мм для плит прольотом до 4 м і не меншою 120 мм – для плит із більшими прольотами.

На поздовжніх бокових гранях плит передбачені заглиблення, в яких після замонолічування швів утворюються шпонки, котрі забезпечують сумісну роботу плит на зсув у вертикальному та горизонтальному напрямках. Таке з'єднання плит між собою перетворює перекриття в жорсткі горизонтальні діафрагми.

При достатньо надійному замонолічуванні швів між плитами в розрахунках можна вважати, що на сусідні, менш завантажені плити, передається до 20 % зосереджених навантажень.

Якщо тимчасове навантаження на перекриття $v \geq 10 \text{ кН/м}^2$, то при замонолічуванні шви армують сідловидними каркасами, перетворюючи таким чином плити в нерозрізні (рис. 2.25, з).

Армування плит здійснюють зварними сітками та каркасами, також застосовують попередньо напружену арматуру. Площа поперечного перерізу поздовжньої арматури встановлюється на основі *розрахунку несучої здатності* плити. Висоту звичайних плит у розрахунках приймають 1/15...1/25, а попередньо напружених – 1/20...1/30 їх прольоту.

Розрахунок міцності поперечних перерізів плит з ребрами вниз (рис. 2.26, а, в) здійснюється як для перерізів таврової форми з шириною полиці $b_{eff} = b_s$ та шириною ребра b_w , що дорівнює сумарній ширині поздовжніх ребер. За наявності у плиті поперечних ребер частина плити між ребрами (полиця) розраховується як плита оперта по контуру, або як балкова плита і армується відповідно у двох або в одному напрямках. У

плитах без поперечних ребер (плити типу Т та 2Т), полицю перевіряють на згинання як защемлену в ребрах.

Якщо розрахунком міцності плити встановлено, що нейтральна лінія у тавровому перерізі розташовується в полиці, то у таких випадках розрахунок міцності плит здійснюють як для прямокутних перерізів шириною b_s . У разі, коли нейтральна лінія перетинає ребро таврового перерізу, розрахунок ведуть із урахуванням його стиснутої ділянки. Але такого положення нейтральної лінії при проектуванні плит краще уникати за рахунок збільшення висоти плити або класу її бетону.

Ребристі плити з ребрами вниз виготовляють шириною 740, 935, 1485, 2985 мм висотою 300, 400 мм, довжиною 5650 (5150) та 5550 (5050) мм і застосовують переважно в промисловому будівництві. Найпоширеніші з них мають розміри в плані 1,5×6,0 м, також застосовують у будівництві плити шириною 3 м. Ребристі плити складаються із двох або трьох поздовжніх ребер, зв'язаних між собою поперечними ребрами й тонкою полицєю. Для виготовлення ребристих плит використовують бетон класу С12/15...С30/35. Полиці плит армують зварними сітками зі звичайного дроту класу Вр-I, ребра армують зварними каркасами зі стержнів арматури класу А240С, А400С і дроту класу Вр-I. Для попереднього напруження в плитах застосовується стержньова арматура класів А600, А800, А1000, високоміцний дріт класів Вр1200, Вр1300, Вр1400, Вр1500 та канати К1400 (К-7), К1500 (К-7), К1500 (К-19). Плити прольотами менше 6 м виготовляють, як правило, без попередньо напруженої арматури.

Армування попередньо напружених ребристих плит зображено на рисунку 2.26, а, в.

Розрахунок міцності плит із ребрами вгору виконується як для прямокутного перерізу шириною, що дорівнює сумарній ширині всіх поздовжніх ребер. Армування таких плит аналогічне армуванню балкових плит монолітних ребристих перекриттів.

Багатопорожністі плити – це тонкостінні залізобетонні конструкції, в яких мінімальна товщина полиці 30 мм, а ребер – 25...35 мм. Їх виготовляють шириною 940, 1190, 1490, 2985 мм та висотою 220, 300 мм (рис. 2.25, б; 2.26, б). Довжина плит 2650, 5650, 6650, 8650 мм.

У розрахунках багатопорожністих плит конструктивні поперечні перерізи зводять до розрахункових двотаврових (рис. 2.26, г). Але оскільки у розрахунках вважається, що бетоном нижньої полиці перерізу зусилля не

сприймаються, то двотавровий переріз розглядається як тавровий шириною полиці $b_{eff} = b_s$ (рис. 2.26, з) та шириною ребра b_w , що дорівнює сумарній ширині поздовжніх ребер. При зведенні конструктивного перерізу багатопорожнистих плит до розрахункового двотаврового перерізу (рис. 2.26, з) круглі або овальні отвори замінюються еквівалентними відповідно квадратними або прямокутними отворами з тією ж площею і моментом інерції при співпаданні центрів ваги. Спрощено круглі отвори діаметром \emptyset замінюють квадратними зі сторонами $0,9\emptyset$, а овальні отвори замінюють прямокутними з розмірами $0,95h_l$ і $0,95b_l$ (рис. 2.26, д).

Між ребрами плит з овальними каналами верхня полиця працює на місцевий згин, тому крок поперечних стержнів класу Вр-І діаметром 4 мм, що укладаються у вигляді сітки, визначають із урахуванням дії згинального моменту $M = ql^2/16$ (l – максимальна відстань у просвіті між ребрами). Сітку в нижній полиці установлюють із конструктивних міркувань. Для забезпечення анкерування напруженої арматури на кінцях плит установлюють коритоподібні сітки. В плитах висотою 300 мм дозволяється поперечну арматуру не встановлювати на тих ділянках, на яких похилі тріщини не утворюються. Армування багатопорожнистих плит зображене на рисунку 2.26, б. В коротких плитах допускається застосовувати змішане армування, коли до 50 % стержнів попередньо не напружують. Зведена товщина бетону плит із круглими каналами складає (120...150) мм з витратами арматури 8,5...10 кг / м². Багатопорожністі плити виготовляють із бетонів класу С12/15...С20/25, для їх армування застосовують зварні сітки зі звичайного дроту класу Вр-І. Для попереднього напруження в плитах застосовується стержньова арматура діаметром 10...18 мм класів А600, А800, А1000, високоміцний дріт класів Вр1200, Вр1300, Вр1400, Вр1500 та канати К1400 (К-7), К1500 (К-7).

Суцільні плити бувають одно- або двошарові (рис. 2.25, в). Верхній шар найчастіше виконують із легкого бетону. Такі двошарові плити мають високі теплоізоляційні властивості і низьку звукопровідність. Ці плити застосовують переважно в перекриттях під покрівлю і для горищ. Товщина суцільних плит складає 120...160 мм, витрати арматури у плитах без попереднього напруження досягають (14...16) кг / м² і (10...14) кг / м² – в попередньо напружених. Розрахунок плит за міцністю виконують як однопролітних вільно опертих балок з прямокутним поперечним перерізом. Армування таких плит аналогічне армуванню балкових плит монолітних ребристих перекриттів.

Плити всіх видів після розрахунку їх за міцністю розраховують за граничними станами другої групи на дію експлуатаційних навантажень та навантажень, що виникають при виготовленні, транспортуванні та монтажу.

Монтажні петлі усіх плит виготовляють із арматури класу А240С (А-І), розташовуючи їх в чотирьох кутах із зачепленням або приварюванням до основної арматури.

2.4.3 Проектування ригелів

Ригелі балкових збірних перекриттів – це горизонтальні або похилі елементи рам, на які спираються плити. Форма поперечного перерізу ригелів (рис. 2.27, в) залежить від призначення будівлі або споруди, типу застосованих плит перекриттів і їх довжини. В цивільних будівлях найпоширенішою формою ригелів є тавр із полицями знизу (рис. 2.27, б), в промислових – прямокутник або тавр з полицями зверху (рис. 9.27, а).

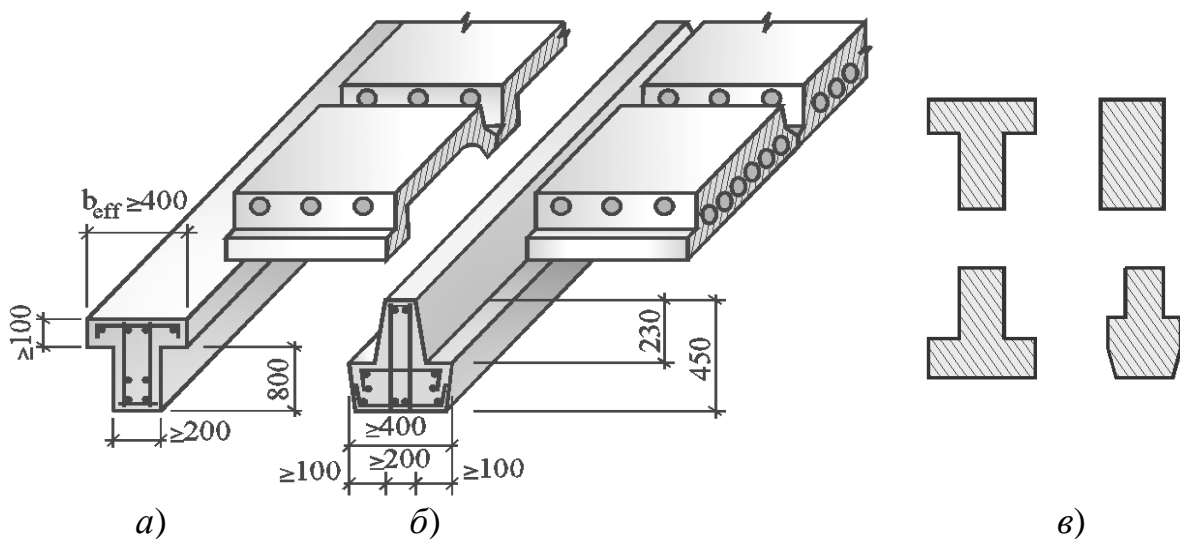


Рисунок 2.27 – Типи ригелів перекриттів:
 а – промислових будівель; б – цивільних будівель; в – форма перерізів ригелів

Прольоти ригелів уніфіковані і мають номінальну довжину 6, 9, 12 м. Виготовляють ригелі однопрольотними й стикують біля бокових граней колон. Ригелі довжиною до 6м виготовляють з бетону класів С12/15...С30/35 та без попереднього напруження, понад 6м – попередньо напруженими з бетонів класу С20/25...С30/35. Висота їх поперечного перерізу приймається в межах 1/8...1/12 прольоту. Для цивільних будівель як правило застосовують ригелі висотою 450, 600 мм, а для промислових – висотою 800 мм. Ширина перерізу ригелів складає (0,3...0,4) від висоти.

Зусилля для проектування ригелів визначають зі статичних розрахунків рам. *Розрахунок збірних ригелів*, із шарнірним опиранням на крайніх опорах і з різницею в довжинах прольотів до 10 % та з жорсткістю не меншою трикратної жорсткості колон, виконують як нерозрізних головних балок монолітного ребристого перекриття (2.2.4). Навантаження на ригелі рам у розрахункових схемах від плит може прийматись рівномірно розподіленим (якщо на ригель опираються багатопорожнисті або суцільні плити) або зосередженим (у випадках опирання на ригель ребристих плит). При кількості зосереджених зусиль понад 4 їх замінюють на еквівалентне рівномірно розподілене навантаження. Розрахункові значення довжини першого прольоту ригелів приймають рівними відстаням від осі опори на стіні до осі колони, проміжних прольотів – відстаням між осями колон. Розраховують ригелі на дію постійного g і тимчасового v навантажень.

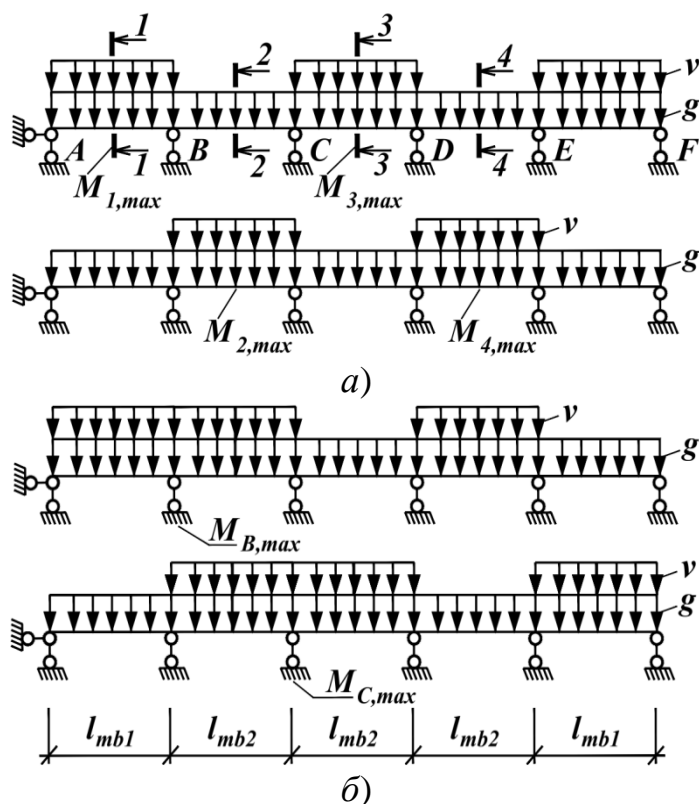


Рисунок 2.28 – Розрахункові схеми нерозрізних ригелів:

а – для визначення максимальних моментів в прольотах; б – для визначення максимальних моментів на опорах

Максимальні значення моментів у прольотах ригелів визначають при завантаженні їх суцільним постійним навантаженням g від маси перекриття та тимчасовим навантаженням v через прольот (рис. 2.28, а). Максимальне абсолютне значення момента на опорі визначають при постійному суцільному навантаженні g та одночасній дії з ним тимчасового навантаження v на двох суміжних із цією опорою прольотах і далі через проліт (рис. 2.28, б). Одержані епюри згинальних моментів об'єднують в обвідну епюру і виконують їх перерозподіл з урахуванням явища утворення пластичних шарнірів.

Значення обвідної епюри згинальних моментів використовуються для визначення робочої висоти ригеля за формулою:

$$d = 1,8 \sqrt{M_{bor} / f_{cd} b}, \quad (2.58)$$

в якій 1,8 – коефіцієнт, що відповідає оптимальному значенню відносної висоти бетону стиснутої зони ригеля $\zeta_{opt} \approx 0,35 = x / d$, $M_{bor} = M - V h_{col} / 2$; M – максимальне значення моменту, що діє на опорі; h_{col} – висота перерізу колони. Розрахунок міцності ригеля в похилих перерізах виконують на дію поперечних сил, значення яких обчислюються за формулами (2.14...2.16).

Армування ригелів довжиною до 6 м здійснюють плоскими зварними каркасами із арматури класу А400С, А500С. Поздовжня робоча арматура приймається діаметром 12...32 мм. Діаметр поперечної арматури, відповідно до технологічних вимог зварювання, беруть в межах 6...10 мм (рис. 2.29). Ригелі з попереднім напруженням армують стержнями класу А600, А800, А1000. Також застосовують канати К-7 (К1400, К1500).

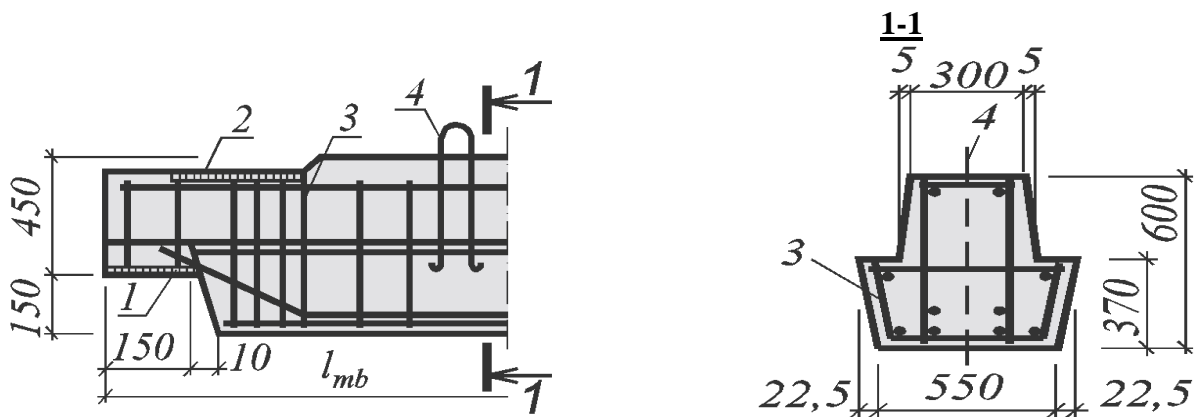


Рисунок 2.29 – Конструкція ригеля з підрізкою на опорі: 1 – опорна закладна деталь для зварювання з консоллю колони; 2 – закладна деталь для монтажного приварювання до колони; 3 – просторовий арматурний каркас; 4 – монтажні петлі

Особливістю ригелів для багатоповерхових будинків є армування місць їх примикання до колон. В опорній частині ригеля установлюється додаткова арматура та закладні деталі для зварювання їх із закладними деталями колон. Залежно від конструкції стику ригеля з колоною залишають випуски у верхній його частині. Приклад армування ригеля таврової форми з підрізкою в опорній частині зображено на рисунку 2.29.

2.4.4 Стикування ригелів

Стикування ригелів – це невід’ємна складова технологічного процесу зведення каркасних будинків зі збірних елементів. Мета стикування – забезпечити роботу ригелів у стадії експлуатації як нерозрізних балок. Найдоцільніше з’єднувати ригелі в місцях, де згинальні моменти відсутні,

або, інакше кажучи, в нульових точках обвідної епюри M , оскільки в цих місцях стики будуть зазнавати вплив тільки поперечних сил. Тут конструкція стиків буде найпростішою. Але при застосуванні такого рішення з'єднання ригелів значно ускладнюється конструкція колон – їх необхідно виготовляти з довгими консолями. Тому на практиці стикають ригелі не безпосередньо один із одним, а з колонами (рис. 2.30 – 2.32).

Стики ригелів з колонами проектують залежно від характеру їх роботи за одним із трьох типів: шарнірним, пружнопластичним, жорстким. Перші два типи стиків конструктивно на практиці здійснюють на консолях, третій – на консолях або без консолей (рис. 2.30 – 2.32).

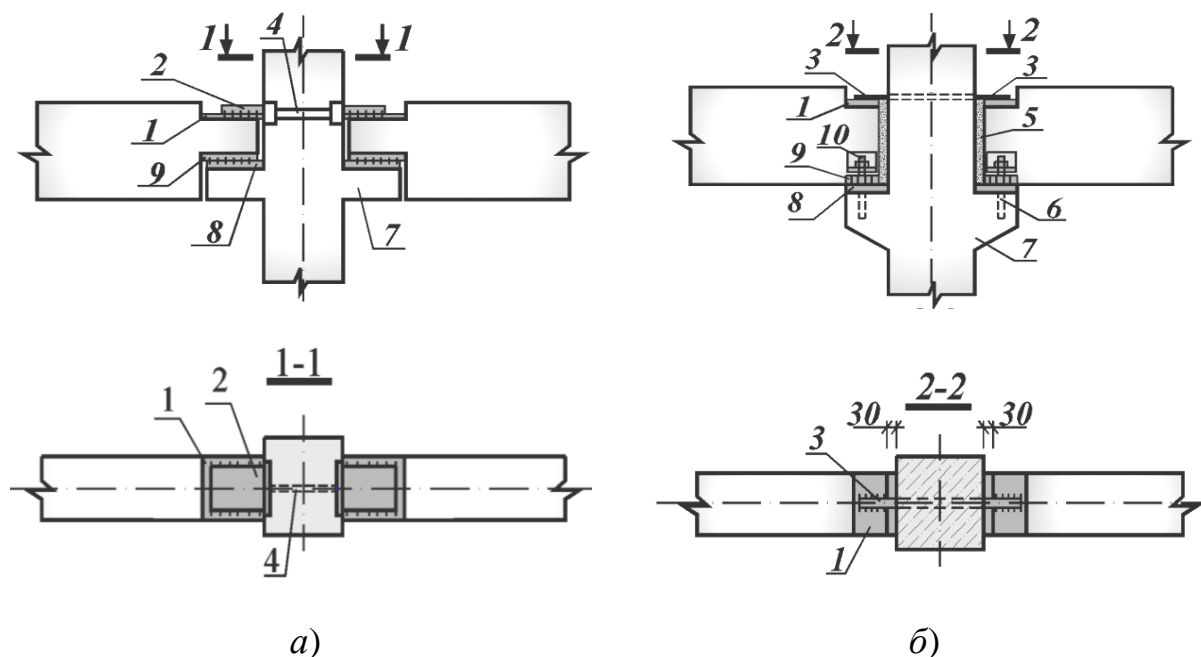


Рисунок 2.30 – Шарнірні стики:

a – сховані на консолях; *б* – на консолях; 1 – закладні деталі зверху ригеля; 2 – стикувальна смуга (необов'язково); 3 – стикувальний стержень; 4 – закладні деталі колони; 5 – шов замоноличування; 6 – анкерні болти; 7 – консолі; 8 – закладні деталі в консолях; 9 – закладні деталі знизу ригеля; 10 – інвентарні монтажні кутики

Шарнірні стики забезпечують сприймання тільки поперечних сил (рис. 2.30, *a*, *б*). Перевагою цих стиків є простота виготовлення та монтажу, а тому в практиці будівництва вони знайшли широке застосування. Особливо часто вони застосовуються у спорудженні багатопверхових будівель, у складі в'язевих каркасів.

Недолік шарнірних стиків – значні витрати бетону та арматури, оскільки шарнірне стикування не дозволяє раціонально перерозподіляти згинальні моменти уздовж ригелів. Шарнірний стик може мати дві конструктивні різновидності. Перша (шарнірний схований стик на

консолях) – ригелі з підрізками опираються на консолі зі штампованого або зварного металевого коритоподібного профілю, при цьому знизу і зверху за допомогою закладних деталей вони приварюються до закладних деталей колон (рис. 2.30, а). Друга (шарнірний стик на консолях) – ригелі опираються на короткі консолі з вутами і за допомогою закладних деталей приварюються знизу до закладних деталей консолей, а зверху – до стержнів, пропущених через наскрізні отвори в колонах (рис. 9.30, б). Перша конструкція стика застосовується в каркасах багатоповерхових цивільних будівель, друга – в каркасах промислових будівель зі значними навантаженнями на перекриття. Конструкція шарнірних стиків (особливо перша різновидність) може застосовуватися для виконання пружнопластичних або жорстких стиків залежно від площі монтажних пластин чи стержнів. Якщо монтажні пластини або стержні будуть такими, що їх площа відповідає розрахунковій для часткового або повного сприйняття опорного згинального моменту, то ці стики перетворюються відповідно у пружнопластичний або жорсткий.

Пружнопластичний стик застосовується як у цивільному, так і в промисловому будівництві. Найдоцільніше його виконувати при стикуванні попередньо напружених ригелів. Ці стики проектує так, щоб ними забезпечувалось сприйняття не менше 50 % розрахункового опорного згинального моменту. Розрізняють пружнопластичні сховані та пружнопластичні відкриті стики на консолях.

Жорсткі стики забезпечують повне сприймання не тільки поперечних сил, але й моментів. В цивільному будівництві вони виконуються у вигляді безконсольного стику (рис. 2.31), а в промисловому – на консолях (рис. 2.32).

Безконсольні стики прості у виготовленні і неметаломісткі. Поперечні сили при конструкціях таких стиків повністю сприймаються шпонками, утвореними при замонолічуванні проміжків у стику. Основний їх недолік – складність в отриманні якісного замонолічування.

Жорсткі стики на консолях відрізняються від шарнірних стиків на консолях тільки тим, що площа стикувальних стержнів береться за умови забезпечення сприймання ними повного розрахункового опорного моменту. Зокрема, часто в стиках ригелів таврового профілю (рис. 2.32) на відміну від стиків ригелів прямокутного профілю, стикувальні стержні розташовують зовні колон.

Розрахунок стиків включає розрахунок опорної консолі та стикувальних стержнів.

Розрахункова схема визначення площі стиковальних стержнів зображена на рис. 2.33, *a*, відповідно до якої розрахункове зусилля розтягу в стику

$$N = M_{Ed} / Z, \quad (2.59)$$

де M_{Ed} – опорний момент, який діє в стикові; z – плече внутрішньої пари сил, яке для замоноличених стиків дорівнює відстані від центра ваги стиснутої зони бетону знизу ригеля до центру ваги перерізу з'єднувальних стержнів (або пластин), а в стиках без замоноличування – відстані між центрами ваги верхньої і нижньої арматури ригеля.

Використовуючи залежність (2.59), площу перерізу арматури, за допомогою якої стикуються ригелі, визначають за формулою:

$$A_s = N / f_{yd}. \quad (2.60)$$

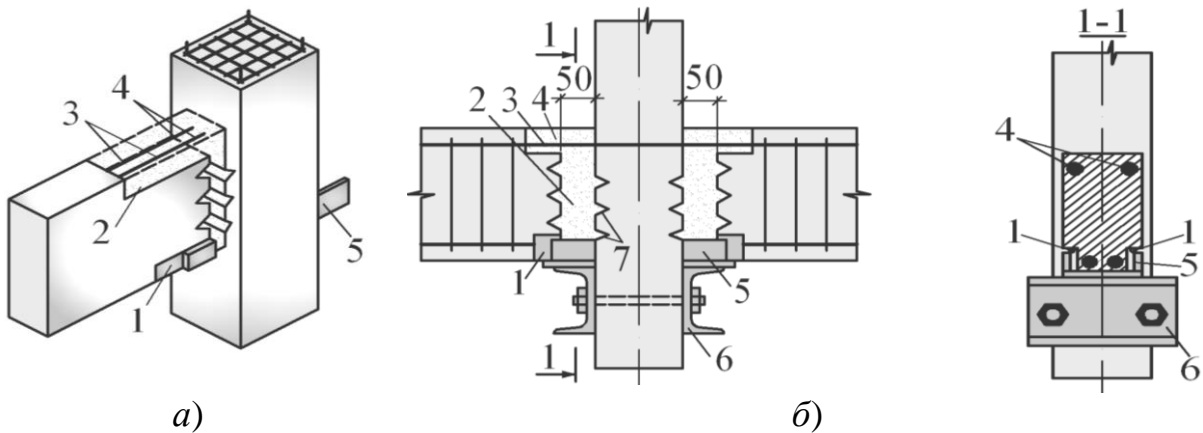


Рисунок 2.31 – Жорсткий безконсольний стик:

a – загальний вигляд; *б* – вигляд збоку; 1 – випуск нижньої арматури для зварювання із закладними деталями колони; 2 – бетон замоноличування; 3 – випуски верхньої робочої арматури ригеля; 4 – стиковальні стержні; 5 – нижня закладна деталь колони; 6 – зйомний монтажний столик; 7 – шпонки

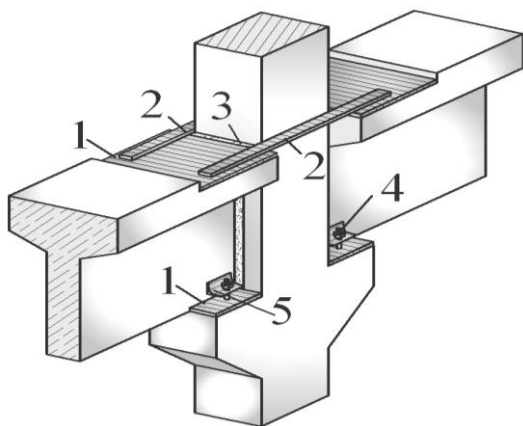


Рисунок 2.32 – Жорсткий стик ригелів таврового профілю на консолях:

1 – закладні деталі ригеля; 2 – стиковальні стержні; 3 – шов замоноличування; 4 – анкерні болти; 5 – монтажні кутики

Виліт короткої консолі колони ($l_1 \leq 0,9d$), на яку спирається ригель шириною b_{mb} , залежить від опорного зусилля V_{Ed} , проміжку t між колоною та торцем ригеля і може бути визначений так (рис. 2.33, б):

$$l_1 = V_{Ed} / (f_{cd} b_{mb}) + t. \quad (2.61)$$

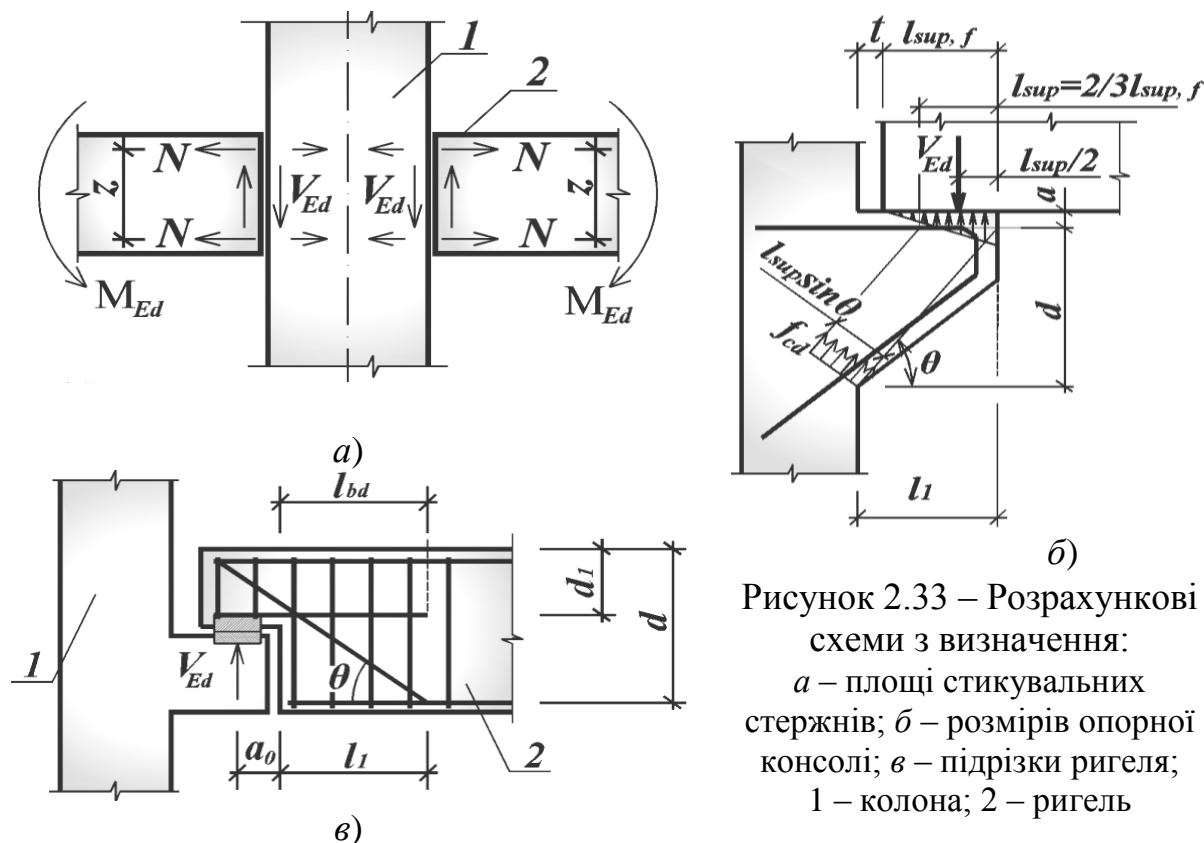


Рисунок 2.33 – Розрахункові схеми з визначення:
 а – площі стикувальних стержнів; б – розмірів опорної консолі; в – підрізки ригеля;
 1 – колона; 2 – ригель

Конструкція короткої консолі з визначеною за формулою (2.61) довжиною l_1 повинна відповідати умові забезпечення її несучої здатності на сумісну дію згинального моменту M_{Ed} та поперечної сили V_{Ed} . При цьому міцність бетону на стиск уздовж умовної похилої стиснутої смуги, розташованої між зусиллям V_{Ed} і ділянкою примикання консолі до колони, перевіряється за нормами ([1]; 6.2 та [2]; 4.6).

Площу перерізу верхньої поздовжньої арматури консолі при шарнірному опиранні ригеля визначають за формулою (рис. 2.33, б):

$$A_s = 1,25 \cdot V_{Ed} \cdot l_0 / f_{yd} \cdot \bar{\zeta} \cdot d, \quad (2.62)$$

в якій 1,25 – коефіцієнт, що враховує підвищені вимоги до надійності роботи вузла; $l_0 = t + (2l_{sup, f}/3)$; $\bar{\zeta}$ – відносне значення плеча внутрішньої пари сил ([4], табл. А5); $l_{sup, f}$ – фактична довжина ділянки опирання ригеля.

Короткі консолі армують похилими або горизонтальними хомутами з кроком $h/4 \geq s \leq 150$ мм ($h = d + a$). Як правило довжина консолей $l_1 = (200...300)$ мм. Поперечне армування коротких консолей здійснюють горизонтальними хомутами, якщо $h > 2l_1$, або під кутом 45° – якщо $h \leq 2l_1$.

Міцність похилих перерізів у кінці підрізки ригелів (рис. 2.33, в) зі схованими стиками забезпечується поперечними і похилими стержнями. Відповідно площа A_{sw} та $A_{s,inc}$ поперечного перерізу цих стержнів повинна відповідати вимогам 4.6 норм [2], зокрема умові:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = (A_{sw} z f_{ywd} \cot\theta) / s, \quad (2.63)$$

або перевіреній на практиці умові [8, (89)]:

$$f_{ywd} A_{sw} + f_{ywd} A_{s,inc} \sin\theta \geq V_{Ed} (1 - d_1 / d), \quad (2.64)$$

де V_{Ed} – поперечна сила в перерізові підрізки; $z = 0,9d_1$; s – крок хомутів; значення кута θ рекомендується приймати в межах $1 \leq \cot\theta \leq 2,5$; d_1, d – відповідно робоча висота перерізу ригеля в підрізці і за її межами.

Поперечні стержні, що забезпечують міцність похилих перерізів у кінці підрізки ригелів, розташовують на ділянці довжиною $l_1 = V_{Ed} / q_{sw} + s$.

Поздовжня арматура із підрізки ригеля заводиться за її межі в ригель з метою анкерування відповідно до 7.2 норм [2] на довжину

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min}, \quad (2.65)$$

або її можна також обчислити за формулою (88) посібника [8]:

$$l_{bd} = 2 (V_{Ed} - f_{ywd} A_{sw1} - f_{ywd} A_{s,inc} \sin\theta) / q_{sw} + a_0 + 10\emptyset, \quad (2.66)$$

де $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$ – коефіцієнти, які враховують відповідно вплив форми стержнів, мінімальної товщини захисного шару бетону, стримуючого ефекту поперечної арматури, приварених поперечних стержнів, поперечного обтиснення; $l_{b,rqd}, l_{b,min}$ – базова та мінімальна довжина анкерування; A_{sw1} – площа перерізу поперечних додаткових стержнів, які розташовані в кінці підрізки і не враховуються при визначенні величини $q_{sw} = f_{ywd} A_{sw} / s$; a_0 – відстань від точки прикладання реакції в опорі консолі до кінця підрізки; \emptyset – діаметр стержнів, які обриваються.

2.5 Балкові збірно-монолітні перекриття

Балкові збірно-монолітні перекриття – це такі плоскі перекриття, в яких збірні елементи раціонально поєднані з окремими частинами перекриття із монолітного залізобетону при забезпеченні їх сумісної роботи як єдиної системи (рис. 2.34).

Збірні елементи таких перекриттів є кістяком для монолітного залізобетону. В цих елементах розташовують основну арматуру, а найчастіше – попередньо напружену. Додаткову арматуру розташовують на ділянках із монолітного залізобетону. Бетон монолітних ділянок приймають класу С12/15, раціонально застосовувати бетон на пористих заповнювачах. Для збірних елементів використовують бетон класу С16/20, С25/30.

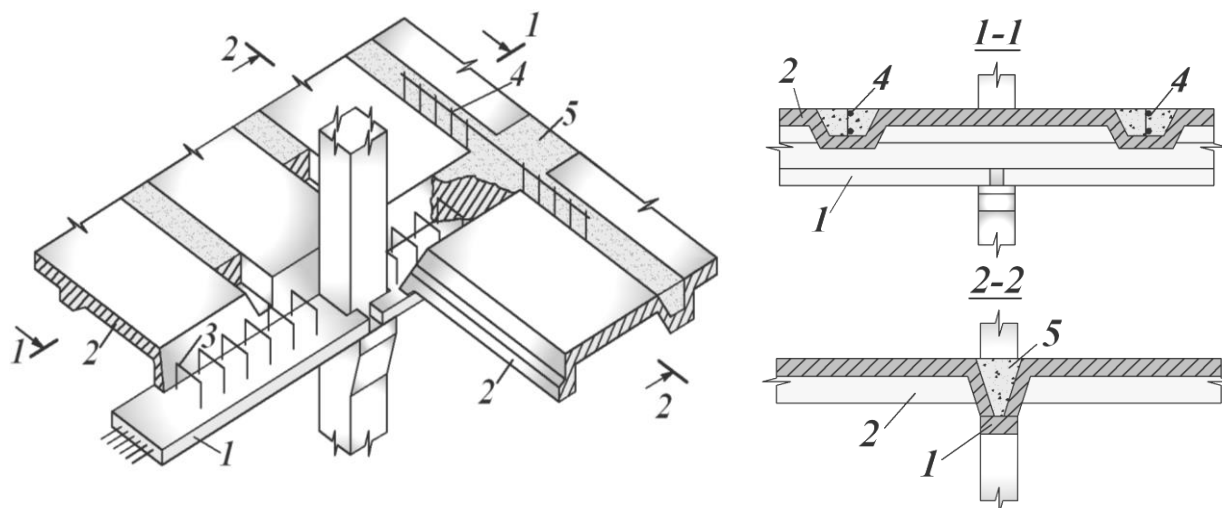


Рисунок 2.34 – Балкове (ребристе) збірно-монолітне перекриття:

- 1 – залізобетонна дошка; 2 – залізобетонна плита; 3 – випуски хомутів;
4 – опорна арматура монолітних другорядних балок; 5 – монолітний залізобетон

У балкових збірно-монолітних перекриттях, які перекривають прольоти до 9 м, найчастіше застосовують такі попередньо напружені збірні елементи: залізобетонні дошки і залізобетонні коритоподібні плити (рис. 2.34). Залізобетонні дошки служать кістяком розтягнутої зони головних балок. На ці дошки також монтують збірні плити, а на них, як на опалубку, вкладають монолітний бетон.

Бетон замонолічування вкладають також у пази між боковими гранями збірних плит для отримання монолітних головних і другорядних балок. Зв'язок між збірними елементами й монолітним бетоном уздовж дошки забезпечується випущеними тут хомутами. Нерозрізність утворених головних і другорядних балок досягається додатковим армуванням їх опорною арматурою. Конструкції збірно-монолітних балкових перекриттів містять до 30 % монолітного бетону.

Розрахунки збірно-монолітних перекриттів виконують для двох стадій: зведення та експлуатації. На першій стадії, тобто до стану досягання монолітним бетоном проектної міцності, розраховують тільки збірні елементи як вільно оперті однопролітні конструкції на дію навантажень від їх власної маси, маси укладеного на них бетону

замонолічування та монтажних навантажень. На другій стадії, після набуття бетоном необхідної міцності, збірно-монолітні перекриття в стадії експлуатації розраховують як ребристі монолітні перекриття кінематичним способом за методом граничної рівноваги з урахуванням перерозподілу моментів.

Для армування монолітних ребер застосовують зварні каркаси, а над опорами додатково встановлюють окремі стержні зі сталі класу А500С. У головних балках розташовують найчастіше зварні або в'язані каркаси зі сталі класу А500С або А400С.

2.6 Безбалкові монолітні перекриття

Безбалкові монолітні перекриття – це плоскі перекриття із монолітного залізобетону у вигляді суцільної плити, яка опирається безпосередньо на колони з капітелями чи без капітелей (рис. 2.1, б, в; 2.3.). Цей тип перекриттів широко застосовують для перекривання будівель як цивільного, так і промислового призначення. Зокрема, ними перекривають приміщення холодильників, цехи м'ясокомбінатів, станції метро, підземні резервуари і т.ін., де умови експлуатації вимагають щоб стеля була гładкою. *Перевагами* даних перекриттів серед інших є можливість їх застосування для будівель різноманітної конфігурації в плані; поліпшення освітленості приміщень, як наслідку відсутності ребер; полегшення прокладання комунікацій; зниження загальної висоти будівлі.

Безбалкові монолітні перекриття проектують на сприймання характеристичних значень тимчасових навантажень $5...30 \text{ кН/м}^2$. При характеристичних значеннях тимчасових навантажень 10 кН/м^2 і більше безбалкові перекриття економічніші за балкові.

Координаційну сітку колон приймають квадратну або прямокутну з відношенням прольотів $l_2 / l_1 \leq 1,5$. Найбільш раціональна сітка колон $6 \times 6 \text{ м}$. Уздовж контура будинку плита може опиратись на несучі стіни, обв'язкові балки або може виступати за крайні ряди колон у вигляді консолей. Плиту зі звичайного бетону приймають товщиною $(1/32...1/35) l_2$, із бетону на пористих заповнювачах – $(1/27...1/30) l_2$.

Капітелі колон (рис. 2.35) застосовують із метою забезпечення достатньої жорсткості з'єднання плити з колоною, зменшення розрахункової довжини прольоту плити і більш рівномірного розподілення згинальних моментів уздовж плити, забезпечення достатньої міцності плити на продавлювання її колоною.

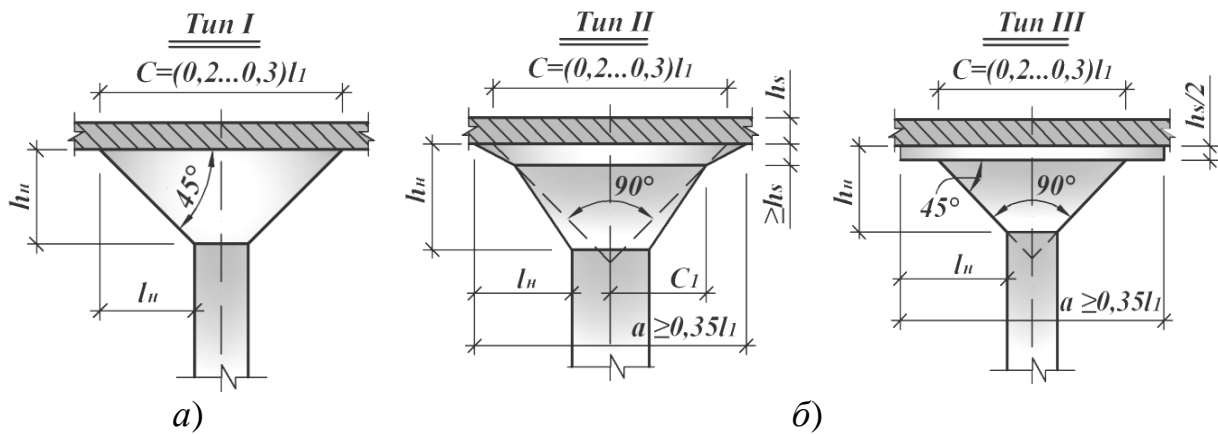


Рисунок 2.35 – Схеми конструкцій капітелей колон:

a – при $l_H \leq 2h_H$; *б* – при $l_H > 2h_H$

Капітелі колон, на основі досвіду проектування, залежно від значення навантаження на перекриття, поділяють на три типи (рис. 2.35): I тип – при навантаженнях $\leq 10 \text{ кН/м}^2$; II та III типи – при навантаженнях $> 10 \text{ кН/м}^2$. При цьому в розрахунках спрощено допускають, що кут нахилу граней капітелі до поверхні плити становить 45° , що відповідає схемі розподілу опорного тиску в бетоні (за вимогами 4.8 норм [2] – даний кут може коливатись у межах $26,6^\circ \dots 45^\circ$).

Розміри та обриси капітелі в плані підбирають відповідно до вимог норм ([2], 4.8.3) але так, щоб уздовж розрахункових перерізів (наприклад, периметра капітелі) забезпечити непродавлювання плити перекриття за умовою (рис.2.36):

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (2.67)$$

в якій $V_{Ed} = (g + v) [l_1 l_2 - 4(x + d)(y + d)]$ – сила продавлювання плити уздовж периметра капітелі; l_1 та l_2 – значення прольотів плити перекриття; x та y – див. рис.2.36; $V_{Rd,c}$ – зусилля опору бетону плити на зріз, яке слід підраховувати за рекомендаціями норм ([2], 4.6.2.1).

Крім наведених у нормах ([1]; 6.4) рекомендацій щодо обчислення значення величини $V_{Rd,c}$, його можна простіше та з достатньою точністю для використання в інженерних розрахунках також підрахувати уздовж середнього перерізу піраміди продавлювання за формулою:

$$V_{Rd,c} = \alpha \cdot f_{ctd} \cdot u_m \cdot d, \quad (2.68)$$

в котрій $\alpha = 1,0; 0,85$ або $0,8$ – відповідно для важкого, дрібнозернистого і легкого бетонів; f_{ctd} – розрахункове значення опору бетону при зрізові;

$u_m = 4(x+y+d)$ – середнє арифметичне між периметрами верхньої і нижньої основ піраміди продавлювання плити (рис. 2.36); d – робоча висота плити, що зазнає продавлювання.

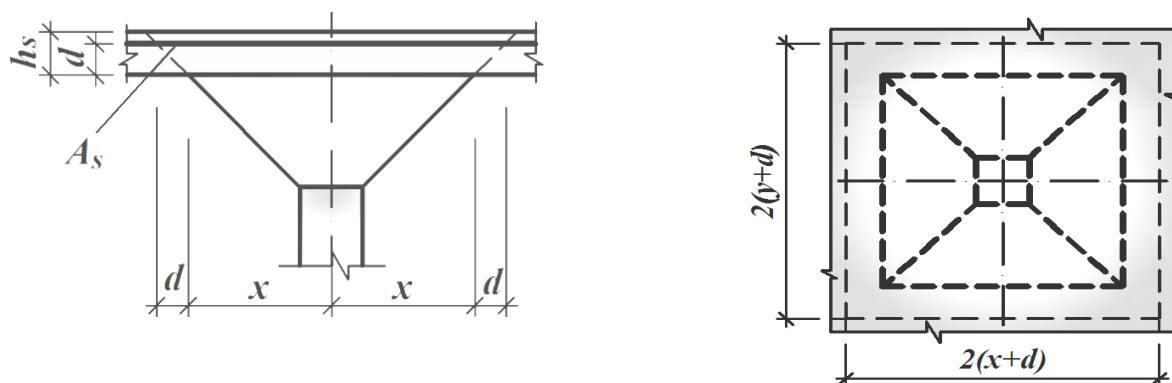


Рисунок 2.36 – До визначення розмірів капітелі

Практика проектування капітелей свідчить, що, як правило, *капітелі колон* армують з конструктивних міркувань стержнями $\varnothing = 8...10$ мм для сприймання зусиль, які виникають в результаті усадки бетону та перепаду температури (рис. 2.37).

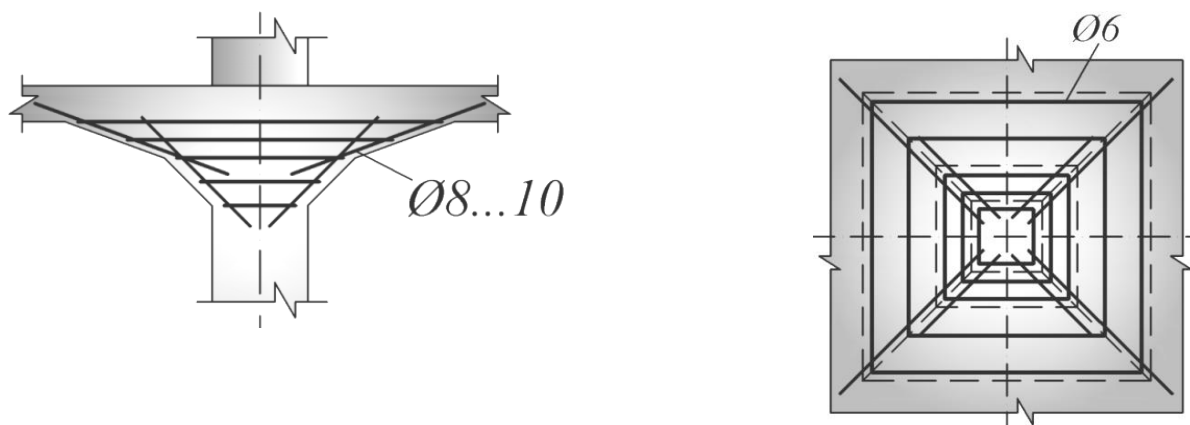


Рисунок 2.37 – Схеми армування капітелей колон монолітного безбалкового перекриття

Розрахунок безбалкових монолітних перекриттів виконується кінематичним способом за методом граничної рівноваги і ґрунтується на даних результатів експериментальних досліджень, згідно з якими, залежно від виду розподілення завантаження, *смугового чи суцільного* (рис.2.38, а, б), можливі дві схеми руйнування плити перекриття.

Перша схема руйнування виникає при смуговому завантаженні перекриття через проліт (рис.2.38, а). При цьому, в граничному стані рівноваги в завантажених плитах утворюються по три паралельних пластичних лінійних шарніри (рис. 2.38, а, в): два опорних – зверху на

відстанях c_1 від осі кожної з колон, залежно від форми і розмірів капітелі, і один пролітний – унизу уздовж осі завантаженого прольоту. Пролітні і опорні пластичні лінійні шарніри розділяють плиту перекриття вздовж завантаженого прольоту на два жорстких диски.

Оснований на цій схемі руйнування розрахунок середньої плити на рівномірно розподілене смугове навантаження виконують із умови, що півсума опорних $M_{sup} = f_{yd} A_{s,sup} z_{sup}$ і пролітного $M_l = f_{yd} A_{s,l} z_l$ моментів, які сприймаються перерізом плити в пластичних шарнірах, дорівнюють

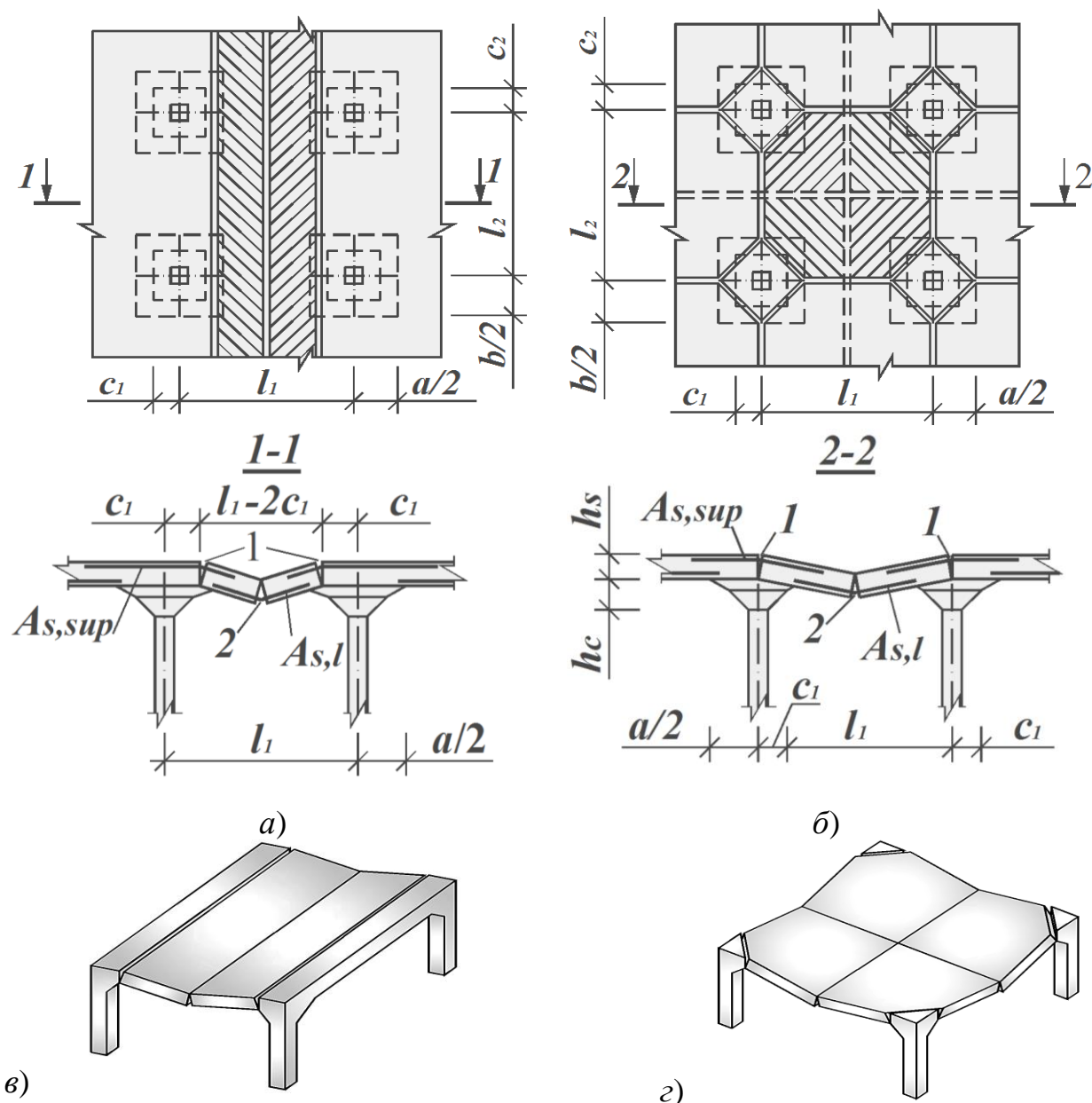


Рисунок 2.38 – Схеми руйнування безбалкових перекриттів:
 а – при смуговому завантаженні через проліт; б – при суцільному завантаженні;
 в, г – загальний вигляд плит перекриттів у стані руйнування; 1 – опорний лінійний пластичний шарнір; 2 – пролітний лінійний пластичний шарнір

моментів вільно опертої балкової плити шириною l_2 і прольотом $l_1 - 2c_1$ в напрямку прольота l_1 , тобто:

$$(g+v) l_2 (l_1 - 2c_1)^2 / 8 = f_{yd} (A_{s,sup} z_{sup} + A_{s,l} z_l); \quad (2.69)$$

аналогічно в напрямку прольота l_2 :

$$(g+v) l_1 (l_2 - 2c_2)^2 / 8 = f_{yd} (A_{s,sup} z_{sup} + A_{s,l} z_l); \quad (2.70)$$

де v – значення тимчасового навантаження на 1 м^2 перекриття; g – навантаження від маси 1 м^2 перекриття; c_1, c_2 – відстані від опорних пластичних шарнірів до осі колон у напрямку прольотів l_1 і l_2 ; $A_{s,sup}, A_{s,l}$ – площа арматури в пластичних шарнірах плити відповідно на опорі і в прольоті; z_{sup}, z_l – плече внутрішньої пари сил в опорному і пролітному пластичних шарнірах.

Із метою спрощення розрахунків приймають, наприклад, у (2.69) $A_{s,sup} / A_s = Q_{s,sup}$, $A_{s,l} / A_s = Q_{s,l}$, $A_s = A_{s,sup} + A_{s,l}$. Тоді матимемо, що:

$$(g+v) l_2 (l_1 - 2c_1)^2 / 8 = f_{yd} A_s z_l (Q_{s,l} + Q_{s,sup} z_{sup} / z_l). \quad (2.71)$$

У розрахунках з армування (рис. 2.39) плит перекриттів середніх панелей рекомендується брати: $Q_{s,sup} = 0,5 \dots 0,67$; $Q_{s,l} = 0,5 \dots 0,33$; відношення c_1/l_1 і c_2/l_2 – береться в межах (0,08...0,12).

Друга схема руйнування плити виникає при суцільному завантаженні перекриття (рис. 2.38, б). При цьому завантаженні в граничному стані рівноваги в плитах утворюються лінійні пластичні шарніри, розташовані у взаємно перпендикулярних напрямках (рис. 2.38, з): зверху – уздовж кожної осі колон, а знизу – уздовж осі кожного прольоту.

Відповідно до другої схеми руйнування кожна плита ділиться лініями зломів на чотири жорстких диски, які повертаються навколо опорних лінійних пластичних шарнірів з осями, розташованими в межах ділянки капітелей. Для перекриття з квадратною координаційною сіткою колон ($l_2 = l_1 = l$) розрахункова залежність має вигляд:

$$\frac{(g+v)l^3}{8} \left[1 - 2\frac{c}{l} + \frac{4}{3} \left(\frac{c}{l} \right)^3 \right] \leq f_{y,d} A_s z_l \left(Q_{s,l} + Q_{s,sup} \frac{z_{sup}}{z_l} \right), \quad (2.72)$$

де c – катет прямокутного трикутника, що відламується від плити; A_s – сумарна площа перерізу арматури одного напрямку (на опорі і в прольоті), що розташована вздовж плити; Q_s, l, Q_s, sup – те, що і в (2.71).

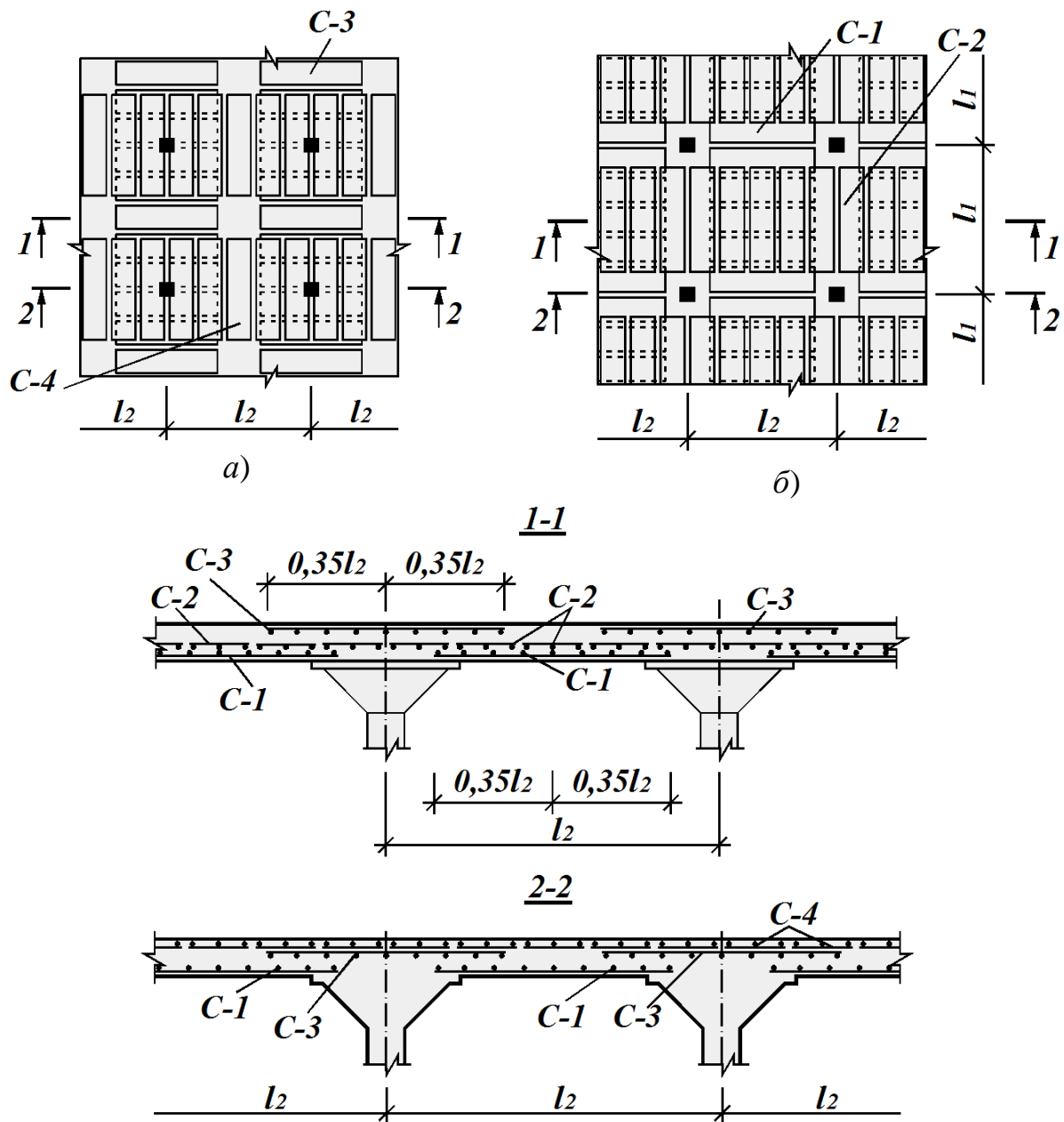


Рисунок 2.39 – Схеми армування плити монолітного безбалкового перекриття вузькими сітками в плані:

a – розташування сіток C-3, C-4 зверху, *б* – розташування сіток C-1, C-2 знизу

Армування монолітної плити безбалкового перекриття здійснюють плоскими зварними або рулонними сітками (рис. 2.39). Знизу плити укладають сітки для сприймання прольотних моментів M_l (рис. 2.39, б), зверху – для сприймання опорних моментів M_{sup} (рис. 2.39, а).

Вузькі сітки з поздовжньою робочою арматурою на ділянках, де зусилля розтягу виникають в обох напрямках, укладають у два шари перпендикулярно один до одного. В сітках над колонами виконують отвори для колон. Верхні сітки по обидві сторони від осі заводять на відстань 0,35 довжини прольоту. Аналогічно укладають сітки в прольоті вздовж його осі.

2.7 Безбалкові збірні перекриття

Безбалкові збірні перекриття за своєю сутністю роботи рівноцінні безбалковим монолітним, але відрізняються від них тим, що складаються із трьох збірних елементів: капітелей, міжколонних та пролітних плит (рис. 2.40, а).

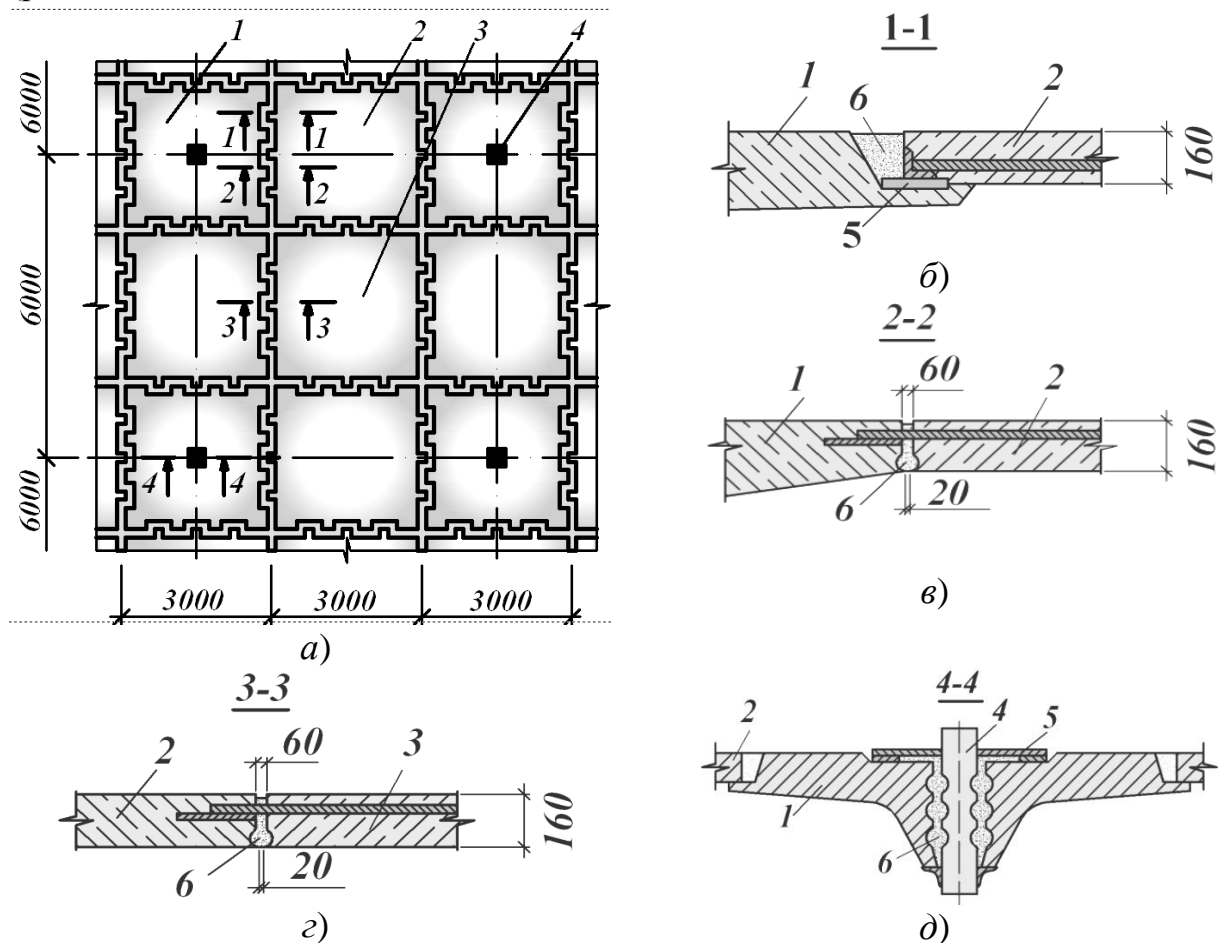


Рисунок 2.40 – Безбалкове збірне перекриття:

а – план перекриття; б, в, г – стики плит; д – стик капітелі з колоною;
 1 – капітель; 2 – міжколонна плита; 3 – пролітна плита; 4 – колона; 5 – закладна металева деталь; 6 – бетон замонолічування стиків

Переваги таких перекриттів – індустріалізація робіт при зведенні залізобетонних перекриттів, які сприймають значні навантаження. В типових рішеннях безбалкових збірних перекриттів застосовують

координаційну сітку колон розмірами 6×6 м, капітель має висоту 600 мм з отвором для пропуску колон, пролітні плити виготовляють розмірами в плані 2960×2980 мм, а міжколонні 3280×2980 мм. Товщина плит складає 160...180 мм. Для виготовлення плит застосовують бетон класів С20/25...С25/30, для капітелей – бетон класів С16/20...С32/40.

Капітелі, після встановлення їх на металеві випуски з колон, з'єднуються з ними шляхом зварювання закладних деталей (рис. 2.40, *д*). На внутрішній поверхні капітелей і на поверхні колон у межах стика є горизонтальні пази, які призначені для утворення шпонкового з'єднання капітелі з колоною після замонолічування стиків. Міжколонні плити встановлюють на капітелі (рис. 2.40, *б*), а пролітні – спирають випусками арматури на міжколонні (рис. 2.40, *з*). Після остаточного монтажу елементів у проектне положення виконують їх з'єднання шляхом зварювання випусків арматури із закладними деталями (рис. 2.40, *в*).

Жорсткість перекриття в його роботі при сприйманні горизонтальних навантажень забезпечується шпонковим з'єднанням плит після старанного замонолічування пазів уздовж периметра кожної плити (рис. 2.40, *б*, *в*, *з*).

Безбалкові збірні перекриття застосовують для сприймання значень тимчасових навантажень $v = 5...30$ кПа.

Розрахунок перекриття включає статичний розрахунок рам із жорсткими вузлами і розрахунок пролітних плит, опертих по контуру на міжколонні плити, що правлять за ригелі в рамах. *Розрахунок рам* виконують для двох стадій: монтажу та експлуатації. У стадії монтажу рами розраховують на дію постійних навантажень від маси збірних елементів, що монтуються, та тимчасових – від тиску вітру і навантаження, що виникає в процесі монтажних робіт ($2,5 \text{ кН/м}^2$). У стадії експлуатації при з'єднаних і замонолічених елементах рами розраховують на дію повного постійного і тимчасового навантажень. У розрахунках рам використовують метод граничної рівноваги, виконуючи перерозподіл зусиль внаслідок проявів пластичних деформацій бетону стиснутої зони і розтягнутої арматури. Розрахункову довжину колон у розрахунку в стадії експлуатації приймають рівною $0,9H$, а в стадії монтажу – H .

Розрахунок пролітних плит виконують за методом граничної рівноваги як вільно опертих по контуру. Значення пролітних згинальних моментів, при однаковому армуванні плит в обох напрямках, за формулою (2.41) при умові $M_3 = M_4 = M_5 = M_6 = 0$:

$$M_1 = M_2 = q l^2 / 24. \quad (2.73)$$

Значення згинальних моментів у міжколонних плитах визначають як для багатопролітних нерозрізних балок із урахуванням перерозподілу зусиль із залежності:

$$M_l = M_{sup} = q l^2 / 16, \quad (2.74)$$

де l – становить 1,05 відстані в просвіті між капітелями.

Кожну капітель розраховують як консоль на дію навантаження, яке передається від міжколонних плит у вигляді опорного тиску та згинальних моментів. Армування усіх збірних елементів забезпечується сітками з арматури класу А400С.

Безкапітельно-безбалкові збірні перекриття конструктивної системи КУБ (конструкція універсальна безбалкова) конструюють з одномодульних *надколонних*, *міжколонних* і *середніх* плит розмірами в плані 2980×2980 мм або двомодульних плит розмірами в плані 2980×5980 мм (рис. 2.41, а, б). Товщина усіх плит – 160 мм. Виготовляють плити з бетону класів С20/25...С25/30, а для їх армування використовується арматурна сталь класів А240С, А400С та дріт Вр-І.

При монтажі безкапітельно-безбалкового перекриття спочатку на металеві інвентарні стійки встановлюють надколонні плити і закріплюють їх до колон шляхом зварювання металевих обойм плит (рис. 2.41, позиція 7) з арматурою колон за допомогою з'єднувальних деталей (рис. 2.41, позиція 8). Міжколонні плити спирають на надколонні, а середні на міжколонні. Монтажні проміжки між колоною та надколонною плитою, а також між плитами заповнюють високоміцним дрібнозернистим бетоном. При цьому утворюються шпонки (рис. 2.41, позиція 9). У міжколонних плитах уздовж двох протилежних сторін влаштовані опорні столики довжиною 80 мм для монтажу на них середніх плит, а вздовж двох інших сторін влаштовані опорні консолі для спирання міжколонних плит на надколонні плити. Це дозволяє монтувати всі міжколонні та середні плити без застосування інвентарних риштувань.

По контуру всіх плит встановлені спеціальні арматурні петлеподібні випуски (рис. 2.41, позиція 10) для влаштування між плитами стику «Передерія», який забезпечує в граничному стані роботи перекриття сприймання ним згинального моменту значенням до 50 кН·м/м.

Надколонні плити у каркасній *безкапітельно-безбалковій* конструктивній системі правлять за консолі. Ригелями вкладками між ними виступають міжколонні плити, завдяки чому просторовий каркас

даної системи можна розглядати у розрахунках як сукупність плоских поздовжніх та поперечних рам. Середні плити вважають опертими по контуру.

Розрахунок безкапітельно-безбалкового перекриття, як і безбалкового перекриття зі збірними капітелями, включає статичний розрахунок рам із жорсткими вузлами і розрахунок середніх плит, опертих по контуру. У статичному розрахунку рам необхідно враховувати, що в місцях з'єднання плит згинальний момент складатиме не більше 50 кН·м/м.

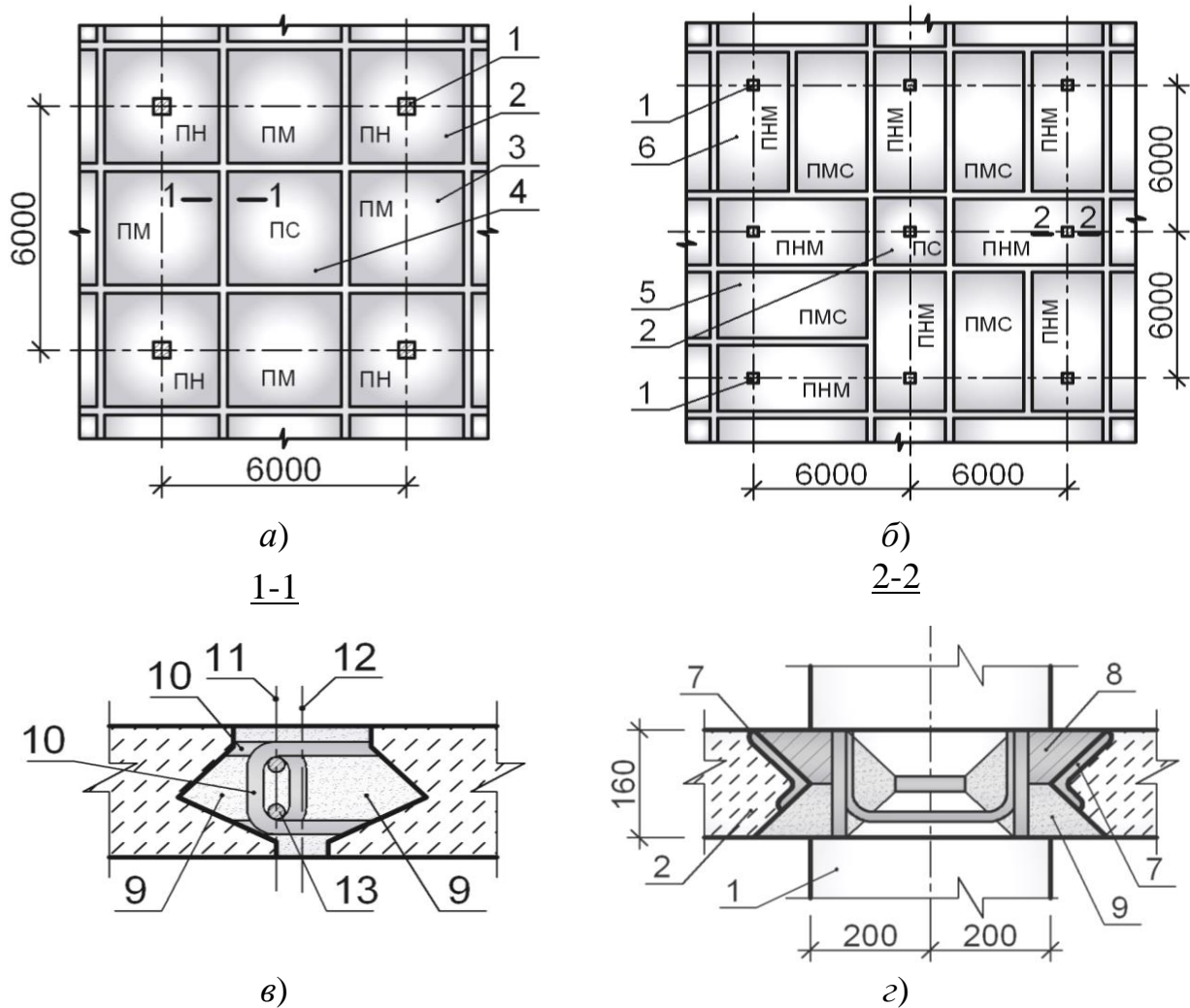


Рисунок 2.41 – Безкапітельно-безбалкове збірне перекриття:

а) – загальний вигляд перекриття з одномодульних плит; б) – загальний вигляд перекриття з двомодульних плит; в) з'єднання плит стиком «Передерія»; з) – стик надколонної плити з колоною; 1 – колона; 2 – надколонна плита; 3 – міжколонна плита; 4 – середня плита;

5 – міжколонна плита двомодульна; 6 – надколонна плита двомодульна; 7 – металева обойма; 8 – металева деталь для зварювання обойми плити з арматурою колони; 9 – бетон замоноличування; 10 – петлеподібні випуски стику «Передерія»; 11 – вісь симетрії отвору; 12 – вісь симетрії стику; 13 – арматурні стержні 2Ø10A400С;

2.8 Безбалкові збірно-монолітні перекриття

Безбалкові збірно-монолітні перекриття, як і балкові збірно-монолітні, є вдалою конструкцією поєднання збірних елементів зменшеної товщини з монолітним залізобетоном (рис. 2.41). Ці перекриття дозволяють уникнути перевитрат арматури при індустріалізації робіт. Об'єм монолітного бетону може складати 50 % загальних витрат бетону на перекриття.

Збірні елементи виконують попередньо напруженими і на першому етапі виконання перекриття вони служать опалубкою для монолітного бетону. Всі плити, як міжколонні, так і пролітні, монтують після закріплення капітелей. Після цього на ділянках дії опорних згинальних моментів укладають арматурні зварні сітки у верхній зоні монолітного залізобетону.

Розрахунок безбалкових збірно-монолітних перекриттів виконують для двох стадій: стадії монтажу та стадії експлуатації. На *першій стадії* збірні елементи розраховують як опалубкові на дію навантажень від їх маси, маси свіжоукладеної бетонної суміші та навантажень від монтажного обладнання. На *другій стадії* перекриття розраховують як монолітне.

Даний тип перекриттів зберігає переваги як монолітних, так і збірних перекриттів.

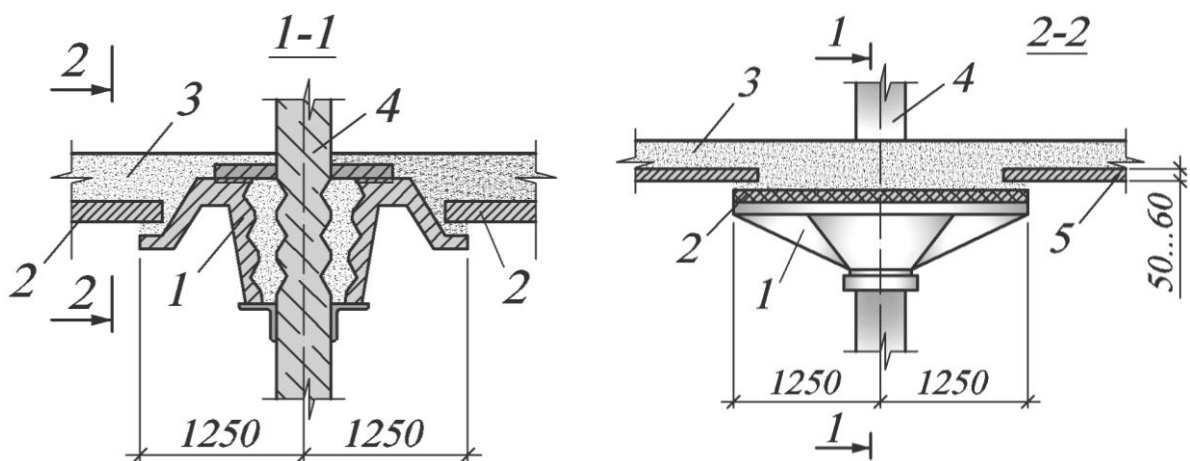


Рисунок 2.41 – Безбалкове збірно-монолітне перекриття:

- 1 – капітель; 2 – незнімна міжколонна опалубкова плита; 3 – монолітний бетон;
4 – колона; 5 – незнімна пролітна опалубкова плита

3 ЗАЛІЗОБЕТОННІ ФУНДАМЕНТИ

3.1 Загальні відомості

Фундаментом називають підземну чи підводну частину будівлі або споруди, яка сприймає та передає від їх маси навантаження на ґрунт основи. Фундамент будь-якого будівельного об'єкта забезпечує належну йому стійкість, жорсткість та несучу здатність у цілому.

Залізобетонні фундаменти на відміну від бутових та бетонних добре працюють не тільки на стиск, але й на згинання і бувають трьох типів: *окремі* (стовпчасті) – під кожен колону; *стрічкові* – під ряди колон, а також під несучі стіни; *суцільні* (плитні) – під усю будівлю чи споруду (рис. 3.1).

Окремі фундаменти застосовують для сприймання відносно невеликих навантажень і порівняно не частого розташування колон.

Стрічкові фундаменти під ряди колон застосовують у тих випадках, коли подошви окремих фундаментів достатньо близько розташовані одна від одної, що звичайно спостерігається в умовах слабких ґрунтів та при дії великих навантажень. Стрічкові фундаменти доцільно застосовувати на основах із неоднорідних ґрунтів та при дії різних зовнішніх навантажень, оскільки такі фундаменти вирівнюють нерівномірні осідання основи. Якщо несуча здатність стрічкових фундаментів недостатня або деформація основи під ними перевищує допустиму, то влаштовують *суцільні фундаменти*. Вони ефективніше вирівнюють осідання основи. Такі фундаменти застосовують при слабких і неоднорідних ґрунтах основи, а також при значних та нерівномірно розподілених навантаженнях.

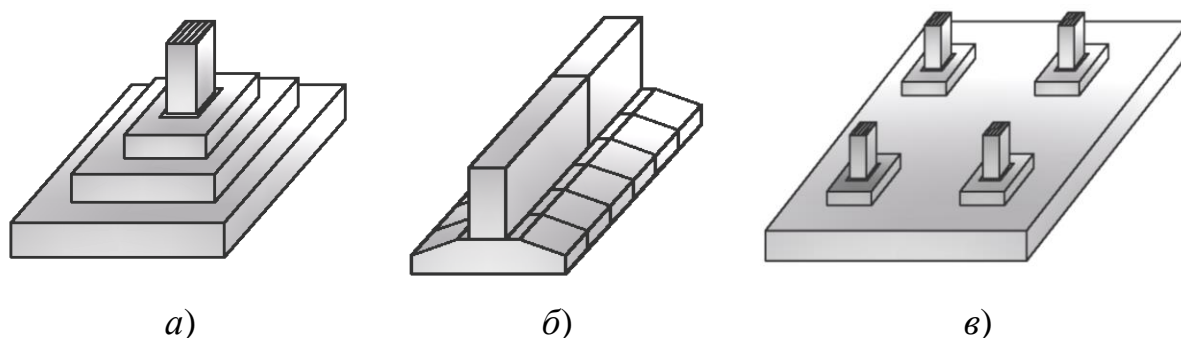


Рисунок 3.1 – Типи залізобетонних фундаментів:

a – окремих; *б* – стрічковий; *в* – суцільний

За способом виготовлення фундаменти поділяються на монолітні (рис. 3.1, *a*), збірні (рис. 3.1, *б*) та збірно-монолітні (рис. 3.1, *в*). Збірні та

монолітні фундаменти за конструктивними ознаками практично однакові і різниця між ними лише в тому, що збірні фундаменти доставляють на будівельний майданчик у готовому до застосування вигляді, а монолітні – виготовляють на місці їх використання. Від загальної вартості будівлі витрати на фундаменти складають 4...6 %.

3.2 Окремі фундаменти під колони

3.2.1 Основи конструювання

Окремі фундаменти широко застосовують як у промисловому, так і цивільному будівництві. За способом виготовлення вони можуть бути монолітні та збірні, за формою у плані – квадратні (при центральному завантаженні) або прямокутні (при позацентровому завантаженні) з більшою стороною l в напрямку дії згинального моменту (рис. 3.2). Усі розміри фундаменту рекомендується приймати кратними 300 мм.

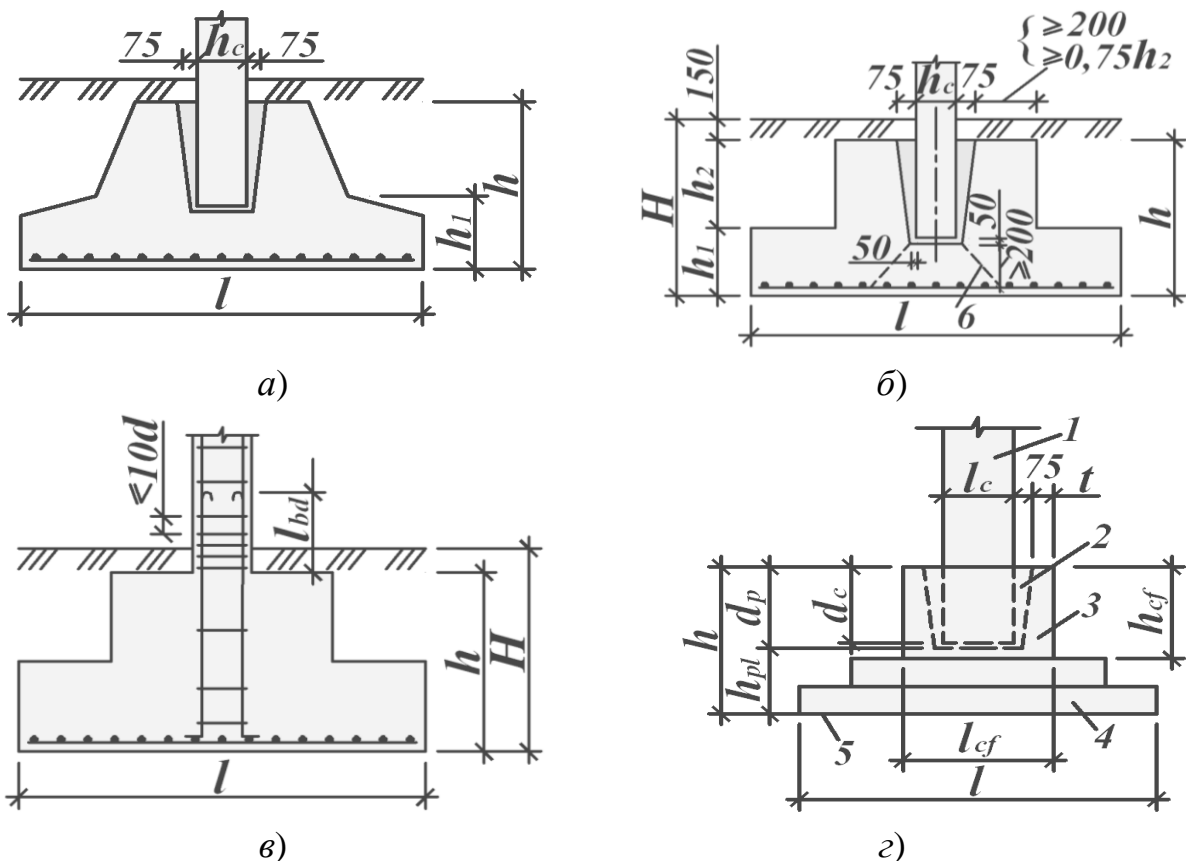


Рисунок 3.2 – Типи окремих фундаментів:

а – збірний під збірну колону; б, г – монолітний під збірну колону; в – монолітний під монолітну колону; 1 – колону; 2 – стакан; 3 – підколонник; 4 – плита фундаменту; 5 – підощва фундаменту; 6 – піраміда продавлювання бетону плити фундаменту

У позacentрово завантажених фундаментах відношення сторін підосви береться в межах 0,6...0,8.

Позначка верху фундаменту приймається на 150 мм нижче від позначки підлоги будівлі, висота фундаменту h призначається залежно від глибини закладання H його підосви.

За формою окремі фундаменти під колони проектують пірамідальні (рис. 3.2, а) та з уступами (рис. 3.2, б, в, г). Перші за витратами матеріалів більш економічні, але у виготовленні складніші і застосовуються рідше.

За способом виготовлення окремі фундаменти проектують збірні (рис. 3.2, а) та монолітні з використанням багатообігової інвентарної опалубки (рис. 3.2, б, в, г).

Якщо необхідна висота фундаменту h більша від розрахункової товщини його плитної частини h_{pb} , то вона збільшується за рахунок висоти підколонника h_{cf} (рис. 3.2, г).

Для закріплення колони у фундаменті влаштовують стакан, глибина якого d_p приймається на 50 мм більшою від глибини защемлення колон d_c (рис. 3.2, г).

Глибина защемлення колони у фундаменті повинна задовольняти вимогам надійного анкерування її робочої арматури на цій ділянці і, наприклад, для арматури класу А500С приймається рівною (1...1,5) h_c (h_c – більший розмір перерізу колони), але не меншою ніж 30Ø для колон із бетону класу С12/15 і 25Ø – для колон із бетону класу С16/20 (Ø – діаметр поздовжніх робочих стержнів колони).

Товщину дна стакана h_{pl} фундаменту визначають за розрахунком, але вона має бути не меншою ніж (200 + a_s) мм (a_s – товщина захисного шару бетону для арматури в підосві). Конструктивний проміжок між гранями колони і стінками стакана на основі досвіду проектування приймають 75 мм зверху і 50 мм знизу (рис. 3.2, б).

Товщину стінки t неармованого стакана зверху виконують не менше ніж 0,75 висоти верхнього уступу фундаменту або 0,75 глибини стакана d_p і не менше ніж 200 мм. При невиконанні цих умов товщину стінки стаканів приймають не менше ніж 150 мм та армують поперечною арматурою за розрахунком.

Верхній уступ монолітних фундаментів під монолітні колони (рис. 3.2, в) приймають на рівні низу фундаментної балки. Розмір перерізу підколонника для монолітних колон збільшують на 50 мм у кожний бік порівняно з розмірами перерізу колон. У підколонниках фундаментів

залишають випуски арматури довжиною l_{bd} ([2], 7.3.1.5) для стикування з арматурою монолітних колон.

Для виготовлення монолітних фундаментів використовують важкий бетон класу C12/15 (при відповідному обґрунтуванні – C16/20), для збірних фундаментів застосовують важкий бетон класів C12/15, C16/20. Бетон для замонолічування колони в стакані має бути дрібнозернистим класу не нижче ніж C12/15 і на один ступінь вищим класу бетону фундаменту.

Робочу арматуру фундаментів застосовують зі сталі класу A500C. Підшову армують зварними сітками. Відстані між осями стержнів сіток приймають 200 мм. Діаметр робочих стержнів, що укладають уздовж сторони розміром понад 3 м, приймають не менше від 12 мм. У монолітних фундаментах товщина захисного шару бетону для робочої арматури підколонника складає не менше 30 мм, підшови – не менше ніж 35 мм при наявності бетонної підготовки і 70 мм – при її відсутності.

У збірних фундаментах товщина захисного шару має бути не менше ніж 30 мм.

Підколонники армують поздовжньою й поперечною арматурою аналогічно до правил щодо армування колон. Площу перерізу поздовжньої арматури з кожного боку підколонника приймають не менше ніж 0,05 % площі його поперечного перерізу. Діаметр поздовжніх стержнів приймають не менше ніж 12 мм.

Армування стінок стакана виконують горизонтально розташованими зварними сітками із розміщенням стержнів біля зовнішніх та внутрішніх поверхонь. Площу поперечного перерізу цих стержнів приймають за розрахунком, але їх діаметр приймається не менше ніж 8 мм і не менше від 0,25 діаметра поздовжніх стержнів підколонника. Відстань між сітками призначають не більше від $0,25d_p$ і не більше ніж 200 мм.

3.2.2 Розрахунок центрально завантажених фундаментів

Розрахунок центрально завантажених фундаментів здійснюють у два етапи: спочатку розраховують основу, в результаті чого отримують розміри підшови, а потім розраховують тіло фундаменту, тобто визначають загальну його висоту h , висоту окремих уступів h_i та площу перерізу арматури (рис. 3.3).

Розміри підшови фундаменту (перший етап розрахунку) визначають у припущенні, що середній реактивний тиск p на основу під підшовою

фундаменту розподіляється за лінійним законом, наприклад, у вигляді прямокутної епюри (рис. 3.3). Таке припущення спрощує розрахунок і, як підтверджують експериментальні дослідження, не приводить до помилок.

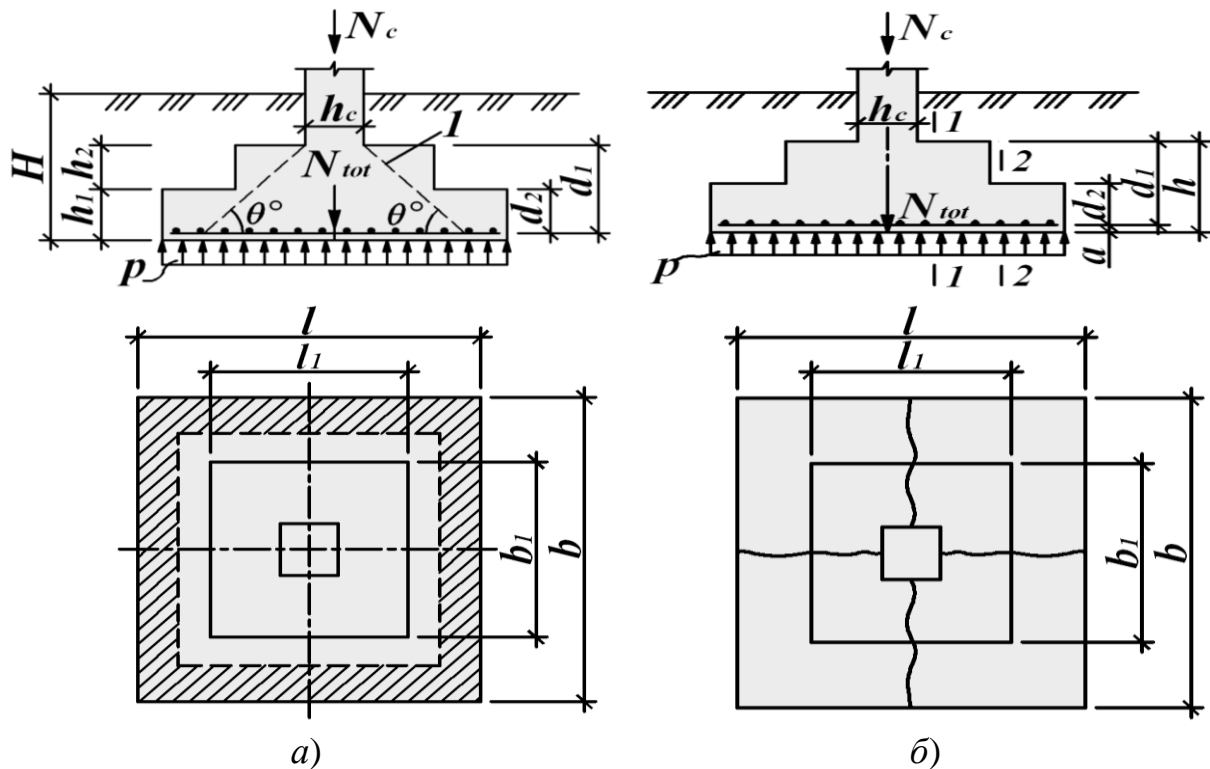


Рисунок 3.3 – Схеми до розрахунків центрально завантажених фундаментів:

1 – піраміда продавлювання бетону тіла фундаменту

Навантаженнями, котрі створюють тиск на ґрунт основи, є поздовжня сила N_c , що передається колоною на рівні обрізу фундаменту та навантаження від маси фундаменту з ґрунтом на його уступах $N_f = N_{tot} - N_c$ (рис. 3.3). Підшва фундаменту повинна мати таку площу A , щоб середній тиск під нею не перевищував розрахункового умовного тиску R на ґрунт основи [10]:

$$N_{tot} / A = (N_c + N_f) / A \leq R, \quad (3.1)$$

або

$$(N_c + AH\gamma_m) / A \leq R, \quad (3.2)$$

звідки

$$A = \frac{N_c}{R - \gamma_m H}, \quad (3.3)$$

де N_c – характеристичне значення навантаження, що передається з колони на фундамент; $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$ – середнє значення густини залізобетону фундаменту разом із ґрунтом на його уступах.

У центрально завантажених фундаментів підосва має форму квадрата. Тому розміри її сторін однакові, тобто $l = b = \sqrt{A}$. Визначені таким чином розміри сторін підосви центрально завантаженого фундаменту округлюють у більшу сторону до значень кратних 300 мм.

Розрахунок тіла фундаменту виконують з метою забезпечити несучу його здатність на *продавлювання* та *розколювання*. При цьому, як рекомендують норми [2], продавлювання можна розглядати таким, що відбувається по поверхні піраміди, бокові грані якої починаються від колони і нахилені під кутом $26,6^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ до горизонталі (рис. 3.2, б та 3.3, а), а розколювання відбувається уздовж двох вертикальних перерізів, які перпендикулярні до бокових граней фундаменту і проходять через вісь перерізу колони (рис. 3.3, б).

Розрахунки за даними схемами виконують на розрахункові граничні значення навантажень. Також доцільно приймати $\theta = 45^\circ$.

Розрахунок на продавлювання необхідно виконувати відповідно до вимог норм ([2], 4.8). Як свідчить практика проектування окремих фундаментів, даний розрахунок із не меншим ступенем точності, але простіше, можна виконати за умовою

$$F \leq \alpha f_{ctd} u_m d, \quad (3.4)$$

в якій α – коефіцієнт, котрий приймають для важкого бетону 1,0; для дрібнозернистого – 0,85; для легкого – 0,8; f_{ctd} – розрахунковий опір бетону при розтягу; d – висота піраміди продавлювання (на рис. 3.3, а $d = d_I$); u_m – середнє арифметичне між периметрами верхньої і нижньої основ піраміди продавлювання:

$$u_m = [4h_c + 4(h_c + 2d)] / 2 = 4(h_c + d). \quad (3.5)$$

Розрахункове значення сили F , що здійснює продавлювання фундаментної плити під кутом $26,6^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ до горизонталі при розмірові квадратного перерізу колони h_c визначають за формулою:

$$F = N_c - p (h_c + 2d \text{ctg}\theta)^2, \quad (3.6)$$

де p – відпір ґрунту тільки від розрахункового значення зусилля N_c (без урахування зусилля $N_f = N_{tot} - N_c$).

Із формули (3.4) з урахуванням (3.5) та (3.6) для центрально завантаженого фундаменту з квадратною підошвою легко отримати вираз для обчислення робочої висоти фундаменту d . Так, наприклад, при $\theta = 45^\circ$

$$d = -0,5h_c + 0,5\sqrt{N_c / (f_{ctd} + p)}, \quad (3.7)$$

а повна висота фундаменту $h = d + a$ (рис. 3.3, а, б).

Несучу здатність фундаменту на продавлювання слід перевіряти не тільки уздовж усієї висоти, але й під кожним із уступів.

Після визначення висоти фундаменту h з розрахунку за формулою (3.7) та перевірки її відповідності конструктивним вимогам надійного заземлення колони призначають кількість уступів. Якщо $h \leq 450$ мм, то передбачають один уступ, при $450 \text{ мм} < h \leq 900$ мм передбачають два уступи, а при $h > 900$ мм – три уступи.

Також необхідно виконувати перевірку фундаменту на *продавлювання дна стакана* безпосередньо під збірною колоною (рис. 3.2, б) та *розколювання фундаменту* (рис. 3.3, б). Таке руйнування може статись через ненадійне замонолічування стику колони з фундаментом. Перевірку міцності дна стакана на продавлювання здійснюють за формулою (3.4), а на розколювання за умовою:

$$N_c \leq 2\mu\gamma_1 A_1 f_{cd}, \quad (3.8)$$

де μ – коефіцієнт тертя бетону по бетону, $\mu = 0,75$; γ_1 – коефіцієнт умов роботи фундаменту в ґрунті, $\gamma_1 = 1,3$; A_1 – площа вертикального перерізу фундаменту, який є перпендикулярним до бокових його граней і проходить через вісь перерізу колони, за винятком площі стакана.

Уступи фундаменту сприймають реактивний тиск ґрунту p знизу, подібно консолям, заземленим у масив фундаменту. Фундамент не має поперечної арматури, тому крайній уступ необхідно перевіряти на спроможність сприймати бетоном поперечну силу за нормами ([2], 4.6.2).

Армування фундаменту по підошві встановлюють розрахунком несучої здатності уступів фундаменту в нормальних перерізах 1-1 та 2-2 на дію відповідних згинальних моментів M_{1-1} , M_{2-2} в цих перерізах як для консольних балок із робочими висотами відповідно d_1 та d_2 (рис. 3.3, б):

$$M_{1-1} = 0,125p(l - h_c)^2 b, \quad (3.9)$$

$$M_{2-2} = 0,125p(l - l_1)^2 b. \quad (3.10)$$

Необхідна площа перерізу арматури A_{s1} , яку слід установити в підшві для сприймання зусиль розтягу від дії моменту M_{1-1} у перерізі 1-1 уздовж усієї ширини фундаменту b визначається за умовою:

$$A_{s1} = M_{1-1} / (0,9d_1 f_{yd}), \quad (3.11)$$

аналогічно у перерізі 2-2

$$A_{s2} = M_{2-2} / (0,9d_2 f_{yd}). \quad (3.12)$$

Підбір діаметрів та кількості стержнів арматурних сіток здійснюють за одним із більших значень A_{s1} та A_{s2} .

3.2.3 Розрахунок позацентрово завантажених фундаментів

Позацентрово завантажені фундаменти зазнають одночасної дії поздовжньої сили N_c , моменту M_c та поперечної сили V_c (рис. 3.4, а). При незначних значеннях моментів M_c фундаменти в плані проєктують квадратними, а при значних – прямокутними з більшим розміром у напрямку дії моменту.

Необхідну площу позацентрово завантаженого фундаменту попередньо визначають як центрально завантаженого, використовуючи формулу (3.3) з коефіцієнтами 1,2...1,6 з метою урахування впливу згинального моменту:

$$A = l \cdot b = \frac{(1,2 \dots 1,6) N_c}{R - \gamma_m H}. \quad (3.13)$$

Обчисливши за формулою (3.13) площу підшви фундаменту, розміри її сторін визначають за допомогою додаткового до (3.13) співвідношення $b/l = 0,6 \dots 0,8$ (див. 3.2.1). Використовуючи прийняті таким чином значення сторін l та b (заокруглених до значень, кратних 300 мм) підшви фундаменту знаходять максимальний та мінімальний тиск під її краями в припущенні лінійного розподілення напружень у ґрунті основи (рис. 3.4, б, в, г) за формулою:

$$p_{\frac{\max}{\min}} = \frac{N_{tot}}{A} \pm \frac{M_{tot}}{W} = \frac{N_{tot}}{l \cdot b} \left(1 \pm \frac{6e_0}{l} \right), \quad (3.14)$$

де N_{tot} , M_{tot} – відповідно розрахункові значення поздовжньої сили та згинального моменту при $\gamma_f = 1$ на рівні підшви фундаменту відносно його центра ваги:

$$N_{tot} = N_c + A\gamma_m H, \quad (3.15)$$

$$M_{tot} = M_c + V_c h, \quad (3.16)$$

$e_0 = M_{tot} / N_{tot}$ – ексцентриситет поздовжньої сили N_{tot} відносно центра ваги підшви фундаменту, $W = bl^2/6$ – момент опору підшви фундаменту; $A = bl$.

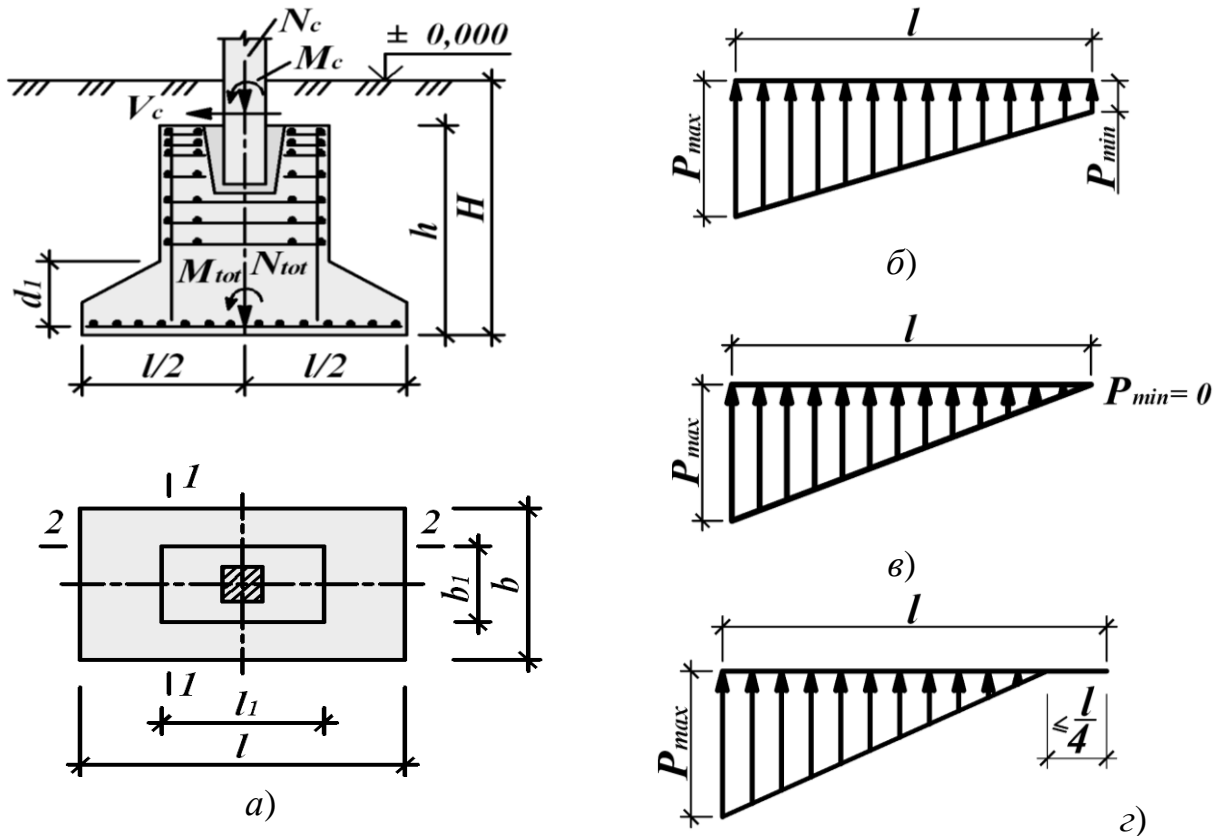


Рисунок 3.4 – Розрахункові схеми з визначення розмірів підшви окремих позациентрово завантажених фундаментів:

а – схема прикладання навантажень; б, в, г – епюри реактивного тиску ґрунту основи

Розміри підшви фундаменту вважаються достатніми, якщо виконуються умови:

$$p_{max} \leq 1,2 R, \quad (3.17)$$

$$p_m = (p_{max} + p_{min}) / 2 \leq R. \quad (3.18)$$

У промислових будівлях із мостовими кранами вантажопідйомністю понад 75 тонн обов'язково приймають $p_{min} \geq 0,25 p_{max}$ (рис. 3.4, б), а при вантажопідйомності менше ніж 75 тонн – допускається приймати $p_{min} = 0$ (рис. 3.4, в), тобто відривання фундаменту від ґрунту не допускається. Ця вимога, як видно з формули (3.14), буде виконуватись, якщо $a \geq 6 e_0$.

У будівлях без кранів допускається виключення з роботи не більше ніж $1/4$ підшви фундаменту (рис. 3.4, г). З метою зменшення ексцентриситету при дії згинальних моментів доцільно зміщувати фундамент відносно осі колони в напрямку дії згинального моменту M_{tot} . Якщо зміщення буде дорівнювати e_0 , то фундамент штучно буде завантажений центрально.

Висоту позацентрово завантаженого фундаменту визначають із розрахунку на продавлювання та конструктивних вимог аналогічно як і в розрахунках для центрально завантаженого фундаменту. Висоту нижнього уступу і товщину дна стакана (рис. 3.2, б) визначають із розрахунку на продавлювання ([2], 4.8). Крім того, нижній уступ перевіряють за міцністю відповідно до вимог норм ([2], 4.6.2) на сприйняття поперечної сили тільки бетоном. Фундаменти під збірні колони також розраховують на розколювання (рис. 3.3, б).

Площа перерізу арматури, що розташовується в плиті фундаменту, розраховується на дію згинальних моментів M_{tot} (при $\gamma_f > 1$), які виникають у розрахункових перерізах від реактивного відпору ґрунту по підшві фундаменту, обчисленого при розрахункових значеннях навантажень N_c , без урахування навантаження від маси фундаменту з ґрунтом на його уступах, тобто при $e_0 = M_{tot} / N_c$:

$$p_{\frac{max}{min}} = \frac{N_c}{A} \pm \frac{M_{tot}}{W} = \frac{N_c}{l \cdot b} \left(1 \pm \frac{6e_0}{l} \right). \quad (3.19)$$

Після обчислення значень тиску p_{min} , p_{max} для визначення необхідної площі арматури значення згинальних моментів розраховують у небезпечних перерізах уступів фундаменту як консольних балок, завантажених середнім значенням реактивного тиску ґрунту основи на консолі.

Наприклад, у напрямку дії моменту M_{tot} для перерізу 1-1 (рис. 3.4, а):

$$M_{1-1} = p_{m,1} b (l - l_1)^2 / 8, \quad (3.20)$$

де $p_{m1} = (p_{max} + p_1) / 2$, p_1 – значення тиску, яке береться з епюри реактивного тиску під перерізом 1-1 (рис. 3.4, б).

У напрямку перпендикулярному до площини дії моменту M_{tot} для перерізу 2-2 (рис. 3.4, а):

$$M_{2-2} = p_{m,2} l (b - b_1)^2 / 8, \quad (3.21)$$

де $p_{m2} = (p_{min} + p_{max}) / 2 = N_c / (bl)$ – значення середнього тиску під перерізом 2-2.

Після визначення моментів підраховують необхідну кількість арматури в кожному i -тому перерізі відповідного напрямку за формулою

$$A_{s,i-i} = M_{i-i} / 0,9d_{i-i}f_{yd}, \quad (3.22)$$

де M_{i-i} , d_{i-i} – відповідно значення згинального моменту та робочої висоти перерізу, що розглядається.

Діаметр та кількість стержнів у кожному напрямку підосви фундаменту підбирають за більшим значенням площі $A_{s,i-i}$, розрахованим за формулою (3.22).

3.3 Стрічкові фундаменти

3.3.1 Стрічкові фундаменти під стіни

Стрічкові фундаменти під стіни виконують переважно збірними. Вони складаються із *блоків-подушок*, на котрі вкладені *фундаментні блоки* (рис. 3.5, а, б). Блоки-подушки застосовують із постійною або змінною товщиною. Вони можуть бути суцільні (прямокутного чи трапецієподібного профілю), ребристі, порожнисті і вкладають їх щільно один до одного або із проміжками.

Розрахунок блоків-подушок виконують тільки у напрямку, перпендикулярному до поздовжньої осі стіни. При цьому розглядають їх виступи як консолі, завантажені реактивним тиском (відпором) ґрунту p без урахування навантаження від маси фундаменту і ґрунту на ньому (рис. 3.5, б).

Товщину суцільної подушки h визначають розрахунком на дію поперечної сили $V_{Ed} = pl$ у припущенні відсутності поперечної арматури з метою її економії.

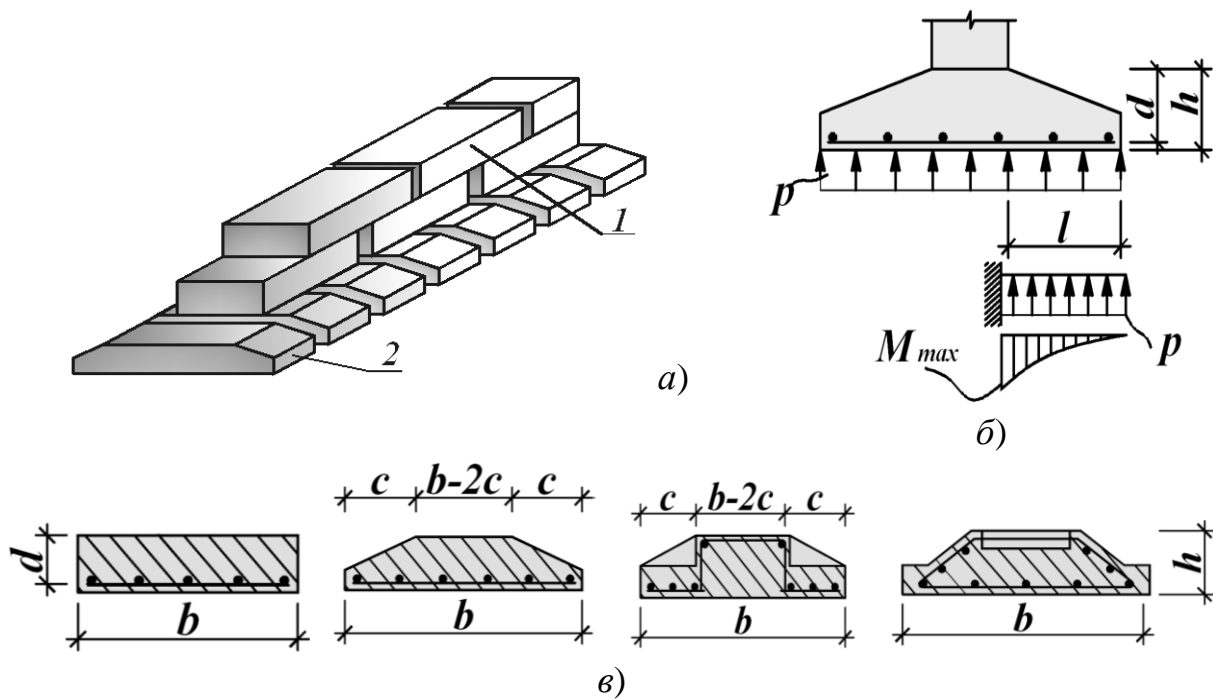


Рисунок 3.5 – Збірний стрічковий фундамент під стіни:
a – загальний вигляд; *б* – схема розрахунку міцності блоків-подушок; *в* – типи блоків-подушок; 1 – фундаментні блоки; 2 – блоки-подушки

Робочу арматуру в блокові-подушці вкладають упоперек до поздовжньої осі фундаменту (рис. 3.5, *б*). Площу перерізу робочої арматури на 1 погонний метр довжини фундаменту обчислюють за формулою

$$A_s = M / 0,9d f_{yd}, \quad (3.23)$$

де $M = p \cdot l^2$; d – робоча висота блока-подушки у розрахунковому перерізі, на відстані l від кінця консолі.

Арматуру в напрямку поздовжньої осі фундаменту укладають із конструктивних міркувань.

3.3.2 Стрічкові фундаменти під ряди колон

Стрічкові фундаменти під ряди колон улаштовують у двох взаємно перехрещених або в одному напрямках (рис. 3.6, *a, б*). Їх зазвичай виконують монолітними таврового поперечного перерізу з полицею знизу.

При щільних ґрунтах і незначних навантаженнях вони можуть бути прямокутними.

Виступи полиці тавра під дією відпору ґрунту працюють як консолі, затиснуті у ребрі. Товщину полиці проектують такою, щоб не було потрібним встановлювати в ній поперечну арматуру для сприйняття

поперечної сили. При малих довжинах полицю приймають постійної висоти; при великих – змінної зі збільшенням у бік ребра.

У поздовжньому напрямку стрічковий фундамент під ряд колон працює на згин як балка, що зазнає дії зосереджених навантажень, котрі передаються колонами зверху і розподіленого реактивного тиску ґрунту знизу, тобто як нерозрізна балка, що лежить на пружній основі, опорами якої є колони, а навантаженням – реактивний тиск ґрунту. Епюра розподілу цього тиску залежить від жорсткості фундаменту й деформативних властивостей ґрунту.

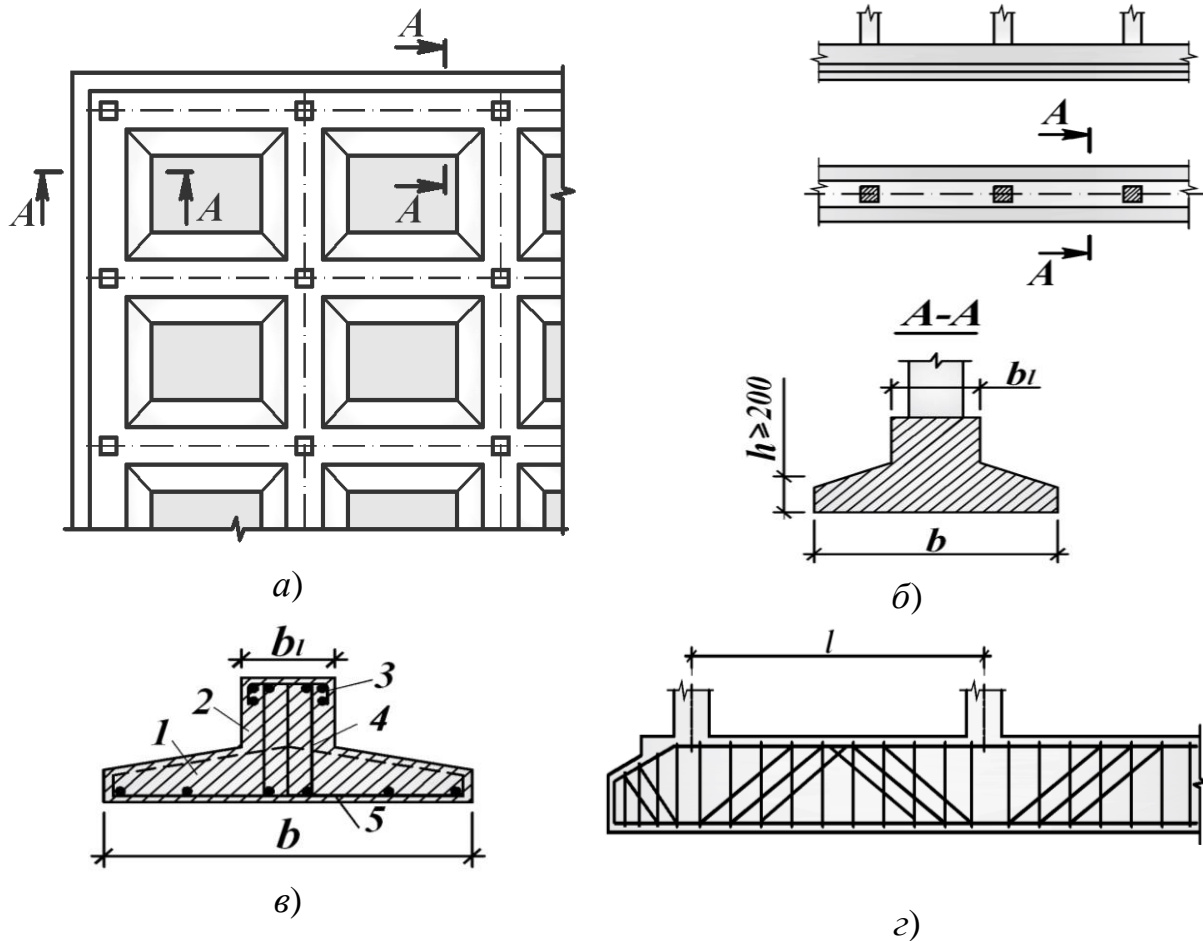


Рисунок 3.6 – Стрічковий фундамент під ряди колон:

a – план фундаментів; *б* – конструкція поперечного перерізу; *в, г* – схеми армування у поперечному та поздовжньому напрямках, 1 – полиця; 2 – ребро; 3 – верхні зварні сітки; 4 – зварні каркаси; 5 – нижні зварні сітки

У розрахунках стрічкові фундаменти зі значними розмірами поперечних перерізів та при порівняно малій довжині і при невеликих відстанях між колонами можна вважати *абсолютно жорсткими стрічковими фундаментами*. Це пояснюється тим, що деформації такої конструкції фундаментів незначні порівняно з деформаціями основи. Для

таких фундаментів розподіл тиску по їх підшві можна приблизно приймати за лінійним законом.

Абсолютно жорсткий стрічковий фундамент розраховують як статично невизначену балку, до котрої зверху прикладене навантаження, що передається колонами, а знизу – реактивним відпором ґрунту. Розміри площі підшви стрічкового фундаменту в такому випадку визначають як позацентрово завантажених фундаментів уздовж стрічки. Якщо навантаження вздовж стрічки симетричне, то епюра реактивного тиску ґрунту матиме вид прямокутника, при несиметричному – трапеції.

Стрічкові фундаменти під ряди колон значної довжини при завантаженні їх колонами, розташованими зі значними відстанями між собою, вважаються *гнучкими стрічковими фундаментами*, оскільки їх переміщення сумірні з переміщеннями основи.

Залізобетонні гнучкі стрічкові фундаменти розраховують як балки на пружній основі за методикою детально і доступно викладеній у спеціальній літературі [12].

Необхідну площу перерізу арматури для *армування полиці* визначають із розрахунку на дію згинального моменту, що виникає в полиці як консолі від дії відпору ґрунту, за формулою (3.22). Робочу арматуру в полицях розташовують перпендикулярно до поздовжньої осі стрічкового фундаменту під колони.

Армування ребер поперечного перерізу стрічкового фундаменту здійснюють зварними або в'язаними каркасами подібно до правил армування нерозрізних балок (рис. 3.6, в, з). Поздовжню робочу арматуру встановлюють за результатами розрахунку несучої здатності стрічкового фундаменту в нормальних перерізах на дію згинального моменту, поперечну – на дію поперечної сили. Поперечний переріз ребра армують плоскими зварними каркасами. Їх повинно бути не менше від двох при ширині ребра $b \leq 400$ мм, не менше від трьох при $b = 400 \dots 800$ мм та не менше від чотирьох при $b > 800$ мм. Плоскі каркаси об'єднують у просторові шляхом приварювання до поздовжніх верхніх робочих стержнів з'єднувальних стержнів або укладанням на них зварних сіток.

При застосуванні для армування ребер в'язаних каркасів кількість вертикальних хомутів у поперечному перерізі повинна бути не менше від чотирьох при $b = 400 \dots 800$ мм і не менше від шести при $b > 800$ мм. Хомути виконують замкнутими зі стержнів діаметром $\emptyset \geq 8$ мм та з кроком не більшим ніж $15\emptyset$.

У ребрах також укладають безперервну поздовжню верхню та нижню арматуру кількістю $\rho_l = 0,2...0,4\%$ з кожного боку для урахування можливого нерівномірного завантаження фундаменту і нерівномірних осадок основи.

Загалом конструювання стрічкових фундаментів майже не відрізняється від вимог до конструювання будь-яких елементів, що зазнають згинання.

3.4 Суцільні фундаменти

Суцільні залізобетонні фундаменти поділяються за конструктивними ознаками на три типи: *плитні безбалкові*, *плитні балкові* і *коробчасті* (рис. 3.7). У плитних балкових фундаментах доцільнішим є розташування балок (ребер) знизу плити, оскільки в разі наявності підвалу спрощується влаштування його підлоги.

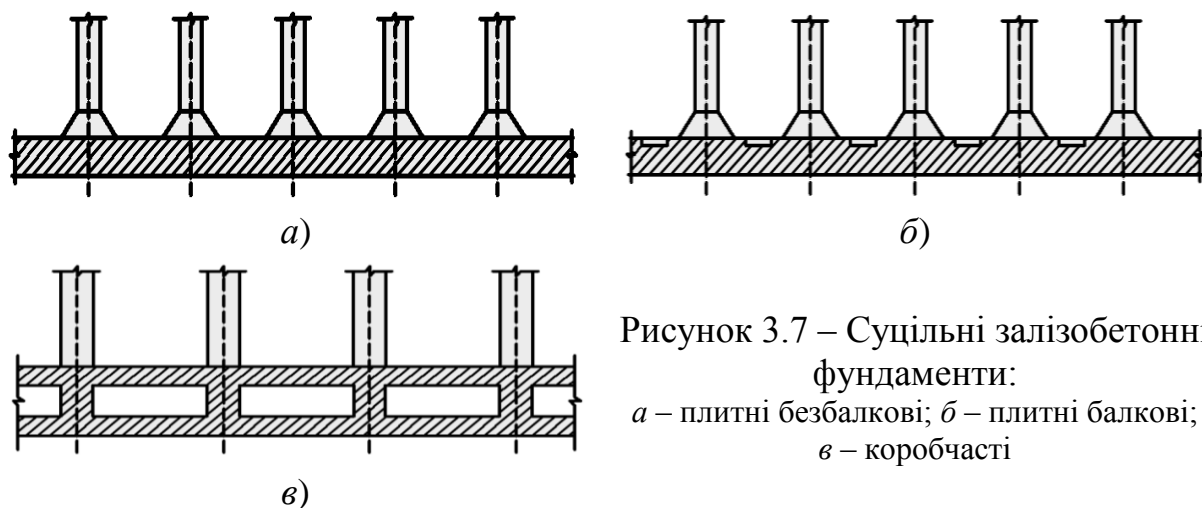


Рисунок 3.7 – Суцільні залізобетонні фундаменти:
a – плитні безбалкові; *б* – плитні балкові;
в – коробчасті

Конфігурацію і розміри суцільного фундаменту в плані призначають за умови проходження лінії дії рівнодійної основних навантажень від споруди через центр ваги подошви.

За конструктивними рішеннями суцільні фундаменти можна розглядати як аналоги залізобетонних монолітних перекриттів, – ребристих чи безбалкових, – опорами яких є колони та стіни, а навантаженням – реактивний тиск ґрунту. Розподіл реактивного тиску по подошві фундаменту є нерівномірним і залежить від жорсткості плити та деформативних властивостей ґрунту. При частому розташуванні колон розподіл тиску з метою спрощення розрахунків можна вважати рівномірним.

Для армування безбалкових суцільних фундаментних плит застосовують зварні сітки з робочими стержнями в одному напрямку. Розгортають їх у взаємно перпендикулярних напрямках. Для утримання верхніх сіток у проектному положенні під них підставляють монтажні каркаси.

Суцільні фундаменти армують аналогічно до вимог з армування залізобетонних перекриттів, викладених у розділі 2.

4 ОДНОПОВЕРХОВІ ВИРОБНИЧІ КАРКАСНІ БУДІВЛІ

4.1 Складові елементи будівель та компонування їх конструктивної системи

Одноповерхові виробничі каркасні будівлі – найбільш розповсюджені у вітчизняному промисловому та сільськогосподарському будівництві. Їх доля в загальному об'ємі виробничих будівель складає майже 70 %. Одноповерхові каркасні будівлі зводять тоді, коли виробничими процесами передбачено використання різних транспортних засобів (мостових, підвісних, підлогових рейкових і безрейкових кранів, пневмопроводів і т. ін.), а обладнання та продукція, що виробляються, громіздкі та важкі. У сільськогосподарському будівництві будівлі із залізобетону впроваджують із міркувань швидкого їх спорудження, великої вогнестійкості та гігієнічності, сприяння механізації сільськогосподарського виробництва.

Одноповерхові виробничі каркасні будівлі поділяються на однопролітні та багатопролітні, з мостовими кранами (до 35 %), з підвісними кранами (до 15 %) та без кранів (до 50 %), з ліхтарями і безліхтарні, із покрівлею з великим або малим схилом (рис. 4.1). У плані ці будівлі проектують прямокутної форми. У багатопрольотних будівлях усі прольоти цехів та їх висоту рекомендується приймати сталими. Основним матеріалом конструкцій служить залізобетон (85 % промислових площ), але можливе поєднання залізобетонних конструкцій із металевими.

Проектування одноповерхових каркасних будівель включає вирішення таких основних задач: компонування конструктивної системи; статичний розрахунок плоских рам та збірних елементів; статичний розрахунок просторових покриттів; конструювання елементів каркасу.

При компонуванні конструктивної системи збірні елементи одноповерхових виробничих каркасних будівель, відповідно до запитів технологічних процесів і прикладених навантажень, об'єднують в єдину систему – просторовий каркас. Покриття, яке входить до складу просторового каркасу, може бути утворене із лінійних елементів, які працюють як балки (ригелі, плити), або може являти просторову конструкцію (оболонку). У розрахунках на дію вертикальних та горизонтальних навантажень просторовий каркас, утворений із плоских балкових елементів, умовно розчленовують на *поперечні та поздовжні рами*.

Поперечна рама вважається основним елементом просторового каркаса. Вона складається із колон, защемлених у фундаментах, та ригелів (балки, ферми, арки), по яких змонтовані плити покриття (рис.4.1).

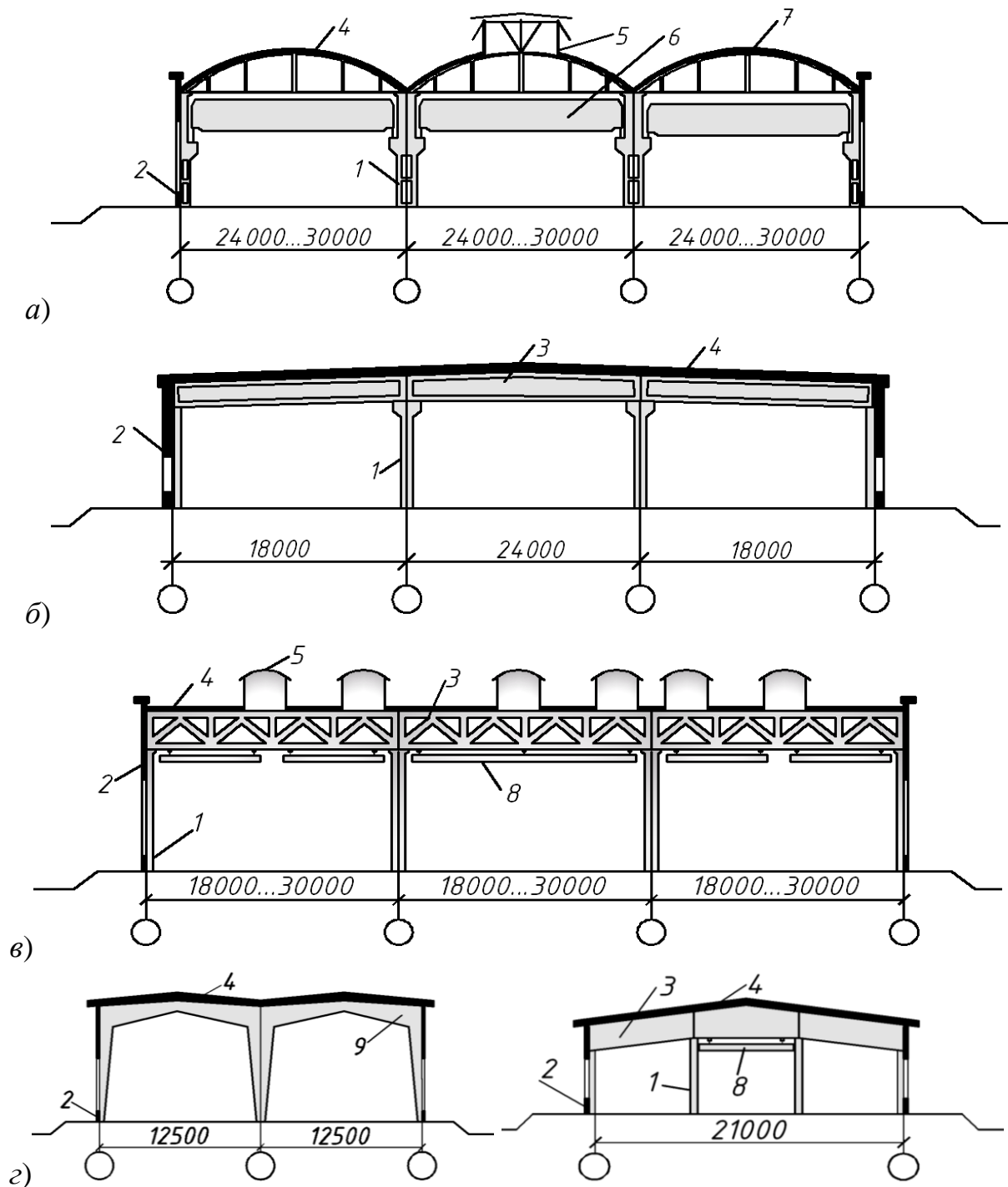


Рисунок 4.1 – Схеми поперечних рам одноповерхових виробничих каркасних будівель із залізобетонних конструкцій:

а – промислова будівля з мостовими кранами; *б* – промислова будівля без мостових кранів; *в* – промислова будівля з підвісними кранами; *г* – сільськогосподарські будівлі;
 1 – колона; 2 – стінова панель; 3 – ригель; 4 – плита покриття; 5 – світловий ліхтар;
 6 – мостовий кран; 7 – ферма; 8 – підвісний кран; 9 – рама

З'єднання ригеля з колоною застосовується шарнірне. Плити кріпляться до ригелів шляхом зварювання закладних деталей ребер плит та ригелів не менше як у трьох кутах. Шви між плитами старанно замоноличують, забезпечуючи при цьому роботу покриття як залізобетонного жорсткого диска.

Поздовжня рама розглядається в межах деформаційного блока. Вона складається із одного ряду колон, підкранових балок, вертикальних в'язів, розпірок між колонами і конструкції покриття. Ця рама забезпечує жорсткість просторового каркасу будівлі в поздовжньому напрямку і сприймає навантаження від вітру та гальмування кранів.

До елементів каркаса належать також фахверкові колони, які сприймають навантаження від стінових панелей і тиску вітру, що діє на ці панелі. За допомогою фахверкових колон навантаження від вітру передається на поздовжні рами.

Компонування конструктивної системи одноповерхових промислових будівель включає вибір координаційної сітки колон і розмірів елементів каркаса, поділ будівлі на деформаційні блоки, компонування конструктивної системи покриття, забезпечення просторової жорсткості каркасу і т.ін.

Координаційна сітка колон одноповерхових виробничих каркасних будівель із залізобетонних конструкцій уніфікована і характеризується параметрами L – ширина прольоту і B – крок колон. Їх значення залежать від вимог технологічного процесу виробництва, що здійснюється в будівлі. Висота будівель H (відстань від чистої підлоги до низу ригеля на опорі) залежить від типу та потужності застосовуваних кранів і приймається кратною 1,2 м. У будівлях висотою $H = 3,6...14,4$ м без мостових кранів застосовується сітка колон $L \times B = (6 \times 6, 9 \times 6, 12 \times 6, 18 \times 12, 24 \times 12)$ м; у будівлях висотою $H = 8,4...18$ м з мостовими кранами застосовується координаційна сітка колон $L \times B = (18 \times 12, 24 \times 12, 30 \times 12, 6 \times 12, 18 \times 6, 24 \times 6, 30 \times 6, 36 \times 6)$ м. Як показує аналіз, 75 % усіх одноповерхових каркасних будівель мають координаційну сітку колон 18×12 і 24×12 м. Перехід до збільшених розмірів координаційної сітки колон веде до подорожчання будівництва без значних переваг у економії площі. Наприклад, застосування координаційної сітки колон 24×24 м замість 24×12 м збільшує кошторисні витрати на 4...7 % при економії площі тільки на 4 %.

Типізація та уніфікація збірних елементів забезпечується єдиною системою прив'язки колон до поздовжніх і поперечних координаційних осей (рис. 4.2).

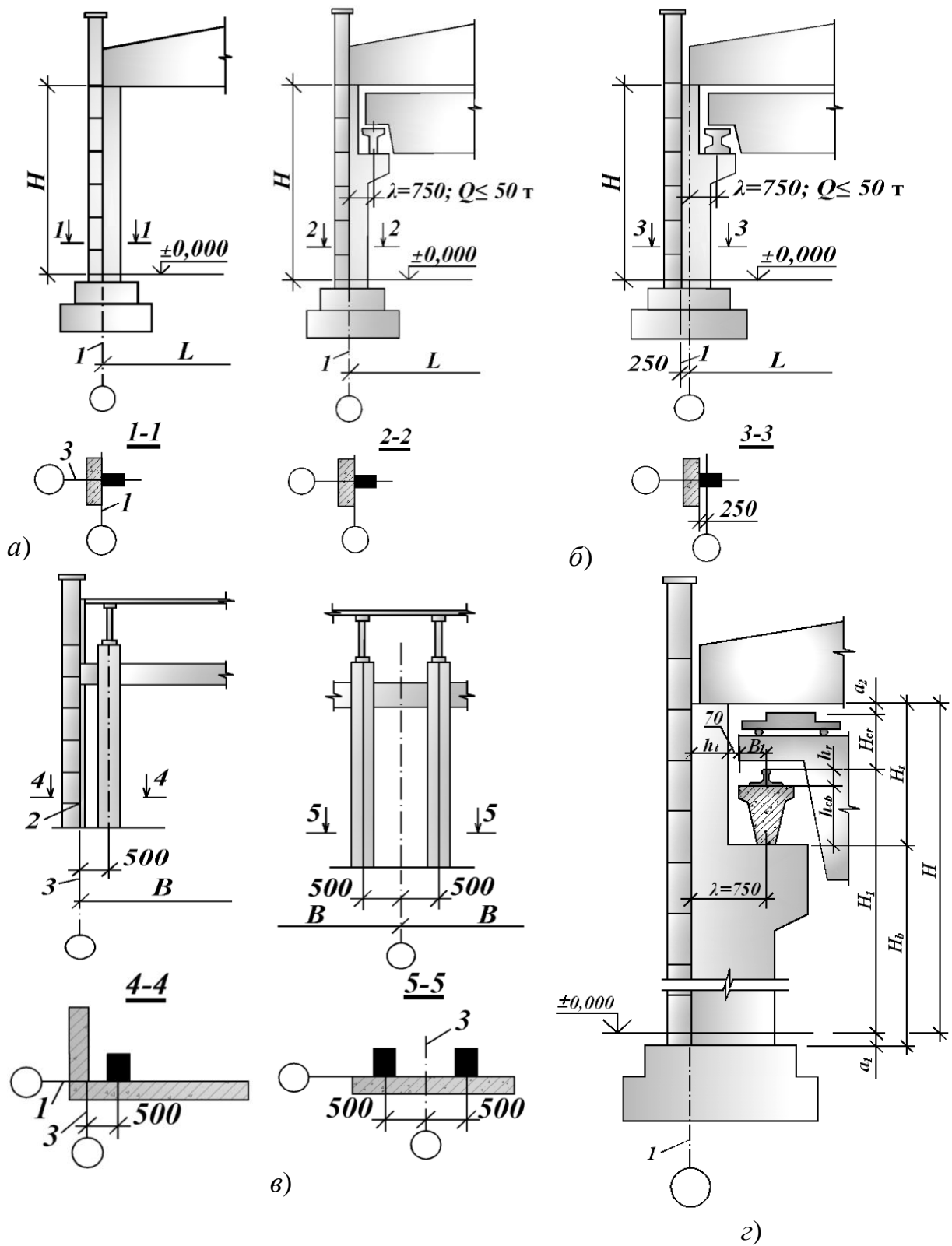


Рисунок 4.2 – Схеми прив'язки колон до координаційних осей (а, б, в) і визначення розмірів колон (з):

1 – вісь поздовжнього ряду; 2 – колона фахверка; 3 – вісь поперечного ряду

Нульова прив'язка колон крайніх рядів (рис. 4.2, а) до поздовжніх координаційних осей застосовується в будівлях без мостових кранів при $B = 6, 12$ м і в будівлях із мостовими кранами вантажопідйомністю $Q < 32$ т при $B = 6$ м і $H = 16,2$ м.

Прив'язка 250 мм застосовується у всіх випадках коли $B \geq 12$ м і при $B = 6$ м, $H > 16,2$ м і $Q > 32$ т (рис.4.2, б).

Прив'язка 500 мм приймається для колон у поперечному напрямку в торці будівлі і температурних швах (рис. 4.2, в).

Геометричні осі середніх колон суміщають із поздовжніми координаційними осями.

Висоту будівлі H визначають відповідно до технологічних умов і залежно від висоти розташування кранової рейки H_{cr} (рис. 4.2, з) за формулами:

$$H = H_b + H_t - a_1; \quad H_b = H_1 + a_1 - h_r - h_{cb}; \quad H_t = H_{cr} + h_r + h_{cb} + a_2. \quad (4.1)$$

Поділ будівлі на деформаційні блоки виконують із метою запобігання виникненню надмірних зусиль у колонах як результату деформування конструкцій покриття від впливу змін температури зовнішнього повітря і усадки бетону (рис. 4.3).

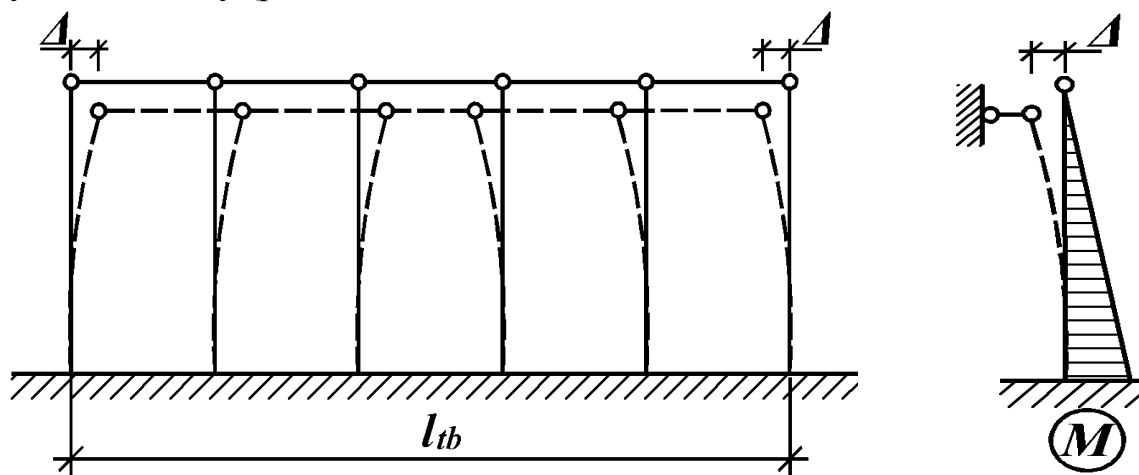


Рисунок 4.3 – Схема деформацій поздовжньої рами від впливу змін температури повітря і усадки бетону

Деформаційні блоки відокремлюють один від одного температурно-усадочними швами, які виконуються шляхом установки спарених колон (рис. 4.2, в). Залежно від довжини блоку виконують розрахунки каркаса на вплив змін температури.

Деформації від впливу змін температури Δ_t і усадки бетону Δ_{sh} визначаються за формулами :

$$\Delta_t = \alpha_{bt} l_{bt} \Delta t^o, \quad (4.2)$$

$$\Delta_{sh} = \alpha_{sh} l_{th}, \quad (4.3)$$

в яких $\alpha_{bt} = 1 \cdot 10^{-5} \cdot 1/\text{град}$ – коефіцієнт лінійної деформації бетону від температури; $\alpha_{sh} = 15 \cdot 10^{-5}$ – коефіцієнт лінійної усадки бетону; Δt^o – максимальний розрахунковий перепад температури.

Розрахунок на температурні впливи можна не виконувати, якщо відстань l_{tb} між швами не перевищує нормативних значень. Максимально допустиме значення l_{tb} , при якому розрахунок не виконується, для будівель з опаленням із збірного залізобетону складає 72 м, а для будівель без опалення – 48 м.

У будівлях, що зводяться на основах із різних ґрунтів, або мають перепад по висоті і т.ін., можливе нерівномірне зміщення елементів каркаса по вертикалі. В таких випадках, з метою запобігання негативних наслідків від зміщення, у будівлях передбачають осадкові шви, які, як правило, суміщають з температурно-усадковими швами.

Компонування конструктивної системи покриттів (плоских) здійснюють за двома схемами: прогонній і безпрогонній.

При застосуванні *прогонної системи* залізобетонні плити монтують спочатку по прогонах таврового або прямокутного профілю, укладених на ригелі. Плити у таких схемах застосовують прольотом 1,5...3,0 м. Дана схема монтажу плит застосовується рідко, але може бути ефективною в будівлях, де технологічні процеси змушують до частої заміни плит або реконструкції покриттів через швидку корозію залізобетону від впливу агресивної дії конденсатів, які утворюються на стелях.

При застосуванні *безпрогонної системи* плити покриття завдовжки 6...12 м безпосередньо монтують по ригелях рам. Ця система найбільш поширена в будівництві і при її застосуванні закріплення плит забезпечується шляхом приварювання закладних деталей поздовжніх ребер плит до закладних деталей ригелів. Причому приварювання кожної плити виконують у трьох кутах. Довжина ділянки спирання плит прольотом 6 м повинна складати не менше 80 мм, а плит прольотом 12 м – 100 мм. Шви між плитами старанно замоноличуються. У безпрогонній

системі покриттів можливе *поперечне* (рис. 4.4, а, б, в), або *поздовжнє* (рис. 4.4, з) розташування ригелів.

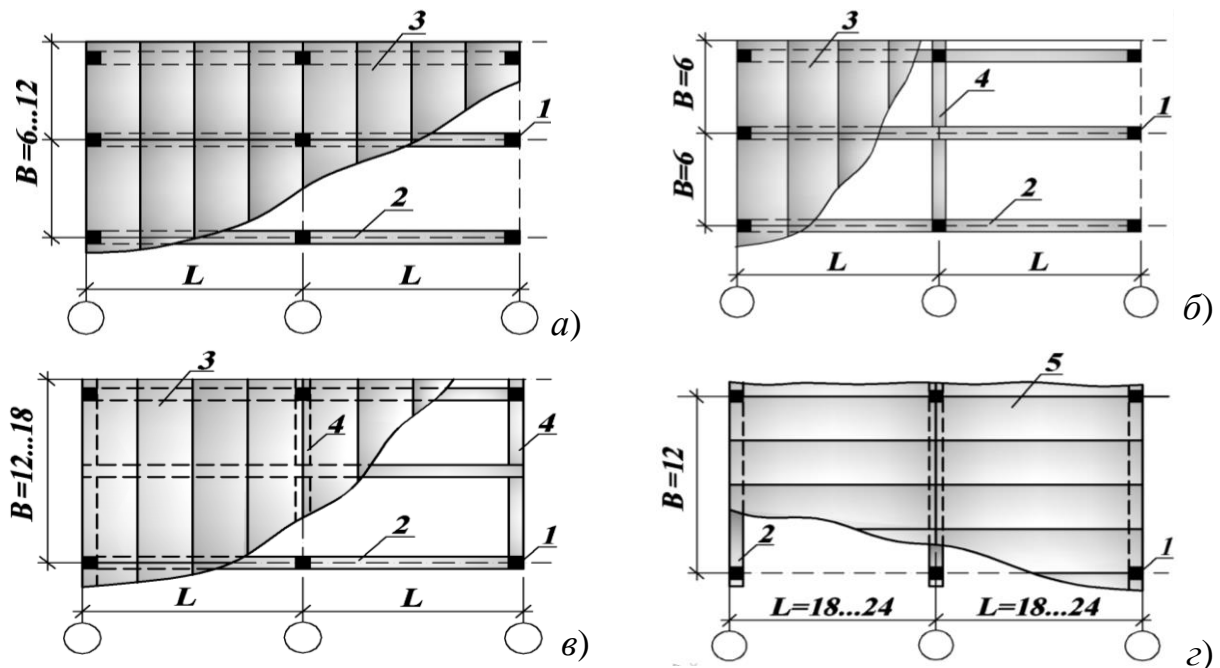


Рисунок 4.4 – Схеми безпрогонної системи покриттів:

1 – колона; 2 – ригель; 3 – залізобетонна панель; 4 – підкрюкв'яна конструкція;
5 – плита «на проліт»

У системах покриттів із *поперечним* розташуванням ригелів можливі такі компоновальні варіанти: ригелі опираються на одні лише колони, установлені з кроком $B = 6, 12$ м (рис. 4.4, а); ригелі опираються по чергово на підкрюкв'яні конструкції і колони з кроком $B = 12, 18$ м (рис. 4.4, в); ригелі опираються комбіновано на підкрюкв'яні конструкції, розташовані в середніх рядах, і колони, установлені в крайніх рядах із кроком $B = 6$ м, а в середніх – із кроком $B = 12$ м (рис. 4.4, б). Як показує досвід будівництва, в будівлях із мостовими кранами і без кранів, при відсутності підвісних стель, економічнішими є схеми без підкрюкв'яних конструкцій із кроком ригелів 12 м. Схеми покриттів із підкрюкв'яними конструкціями застосовують у будівлях з кроком колон 12 м, обладнаних підвісним транспортом або підвісними стелями. Такі схеми застосовують також у всіх випадках, коли координаційна сітка колон має крок 18 м.

У системах покриттів із *поздовжнім* розташуванням ригелів (рис. 4.4, з) останні монтують по колонам у напрямку поздовжніх координаційних осей, а плити покриттів укладають по ригелях у поперечному напрямку будинків. Плити застосовують розмірами 3×18 і 3×24 м. Трудомісткість монтажу покриттів за такою схемою на 20 % менше ніж за попередньою схемою.

При компоюванні систем покриттів застосування конкретних типів ригелів залежить від прольоту L . Так, для будівель із прольотами $L = 18$ м, а в окремих випадках і при $L = 24$ м застосовують крокв'яні балки; при $L = 18...24$ м, а інколи і для $L = 30$ м – застосовують крокв'яні ферми; при $L = 30...36$ м і більше – крокв'яні арки.

Просторова жорсткість каркаса одноповерхових виробничих будівель, під якою розуміють його здатність чинити опір горизонтальним навантаженням без виникнення непомірних деформацій в елементах, забезпечується у двох напрямках – поперечному і поздовжньому.

Просторова жорсткість каркаса одноповерхових виробничих будівель у поперечному напрямку забезпечується розрахунком і конструюванням поперечної рами, а саме: колони повинні бути надійно защемлені у фундаменті і мати достатню згинальну жорсткість.

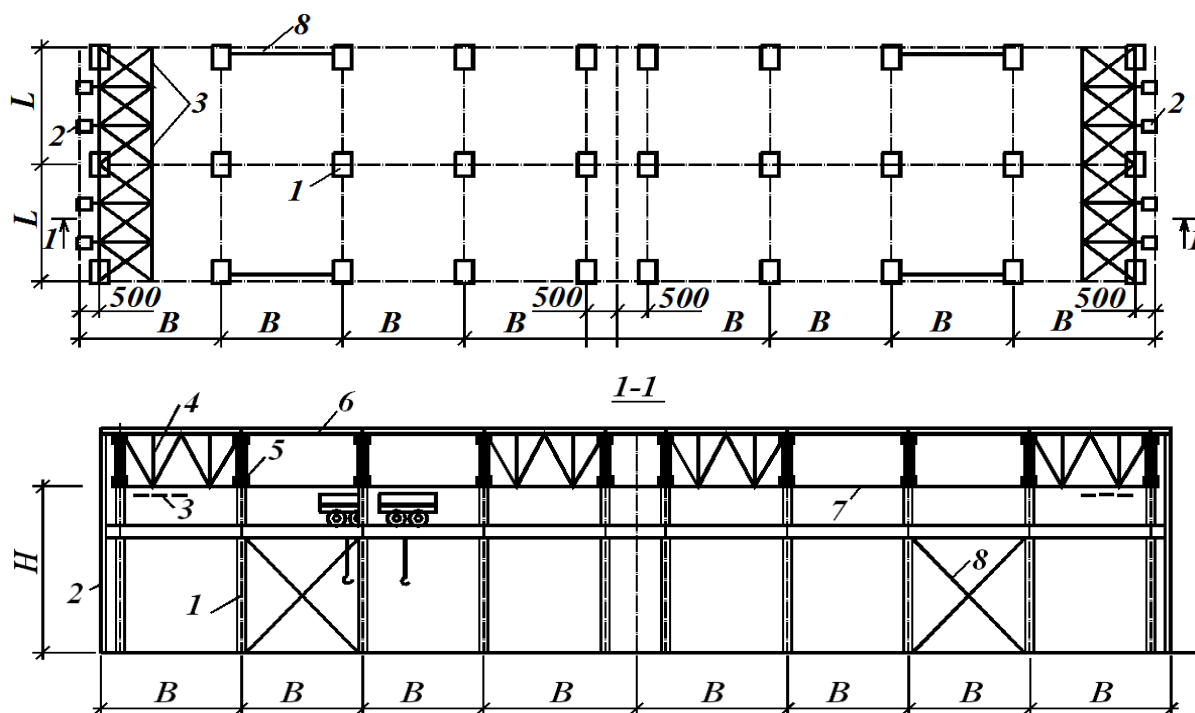


Рисунок 4.5 – Схеми розташування в'язів у каркасах одноповерхових будівель:

- 1 – колона; 2 – колона фахверка; 3 – горизонтальні в'язі між крокв'яними ригелями;
- 4 – вертикальні в'язі між ригелями біля опор; 5 – ригель; 6 – плита покриття;
- 7 – розпірки зверху колон; 8 – вертикальні в'язі між колонами

Просторова жорсткість каркаса одноповерхових виробничих будівель у поздовжньому напрямку забезпечується плитами покриття, стінами, підкрановими балками, а також встановленням вертикальних в'язів із сталюого прокату (рис. 4.5) посередині кожного температурного

блоку. Елементи в'язів приварюються до закладних деталей колон, утворюючи з двома суміжними колонами жорсткий диск.

Вертикальні в'язі за конструкцією виконують хрестовими (одно- та двоярусними) або порталними. Після встановлення в'язів відпадає необхідність у розрахунках поздовжньої рами, а лише ці в'язі розраховують на тиск від вітру, що діє на торець будівлі, і зусиль від поздовжнього гальмування мостових кранів. Якщо в будівлях висотою $H < 9,6$ м кранове обладнання відсутнє, то в поздовжньому напрямку вертикальні в'язі можна не установлювати.

Зусилля від дії вітру на стінові панелі торця будівлі через фахверкові колони передаються на плити покриттів (рис. 4.6, а), а далі – з плит на ригелі. Але, оскільки ригелі мають малу жорсткість із своєї площини, то в них від цих зусиль можуть виникнути значні переміщення. Непомірні переміщення в ригелях і колонах можуть бути викликані також зусиллями від поздовжнього гальмування кранів (рис. 4.6, б). Тому з метою запобігання таким негативним впливам зусиль, що виникають від дії вітру та гальмування кранів, усі колони зверху зв'язуються розпірками (із металевого прокату) (рис. 4.5, позиція 7), а в торцях деформаційних блоків між торцями ригелів установлюють вертикальні в'язі у вигляді ферм (рис. 4.5, позиція 4). Це дає змогу виключити непомірні деформації ригелів, оскільки тепер плити покриття з ригелями зв'язані в одну систему – горизонтальний диск. При невеликій висоті ригелів на опорах ($h < 800$ мм) допускається вертикальні в'язі в міжкрокв'яному просторі в торцях ригелів не установлювати, якщо зварні шви в спряженнях ригеля з колоною розраховані на дію моменту $M = W h$ (рис. 4.6, в).

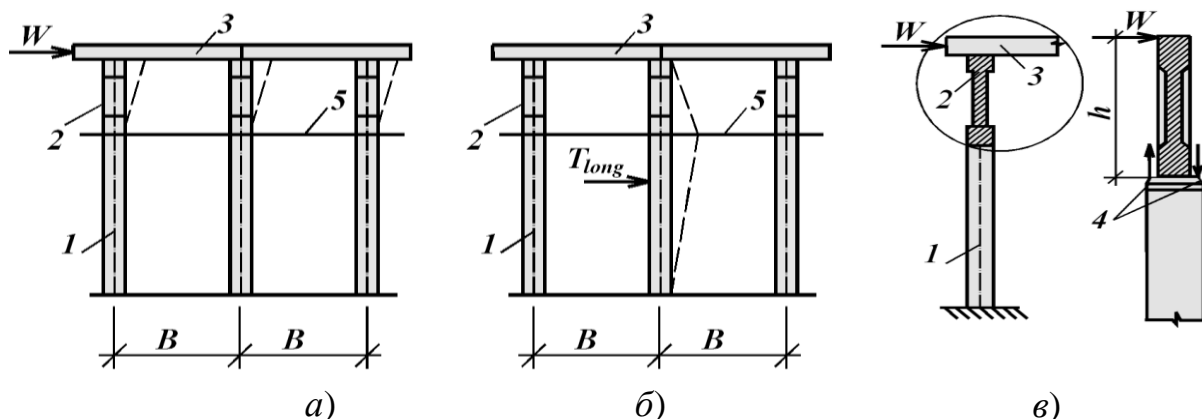


Рисунок 4.6 – Дія навантажень від тиску вітру та гальмування кранів на елементи поздовжньої рами:

1 – колона; 2 – ригель; 3 – залізобетонна плита; 4 – зварні шви

У високих будівлях із великими прольотами додатково на рівні низу крокв'яних конструкцій (а інколи на рівні підкранових балок), установлюють горизонтальні в'язі у вигляді ферм із сталевих кутиків (рис. 4.5, позиція 3). Ці в'язі виконують роль додаткових опор колон фахверків уздовж висоти і дозволяють передавати навантаження від тиску вітру на поздовжні ряди колон. Якщо в будівлях передбачені ліхтарі, то уздовж ліхтарного ряду ригелі в гребені зв'язуються розпірками. Стійкість верхнього пояса ригеля забезпечується плитами покриттів, які приварюються до ригелів.

4.2 Поперечні рами та їх розрахунок

Поперечні рами одноповерхових виробничих будівель складаються з колон, защемлених у фундаментах, і ригелів, шарнірно опертих на колони. Поперечні рами одноповерхових сільськогосподарських будівель складаються в деяких випадках із піврам, шарнірно з'єднаних із фундаментами та між собою в гребені (рис. 4.1).

Статичний розрахунок поперечних рам виконують із метою визначення зусиль і переміщень в її елементах. У розрахунках конструктивну систему замінюють на розрахункову схему (рис. 4.7). Якщо рами будівель завантажені одночасно і однаково, то розрахунок кожної із них виконується незалежно. Коли ж зовнішнє навантаження діє на одну раму або тільки декількох рам, то в таких випадках ураховують вплив незавантажених рам на завантажені, оскільки всі рами за рахунок жорсткого з'єднання їх покриттям працюють сумісно.

У розрахунках довжина колон береться від верха фундаменту до низу ригеля на опорі; ригель розраховується незалежно від колон як однопролітна шарнірно оперта по кінцях балка. Розрахунковий проліт ригеля дорівнює відстані між його опорними реакціями.

Поперечні рами одноповерхових промислових будівель розраховують на дію таких видів навантажень (рис. 4.7): *постійних* (від маси покриття N_g , колон $N_{g,t}$, $N_{g,b}$, підкранових балок $G_{c,b}$, стінових панелей $N_{g,w}$) і *тимчасових* (від маси снігу N_{sn} , тиску вітру q_w , горизонтального T і вертикального D тиску кранів). У необхідних випадках у розрахунках ураховують також сейсмічні впливи, впливи, що виникають при аваріях технологічного обладнання, просадках і т.ін.

Для встановлення не вигідних комбінацій зусиль, що виникають у перерізах колон, рама розраховується окремо на кожний вид навантаження.

Постійне навантаження від маси покриття передається на колони у вигляді опорного тиску крокв'яної конструкції

$$N_g = gBL / 2 + G / 2 + G_1 / 2, \quad (4.4)$$

де g – розрахункове значення навантаження від маси покрівлі і плит покриття; G, G_1 – відповідно навантаження від маси ригеля та конструкції ліхтаря (приймаються за даними довідників); B, L – крок та проліт колон.

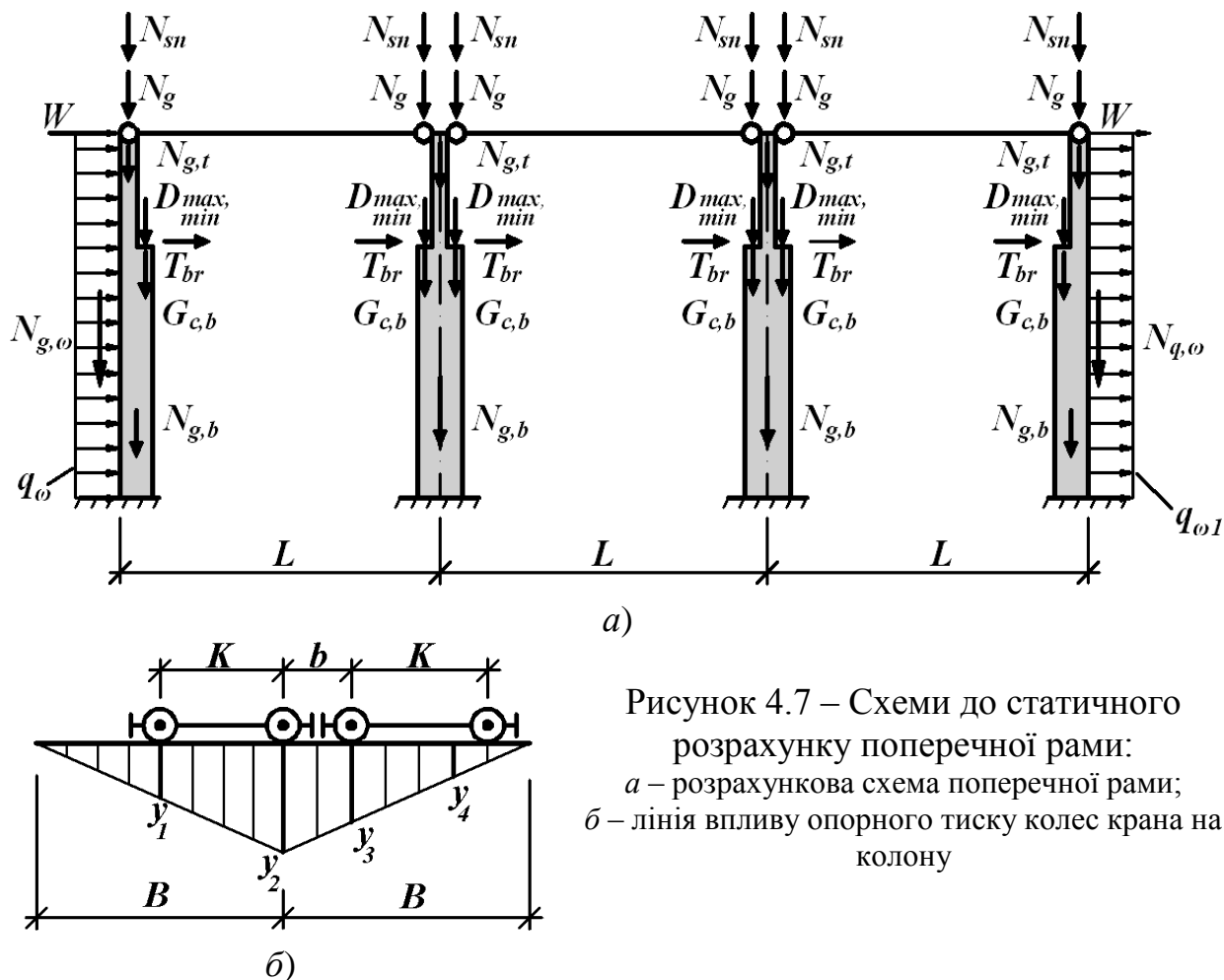


Рисунок 4.7 – Схеми до статичного розрахунку поперечної рами:
 а – розрахункова схема поперечної рами;
 б – лінія впливу опорного тиску колес крана на колону

Точка прикладання зусилля N_g знаходиться на відстані третини довжини опори ригеля, відраховуючи від внутрішньої грані колони (рис. 4.8, а, б). Тому для нульової прив'язки це зусилля у верхній частині колони прикладено з ексцентриситетом $e_1 = 175 - h_t / 2$ (рис. 4.8, а), а для прив'язки $250 \text{ мм} - e_1 = 175 + 250 - h_t / 2$ (рис. 4.8, б). У розрахунках ураховують наявність ексцентриситету $e_2 = h_b / 2 - h_t / 2$ між геометричними осями підкранової і надкранової частин крайніх колон (рис. 4.8, в).

Значення зусиль від маси надкранової та підкранової частин колони можна обчислити за формулами:

$$N_{gt} = \gamma H_t b_t h_t, \quad (4.5)$$

$$N_{gb} = N_{gc} - N_{gt}, \quad (4.6)$$

в яких b_t , h_t – відповідно ширина та висота поперечного перерізу надкранової частини колони, γ – густина залізобетону; N_{gc} – вага всієї колони без тієї її частини, яка защемлена у стакані фундаменту.

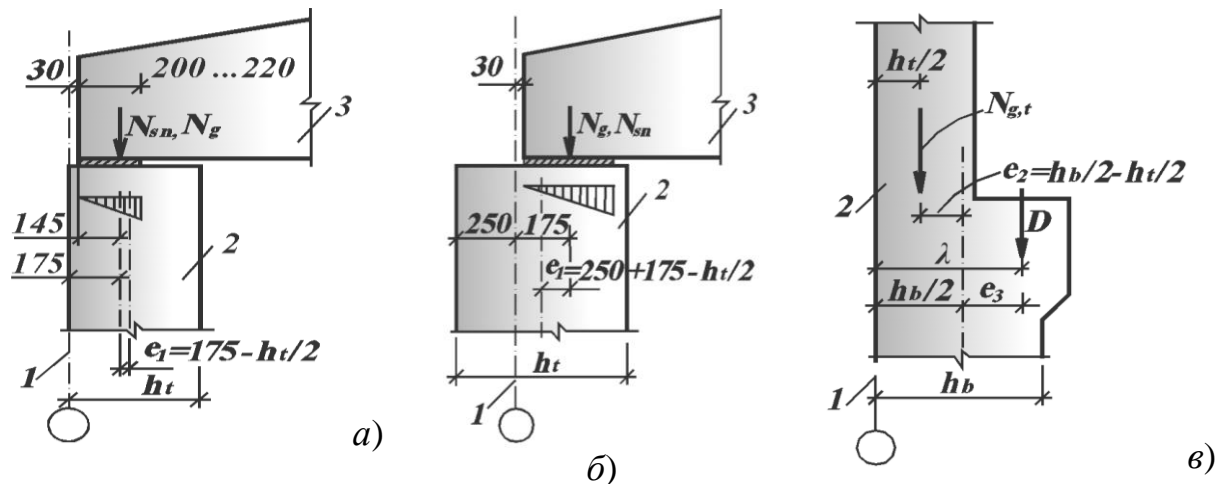


Рисунок 4.8 – До визначення ексцентриситетів зусиль відносно осей колон:
 а – для верхньої частини колони з нульовою прив'язкою; б – для верхньої частини колони з прив'язкою 250 мм; в – для нижньої частини колони з нульовою прив'язкою
 1 – координаційна вісь; 2 – колона; 3 – ригель

Навантаження $G_{c,b}$ передається на консолі колон у вигляді опорного тиску (D) підкранових балок (рис. 4.8, в). Його значення при сталому кроці колон дорівнює вазі підкранової балки і кранової рейки. Відносно підкранової частини колон навантаження $G_{c,b}$ діє з ексцентриситетом e_3 . Для нульової прив'язки крайніх колон $e_3 = \lambda - 0,5h_b$; для прив'язки 250 мм – $e_3 = \lambda + 250 - 0,5h_b$; для середніх колон $e_3 = \lambda$; $\lambda = 750$ мм при застосуванні кранів вантажопідйомністю $Q \leq 50$ т, а при $Q > 50$ т – $\lambda = 1000$ мм.

Поздовжня сила $N_{g,w}$ від маси навісних стінових панелей передається на колону в місцях їх закріплення з ексцентриситетом, що дорівнює півсумі товщини панелей і висоти поперечного перерізу колони.

Зусилля від маси снігу на покритті передається ригелем на колону з тим же ексцентриситетом, що і зусилля N_g . Його граничне розрахункове значення:

$$N_{sn} = S_m B L / 2, \quad (4.7)$$

де S_m – граничне розрахункове значення навантаження від маси снігового покриву на 1 м^2 горизонтальної площини, обчислюється відповідно до вимог норм ([13], 8.2) залежно від географічного району.

Навантаження від тиску вітру діє уздовж висоти колони і має вигляд рівномірно розподіленого. Граничне розрахункове значення його інтенсивності

$$q_w = W_m B, \quad (4.8)$$

де W_m – граничне розрахункове значення вітрового тиску, обчислюється відповідно до вимог норм ([13], 9.4).

Та частина навантаження від тиску вітру, яка діє на стінові панелі вище колони, прикладається на рівні верха колони у вигляді сили W (рис. 4.7, а).

Навантаження від мостових кранів передається на колони у вигляді горизонтального T та вертикального D тиску. Горизонтальні навантаження T виникають у поперечному напрямку будівлі внаслідок перекосів мостових кранів та непаралельності кранових колій ([13], 7.5). Вертикальні навантаження – це тиск D від коліс крана, який через підкранову балку передається на підкранову частину колони з ексцентриситетом e_3 (див.рис. 4.8, в).

Значення навантаження D_{min}^{max} на крайню колону визначається для випадку, коли обидва крани максимально зближені і одне із середніх колес знаходиться над колоною (рис. 4.7, б). Використовуючи лінію впливу, визначають:

$$D_{min}^{max} = P_{min}^{max} \sum_{i=1}^{n=4} y_i, \quad (4.9)$$

де P_{min}^{max} – береться згідно ГОСТ 25546, паспорта на відповідний кран та норм ([13], 7); $\sum y_i$ – максимально можлива сума ординат лінії впливу опорного тиску, взятих навпроти коліс кранів. Навантаження на середню колону визначається аналогічно, але від чотирьох кранів (по два крани з кожного прольоту) з відповідним коефіцієнтом сполучень. Навантаження D_{min}^{max} , як і навантаження $G_{c,b}$, діє з ексцентриситетом e_3 .

Значення поперечних зусиль визначаються за формулою

$$T_{br} = T_{br,n} \sum_{i=1}^{n=4} y_i / 2, \quad (4.10)$$

в котрій $T_{br,n}$ – значення горизонтального поперечного навантаження, яке виникає внаслідок перекосів мостових кранів та непаралельності кранових колій ([13], 7.5). Його підраховують за формулою (4.44).

Поздовжнє гальмівне зусилля T_{long} виникає при гальмуванні мостового крана, передається на поздовжній ряд колон і сприймається вертикальними в'язями колон. Його величина

$$T_{long} = k \sum P_{max,n}, \quad (4.11)$$

де $k = 0,1$ – коефіцієнт тертя.

Статичний розрахунок поперечної рами виконують одним із методів будівельної механіки: методом сил або методом переміщень. Застосування методу переміщень – найбільш доцільно, оскільки цей метод у розрахунках рам, які розглядаються, приводить до рівнянь із одним невідомим (рис. 4.9), а метод сил – потребує складати рівнянь стільки, скільки рама має прольотів.

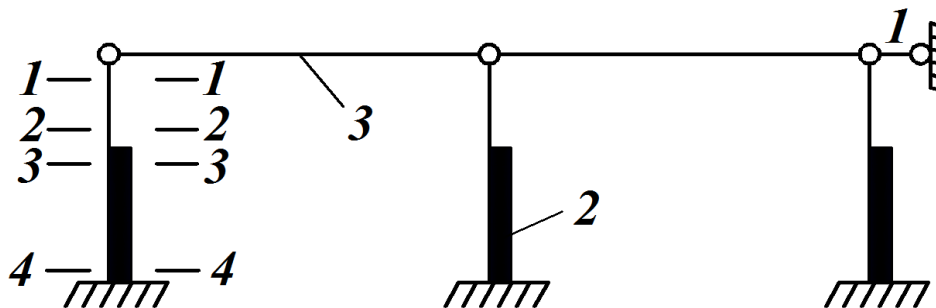


Рисунок 4.9 – Основна система в розрахунках рам методом переміщень:
1 – введена додаткова в'язь; 2 – колона; 3 – ригель

Послідовність розрахунку поперечних рам за методом переміщень включає такі етапи:

- вибирається основна система, а саме, на рівні ригеля рами у вузлі 1 вводиться додаткова в'язь, яка обмежує вільне переміщення цього вузла;
- задаються розмірами поперечних перерізів колон і визначають їх жорсткість як для бетонних перерізів при умові пружної роботи бетону, а згинальну жорсткість ригеля у своїй площині приймають $EI = \infty$;

– для основної системи окремо для кожного i -того зовнішнього завантаження записуються канонічні рівняння методу переміщень, які відображають в дійсності відсутність виникнення зусиль у в'язі в узлі 1:

$$c_1 r_{11} \Delta_{1i} + R_{1pi} = 0, \quad (4.12)$$

де $r_{11} = \sum_{j=1}^n R_{\Delta j}$ – сума реактивних зусиль у всіх n колонах на рівні

в'язі вузла 1 в основній системі від переміщення цього вузла на величину $\Delta = 1$; Δ_{1i} – можливе переміщення на рівні в'язі 1 у початковій системі від дії i -того зовнішнього завантаження; $R_{1pi} = \sum_{j=1}^n R_{pi,j}$ – сума реактивних зусиль всіх n колон в основній системі у в'язі 1 від i -того зовнішнього навантаження, береться з рисунка 4.10; $c_1 = 3,4 \dots 4,6$ – коефіцієнт, який враховує просторову роботу каркаса при дії кранового навантаження залежно від кроку колон і довжини деформаційного блоку [14], при дії інших навантажень $c_1 = 1$.

Використовуючи дані рисунка 4.10 із рівняння (4.12), визначають величину переміщення Δ_{1i} , використовуючи яке остаточно для кожної j -ї колони (стояка) при відповідному i -тому зовнішньому завантаженні визначають величину пружної реакції на рівні в'язі вузла 1 за формулою:

$$R_{ej} = R_{pi,j} + \Delta_{1i} R_{\Delta j}. \quad (4.13)$$

Використовуючи (4.13), визначають згинальні моменти M та поперечні сили V в кожній колоні як у консольній балці, на яку діють опорна реакція R_{ej} та i -те зовнішнє навантаження. Із умов рівноваги вузлів рам знаходять значення поздовжніх сил N . Зусилля визначають для кожного завантаження в чотирьох розрахункових перерізах (рис. 4.9): на рівні верха колони (1-1), над консоллю колони (2-2), під консоллю колони (3-3), на рівні защемлення колони у фундаменті (4-4).

За обчисленими значеннями зусиль M , V , N для розрахункових перерізів складають таблиці, з яких визначають розрахункові комбінації цих зусиль залежно від сполучень навантажень.

Для визначення площі перерізу арматури складають декілька найбільш несприятливих сполучень із зусиль M і N , а саме: найбільший додатний момент M_{max} і відповідна йому поздовжня сила N ; найбільший за абсолютним значенням від'ємний момент M_{min} і відповідна йому

поздовжня сила N ; найбільша поздовжня сила N_{max} і відповідний їй момент M .

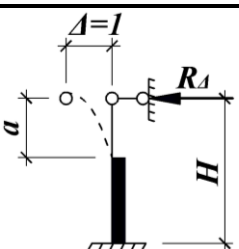
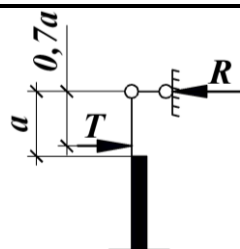
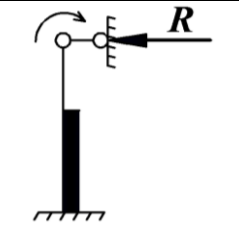
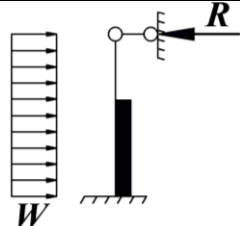
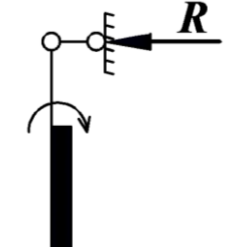
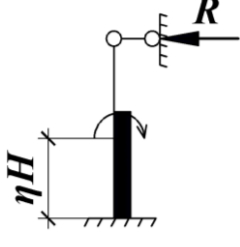
Схема	Опорна реакція R	Схема	Опорна реакція R
	$R_{\Delta} = \frac{3E_b I_b}{H^3(1+K)}$		$R = \frac{T(1-\alpha)}{(1+K)}$
	$R = \frac{3M(1+k/\alpha)}{2H(1+K)}$		$R = \frac{3\omega H(1+k\alpha)}{8(1+K)}$
	$R = \frac{3M(1+\alpha^2)}{2H(1+K)}$		$R = \frac{3M\eta(2-\eta)}{2H(1+K)}$

Рисунок 4.10 – Формули визначення реакцій у суцільних колонах основної системи в розрахунках поперечної рами одноповерхової виробничої будівлі методом деформацій:

$$\alpha = a / H; K = \alpha^2 (I_b / I_t - 1); I_b, I_t - \text{відповідно моменти інерції поперечного перерізу підкранової і надкранової частин колон}$$

Статичний розрахунок поперечних рам одноповерхових виробничих каркасних будівель методом переміщень автоматизований на ЕОМ, що дозволяє його виконувати швидко та точно.

4.3 Залізобетонні колони

Для будівництва одноповерхових виробничих каркасних будівель, як правило, використовують уніфіковані збірні залізобетонні колони, що відповідає вимогам індустріалізації.

Збірні залізобетонні колони, як складові елементи каркасів, застосовують в одноповерхових виробничих будівлях з $H \leq 18$ м, кроком

поперечних рам $B \leq 12$ м, мостовими кранами вантажопідйомністю $Q \leq 50$ т. При більших значеннях параметрів H, B і Q звичайно застосовують сталі колони, а залізобетонні – тільки при відповідному техніко-економічному обґрунтуванні.

Збірні залізобетонні колони (рис. 4.11) виготовляють суцільними або наскрізними. Поперечні перерізи суцільних колон за формою можуть бути кільцевими, прямокутними або двотавровими (рис. 4.4, *а, б, в*). Наскрізні колони проектують двогілковими з поперечним перерізом кожної гілки найчастіше у формі прямокутника (рис. 4.11, *з, д*).

Найбільшого поширення набули суцільні прямокутні колони. Суцільні двотаврові колони застосовують рідше через їх більшу трудомісткість при виготовленні, хоча за витратами бетону до 20% вони економічніші від суцільних прямокутних колон. Все ширшого застосування набувають колони з кільцевим перерізом, оскільки процес їх виготовлення механізований і автоматизований, а за витратами матеріалів вони дозволяють економити бетону до 50 %, сталі до 30 % при загальному здешевленні конструкції до 20...30 %.

Суцільні колони з консолями застосовують у будівлях із мостовими кранами вантажопідйомністю $Q \leq 32$ т, кроком поперечних рам $B \leq 12$ м, відстанню від підлоги до головки кранової рейки $H_1 \leq 14,4$ м. При більших значеннях цих параметрів переважно застосовують двогілкові колони. Двогілкові колони раціонально також застосовувати у випадках, коли висота перерізу суцільної колони перевищує 1 м. У будівлях без мостових кранів застосовують безконсольні колони (з постійними розмірами перерізу уздовж всієї висоти).

Розміри поперечних перерізів надкранової частини колон (h_t – висота, b_t – ширина) крайніх рядів визначають розрахунками на дію навантажень, але вони повинні також задовольняти технологічні вимоги розміщення кранового обладнання. Так, висота (в мм) перерізу надкранової частини крайніх колон (рис. 4.2, *з*): для нульової прив'язки

$$h_t \leq \lambda - B_1 - 70, \quad (4.14)$$

для прив'язки 250 мм

$$h_t \leq 250 + \lambda - B_1 - 70. \quad (4.15)$$

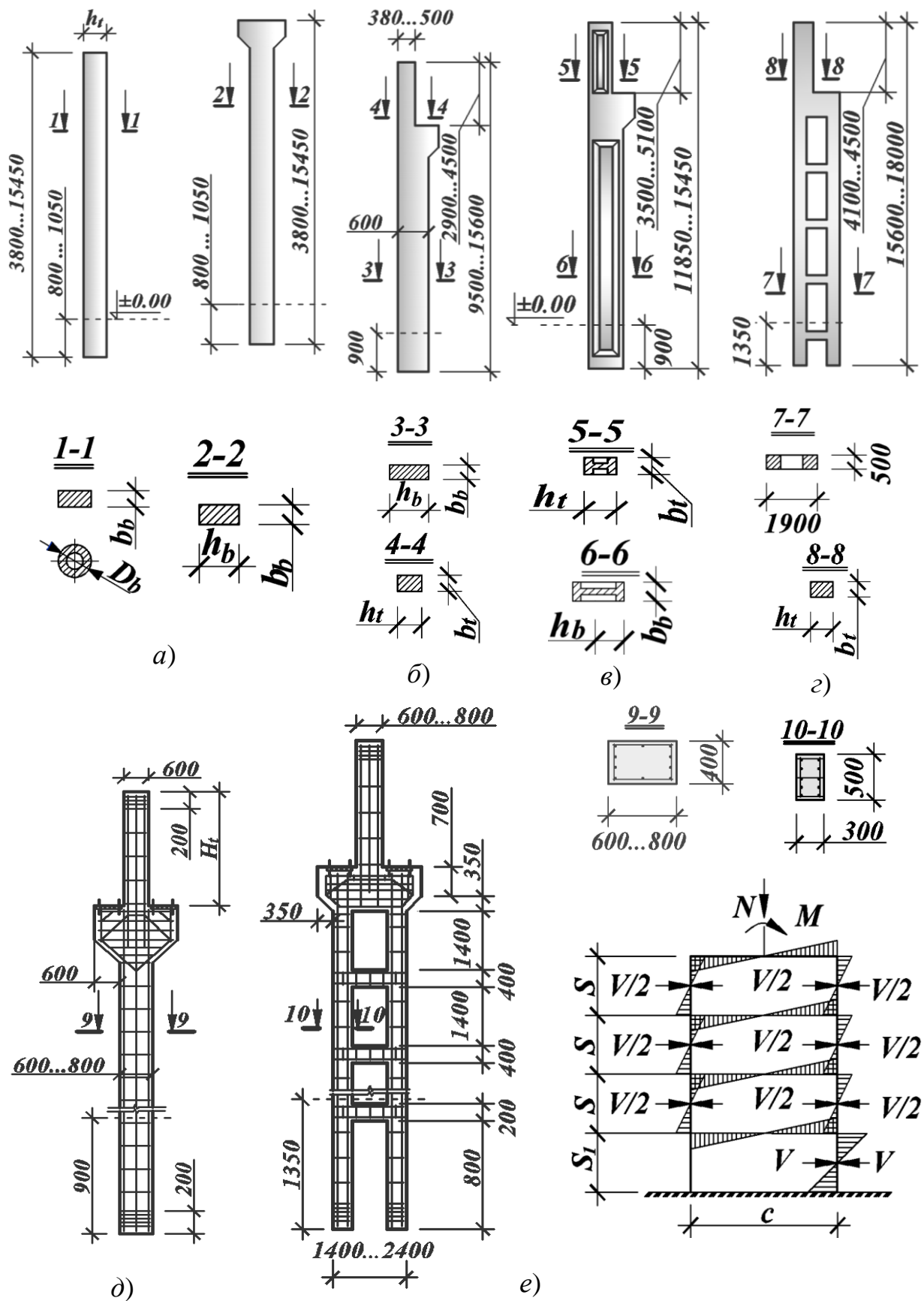


Рисунок 4.11 – Конструкції колон одноповерхових виробничих будівель:
 а – без мостових кранів; б, в, г – з мостовими кранами; д – схема армування колони;
 е – двогілкова колона та її розрахункова схема статичного розрахунку

У формулах (4.14), (4.15) застосовані такі позначення: λ – відстань між координаційною віссю будівлі і вертикальною віссю кранової рейки; B_1 – відстань від осі кранової рейки до торця моста крана; 70 – горизонтальний проміжок (в мм), який регламентується умовами експлуатації крана, а також урахуває відхилення фактичних розмірів колони від передбачених проектом.

Розміри поперечного перерізу надкранової частини колон призначають із урахуванням умов опирання ригелів на торець колони. Як правило, висота поперечного перерізу h_t надкранової частини колони складає: для крайніх колон – 380 мм, для середніх – 600 мм. Висоту поперечного перерізу h_b підкранової частини колони проектують у межах (1/10...1/14) висоти цієї частини і звичайно приймають не меншою ніж 600 мм. Ширину поперечного перерізу надкранової b_t і підкранової b_b частин колони приймають сталою в межах (1/20...1/25) висоти колони і, як правило, не меншою ніж 400 мм (рис. 4.11, б, в, з).

У двогілкових колонах у підкрановій частині обидві гілки проектують із висотою поперечного перерізу $h_{bb} = 200, 250, 300$ мм та шириною $b_{bb} = 400, 500$ мм. Ці гілки з'єднують розпірками (рис. 4.11, з, е) з прямокутним поперечним перерізом.

Висоту поперечного перерізу усіх розпірок, за винятком верхньої, проектують рівною 400 мм. Розміщують розпірки з кроком 2...3 м, причому від рівня підлоги до низу другої розпірки призначають відстань не менше 1,8 м, а верх першої розпірки не повинен виступати вище підлоги. Це робиться з метою забезпечення безперешкодного проходу. Відстань між гілками також не повинна ускладнювати вільний прохід людей.

Для опирання підкранових балок у колонах передбачають консолі, розміри яких повинні задовольняти умовам опирання на них балок і умовам несучої здатності на дію навантажень від крана. Розрахунок консолей виконують за формулами (2.61) та (2.62).

У місцях колон, де закріплюються ригелі, підкранові балки, стінові панелі або в'язі, устанавлюють закладні металеві деталі.

Для виготовлення колон використовують звичайно бетон класів С12/15...С25/30. Застосування бетонів більш високих класів дозволяє одержувати їх економію за об'ємом. Наприклад, застосування бетонів класу С40/50 дає змогу зекономити бетону до 20% порівняно з бетоном класу С16/20.

Армування колон (рис. 4.11, д, е) одноповерхових виробничих будівель здійснюють зварними каркасами відповідно до вимог

конструювання позацентрово стиснутих елементів. Для поздовжньої робочої арматури використовують стержньову арматуру класу А400С, А500С діаметром $\varnothing \geq 16$ мм, а для поперечної – класу А240С діаметром $\varnothing \geq 5$ мм і не менше 0,25 діаметра поздовжніх робочих стержнів та арматурний дріт класу Вр-І. Поздовжні стержні слід розташовувати один від одного на відстані не більше ніж 400 мм. Якщо відстань перевищує ці розміри, то між ними посередині додатково установлюються конструктивні стержні $\varnothing \geq 12$ мм. Поперечна арматура розташовується з кроком не більше ніж 500 мм і не більше $15 \varnothing$ – у в’язаних каркасах і $20 \varnothing$ – у зварних (\varnothing – мінімальний діаметр робочого стержня).

Розрахунок суцільних колон виконують на позацентрове стиснення від зусиль, визначених при розрахунках рам (див. 4.2). Площу перерізу арматури суцільних поперечних перерізів визначають за формулами для розрахунків міцності позацентрово стиснутих елементів з урахуванням поздовжнього згину. Розрахунок виконують для чотирьох перерізів (рис. 4.9) на дію несприятливих комбінацій зусиль (M_{max} і відповідна йому поздовжня сила N ; найбільший за абсолютним значенням від’ємний момент M_{min} і відповідна йому поздовжня сила N ; найбільша поздовжня сила N_{max} і відповідний їй момент M). Якщо моменти різних знаків у цих комбінаціях близькі за абсолютними значеннями, то доцільно армування виконувати симетричним. Розрахункову довжину колон беруть за довідником ([8], табл. 23).

Розрахунок двогілкових колон у підкрановій частині виконують як для багатопверхових рам. Розподілення поздовжнього зусилля між гілками здійснюють за принципом дії важеля, а згинальні моменти у гілках визначають із умови, що епюри моментів перетинають гілки за висотою посередині кожної (рис. 4.11, e) між суміжними розпідками. Поздовжнє зусилля в кожній гілці визначається за формулою:

$$N_{bb} = N/2 \pm M\eta/c, \quad (4.16)$$

в якій N , M – розрахункові значення зусиль, які діють уздовж осі двогілкової колони, η – коефіцієнт, який враховує вплив поздовжнього згину; c – відстань між гілками. При визначенні η враховується вплив гнучкості гілок у площині згину двогілкової колони як для складного стержня.

Згинальний момент, який діє у гілці колони

$$M_{bb} = (V / 2) (s / 2) = V \cdot s / 4. \quad (4.17)$$

Згинальний момент у розпірці дорівнює сумі моментів у гілці даного вузла

$$M_{sb} = (V / 2) \cdot (s / 2) + (V / 2) \cdot (s / 2) = V \cdot s / 2, \quad (4.18)$$

а поперечна сила в розпірці

$$V_{sb} = 2(V \cdot s / 2) / c = V \cdot s / c. \quad (4.19)$$

Розрахунок колон також виконують із площини рами на дію сили N_{max} , прикладеної з випадковим ексцентриситетом. Колони розраховують на дію зусиль, які виникають при їх виготовленні, транспортуванні та монтажу.

4.4 Залізобетонні крокв'яні балки покриттів

Залізобетонні крокв'яні балки покриттів являють собою горизонтальні несучі елементи поперечних рам каркасів, які сприймають навантаження від плит покриття, технологічного обладнання та підвісних кранів і передають його на опори (колони, стіни і т.ін.). У сучасному будівництві одноповерхових виробничих будівель крокв'яні балки застосовують як збірні елементи покриттів з кроком колон 6, 12 м і прольотами 6, 9, 12, 18 м, а в окремих випадках кроком 6 м і прольотом – 24 м. Залежно від профілю покрівлі балки покриттів поділяються на *двосхилі, односхилі, з паралельними поясами* (рис. 4.12) і можуть мати поперечні перерізи у формі прямокутника, тавра або двотавра.

Двосхилі крокв'яні балки виготовляють із постійним схилом верхнього пояса $i = 1:12$ (рис. 4.12, а, б, д) або з перемінним (рис. 4. 12, в, з). Двосхилі крокв'яні балки через їх економічність найбільш поширені. Їх виготовляють як суцільними (рис. 4.12, а), так і решітчастими (рис. 4.12, б). Решітчасті балки застосовують у рамах із прольотами 12 і 18 м у випадках необхідності розташування комунікацій на рівні покриттів (пневмопроводи, трубопроводи і т.ін.).

Крокв'яні балки з паралельними поясами (рис. 4.12, е) при застосуванні в будівництві поступаються місцем перед двосхилими, оскільки приводять до перевитрат бетону (найбільша висота перерізу потрібна тільки в середині прольоту). Крім того, двосхила балка зручніша

при виготовленні покрівель за ознакою відведення дощових вод із покриття. Щоб зменшити відмічений недолік балок із паралельними поясами, виготовляють балки з ламаним нижнім поясом (рис. 4.12, д).

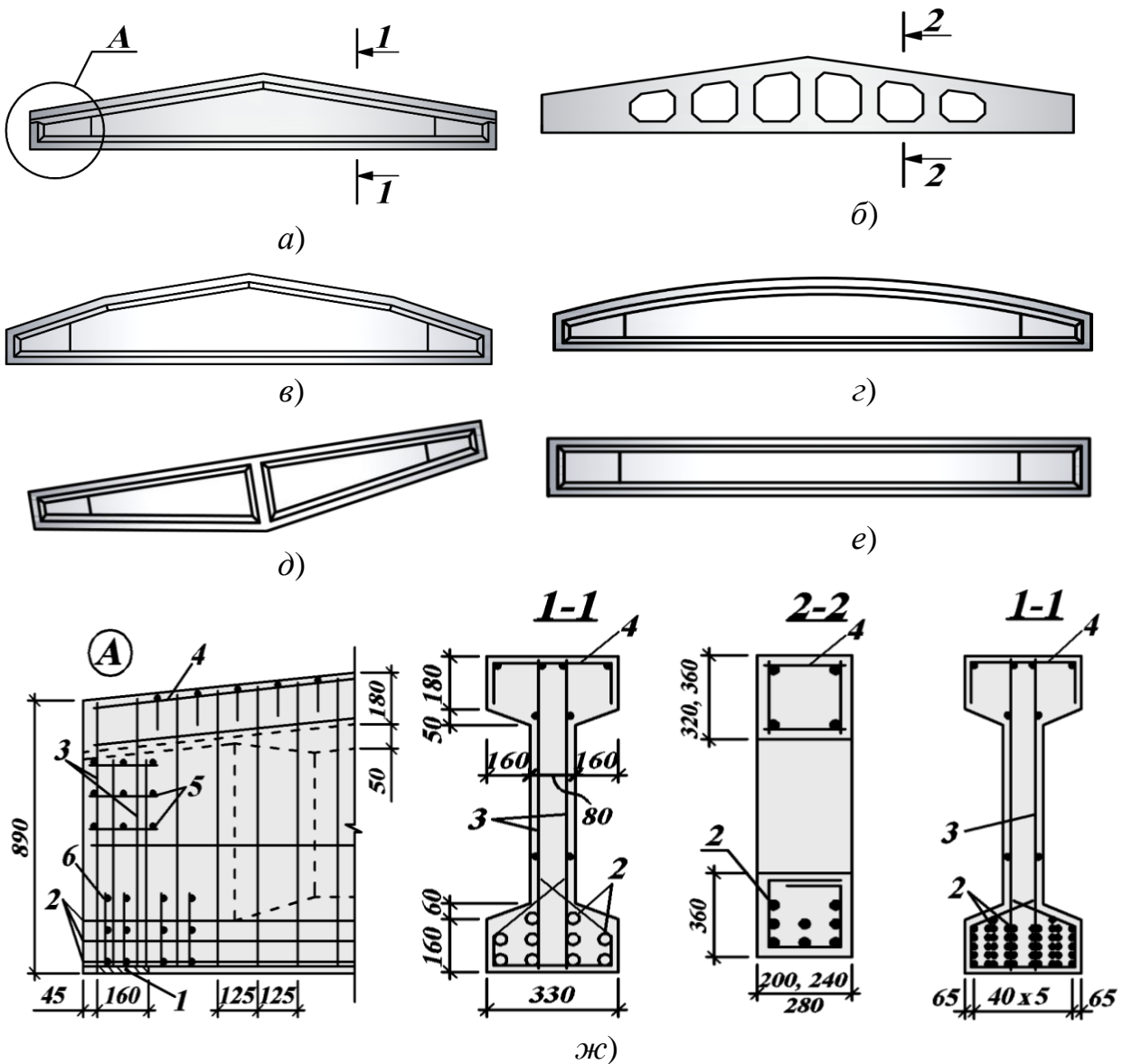


Рисунок 4.12 – Конструкції крокв'яних залізобетонних балок:
 а, б – двосхилі суцільна і решітчаста з постійним схилом верхніх поясів; в, г – двосхилі з ламаним і криволінійним верхніми поясами; д – односхила; е – з паралельними поясами;
 ж – армування балок; 1 – опорна металева закладна деталь; 2 – попередньо напружена арматура; 3 – поперечна арматура; 4 – зварні каркаси; 5, 6 – додаткові сітки

Крокв'яні балки з ламаним і криволінійним верхнім поясом (рис. 4.12, в, г) економічніші від інших за витратами матеріалів, оскільки за обрисом наближаються до контура згинальних моментів, але широкого застосування в будівництві не знайшли внаслідок складної технології їх виготовлення.

Крокв'яні балки для перекриття прольотів 6 і 9 м виготовляють із тавровим поперечним перерізом, а для перекриття прольотів 12 і 18 м – двотавровими. Висота перерізів береться в межах $1/10 \dots 1/15$ прольоту. На опорі висота балки складає 790, 890 мм. Ширина верхнього пояса для забезпечення умов опирання плит покриття береться $1/50 \dots 1/60$ прольоту – 200...400 мм. Ширина нижнього пояса звичайно складає 250...300 мм і визначається вимогами розташування тут розтягнутої арматури, міцністю бетону на дію зусиль обтиснення попередньо напруженою арматурою, умовами опирання на колони. Товщина стінки посередині балки коливається в межах 60...80 мм і приймається відповідно до умов технології виготовлення балки і розташування в ній поперечної арматури. Товщина стінки балки біля опор визначається умовами її міцності на дію головних напружень стиску в смuzі між похилими тріщинами. Виготовляють балки із звичайного важкого бетону класу C20/25...C40/50, та із бетону класу C20/25...C32/40 на пористих заповнювачах.

Армування балок (рис. 4.12, ж) прольотами 12, 18 м здійснюють попередньо напруженою стержньовою арматурою класу A600C, A800C, A1000, високоміцним дротом класу Bp1200 діаметром 5 мм або канатами класу K-7. Натягування арматури здійснюють на упори. Стінки балки армують зварними каркасами, в яких поперечні робочі стержні із арматури класу A500C, а поздовжні монтажні із арматури класу A240C або дроту Bp-I. Поперечну стержньову арматуру класу A500C розраховують на дію поперечної сили V . У верхньому поясі розташовують зварні каркаси із поздовжніх стержнів класу A500C і поперечних – із дроту класу Bp-I. Нижній пояс армується хомутами із арматури класу A240C або Bp-I. Опорні частини балок, із метою запобігання утворенню поздовжніх тріщин під час їх обтиснення попередньо напруженою поздовжньою арматурою, армують додатково поперечними сітками і вертикальними стержнями, привареними до закладних опорних металевих деталей (рис. 4.12, ж, позиція 1). Поперечні сітки також поліпшують анкерування напруженої арматури у приопорній ділянці.

У окремих випадках верхній пояс балок також армують попередньо напруженою арматурою. Це головним чином виконують тоді, коли в ньому можуть проявитись тріщини від зусиль розтягу, які виникають у момент передачі на балку зусилля обтиснення попередньо напруженою арматурою в нижньому поясі. У верхньому поясі балок передбачено встановлення закладних деталей для закріплення плит покриття.

Статичний розрахунок крокв'яних балок покриттів виконується як звичайних однопролітних балок, шарнірно опертих із двох кінців. Їх розрахунковий проліт береться рівним відстані між лініями дії опорних реакцій. Навантаження на балки з плит через ребра передається у вигляді зосереджених зусиль. Якщо кількість таких зусиль більше п'яти, то навантаження з плит на балку приводять до еквівалентного рівномірно розподіленого. Крім того, на балку також діє рівномірно розподілене навантаження від маси балки. Оскільки у двосхилих крокв'яних балках висота поперечного перерізу перемінна, – збільшується від опори до середини прольоту, – то в розрахунках міцності таких балок зі схилом 1:12 небезпечним буде переріз не посередині балки, а на деякій відстані x від опори (рис. 4.13). Це пояснюється тим, що швидкість зростання внутрішнього моменту M_u менша, ніж швидкість зростання згинального

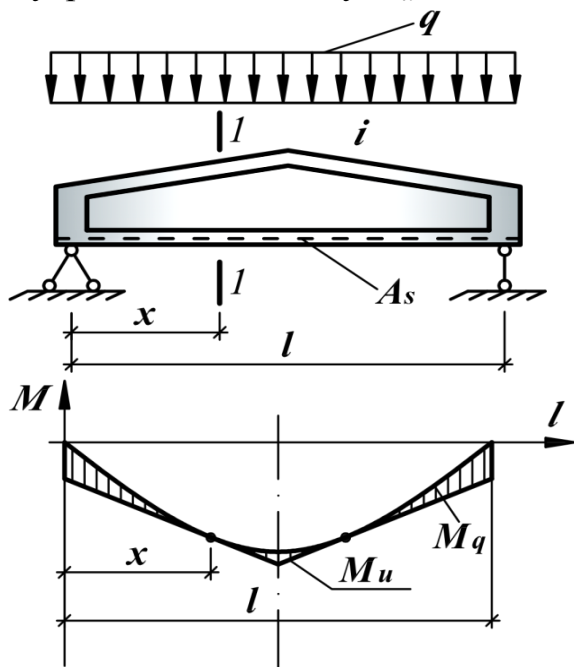


Рисунок 4.13 – Схема до статичного розрахунку балок покриттів:

M_q – епюра згинальних моментів від навантаження q ; M_u – епюра внутрішніх згинальних моментів балки

навантаження інтенсивністю q . Для такої балки на основі залежності (4.20) матимемо:

$$A_s(x) = \frac{M_q(x)}{f_{yd} \bar{\sigma} d(x)}, \quad (4.21)$$

де $M_q(x)$, $d(x)$ – відповідно функції зміни згинального моменту та робочої висоти балки залежно від відстані x (рис. 4.13).

моменту M_q . Щоб знайти цю відстань, необхідно в основу покласти ту обставину, що переріз, який розглядається, буде забезпечувати міцність балки при розташуванні в ньому максимальної за площею кількості арматури A_{sx} . А це означає, що за функціональною залежністю $A_s(x) = f(x)$ шукану відстань x можна визначити із умови:

$$dA_s(x) / dx = 0. \quad (4.20)$$

Для прикладу розглянемо двосхилу крокв'яну балку з такими параметрами: схил $i = 1/12$, висота балки на опорі $h_{sup} = l/24$, на балку діє рівномірно розподілене

Функція зміни згинального моменту залежно від x при дії на балку рівномірно розподіленого навантаження q

$$M_q(x) = qx(l-x)/2, \quad (4.22)$$

а функціональна залежність робочої висоти балки d від x

$$d(x) = \alpha h(x) = \alpha (h_{sup} + ix) = \alpha (l + 2x) / 24, \quad (4.23)$$

де α – деякий коефіцієнт співвідношення $d(x) / h(x)$.

Підставивши вирази (4.22) і (4.23) у формулу (4.21) матимемо:

$$A_s(x) = \frac{12qx(l-x)}{f_{yd}\bar{\zeta}\alpha(l+2x)}. \quad (4.24)$$

Після диференціювання залежності (4.24) відповідно до (4.20) отримується рівняння

$$dA_s(x) / dx = 2x^2 + 2xl - l^2 = 0, \quad (4.25)$$

рішення якого показує, що для розглянутого типу балок найбільш небезпечний переріз знаходиться на відстані $x = 0,37l$ від опори.

Якщо конструкцією будівлі передбачено світлові ліхтарі, то розрахунковим у балці може виявитись переріз під ліхтарним стояком.

Визначення площі перерізу поздовжньої і поперечної арматури, розрахунок тріщиностійкості і прогинів крокв'яних балок одноповерхових виробничих будівель виконується як для балкового елемента з відповідним профілем перерізу при згині.

4.5 Залізобетонні крокв'яні ферми

Залізобетонні крокв'яні ферми покриттів, як і залізобетонні крокв'яні балки, являють собою горизонтальні несучі елементи поперечних рам каркасів, які сприймають навантаження від панелей покриття і передають його на опори (колони). Ферми застосовують як складові збірні елементи покриттів одноповерхових виробничих будівель, в яких координаційна сітка колон каркасу має прольоти 18, 24, 30 м, а крок – 6 і 12 м. Ферми можуть бути використані в будівлях і з більшими прольотами, але в таких випадках це обгрунтовується спеціально, оскільки

ферми з прольотами, більшими як 30 м, важкі, трудомісткі в монтажі, незручні при транспортуванні. Залежно від профілю покрівлі ферми поділяються на: *сегментні* розкісні з верхнім ламаним (рис. 4.14, *а*) або криволінійним поясом (рис. 4.14, *б*); *аркові* розкісні з рідкою решіткою (рис. 4.14, *в*) або безрозкісні з жорсткими вузлами (рис. 4.14, *г*); з *паралельними поясами* розкісні (рис. 4.14, *д*) або безрозкісні (рис. 4.14, *е*); *трикутні* розкісні (рис. 4.14, *ж*) або безрозкісні (рис. 4.14, *к*).

Сегментні ферми (рис. 4.14, *а, б*) набули найбільшого поширення в будівництві, що пояснюється їх економічністю за витратами бетону і арматурної сталі. Зусилля вздовж поясів таких ферм змінюються мало, а в елементах решітки вони невеликі, оскільки обриси верхнього пояса майже співпадають з кривою епюри тиску. Невелика висота опорних частин цих ферм дозволяє зменшувати висоту стін і загальну довжину елементів решітки.

До недоліків сегментних ферм відноситься те, що вони призводять до підвищеної трудомісткості робіт при виготовленні покрівель із схилами.

Аркові безрозкісні ферми (рис. 4.14, *г*) від інших вигідно відрізняються простотою і зручністю виготовлення як у вертикальному, так і горизонтальному положеннях. Цей тип ферм доцільно застосовувати в будівлях, технологія виробництва в яких насичена підвісним транспортним обладнанням або міжфермовий простір передбачено використовувати для розміщення комунікацій і технічних поверхів. Такі ферми, при встановленні додаткових стояків на верхньому поясі, можна застосовувати для влаштування плоских покрівель. Недоліком аркових безрозкісних ферм є те, що в місцях спряжень стояків із поясами виникають згинальні моменти. А це призводить до додаткових витрат арматури і подорожчання ферм.

Аркові розкісні ферми (рис. 4.14, *в*), на відміну від усіх інших, дозволяють передавати навантаження від плит покриття на верхній пояс між вузлами. Це уможлиблюється тому, що згинальні додатні моменти $M_{Ed,P}$, які виникають від вертикального позавузлового прикладення навантаження P , зменшуються за рахунок від'ємних згинальних моментів $M_{Ed,N}$, спричинених у верхньому поясі дією позацентрово прикладених поздовжніх зусиль стиску N (рис. 4.14, *м*).

Аркові ферми з прольотами більшими 30 м економічніші сегментних.

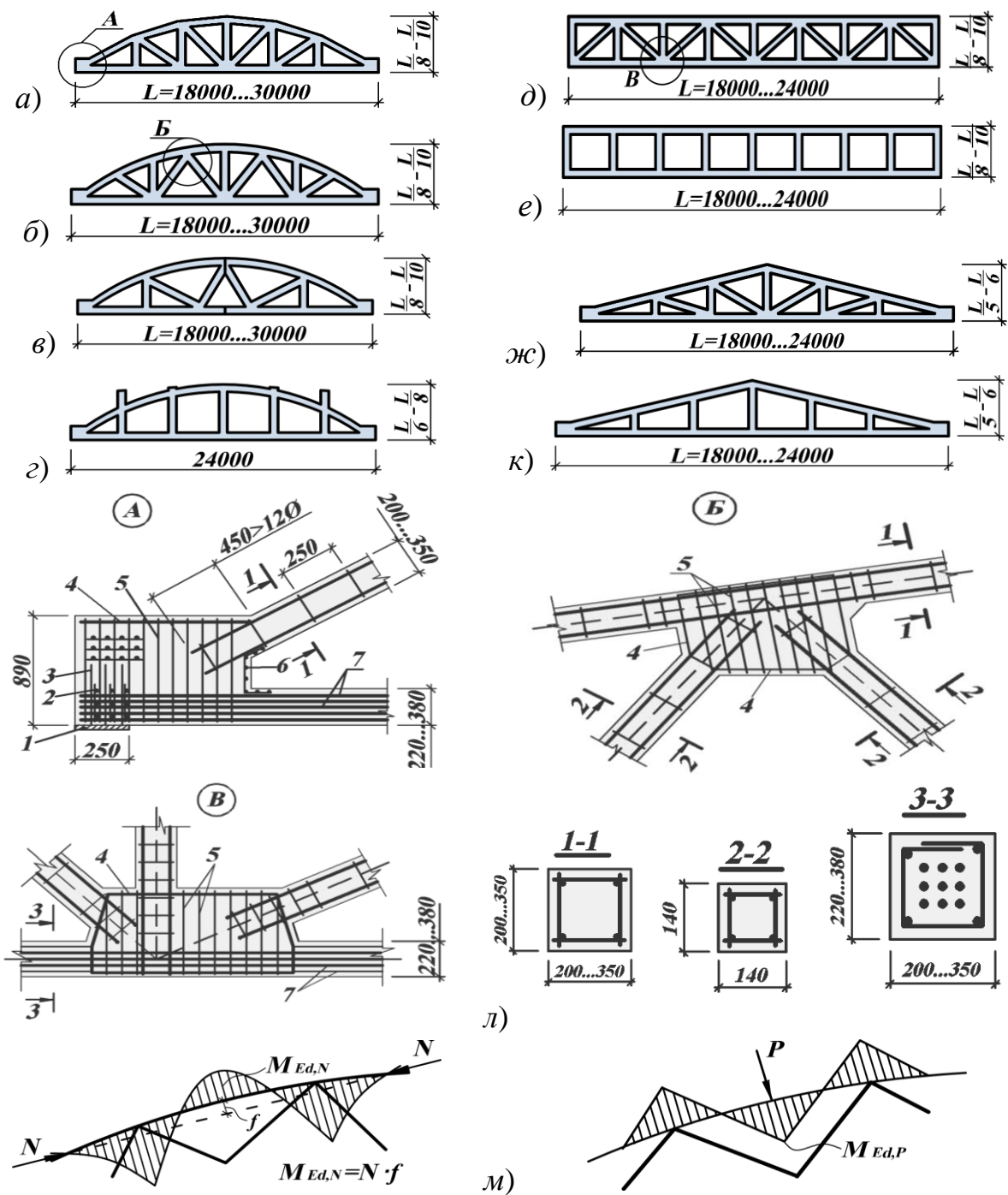


Рис. 4.14. Конструкції залізобетонних крокв'яних ферм:

а...к – типи ферм; л – схеми армування вузлів та поперечних перерізів; м – епюри згинальних моментів у верхньому поясі; 1 – закладна металева деталь; 2 – арматурні сітки; 3 – вертикальні стержні; 4 – контурний стержень; 5 – поперечна арматура; 6 – додаткові сітки; 7 – попередньо напружена арматура

Залізобетонні ферми з паралельними поясами як розкісні (рис. 4.14, д), так і безрозкісні (рис. 4.14, е), застосовують у першу чергу в будівлях, покрівлі яких запроєктовані плоскими. Але цим фермам властиві значні недоліки. Так, за витратами бетону вони менш економічні від сегментних і мають велику висоту на опорах, що потребує для їх стійкості

додатково установлювати вертикальні в'язі в площині опорних стояків. Велика висота на опорі призводить також до збільшення висоти зовнішніх стін. Техніко-економічні показники розкісних ферм із паралельними поясами запропоновано покращувати шляхом відведення частини попередньо напруженої арматури з нижнього пояса в розтягнуті розкоси.

Трикутні ферми (рис. 4.14, ж, к) відносяться до найбільш неекономічних через великі витрати матеріалів і значну висоту. Але, не дивлячись на це, їх можна з успіхом застосувати в одноповерхових будівлях, де покрівля виконується із профільованих тонкостінних листів (асбестоцементних, металевих і т. ін.), які потребують значних схилів.

Окрім зображених на рисунку 4.14 можуть використовуватись ферми з нижнім ламаним поясом. Такі ферми мають велику стійкість, що звільняє будівельників від необхідності установлювати додаткові в'язі, але виготовлення цих ферм поки що трудомістке та складне.

За способом виготовлення ферми бувають двох типів: *із закладною решіткою* і *суцільнозабетоновані*. При виготовленні ферм за першим способом попередньо виготовлені розкоси і стояки закладають в загальну форму, а тоді бетонують вузли і верхній та нижній пояси. При другому способі виготовлення ферм – усі елементи ферм бетонуються одночасно в одній формі. Перший спосіб більш економічний, оскільки при його застосуванні елементи решітки можна виготовляти із бетонів нижчих класів і меншими за поперечними перерізами, ніж пояси. Ферми можуть виготовлятися із двох відправних частин, які на будівельному майданчику об'єднуються зварюванням у стиках (рис. 4.14, в). Але такі ферми при експлуатації менш надійні в роботі на динамічні навантаження і дорожчі від суцільнозабетонованих на 10... 15%. Цей спосіб для виготовлення ферм застосовують тоді, коли їх довжина складає 30 м і більше, а транспортування веде до значних ускладнень.

При проектуванні ферм їх висоту посередині прольоту приймають у межах $1/8...1/10$ прольоту. Розміри поперечних перерізів окремих елементів ферми повинні бути розраховані на сприйняття зусиль, які в них діють, а також повинні відповідати конструктивним вимогам. Ширина перерізів поясів ферм прольотами 18 і 24 м при кроці 6 м приймається 200...300 мм, а при кроці 12 м – 250...350 мм. Висота перерізів верхнього пояса в типових конструкціях складає 200...350 мм, нижнього – 220...380 мм залежно від кроку ферм. Розміри перерізу елементів решітки конструюють залежно від способу виготовлення ферм.

Для виготовлення ферм застосовують бетон класів С25/30...С40/50.

Армування нижнього пояса ферм здійснюється попередньо напруженою стержньовою арматурою класів А600С, А800С, А1000, канатами класів К-7 та дротяною арматурою класу Вр1200, Вр1300. Уся поздовжня арматура в нижньому поясі обрамляється поперечними хомутами з дроту класу Вр-І з кроком 500 мм. Створення попереднього напруження здійснюють звичайно натягуванням арматури на упори. Перерізи верхнього пояса, розкосів та стояків армують зварними каркасами із поздовжніх стержнів класу А500С та поперечних із дроту класу Вр-І. Вузли з'єднань елементів решітки із поясами армують в'язаними або зварними сітками із стержнів класу А500. Особлива увага приділяється армуванню вузлів, у яких кількість арматури визначається згідно з розрахунками на сприйняття зусиль, що тут діють. Для армування вузлів застосовують суцільно гнуті контурні стержні діаметром 10...18 мм, а вертикальні поперечні стержні застосовують діаметром 6...10 мм з кроком 100 мм.

Арматурні стержні розкосів та стояків із метою надійного анкерування заводять у вузли, попередньо приваривши на кінцях розтягнутих стержнів анкери. Надійність анкерування перевіряють розрахунками. В опорному вузлі, для забезпечення сприйняття ним зусиль обтиснення та поперечних сил, установлюють поперечні стержні, об'єднані контурними стержнями в плоскі каркаси (рис. 4.14, л, позиції 5, 4). Плоскі каркаси в кожному вузлі об'єднують в просторові. В опорному вузлі також установлюються сітки (позиція 2), призначення яких – запобігати виникненню поздовжніх тріщин від дії зусиль обтиснення та покращувати умови анкерування попередньо напруженої арматури. Окрім того, появу таких тріщин відвертають також вертикальні стержні (позиція 3), приварені до закладних опорних пластин (позиція 1). Розкриття тріщин, які можуть виникнути в місцях з'єднання нижнього пояса з верхнім, обмежують за рахунок установки додаткових сіток (позиція 6), які розміщують у вутах – розширеній ділянці спряження елементів ферми.

Арматура всіх елементів решітки повинна бути заведена в пояси і надійно заанкерована.

Статичний розрахунок ферм виконують на дію *постійних* (від маси покриття та ферми) і *тимчасових* (від маси снігу, підвісного обладнання) навантажень. Навантаження від маси покриття, ферми та снігу прикладають у вузлах верхнього пояса, а від підвісного обладнання у вузлах нижнього пояса у вигляді зосереджених сил. Зусилля в елементах

ферми визначають при комбінаціях нерівномірного завантаження снігом біля ліхтарів і по всьому покриттю, у тому числі розглядається завантаження снігом і підвісним обладнанням тільки однієї половини ферми. Для розкісних ферм у розрахункових схемах приймають ферми з шарнірним з'єднанням елементів у вузлах; для безрозкісних ферм з'єднання у вузлах приймають жорстким. Ферми за другою схемою розраховують приблизним або точним методом на ЕОМ як статично невизначені рами із замкнутим контуром.

Розрахунок ферм виконують також на зусилля, які виникають під час їх виготовлення, транспортування та монтажу.

Верхній пояс розкісної ферми розраховують як позацентрово стиснутий елемент, а нижній пояс розраховують на центральне розтягнення. Елементи решітки, в яких діє зусилля стиску, розраховують як позацентрово стиснуті елементи, а елементи решітки, в яких діє зусилля розтягу, розраховують як центрально розтягнуті. Для безрозкісних ферм, а також для випадків позавузлового завантаження, верхній пояс розраховують як стиснутий елемент із розрахунковим ексцентриситетом, а нижній пояс – як позацентрово розтягнутий.

У безрозкісних фермах елементи решітки розраховують на позацентровий стиск, при дії в них зусиль стиску, або позацентровий розтяг, якщо в них діють зусилля розтягу.

Розрахунок стиснутих розкосів і стояків виконують як у площині, так і з площини ферми.

Розрахункову довжину елементів приймають (0,8...0,9) відстані між центрами вузлів їх закріплення. Розрахунок нижнього пояса і розтягнутих розкосів виконують на утворення, розкриття і закриття тріщин, залежно від вимог до тріщиностійкості з урахуванням жорсткості вузлів ферми. Вузли ферм розраховують окремо.

Розрахунок опорного вузла ферми виконують згідно із встановленою на основі експериментальних даних розрахунковою схемою (рис. 4.15, а). У результаті розрахунку за даною схемою повинна бути забезпечена міцність опорного вузла по лінії *AB* на відрив та на дію згинального моменту. А це означає, що необхідно визначити площу поперечного перерізу поперечної і поздовжньої арматури, яка унеможливує таке руйнування.

Площу поперечного перерізу поздовжньої ненапруженої арматури, яка компенсує зниження розрахункового зусилля в напруженій арматурі

через недостатнє її анкерування в опорному вузлі, визначають за формулою:

$$A_S = 0,2N_t / f_{yd}, \quad (4.26)$$

в якій N_t – поздовжнє зусилля розтягу в припорній частині нижнього пояса (рис. 4.15, *a*).

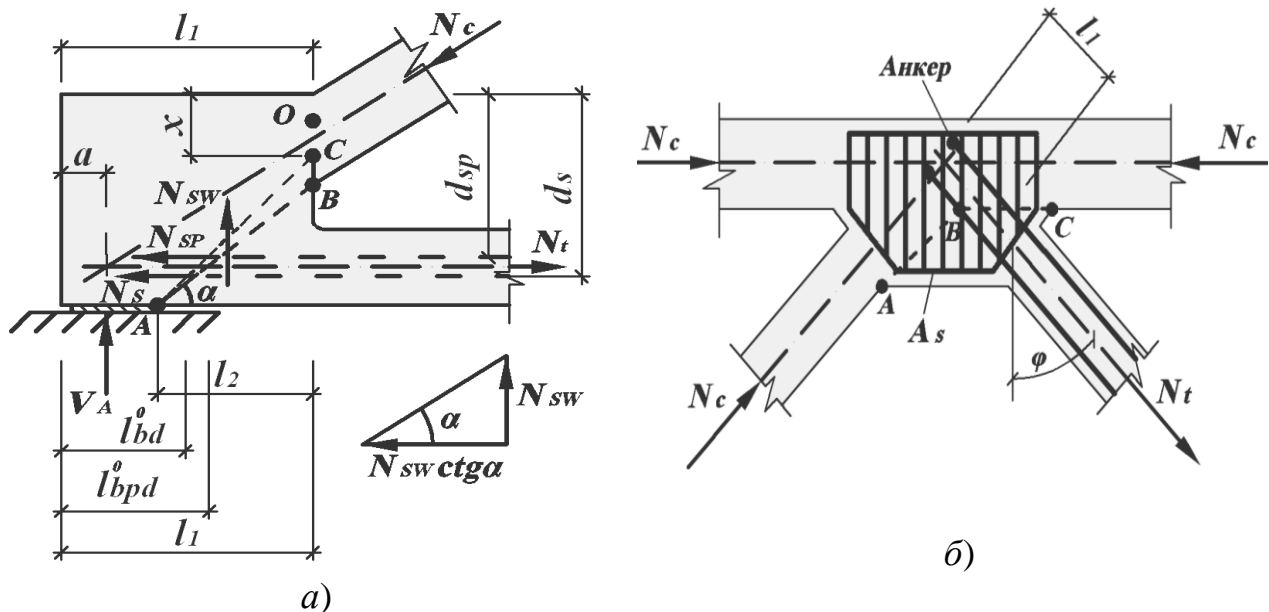


Рисунок 4.15 – Схеми до розрахунку міцності вузлів ферми:
a – опорний вузол; *б* – проміжний вузол

Площу перерізу поперечної арматури A_{sw} , яка перетинається лінією AB , визначають (рис. 4.15, *a*) із умови:

$$A_{sw} = N_{sw} / f_{ywd}, \quad (4.27)$$

в якій N_{sw} – зусилля, яке сприймається поперечною арматурою.

Зусилля N_{sw} визначається із умови міцності опорного вузла на його відрив по лінії AB зусиллям N_t , що діє у нижньому поясі. Оскільки цьому відриву уздовж горизонтальної осі чинять опір зусилля у поздовжній напруженій арматурі N_{sp} , у поздовжній ненапруженій арматурі N_s та у поперечній арматурі $N_{sw} ctg\alpha$ (рис. 4.15, *a*), то умова міцності опорного вузла на відрив по лінії AB матиме вигляд:

$$N_t \leq N_{sp} + N_s + N_{sw} ctg\alpha, \quad (4.28)$$

звідки, зусилля, яке сприймається поперечною арматурою

$$N_{sw} = (N_t - N_{sp} - N_s) / ctg\alpha, \quad (4.29)$$

де $N_{sp} = A_{sp} f_{pd} l_{bpd}^0 / l_{bpd}$ – зусилля в поздовжній напруженій арматурі; $N_s = A_s f_{yd} l_{bd}^0 / l_{bd}$ – зусилля у звичайній поздовжній арматурі; α – див. рисунок 4.15; l_{bpd}^0, l_{bd}^0 – фактична довжина анкерування поздовжньої напруженої та звичайної арматури між торцем балки та лінією AB ; l_{bpd}, l_{bd} – теоретично необхідна довжина анкерування, при якій забезпечується повне використання міцності поздовжньої напруженої та звичайної арматури.

Визначивши за (4.26) та (4.27) площу поперечного перерізу поперечної та звичайної поздовжньої арматури, перевіряють міцність опорного вузла в похилому перерізові по лінії AC при згинанні за умовою $\Sigma M_O = 0$ (O – точка прикладання рівнодійної напружень у бетоні стиснутої зони над точкою B), тобто:

$$V_A(l_1 - a) \leq N_{sw} (l_2 - 10) / 2 + N_s (d_s - x / 2) + N_{sp} (d_{sp} - x/2), \quad (4.30)$$

де x – висота стиснутої зони бетону; визначається за нормами ([2], 3.1.6)

$$x = (N_s + N_{sp}) / \lambda \eta f_{cd} b, \quad (4.31)$$

де λ, η – коефіцієнти; їх значення рекомендується брати: $\lambda = 0,8; \eta = 1$.

Розрахунок проміжного вузла можна виконати за розрахунковою схемою, зображеною на рисунку 4.15, б. За цією схемою руйнування проміжного вузла відбувається в результаті відривання силою N_t кісця по лінії ABC . Для забезпечення міцності вузла на відрив, у вузлі встановлюють поперечну арматуру, площа поперечного перерізу якої визначається за формулою (4.27). Зусилля N_{sw} при застосуванні формули (4.27) можна знайти із умови міцності вузла на відрив по лінії ABC :

$$N_{sw} \cos\varphi \geq N_t (k_2 l_1 + a) / k_1 l_{bd}, \quad (4.32)$$

де N_t – розрахункове значення зусилля в розтягнутому кісці; φ – кут між поздовжньою віссю кісця і поперечними стержнями, l_1 – довжина защемлення арматури кісця за лінією ABC ; a – коефіцієнт, значення якого приймається залежно від типу застосованих додаткових анкерів на кінцях стержнів кісця за лінією ABC (при одному коротунові і петлі

$a = 3\emptyset$; при двох коротунах $a = 5\emptyset$; при випресованій голівці $a = 2\emptyset$); $k_2 = 1 \dots 1,1$ – коефіцієнт, який ураховує особливості роботи вузла, в якому сходяться розтягнутий і стиснутий кісці (для верхнього пояса $k_2 = 1$; для вузлів нижнього пояса, при наявності у вузлі стиснутих стояків або кісців під кутом понад 40° до горизонту, $k_2 = 1,1$; в інших випадках $k_2 = 1,05$); l_{bd} – див. вище; $k_1 = \sigma_s / f_{yd}$; σ_s – розрахункове значення напруження в арматурі розтягнутого кісця від розрахункового значення навантаження.

Площа поперечного перерізу арматури, яка обрамляє проміжний вузол, розраховується за умовним зусиллям

$$N_s = 0,04(N_1 + 0,5N_2), \quad (4.33)$$

де N_1 – найбільше зусилля в одному із двох розтягнутих кісців, які сходяться у вузлі; N_2 – зусилля у другому кісці. У випадку наявності тільки одного розтягнутого кісця приймають $N_2 = 0$.

Використовуючи формулу (4.33), визначають площу стержнів для обрамлення вузла за такою залежністю:

$$A_s = N_s / f_{yd}, \quad (4.34)$$

де $f_{yd} = 90$ МПа – розрахункове значення напруження, зумовлене обмеженою шириною розкриття тріщин.

4.6 Залізобетонні кроkv'яні арки

Під *аркою* розуміють великопрольотну будівельну конструкцію у вигляді вигнутого в бік прикладеного навантаження криволінійного бруса, горизонтальне переміщення опор якого обмежене. Арки переважно працюють на стиск, що викликано наявністю розпорів. Тому застосування арок в одноповерхових виробничих будівлях із прольотами понад 30 м порівняно з фермами є економічнішим.

Залізобетонні кроkv'яні арки поділяються на *безшарнірні*, *двошарнірні* і *тришарнірні* (рис. 4.16, а, б, в). Найбільшого розповсюдження набули двошарнірні пологі арки із затяжкою зі стрілою підйому $f = (1/8 \dots 1/6) L$ (рис. 4.16, б, г). У будівлях зі значними прольотами і можливим зміщенням опор у горизонтальному і вертикальному напрямках застосовують тришарнірні арки, оскільки в цих арках зміщення опор незначно відбивається на зусилля в перерізах. Двошарнірні арки переважно застосовують там, де можуть виникати вертикальні переміщення опор при незначних горизонтальних. У безшарнірних арках

зміщення опор у будь-якому напрямку викликає значні додаткові зусилля, тому цей тип арок застосовується тільки з незначним переміщення опор.

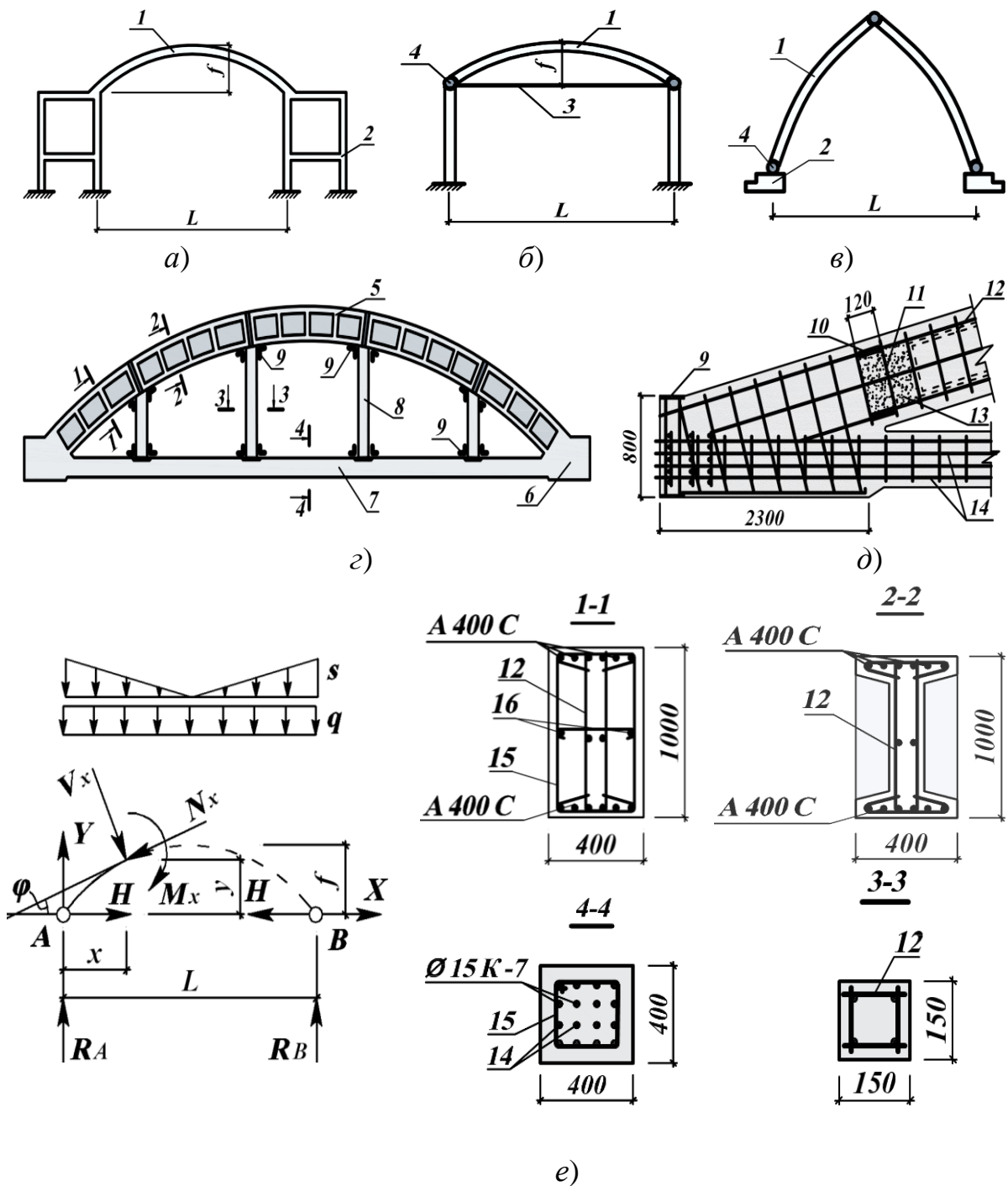


Рисунок 4.16 – Конструкції арок покриттів:

a – безшарнірна арка; *б* – двошарнірна арка з затяжкою; *в* – трьохшарнірна арка без затяжки; *г* - конструкція збірної арки; *д* – опорний вузол арки; *е* – розрахункова схема арки; 1 – арка; 2 – опора; 3 – затяжка (стягель); 4 – шарнір; 5 – збірний елемент арки; 6 – опорний вузол арки; 7 – затяжка (стягель) із залізобетону; 9 – закладні деталі; 10 – зварний стик арматури; 11 – арматурна сітка; 12 – зварний каркас; 13 – ділянка замонолічування; 14 – напружена арматура; 15 – хомути; 16 – шпилька

175 Найбільш раціональним обрисом арки є квадратна парабола (рис. 4.16, е)

$$y = 4fx(L - x) / L^2, \quad (4.35)$$

оскільки вона при рівномірно розподіленому навантаженні співпадає з кривою тиску. Але навіть при такій формі арок уникнути згинальних моментів у її перерізах повністю не вдається, оскільки вони часто є причиною одностороннього завантаження, процесів усадки і повзучості бетону. Тому обрис арки приймається таким, при якому згинальні моменти будуть якнайменші, а виготовлення конструкції не виявиться складним. Звичайно пологі двошарнірні арки із затяжкою приймають за обрисом у вигляді дуги кола з прямокутним або двотавровим поперечним перерізом розмірами $h = (1/30 \dots 1/50) L$, $b_{eff} = (0,4 \dots 0,5) h$.

Залізобетонні арки можуть бути збірними або монолітними. Виготовляють їх з бетону класів С25/30...С40/50. Збірні арки складаються із окремих блоків (рис. 4.16, з) довжиною 6 м кожний. З'єднання блоків виконують зварюванням випусків поздовжньої арматури з наступним старанним замонолічуванням стиків дрібнозернистим бетоном. Залізобетонні плити до арок прикріплюють за допомогою зварювання закладних деталей. Плити служать також горизонтальними в'язями. Затяжки арок виготовляють попередньо напруженими із високоміцного дроту класу Вр1200... Вр1500 та канатів класу К-7, К-19. З метою запобігання провисанню затяжок установлюють підвіски з кроком 6 м.

Армування поперечних перерізів арок, з метою сприйняття моментів різних знаків, здійснюють симетрично поздовжньою стержневою арматурою класу А500С. Для поперечного армування застосовується арматура класу А240С і Вр-І, оскільки поперечні сили незначні.

Розрахунок арок здійснюють у два етапи. На першому – визначають розпір з урахуванням деформацій елементів конструкцій. Наприклад, для пологої залізобетонної арки, яка має переріз сталої величини і за обрисом описується дугою кола або квадратної параболи, значення розпору при рівномірному її завантаженні навантаженням q , визначається за формулою:

$$H = kqL^2 / 8f, \quad (4.36)$$

де k – коефіцієнт, який враховує вплив пружного обтиснення арки на розпір (попередньо приймають $k = 0,9$).

На другому етапі, використовуючи обчислене значення H , визначають відповідно до розрахункової схеми (рис. 4.16, *e*) розрахункові зусилля в перерізах арки за формулами:

$$M_x = M_{0x} - Hy, \quad (4.37)$$

$$N_x = H \cos \varphi + V_{0x} \sin \varphi, \quad (4.38)$$

$$V_x = V_{0x} \cos \varphi - H \sin \varphi, \quad (4.39)$$

у яких M_x , N_x , V_x – відповідно згинальний момент, поздовжня і поперечна сили, які діють у перерізах арки з координатами x , y ; M_{0x} , V_{0x} – зусилля для вільноопертої балки в перерізі з абсцисою x ; φ – кут між дотичною до осі арки в даному перерізові і горизонтальною прямою.

Зусилля в перерізах арки визначають на дію постійних g (від маси арки і маси покриття) і тимчасових v (від маси снігу і підвісного обладнання) навантажень у різних комбінаціях. Варіанти найбільш небезпечних навантажень від маси снігу приймають залежно від обрисів арки відповідно до норм [13]. Часто такими варіантами є суцільні навантаження по всьому прольоту арки та однобічне на половині прольоту.

Для арок із великими прольотами визначають зусилля, що викликані усадкою та повзучістю бетону.

Арки з великими значеннями стріли підйому f розраховують на дію вітрового тиску. Визначені зусилля від різних навантажень зводять у таблицю, за якою установлюють максимальні і мінімальні розрахункові сполучення в перерізах. На ці зусилля підбирають площу поперечного перерізу поздовжньої робочої арматури арки як для позацентрово стиснутих елементів. Розрахункову довжину елементів для двошарнірних арок приймають рівною $0,54l$, для тришарнірних арок – $0,59l$, для безшарнірних – $0,36l$, (l – довжина дуги арки).

Затяжку розраховують на міцність і тріщиностійкість як центрально розтягнутого елемента. При цьому не враховують дію згинальних моментів від власної ваги затяжки.

Підвіски розраховують на центральний розтяг, викликаний дією навантаження від маси затяжки та підвісного обладнання.

Опорний вузол арки розраховують аналогічно до розрахунку опорного вузла ферми (рис. 4.15, *a*).

4.7 Тришарнірні рами

Тришарнірні рами у будівництві застосовують у спорудженні будівель, призначених переважно для сільськогосподарського виробництва. Рами виконують прольотами 12, 18 і 21 м у вигляді двох збірних піврам (рис. 4.17). Найпоширенішими є рами, що складаються із двох Г-подібних піврам, шарнірно з'єднаних із фундаментами та у гребеневому вузлі між собою. Установлюють рами з кроком 3; 4,5 та 6 м під покриття як із залізобетонних плит, так і під покриття із полегшених склопластикових або азбоцементних плит.

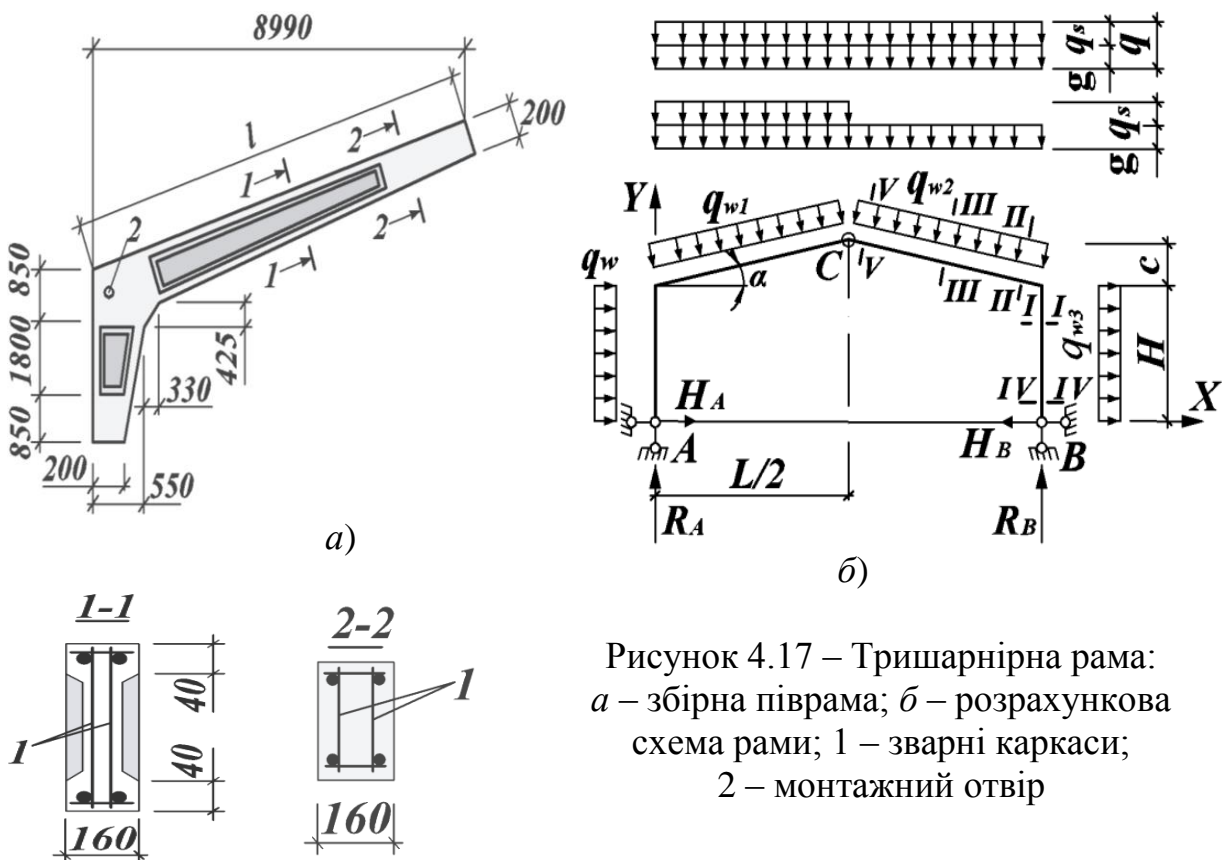


Рисунок 4.17 – Тришарнірна рама:
 а – збірна піврама; б – розрахункова
 схема рами; 1 – зварні каркаси;
 2 – монтажний отвір

Тришарнірні рами мають значні переваги порівняно зі звичайними стояково-балковими рамами – за рахунок жорсткого з'єднання ригеля рами зі стояком та ламаного його окреслення згинальні моменти у ригелі від дії зовнішнього навантаження значно менші, ніж у вільно опертих балках. А це дозволяє проектувати перерізи ригелів рам меншими і таким чином економити арматуру і бетон.

Застосовують тришарнірні рами із *суцільних і складених піврам*.

Складені піврами включають два елементи – ригель і стояк, що з'єднуються у місці розташування жорсткого вузла. Це спрощує технологію виготовлення і транспортування піврам, але приводить до

більших витрат металу, збільшення трудомісткості у монтажі, застосування додаткових заходів антикорозійного захисту металу в місці з'єднання ригеля зі стояком.

Збірні елементи піврам між собою близькі за розмірами. Поперечні перерізи стояків та ригелів бувають прямокутні, таврові та двотаврові. Два останні види перерізів дозволяють додатково економити бетон, але ускладнюють виготовлення піврам, через що широкого розповсюдження не набули.

У тришарнірних рамах розпір сприймається фундаментами, серед яких широкого застосування набули пірамідальні палі. Для виготовлення піврам звичайно застосовують важкий бетон класів С16/20...С25/30.

Армування піврам здійснюють зварними каркасами із сталі класу А500С. Їх також доцільно армувати дротяною та канатною напруженою арматурою, якщо піврами виготовляються на спеціалізованих заводах. Особлива увага приділяється армуванню вузлів з'єднання ригеля із стояком. Верхні розтягнуті стержні у цьому вузлі згинають по дузі кола радіусом не менше ніж $15\varnothing$, надійно заанкерують у бетоні стиснутої зони і приварюють до закладних деталей. Поперечні стержні ригелів установлюють з кроком $10\varnothing$ (\varnothing – діаметр поздовжніх стержнів). Щоб запобігти появі концентрації напружень стиску у вузлі спряження ригеля із стояком, із внутрішньої сторони жорсткого вузла рами влаштовують вут.

Будівлі, споруджені із застосуванням тришарнірних рам, за витратами бетону та арматури є економічнішими порівняно з будівлями, в каркасах яких застосовані залізобетонні або сталезалізобетонні крокв'яні ферми.

Розрахунок тришарнірних рам здійснюють за двома схемами навантажень (рис. 4.17, б). Перша схема враховує завантаження рами навантаженнями від її маси і маси покриття (g), від тиску вітру (q_w), а також від маси снігу (q_s) уздовж всього прольоту. За другою схемою прикладаються навантаження від маси рами, покриття (g) та тиску вітру (q_w) так само, як і за першою схемою, а навантаження від маси снігу (q_s) розглядається тільки на одній із піврам.

Як за першою, так і за другою схемами завантаження вертикальні складові опорних реакцій R_A і R_B визначають із умови рівноваги моментів усіх сил відносно шарнірних опор A і B ($\sum M_A = 0$, $\sum M_B = 0$). Розпір рами визначають із умови рівноваги моментів усіх сил, які діють на кожну із піврам (праву або ліву) відносно замкового шарніра ($\sum M_C = 0$).

Після визначення опорних реакцій від усіх навантажень будують епюри згинальних моментів M , поздовжніх N і поперечних V сил. Потім будують їх обвідні епюри.

Несучу здатність піврам у поперечних перерізах розраховують на позацентровий стиск від дії максимального від'ємного згинального моменту (зліва і справа від жорсткого вузла у перерізах I-I, II-II), максимального додатного згинального моменту в ригелі (переріз III-III) і поблизу опорного та замкового вузлів (перерізи V-V, IV-IV). У результаті розрахунків одержують необхідну площу поперечного перерізу поздовжньої робочої арматури для армування перерізів піврам. Розрахункову довжину l_0 елементів піврам, для урахування поздовжнього згинання на їх несучу здатність, норми не регламентують. Тому точний їх розрахунок рекомендується виконувати на ЕОМ за деформованою схемою. Але, щоб частково уникнути цієї прогалини, достатню стійкість позацентрово стиснутих півригелів із своєї площини забезпечують надійним закріпленням до них плит.

Площу поперечної арматури визначають із розрахунків міцності піврам у похилих перерізах біля опори, жорсткого вузла і замкового шарніра, де діють максимальні поперечні сили або висота чи товщина перерізу мають найменші значення.

Тришарнірні рами розраховують за граничними станами другої групи із метою визначення ширини розкриття тріщин у вказаних вище розрахункових нормальних і похилих перерізах (I-I – V-V). Також визначають прогин рами на рівні замкового шарніра. Цей розрахунок згідно із нормами виконують, як правило, на ЕОМ.

4.8 Плити покриттів

Для безпрогінної системи покриттів застосовують переважно ребристі збірні залізобетонні П-подібні плити (рис. 4.18, *а*), двоконсольні плити типу 2Т (рис. 4.18, *б*), плити «на проліт» (рис. 4.18, *в*) та плити типу КЖС (рис. 4.18, *г*).

Плити покриттів сприймають навантаження від маси покрівлі, снігу, вентиляційного та іншого обладнання, від підвісного транспорту і передають його на крокв'яні (підкрокв'яні) конструкції або стіни. Вони забезпечують стійкість верхніх стиснутих поясів ферм і крокв'яних балок у площині покриттів, а також передають навантаження від тиску вітру з торців будівлі на поздовжні ряди колон каркасів.

Рибисті П-подібні плити виготовляють розмірами 1,5×6; 3×6; 1,5×12; 3×12 м. Плити шириною 1,5 м використовують як добірні в місцях перепадів покриттів, біля ліхтарів, у районах із сніговим навантаженням понад 1,5 кПа.

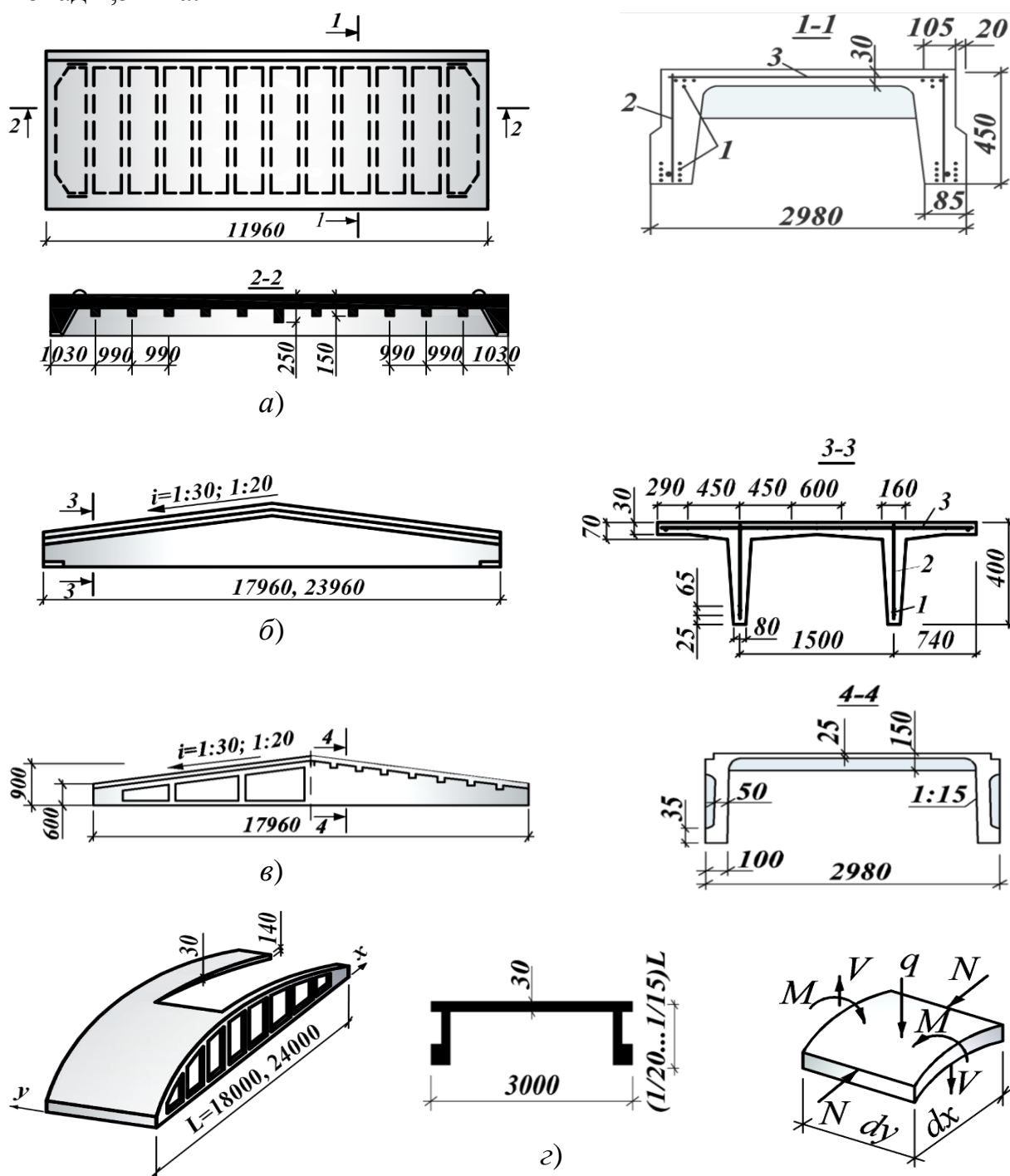


Рисунок. 4.18. Конструкції плит покриттів:
 а – П-подібні; б – типу 2Т; в – крупнорозмірні; г – типу КЖС;
 1 – попередньо напружена арматура; 2 – зварний каркас; 3 – плоска зварна сітка

Рибристі П-подібні плити складаються із двох поздовжніх, декількох поперечних ребер та полиці, що заповнює простір між поздовжніми і поперечними ребрами. В плитах шириною 3 м поперечні ребра розташовані з кроком 1000 мм, а в плитах шириною 1,5 – через 1500 мм. Товщина полиці у плитах довжиною 6 м дорівнює 25 мм, висота поперечного ребра 100 мм, а поздовжнього 250 мм, а в плитах довжиною 12 м відповідно ці елементи мають розміри – 30 мм, 150 мм та 450 мм. Ці плити армуються в поздовжніх ребрах попередньо напруженою стержневою арматурою класів А600С...Ат1000, дротяною арматурою класів Вр1200...Вр1500 та канатами класу К-7. Крім цього, поздовжні, а також поперечні ребра армують плоскими зварними каркасами, в яких поздовжня арматура – зі стержнів класу А500С, поперечна – із дроту класу Вр-І. Полицю плити та вути армують зварними сітками із дроту класу Вр-І.

Для виготовлення ребристих П-подібних плит довжиною 6 м застосовують бетон класів С12/15...С25/30, а довжиною 12 м – С25/30...С32/40. У будівлях без агресивного середовища застосовують плити із бетонів на пористих заповнювачах.

Розрахунок ребристих плит у поздовжньому напрямку здійснюють як однопролітних вільно опертих з кінців балок на дію постійних g (від маси плити і покрівлі) та тимчасових q (від маси снігу) навантажень. Розрахунковий проліт дорівнює відстані між серединами довжин опорних ділянок ребер плит на ригелі чи стіни. Поперечний переріз ребристої плити для розрахунків зводять до таврового, після чого розрахунок плити у поздовжньому напрямку за сутністю зводиться до визначення необхідної площі поперечного перерізу поздовжньої попередньо напруженої (із розрахунку міцності у нормальних перерізах) та поперечної арматури (із розрахунку міцності у похилих перерізах), яка розташовується у поздовжніх ребрах.

Обчисливши площу поперечного перерізу поздовжньої та поперечної арматури, виконують розрахунки на утворення, розкриття і закриття тріщин залежно від вимог до тріщиностійкості у нормальних і похилих перерізах, обчислюють деформації плити на дію експлуатаційних навантажень. Обов'язковими є розрахунки плити на дію навантажень, що виникають у стадії виготовлення, транспортування та монтажу.

Розрахунок полиці плити, залежно від співвідношення відстаней між поперечними та поздовжніми ребрами, виконують як нерозрізних балкових плит або плит, опертих по контуру. Розрахунковими прольотами полиці приймають відстань у просвіті між поздовжніми та поперечними

ребрами. Якщо відношення більшого прольоту до меншого перевищує 3, то полицю розраховують як балкову, а якщо це відношення не перевищує 3, то полицю розраховують як оперту по контуру. Оскільки товщина полиці порівняно мала (25...30 мм), то арматурну сітку у розрахунках вважають розташованою в ній посередині. При більшій товщині полиці, що характерно для плит із легких бетонів, сітку слід розташовувати відповідно до епюри згинальних моментів. Полицю розраховують на дію навантажень від маси покрівлі, маси полиці та снігу.

Розрахунок поперечних ребер виконують як однопрольотних заземлених із кінців балок, завантажених трикутноподібним навантаженням, що передається із трикутних навантажувальних площ полиць, завантажених рівномірно розподіленим навантаженням від власної маси. Трикутноподібне навантаження допускається зводити до еквівалентного рівномірно розподіленого. Поперечний переріз ребра у розрахунках приймають тавровим із полицею у стиснутій зоні. Поперечні ребра розраховують за міцністю, утворенням і розкриттям тріщин у нормальних та похилих перерізах.

Двоконсольні плити типу 2-Т (рис. 4.18, б) виготовляють розмірами 3×6; 3×12; 3×18 та 3×24 м з двома поздовжніми ребрами, розташованими на відстані 1500 мм одне від одного. Висота ребер у плитах довжиною 6 м і 12 м дорівнює 300 мм, а у плитах довжиною 12 м і 24 м – 400 мм.

У цих плитах поперечні ребра відсутні, оскільки згинальні моменти в полиці плити значно зменшені через розвантажувальний вплив консолей у поперечному напрямку. Відсутність поперечних ребер значно спрощує форму плити, а отже її виготовлення. Для армування поздовжніх ребер застосовується стержньова арматура класу А600С...А1000, дротяна арматура класу Вр1200...Вр1500 та канати класу К-7. Полицю плити армують зварними сітками із дроту класу Вр-І аналогічно армуванню ребристих П-подібних плит. Плити типу 2Т прольотами 18 і 24 м застосовують у покриттях при розташуванні ригелів із кроком 6 або 12 м.

Виготовлення плит типу 2Т прольотами 18 і 24 м здійснюють у два етапи: спочатку виготовляють із бетону класів С20/25...С32/40 поздовжні ребра, а потім бетонують полицю з бетону класів С12/15...С16/25. З'єднання ребер із плитою забезпечується залишеними в ребрах випусками арматури.

При проектуванні плит типу 2Т окремо розраховують поздовжні ребра, як однопрольотні балки таврового поперечного перерізу. Полиці розраховують як однопрольотні двоконсольні балки шириною 1000 мм із

розрахунковим середнім прольотом $l_0 = 150$ мм і консолями довжиною $a = 740$ мм (рис. 12.18, б).

Розрахунок поздовжніх ребер плит типу 2Т здійснюють на дію постійних g (від маси покрівлі та плити) і тимчасових q (від маси снігу) навантажень аналогічно до розрахунку ребристих П-подібних плит. Розрахунок полиці цих плит має свої особливості. Вони полягають у тому, що розрахункові зусилля у полиці визначають для трьох комбінацій завантажень. Комбінації складають так, що в одній із них постійне навантаження (від маси покрівлі і полиці) сполучають із тимчасовим рівномірно розподіленим навантаженням (від маси снігу), а у двох інших те ж саме постійне навантаження сполучають із тимчасовим зосередженим навантаженням (від маси монтажника з інструментом), прикладеним на кінці консолі або у середині прольоту.

Широкого застосування у покриттях виробничих будівель набула залізобетонна *плита типу КЖС* (рис. 4.18, з), яка в напрямку більшої сторони становить собою коротке циліндричне положисте попередньо напружене склепіння. Плита складається із двох попередньо напружених поздовжніх ребер (діафрагм) у вигляді сегмента за окресленням та двох бортових балок у торцях. Твірною оболонки є, як правило, квадратна парабола. Розміри плит у плані бувають 3×12 ; 3×18 та 3×24 м.

Плити типу КЖС використовують для покриттів одноповерхових одно- та багатопролітних виробничих будівель із поздовжнім розташуванням ригелів (рис. 4.4, з), обладнаних мостовими кранами вантажопідйомністю до 32 т, або підвісним транспортом вантажопідйомністю до 5 т. Ці плити достатньо прості при виготовленні, економічні, але мають недолік – складність виконання покрівлі по криволінійній площині. Висоту плити посередині беруть у межах $1/20 \dots 1/15$ прольоту і залежно від навантаження.

Товщину оболонки (полиці) проектують перемінною, але не меншою ніж 30 мм із потовщенням до 50...60 мм біля діафрагм і до 140...160 мм біля торців. Поздовжні ребра проектують мінімальної товщини (40 мм) із застосуванням вертикальних ребер жорсткості. У місцях спряжень оболонки із діафрагмами влаштовують вути.

Плити КЖС виготовляють із бетонів класу С16/20...С40/50 залежно від прольоту та навантажень.

Армування діафрагм плити здійснюють стержньовою попередньо напруженою арматурою класів А600С, А800, високоміцним дротом Вр1200...Вр1500, а також канатами класу К-7. У поздовжніх ребрах ця

арматура відіграє роль зтяжки. Полицю плити армують зварними сітками із арматури класу Вр-І. Торцеві ребра армують зварними каркасами зі сталі класу А500С. В опорних ділянках довжиною 0,1 прольоту діафрагма також армується зварними каркасами зі сталі класу А500С для покращення анкерування напруженої арматури. У ребрах установлюють підвіски.

У *розрахунках* плиту КЖС розглядають як циліндричне склепіння, яке працює сумісно з діафрагмами. Розрахунок здійснюють за методом граничної рівноваги. При цьому береться до уваги, що уздовж оболонки діє тільки поздовжня сила N , а впоперек – згинальні моменти M і поперечні сили V .

До крупнорозмірних панелей належать *також ребристі П- подібні малопохилі плити* прольотом 18 і 24 м із трапецієподібними поздовжніми ребрами із схилом $i = 1/20, 1/30$ (рис. 4.4, в). Поперечні ребра у цих плитах розташовані із кроком 1000 мм, а полиця має товщину 25 мм. Поздовжні ребра армують попередньо напруженою дротяною арматурою класу Вр-ІІ або канатами К-7, а також зварними каркасами із використанням арматурної сталі класу А500С та Вр-І. Полицю армують зварними сітками із дроту класу Вр-І, а для армування поперечних ребер застосовують зварні каркаси зі сталі класу А500С та дроту Вр-І. Перевага таких плит перед панелями КЖС – спрощення виконання робіт при виготовленні покрівель.

4.9 Фундаментні та обв'язувальні балки

Фундаментні балки застосовують у виробничих каркасних будівлях з окремо розташованими фундаментами для зведення самонесучих і висячих стін. Фундаментні балки опираються на фундаментні стовпчики або на уступ фундаментів (рис. 4.19, а). Їх довжина залежить від кроку колон і визначається відстанню в просвіті між уступами фундаментів між якими розташовується балка. Верх балок розташовують на відмітці – 0,03 для виконання із цементного розчину гідроізоляційного шару між балкою та стіною.

Обв'язувальні балки мають таке ж саме призначення як і фундаменти, але вони опираються на консолі колон, оскільки застосовуються у будівлях з фундаментами значного заглиблення (рис. 4.19, б).

Як у фундаментних, так і обв'язувальних балках поперечний переріз може мати вигляд тавра або трапеції (рис. 4.19, в). Ширина перерізу зверху залежить від товщини стіни. У будівлях із кроком колон 6 м застосовують балки висотою 300 мм для стін із навісних панелей і 450 мм – для самонесучих стін. У будівлях, каркаси яких мають крок колон 12 м,

застосовують балки висотою 600 мм (рис. 4.19, *в*). У будівлях із кроком колон 6 м застосовують балки висотою 300 мм для стін із навісних панелей і 400 мм – для стін самонесучих.

Для виготовлення балок довжиною до 6 м застосовують важкий бетон класу C12/15...C16/20. Такі балки армують зварними каркасами з поздовжніми стержнями класу A500C і поперечними – класу A240C. Балки завдовжки 12 м виготовляють з бетону класу C25/30, а армують зварними каркасами в поєднанні з попередньо напруженою арматурою.

Статичний розрахунок балок виконують як вільно опертих для таких двох випадків завантажень: перший – *стадія зведення будівлі*, – коли кладку стін виконують влітку або зимою методом заморожування із наступним відтаванням при міцності розчину до 0,2 МПа; другий – *стадія експлуатації будівлі*, тобто при проектній міцності розчину в кладці.

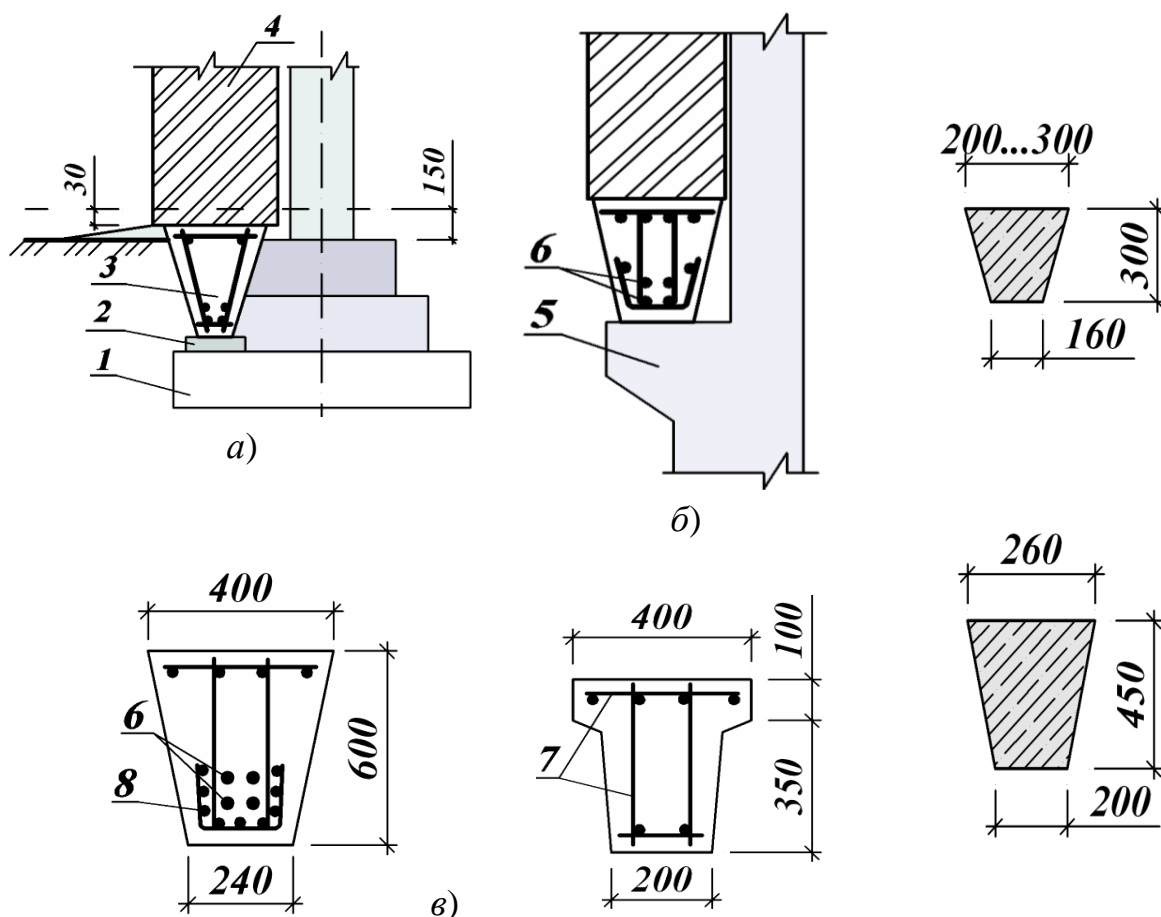


Рисунок 4.19 – Фундаментні (*а*) та об'язувальні (*б*) балки і їх поперечні перерізи (*в*):

1 – фундамент; 2 – бетонний стовпчик-опора; 3 – балка; 4 – стіна; 5 – колона;
6 – попередньо напружена арматура; 7 – зварний каркас; 8 – зварна коритоподібна сітка

У стадії зведення будівлі зі стінами із цегли, керамічних або звичайних бетонних каменів балки за міцністю розраховують на дію навантажень від маси балок та маси незатверділої кладки висотою $1/3$ прольоту за умов її виконання влітку, і цілому прольоту – за умов виконання кладки взимку (при відтаванні). При зведенні стін із крупних блоків розрахункову висоту пояса кладки, на навантаження від маси якої повинна бути розрахована міцність фундаментної балки, слід брати рівній $1/2$ прольоту, але не менше висоти одного ряду блоків. При наявності прорізів і при висоті кладки до них від верха балок менше $1/3$ прольоту слід ураховувати також навантаження від маси стін, викладених до верха перемичок.

У стадії експлуатації будівлі фундаментні балки за міцністю можна розраховувати на дію навантажень у вигляді епюр тиску [15], що передається на балки від опор і підтримуваних балками стін (рис. 4.20). Наприклад, при визначенні параметрів епюр від самонесучих стін ураховується сумісна робота балки та стіни залежно від їх жорсткостей. При цьому нелінійність деформацій бетону та кладки ураховують зниженням початкових модулів пружності до значень відповідно $E_1 = 0,85 E_b$ та $E_2 = 0,5 E_0$. Балку замінюють еквівалентним за жорсткістю умовним поясом кладки висотою:

$$H_0 = 2\sqrt[3]{E_1 I_{red} / E_2 h}, \quad (4.40)$$

де h – товщина стіни; I_{red} – момент інерції приведенного перерізу балки.

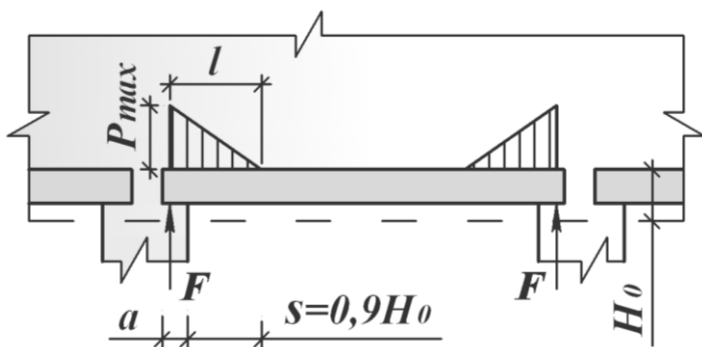


Рисунок 4.20 – Схема для визначення навантаження, що діє на фундаментну балку при затверділому розчині

У розрахунках міцності балок епюру розподілу тиску кладки над крайніми опорами балки беруть трикутною довжиною $l = a + s$,

де a – довжина опорної ділянки балки не менше її висоти H і не більше ніж $1,5$ її висоти ($a \leq 1,5H$); $s = 0,9H_0$ – довжина епюри тиску від грані опори у напрямку середини прольоту.

Значення ординати трикутної епюри навантаження над опорою балки

$$P_{max} = 2F / l h, \quad (4.41)$$

де F – опорна реакція фундаментної балки від навантажень, розташованих у межах її прольоту і довжини опори без урахування навантаження від маси балки.

4.10 Підкранові балки

Залізобетонні підкранові балки виготовляють попередньо напруженими і застосовують для кранів групи режимів роботи 1К...5К вантажопідйомністю 32 т і менше. Для кранів вантажопідйомністю понад 32 т доцільніше використовувати сталеві підкранові балки. Підкранові балки проектують однопрольотними збірними довжиною 6 та 12 м із опиранням на консолі колон. Балки прольотом 6 м мають тавровий поперечний переріз, а прольотом 12 м – двотавровий (рис. 4.21, б, в). Для кранів вантажопідйомністю до 32 т при кроці колон 6 м їх висота дорівнює 800, 1000 мм, а при кроці колон 12 м – 1400 мм (рис. 4. 21, а). Відповідно ширина їх верхньої полиці складає 600 і 650 мм, а товщина – 120 і 180 мм (рис. 4.21, а, в).

Для виготовлення підкранових балок прольотом 6 м використовують бетон класів С20/25, С25/30, а прольотом 12 м – С25/30, С32/40. Нижню розтягнуту полицю балки армують попередньо напруженою стержневою арматурою класів А800С, А1000, дротяною арматурою класу Вр-1200 або канатами класу К-7. Окрім того, стінку і полиці балок армують каркасами із стержнів класу А500С (рис. 4.21, б, в). У підкранових балках не допускається поява початкових тріщин, тому верхню полицю також армують попередньо напруженою арматурою площею поперечного перерізу $A'_{sp} = (0,15 \dots 0,20)A_{sp}$. У зв'язку із наявністю дії на балку динамічних навантажень арматурні каркаси виготовляють не зварними, а в'язаними.

На опорах балки підсилюють потовщенням стінки і додатково армують поперечною арматурою у вигляді окремих стержнів, хомутив і

сіток, які забезпечують міцність та тріщиностійкість торців при відпуску попередньо напруженої арматури з упорів.

Підкранові балки до консолей колон прикріплюють зварюванням закладних деталей. Для забезпечення передавання горизонтальних зусиль на колону у стиках балок до їх верхніх закладних деталей і закладних деталей колон приварюють сталеві накладки. Кранові рейки до балки закріплюють болтами. Між рейками і балками для амортизації ударів установлюють пружну прокладку товщиною 8...10 мм у вигляді прогумованої тканини.

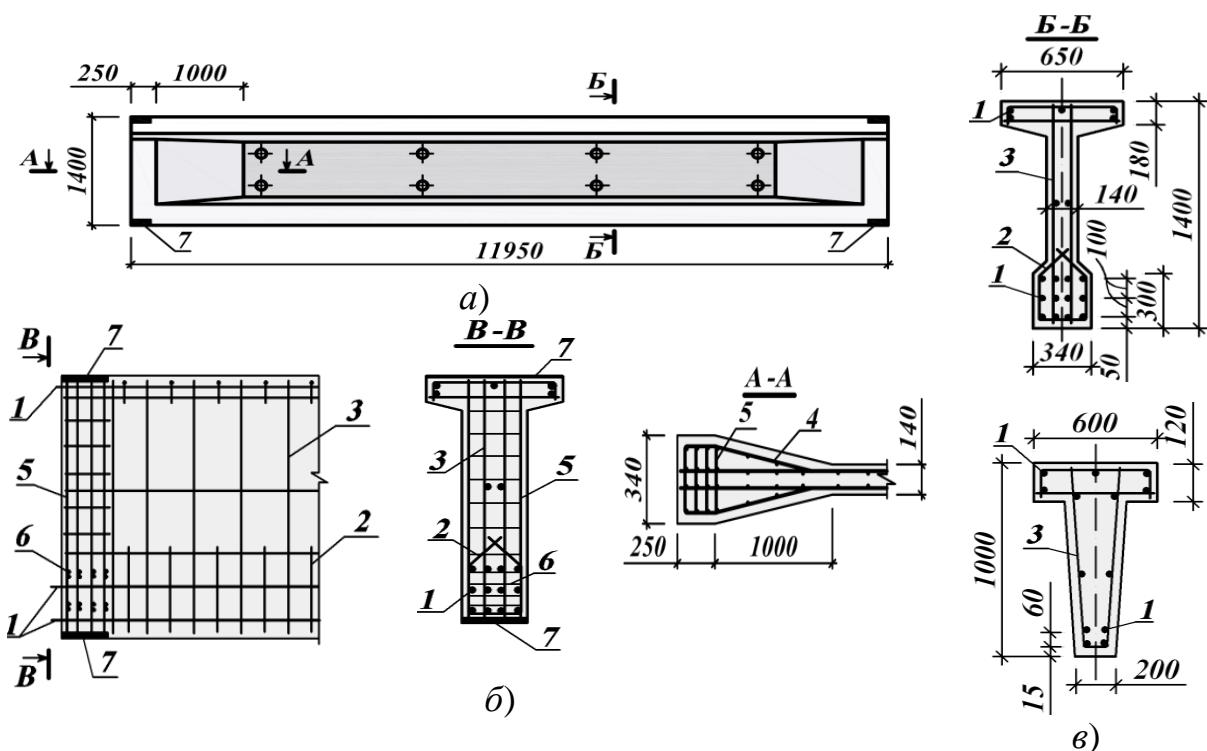


Рисунок 4.21 – Залізобетонні збірні попередньо напружені підкранові балки:

а – загальний вигляд балки прольотом 12 м; *б* – схеми армування опорної частини балки; *в* – поперечний переріз балки прольотом 6 м; 1 – попередньо напружена арматура; 2 – хомути; 3 – в’язані каркаси стінки; 4 – гнуті сітки на опорах; 5 – плоскі сітки; 6 – плоскі сітки на опорах; 7 – закладна деталь

Підкранові балки працюють на косе згинання. Але з метою спрощення конструктивні розрахунки за граничними станами першої і другої групи виконують окремо на вертикальні і горизонтальні навантаження (рис. 4.22, *а, б, в*). У розрахунках на вертикальні навантаження за розрахунковий приймають тавровий переріз (рис. 4.22, *г*), а на горизонтальні навантаження розраховують тільки верхню полицю як прямокутний переріз (рис. 4.22, *д*).

Вертикальне навантаження у розрахунках підкранових балок за міцністю складається від маси балки, кранової колії і вертикального тиску коліс при зближених один до одного двох кранів.

Граничне розрахункове значення навантаження від вертикального тиску колеса крана у розрахунках балки за міцністю підраховують за формулою ([13], 7.2):

$$F_m = \gamma_{fm} \psi F_0. \quad (4.42)$$

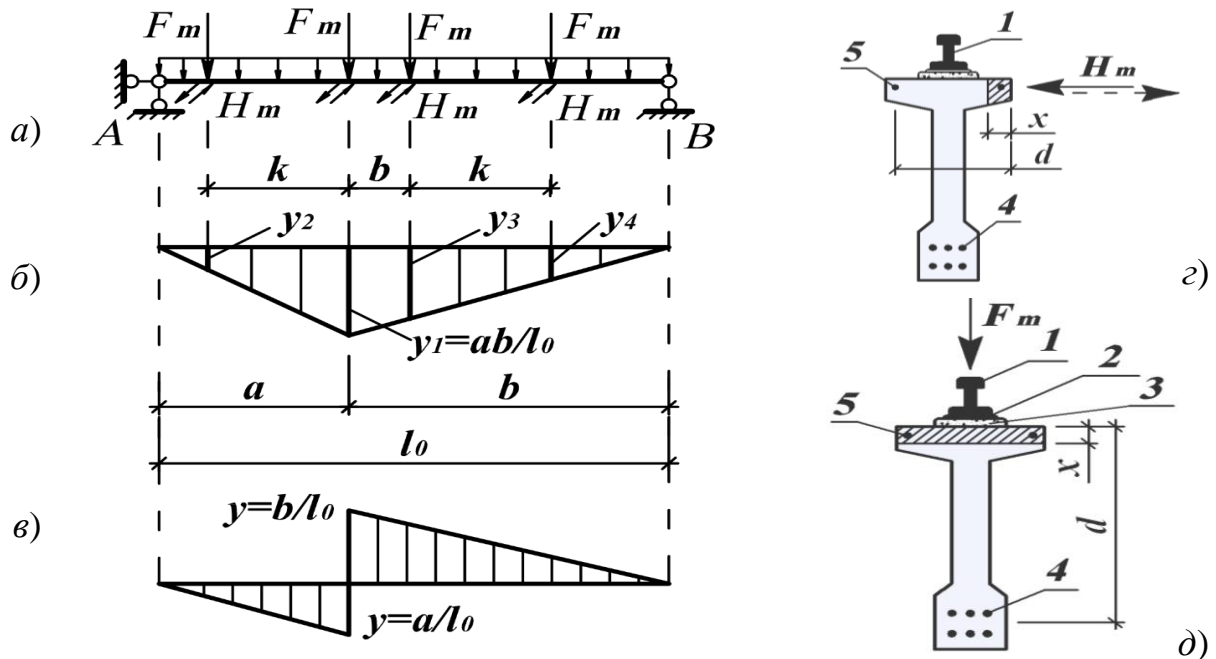


Рисунок 4.22 – Схеми до розрахунку підкранових балок:

a – схема завантаження; *б* – лінія впливу M ; *в* – лінія впливу V ; *г* – розрахункова схема поперечного перерізу на дію горизонтальних навантажень; *д* – розрахункова схема поперечного перерізу на дію вертикальних навантажень; 1 – підкранова рейка; 2 – пружна прокладка; 3 – вирівнювальний шар розчину; 4 – попередньо напружена арматура у нижній зоні балки; 5 – попередньо напружена арматура у верхній зоні балки

Граничне розрахункове значення горизонтального тиску на колію, що передається одним колесом крана при гальмуванні візка, у розрахунках балки за міцністю визначають за формулою

$$H_m = 0,5 \gamma_{fm} H_{01}, \quad (4.43)$$

де F_0 – беруть за даними технічних умов на мостові крани або за відповідними стандартами; γ_{fm} – коефіцієнт надійності за навантаженням від крана, призначається відповідно до рекомендацій норм залежно від

заданого середнього періоду повторюваності T граничних станів;
 ψ – коефіцієнт сполучень навантажень від кранів.

Характеристичне значення H_{01} горизонтального навантаження чотириколісних мостових кранів, яке виникає через перекося мостових електричних кранів і непаралельність кранових колій, для колеса крана можна визначати за формулою:

$$H_{01} = 0,1F_{\max}^n + \frac{\alpha(F_{\max}^n - F_{\min}^n)L}{B}, \quad (4.44)$$

де F_{\max}^n, F_{\min}^n — характеристичне значення вертикального тиску на колесо, відповідно на більш та на менш навантаженому боці крана;
 B, L – відповідно база і проліт крана; α – коефіцієнт, береться 0,03 при центральному приводі механізму руху моста крана і 0,01 – при роздільному приводі.

При визначенні зусиль M та V як від вертикальної, так і горизонтальної дії на балку навантажень від двох зближених кранів використовують відповідні лінії впливу (рис. 4.22, б, в). Рухоме навантаження від мостових кранів розташовують у прольоті балки так, щоб у перерізах за довжиною отримати максимальні значення зусиль M і V . Відстань між силами F_m і H_m приймають залежно від габаритів крана (рис. 4.22, а).

Для спрощення розрахунків горизонтальну силу H_m прикладають посередині верхньої полиці перерізу балки (рис. 4.22, з).

За підрахованими значеннями зусиль будують обвідні епюри M і V . При цьому можна використати готові таблиці ([16], додаток 5).

Підкранові балки розраховують на витривалість від динамічних впливів при роботі мостових кранів. При визначенні значень зусиль для розрахунку за витривалістю враховують дію одного мостового крана.

При багаторазово повторюваних діях навантажень на балку від крана бетон та арматура руйнуються при напруженнях, менших ніж при статичних навантаженнях. Тому сутність розрахунку балок на витривалість полягає у порівнянні напружень у бетоні та арматурі, що виникають від зовнішнього циклічного навантаження, із відповідними їх розрахунковими значеннями опорів. Ці напруження визначають для зведеного перерізу балки у припущенні пружної його роботи на дію пониженого характеристичного значення навантаження від одного крана,

маси балки, підкранової рейки та зусилля попереднього обтиснення P із урахуванням усіх втрат.

Для підкранових балок необхідно виконувати розрахунки на втому, оскільки вони зазнають регулярних циклічних навантажень. При цьому слід виконувати розрахунок окремо для бетону і арматурної сталі ([1], 6.7).

У стиснутій зоні перерізу балки під час зміни навантаження у межах одного циклу розтягувальні напруження не допускаються.

Розрахунок за деформаціями виконують при дії одного крана із урахуванням дії короточасних та довгочасних навантажень при коефіцієнті надійності за навантаженням $\gamma_{fm} = 1$. Прогин обмежується умовою

$$f \leq f_u, \quad (4.45)$$

де f_u – граничні значення прогинів підкранових балок, які беруться за нормами [17] для кранів групи режимів роботи: 1К – 6К рівними $l / 400$; 7К – $l / 500$; 8К – $l / 600$ (l – проліт підкранової балки).

Підкранові балки, як і всі збірні залізобетонні конструкції, розраховують на зусилля, що виникають у стадії виготовлення, транспортування і монтажу.

5 БАГАТОПОВЕРХОВІ БУДІВЛІ

5.1 Конструктивні системи будівель

Конструктивною системою будівлі називають сукупність об'єднаних за певними конструктивними вирішеннями вертикальних і горизонтальних несучих елементів, які забезпечують її міцність, просторову жорсткість та стійкість.

Конструктивні системи будівель, з метою їх систематизації в проектуванні та розрахунках, класифікують залежно від типу вертикальної несучої конструкції: каркаса, стіни, стовбура. Відповідно до цього багатоповерхові будівлі за конструктивними системами проектують *каркасними, стіновими (безкаркасними) і стовбурними*. Якщо конструктивна система будівлі якісно змінюється по висоті, починаючи з деякого поверху, то її розглядають як *комбіновану*. Крім того, при застосуванні в одній будівлі в кожному її поверсі декілька типів вертикальних несучих конструкцій розрізняють *каркасно-стінові, каркасно-стовбурні та стовбурно-стінові* конструктивні системи. Вибір тієї чи іншої конструктивної системи для спорудження будівлі зумовлюється такими факторами, як: функціональне призначення будівлі, наявність збірних залізобетонних елементів, кількість поверхів, умови зведення будівлі (сейсмічність, інженерно-геологічні умови, вимоги екологів тощо), вимоги економічних розрахунків.

Будівлі усіх конструктивних систем за способом виконання можуть бути зі *збірного, монолітного та збірно-монолітного залізобетону*.

Каркасні будівлі проектують із метою одержання великих за площею приміщень. За такими системами зводять як промислові, так і цивільні будівлі, в кожній із яких планувальні рішення у вертикальному напрямку неоднотипні. Каркасні будівлі можуть бути з *повним* або *неповним* каркасом. У будівлях із повним каркасом навантаження повністю передаються на елементи каркаса і він забезпечує міцність, просторову жорсткість та стійкість будівель на всі види навантажень.

Основними несучими елементами будівель із повним каркасом є залізобетонні рами, які складаються з колон, ригелів, вертикальних в'язів і плит перекриттів (рис. 5.1, *a*), а стіни в них навісні або самонесучі. У будівлях із неповним каркасом стіни несучі, тобто, перекриття опираються на середні ряди колон і зовнішні стіни.

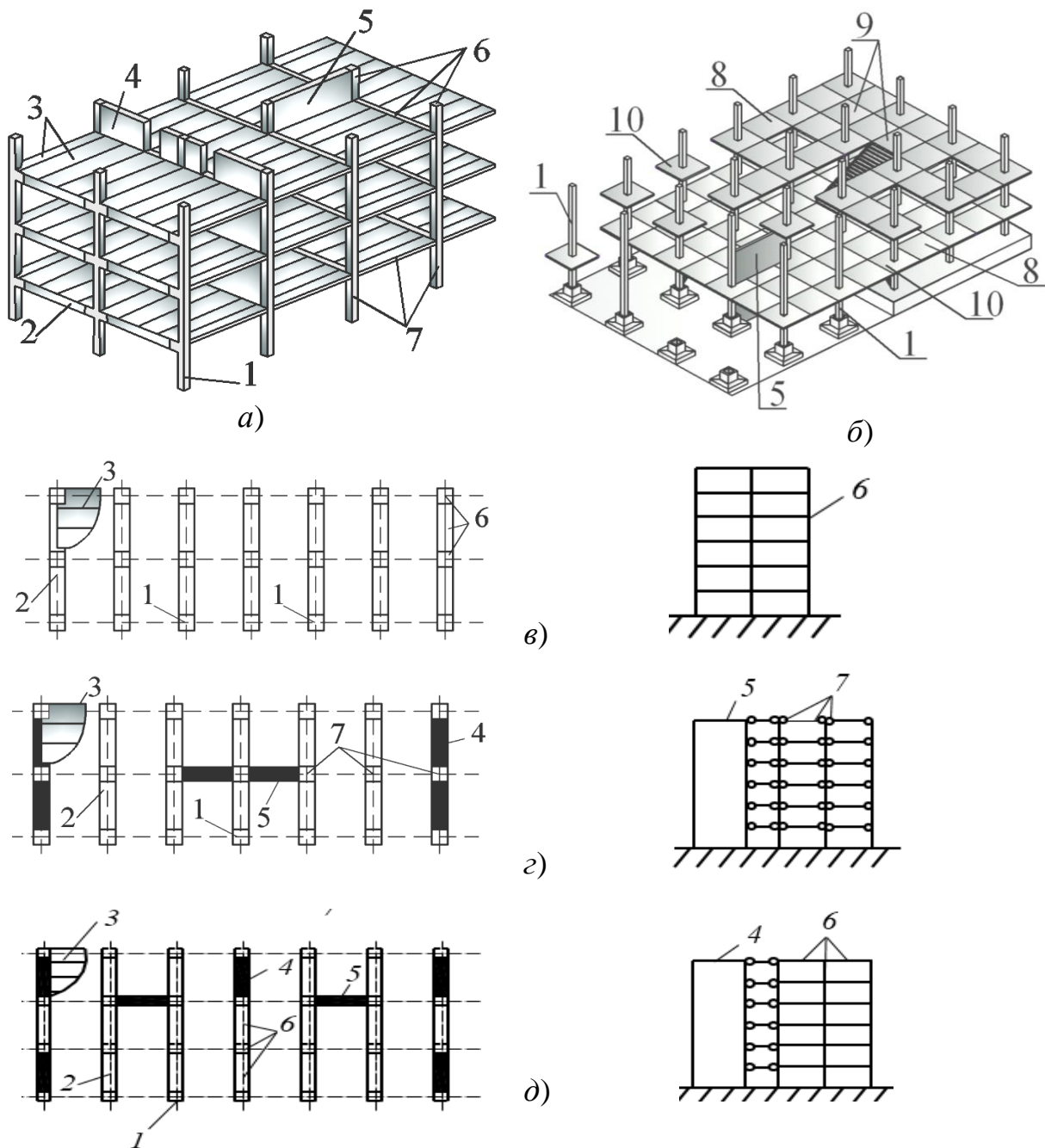


Рисунок 5.1 – Каркаси багатоповерхової будівлі:

a, б – загальний вигляд балкового та безбалкового каркасів; *в* – рамний каркас; *г* – в'язьовий каркас; *д* – рамно-в'язьовий каркас; 1 – колона; 2 – ригель; 3 – плити перекриття; 4 – поперечна діафрагма; 5 – поздовжня діафрагма; 6 – рама із жорсткими вузлами; 7 – рама із шарнірними вузлами; 8 – міжколонна плита; 9 – середня плита; 10 – надколонна плита

Рами каркасних будівель розчленовують на збірні елементи за кількома схемами: на прямолінійні із однопрольотних ригелів та колон без консолей (рис. 5.2, *a*); на прямолінійні елементи у вигляді однопрольотних ригелів і колон із виносними консолями (рис. 5.2, *б*); на хрестоподібні колони з вкладними ригелями (рис. 5.2, *в*); на окремі рами з вкладними ригелями (рис. 5.2, *г*). Дві останні системи каркасів мають значні переваги

порівняно до перших, оскільки за цими схемами стики збірних елементів проектують у місцях дії найменших згинальних моментів. Але, незважаючи на це, найбільшого поширення набули каркаси, що монтуються із прямолінійних елементів, за їх переваги перед іншими в зручності заводського виготовлення.

Усі багатопверхові рами застосовують з уніфікованою координаційною сіткою колон.

Звичайно у промислових будівлях прольоти рам дорівнюють 6, 9 і 12 м, їх крок – 6 або 12 м, а висота поверхів складає 3,6; 4,8 і 6 м. Колони проектують прямокутного перерізу розміром 400×400 мм та 400×600 мм. Інколи з метою вдосконалення технологічних процесів прольоти рам промислових будівель проектують збільшеними до 18, 24, 36 м. У таких випадках міжфермовий простір використовують як технічні поверхи, що виконують функції складів, побутових та адміністративних приміщень, допоміжних виробництв, інженерних комунікацій тощо (рис. 5.3).

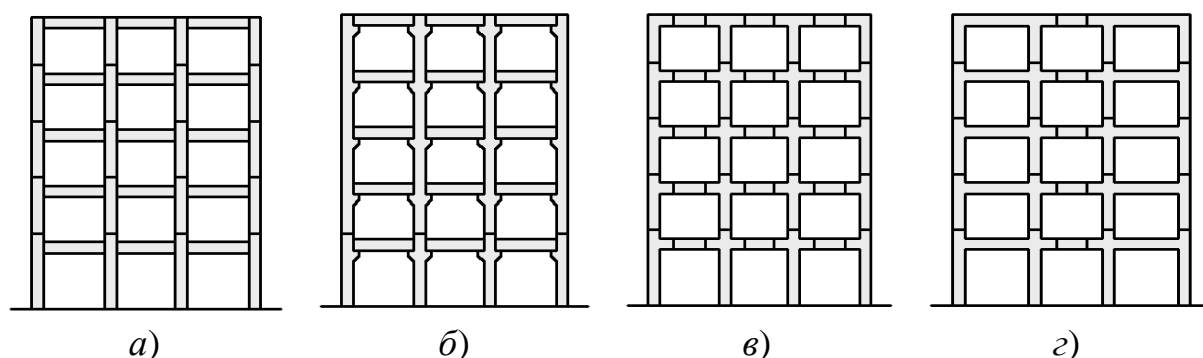


Рисунок 5.2 – Схеми членування рам багатопверхових каркасних будівель на окремі елементи:

a, б – прямолінійні з колонами без консолей або з консолями; *в* – хрестоподібні колони з вкладними ригелями; *з* – окремі рами з вкладними ригелями

Цивільні каркасні будівлі проектують із прольотами рам 3,4; 5; 6; 7,2; 9; 9,6 м. Крок цих рам приймають 3; 6; 7,2; 9 та 12 м, а висоту поверхів – 2,8; 3,3; 3,6 м. Додатково, в основному для першого поверху, передбачають висоту 4,2; 4,8; 6 та 7,2 м. Це зручно, якщо перший поверх планується для розміщення торговельних чи інших підприємств. У каркасних цивільних будівлях застосовують колони перерізом 300×300 або 400×400 мм. Ригелі каркасів, як правило, проектують із поперечним перерізом таврової, двотаврової чи прямокутної форми (рис. 2.27). На ригелі укладають збірні плити із номінальною довжиною 6; 7,2; 9 або 12 м.

Плити можуть бути суцільні, багатопорожнисті, ребристі, коробчасті (рис. 2.25; 2.26).

Каркасна система набула широкого застосування у спорудженні будівель зі збірно-монолітних конструкцій методом піднімання перекриттів або цілих поверхів. Плити перекриттів при застосуванні цього методу з'єднують з колонами за допомогою металевих обойм, що окантовують отвори у плитах для пропуску колон.

Компонування каркаса зі збірних елементів виконують із урахуванням призначення будівлі, її об'ємно-планувальних рішень, технологічних процесів, виробничої бази, техніко-економічних показників тощо. При цьому одночасно розв'язуються завдання, пов'язані із забезпеченням просторової жорсткості будівлі, а також вибором координаційної сітки колон, напрямку монтажу ригелів, схеми членування просторової системи на окремі збірні елементи і т.п.

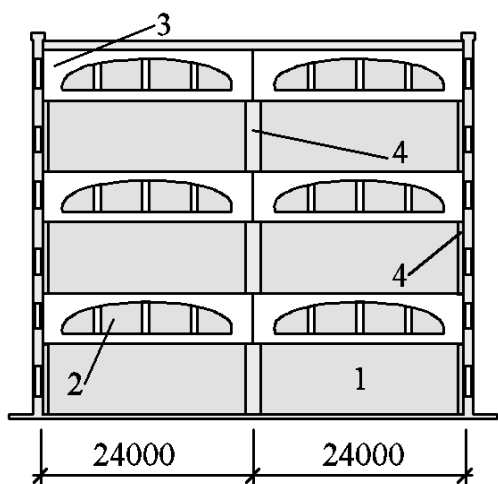


Рисунок 5.3 – Промислова будівля з міжфермовими поверхами:

- 1 – основний поверх; 2 – технічний поверх;
- 3 – ригель у вигляді ферми;
- 4 – колони

Одне із найважливіших завдань компонування каркаса – забезпечення просторової жорсткості будівлі на дію горизонтальних навантажень. У сучасних конструкціях каркасів це здійснюється за одним із двох способів: спеціальним конструюванням вузлів рам каркасів чи застосуванням вертикальних елементів жорсткості. Тому, залежно від вибраного способу сприймання горизонтальних навантажень, *каркаси будівель поділяються на рамні, в'язеві, рамно-в'язеві і змішані*. Перші дві системи основні. Вони, з точки зору статичного розрахунку, відрізняються способом сприймання зовнішніх навантажень, а конструктивно – вирішенням з'єднання елементів у вузлах.

Рамні каркаси – це такі конструктивні системи багатопверхових будівель, міцність, просторова жорсткість та стійкість яких забезпечується

рамами, утвореними в результаті жорсткого з'єднання ригелів з колонами та колон з фундаментами (рис. 5.1, *a*; 2.31; 2.32). В таких каркасах рами сприймають як горизонтальні, так і вертикальні навантаження й передають їх на фундаменти. Зусилля в площині перекриттів незначні і виникають у результаті перерозподілу горизонтальних навантажень між різножорсткими рамами.

Рамні каркаси застосовують у будівлях, в яких перекриття мають багато отворів (прорізів) або приміщення яких унеможливають установлення елементів жорсткості (діафрагм) і т. ін. Такі конструкції каркасів звичайно проектують для будівель висотою не більше 8 поверхів, оскільки при більшій висоті рам згинальні моменти від дії тиску вітру у колонах і ригелях нижніх поверхів значно зростають, що потребує збільшення їх перерізів і зміни довжини, а це призводить до зростання типорозмірів конструкцій (порушується їх уніфікація).

До недоліків рамних каркасів відносяться: велика трудомісткість та складність виконання жорстких стиків, необхідність збільшувати перерізи колон нижніх поверхів через дію значних згинальних моментів від дії тиску вітру.

В'язеві каркаси являють собою такі конструктивні системи багатопверхових будівель, у яких колони з ригелями або міжколонними плитами з'єднані нежорстко, а міцність, просторова жорсткість та стійкість будівлі забезпечуються системою вертикальних в'язів (рис. 5.1, *a, б*). У таких каркасах усі горизонтальні навантаження сприймаються діафрагмами жорсткості, а вертикальні – колонами й частково діафрагмами. Діафрагми жорсткості конструюють найчастіше збірними у вигляді комплексних конструкцій, які складають із колон й установлених між ними сталевих в'язів або залізобетонних стінових панелей товщиною не менше ніж 60 мм. Зварні стики забезпечують сумісну роботу колон із панелями-діафрагмами при дії вертикальних і горизонтальних навантажень (рис. 5.4). Часто за діафрагми жорсткості служать стіни ліфтових шахт, сходових кліток, системи поздовжніх, поперечних стін та перегородок завтовшки не менше ніж 120 мм.

У будівлях із в'язевими конструктивними системами каркасів зростає роль перекриттів, оскільки, крім основної їх функції – сприймати вертикальні навантаження, вони сприймають горизонтальні навантаження та передають їх на діафрагми жорсткості. Крім зовнішніх навантажень, перекриття сприймають також зусилля, які виникають через неточності монтажу колон і від температурних деформацій.

Головною особливістю конструкції в'язевого каркаса є стик ригеля з колоною. Він у розрахунковій схемі приймається шарнірним і проектується таким чином, що з'єднання здійснюється зварюванням закладних деталей тільки у межах опорної ділянки знизу (рис. 2.30). Стикові стержні зверху, на відміну від жорстких стиків (рис. 2.32), тут не застосовують.

Просторова жорсткість будівлі в період її спорудження забезпечується технологічною послідовністю монтажу окремих конструкцій.

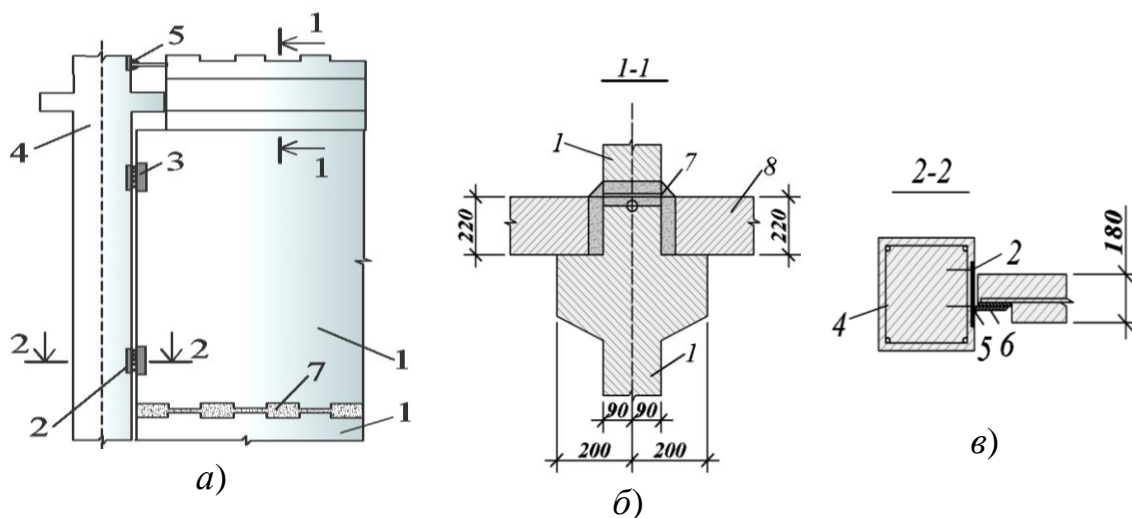


Рисунок 5.4 – Збірна залізобетонна діафрагма жорсткості:

а – з'єднання з колоною; *б* – стикування діафрагм та опирання плит перекриття на діафрагми; *в* – вузол з'єднання діафрагми з колоною; 1 – діафрагма жорсткості, 2 – закладні деталі колони; 3 – закладні деталі діафрагми жорсткості; 4 – колона; 5 – зварний шов; 6 – стальна накладка; 7 – бетон замонолічування; 8 – панель перекриття

Перевагами в'язевих каркасів є те, що наявність шарнірних вузлів дозволяє повністю уніфікувати конструкції вузлових з'єднань та окремих елементів – ригелів і колон для усіх поверхів, стає можливим створення єдиної номенклатури уніфікованих залізобетонних конструкцій індустріального зведення будівель різних за призначенням і формою у плані.

В'язеві каркаси переважно застосовують при спорудженні багатоповерхових житлових і громадських будівель зі збірного залізобетону. В окремих випадках вони застосовуються при зведенні промислових будівель. До в'язевих несучих конструктивних систем можна також віднести будівлі з неповним каркасом, в яких роль діафрагм жорсткості виконують зовнішні стіни, а внутрішній каркас, який

складається з колон та опертих на зовнішні стіни ригелів, працює тільки на вертикальні навантаження.

Крім основних – рамної і в'язевої систем каркасів застосовують *рамно-в'язеві й змішані* каркаси.

Рамно-в'язеві каркаси – це такі конструктивні системи багатоповерхових будівель, в яких рамний каркас поєднується із діафрагмами жорсткості (рис. 5.1, з). Застосування таких каркасів зумовлено використанням несучих конструкцій з металу та (або) монолітного залізобетону, що призводить до утворення жорстких вузлів. У будівлях із збірного залізобетону застосування рамно-в'язевих каркасів виправдовується особливими умовами будівництва: на територіях, що підриваються, де можливі сейсмічні впливи, явища зсуву ґрунтів і т.п.

У рамно-в'язевих каркасах горизонтальні навантаження сприймаються як рамами, так і вертикальними діафрагмами жорсткості, а вертикальні навантаження – рамами й тільки частково діафрагмами. Горизонтальні навантаження за допомогою перекриттів перерозподіляються між рамами та діафрагмами пропорційно їх жорсткості. При цьому, якщо перекриття у своїй площині працює як жорсткий диск, то будівля розглядається як єдиний просторовий блок, тобто прогини рам і діафрагм зв'язані лінійною залежністю і при відсутності поворотів у плані приймаються однаковими.

При значних відстанях між діафрагмами жорсткості слід урахувати піддатливість перекриття, розглядаючи його як балку на пружній основі. Діафрагми жорсткості застосовують у вигляді суцільних залізобетонних панелей або з прорізами, за конфігурацією в плані вони можуть бути плоскими або фігурними (Г-подібні, таврові і т.д.). Як правило, діафрагми жорсткості розташовують у плані будівлі рівномірно та ув'язують із її об'ємно-планувальним вирішенням.

Рамно-в'язеві каркаси також слід застосовувати, коли виникає потреба скорочення кількості діафрагм жорсткості у в'язевих каркасах.

Недоліком рамно-в'язевих каркасів є те, що вони потребують при виконанні жорстких стиків із збірного залізобетону значних витрат арматурної сталі та праці.

Змішані каркаси – це такі конструктивні системи багатоповерхових будівель, в яких використовуються в одному напрямку (як правило, поперечному) рамні конструкції із жорсткими вузлами, а в іншому – горизонтальні навантаження передаються на в'язі (найчастіше металеві). Ця система широко застосовується в промисловому будівництві: в одно- й

багатоповерхових промислових будівлях, в яких розташування жорстких діафрагм та в'язів у поперечному напрямку перешкоджає здійсненню технологічного процесу.

В'язеві та рамно-в'язеві каркаси будівель при застосуванні діафрагм жорсткості із замкнутою формою у плані у вигляді просторових стовбурів відносять до *каркасно-стовбурних* (рис. 5.5, а).

Каркасні будівлі, у котрих вертикальними несучими конструкціями є одночасно і каркас, і стіни (наприклад, зовнішні міжсекційні стіни, або стіни сходових кліток) називаються *каркасно-стіновими*. Такі будівлі проектують з безригельними каркасами або з ригельним каркасом, в якому з'єднання ригелів із колоною нежорстке.

До *стовбурних* відносять такі конструктивні системи багатоповерхових будівель, в котрих міцність, просторова жорсткість та стійкість забезпечуються вертикальною несучою конструкцією у вигляді просторового стовбура – ядра жорсткості (рис. 5.5). Ці стовбури споруджують як монолітні, так і збірні. Такі конструктивні системи застосовують при спорудженні будівель заввишки до 60 поверхів і вони можуть мати не один, а декілька стовбурів.

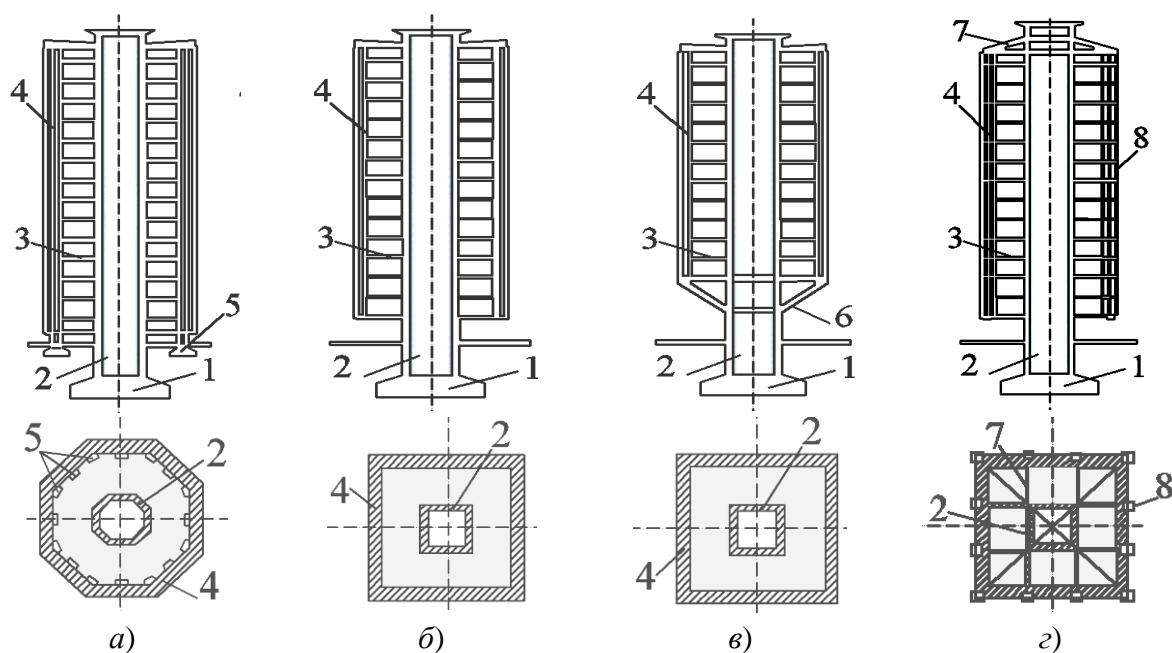


Рисунок 5.5 – Стовбурні (з ядрами жорсткості) конструктивні системи будівель:

- а – стовбурно-каркасна; б – стовбурна з консольними поверхами; в – стовбурна з етажерковим розташуванням поверхів; з – стовбурна з підвісними поверхами;
 1 – фундамент; 2 – стовбур (ядро жорсткості); 3 – перекриття; 4 – стіна;
 5 – колона; 6 – опорна консоль при основі; 7 – несучі конструкції підвісок поверхів;
 8 – підвіска

Стовбурні будівлі, залежно від способу опирання перекриттів на стовбур, поділяють на *стовбурні консольні*, *стовбурні етажеркові та стовбурні підвісні* (рис. 5.5, б, в, г). У стовбурних консольних будівлях перекриття поверхів защемлені в стовбурі; в стовбурних етажеркових – усі поверхи опираються на одну консоль при основі стовбура або на декілька консолей, регулярно розміщених по стовбуру; у стовбурних підвісних – усі поверхи підвішують до оголовка стовбура або окремі групи поверхів підвішуються до проміжних консольних опор. Стовбурні будівлі, в яких просторовий стовбур поєднується із зовнішнім рамним або рамно-в'язевим каркасом, називають *каркасно-стовбурними* (рис. 5.5, а). Будівлі стовбурної системи раціонально застосовувати в сейсмічних районах, на підритих територіях, при значних навантаженнях від тиску вітру та на малих площах забудови.

Стінові (безкаркасні) будівлі за конструктивною системою відносять до таких, у котрих міцність, просторова жорсткість та стійкість забезпечуються стінами. Ці будівлі ще називають *безкаркасними*. Стіни в безкаркасних будівлях можуть бути із монолітного залізобетону, бетонних блоків або із збірних залізобетонних панелей.

Залежно від розташування несучих стін у плані і характеру опирання на них перекриттів стінові будівлі споруджують за трьома основними конструктивними системами: *перехресно-стіною* – з поперечними і поздовжніми несучими стінами; *поперечно-стіною* – з поперечними несучими стінами; *поздовжньо-стіною* – з поздовжніми несучими стінами (рис. 5.6).

У будівлях із *перехресно-стіною* (рис. 5.6, а) конструктивною системою зовнішні стіни проектують несучими або ненесучими, а плити перекриттів – опертими по контуру відповідно на чотири або три сторони. Такі будівлі характеризуються багатосекційною стіною конструктивною системою, утвореною перекриттями, поперечними та поздовжніми стінами. Це надає їм високу просторову жорсткість і сприяє перерозподілу зусиль та зменшенню напружень в окремих елементах. Тому будівлі з *перехресно-стіною* конструктивною системою проектують висотою до 25 поверхів.

У будівлях із *поперечно-стіною* (рис. 5.6, б) конструктивною системою вертикальні навантаження від перекриттів і ненесучих стін передаються в основному на поперечні несучі стіни, а плити перекриттів працюють як балкові. Горизонтальні навантаження, що діють перпендикулярно до поперечних стін, сприймаються поздовжніми діафрагмами жорсткості та

плоскою рамою, утвореною за рахунок жорсткого з'єднання поперечних стін із плитами перекриттів. За поздовжні діафрагми жорсткості можуть служити поздовжні стіни сходових приміщень, окремі ділянки поздовжніх зовнішніх та внутрішніх стін.

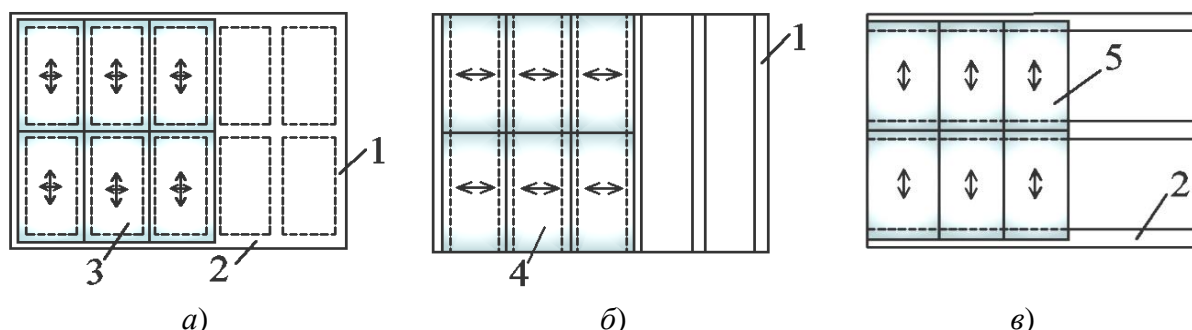


Рисунок 5.6 – Стінові конструктивні системи будівель:

- а* – перехресно-стінова; *б* – поперечно-стінова; *в* – поздовжньо-стінова;
 1 – поперечна несуча стіна; 2 – поздовжня несуча стіна; 3 – плити, оперті по контуру;
 4 – плити оперті на поперечні стіни; 5 – плити, оперті на поздовжні стіни

Плити, які примикають до діафрагми, опирають на діафрагми. Це роблять із метою покращення роботи діафрагм і підвищення жорсткості будівлі у цілому. Будівлі із поперечно-стіною конструктивною системою при наявності поздовжніх діафрагм жорсткості споруджують висотою до 17 поверхів, в інших випадках – до 10 поверхів. Будівлі із цією конструктивною системою при радіальному розташуванні стін і монолітних перекриттів споруджують висотою до 25 поверхів.

У будівлях із поздовжньо-стіною (рис. 5.6, *б*) конструктивною системою вертикальні навантаження сприймаються поздовжніми стінами, а плити перекриттів переважно працюють як балкові. Горизонтальні навантаження, що діють перпендикулярно до поздовжніх стін, передають на додатково передбачені вертикальні діафрагми жорсткості – поперечні стіни сідцевих кліток, торцеві та міжсекційні стіни тощо. Плити, які примикають до діафрагм жорсткості, опирають на діафрагми. Будівлі із поздовжньо-стіною конструктивною системою споруджують висотою до 17 поверхів.

Найпоширенішими прототипами конструктивних систем стінових будівель зі збірного залізобетону є: *крупнопанельна*, *об'ємно-блокова* та *панельно-блокова*. Крім того, існують конструктивні системи будівель, які є результатом поєднання особливостей неоднорідних конструктивних систем між собою. Серед них найбільш відома – *каркасно-панельна* конструктивна система будівель (рис. 5.12, *б*).

Крупнопанельні будівлі (рис. 5.7) проектують найчастіше для цивільного будівництва. Це готелі, гуртожитки, житлові будинки, в яких

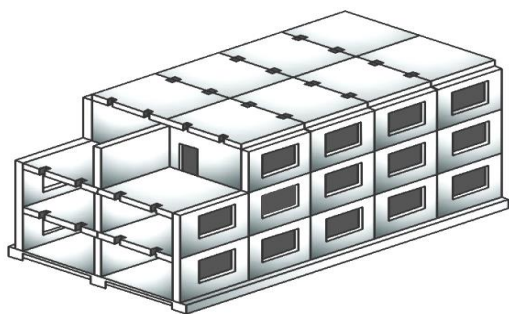


Рисунок 5.7 – Загальний вигляд крупнопанельної будівлі

архітектурно-проектувальні рішення у вертикальному напрямку найчастіше однотипні з частим розміщенням внутрішніх стін із необхідною звукоізоляцією між приміщеннями. Такі будівлі сягають висоти до 20 поверхів. При використанні плит перекриттів із середніми розмірами прольотів у крупнопанельних будівлях

застосовують перехресно-стінову конструктивну систему. Плити опирають на стіни по контуру на чотири або три сторони. При використанні плит перекриттів із середніми розмірами прольотів застосовується перехресно-стінова, поперечно-стінова або поздовжньо-стінова конструктивні системи. Перехресно-стінова та поперечно-стінова конструктивні системи найбільш економічні – в них плити перекриттів опираються на внутрішні стіни, що дозволяє укрупнювати зовнішні стінові панелі.

Просторова жорсткість та стійкість крупнопанельних будівель забезпечуються з'єднанням плит перекриттів та панелей стін між собою зварюванням закладних металевих деталей і замонолічуванням бетоном вертикальних стиків. У панельних будівлях горизонтальні й вертикальні навантаження сприймаються несучою системою, що складається із поперечних та поздовжніх стін у вигляді збірних залізобетонних панелей.

Як правило, залізобетонні панелі для крупнопанельних будівель застосовують завтовшки 160 мм і 140 мм відповідно для поперечних та поздовжніх несучих внутрішніх стін. Типові панелі зовнішніх стін виготовляють довжиною 2,5; 2,8; 3,2; 3,6; 6,0 м, а внутрішні поперечні – 5,2; 5,6; 6,0 м. Перекриття в таких будівлях складаються із суцільних або багатопорожнистих плит розміром на кімнату.

Горизонтальні стики панельних стін повинні забезпечувати передачу зусиль від позацентрового стиску із площини стіни, а також від згину та зсуву в площині стіни. Залежно від характеру опирання перекриттів проектують такі типи горизонтальних стиків: *платформові, монолітні, контактні, комбіновані* (рис. 5.8).

У *платформових стиках* (рис. 5.8, а) вертикальні навантаження передаються через опорні ділянки плит перекриття і два горизонтальні шви із розчину. При застосуванні монолітних стиків (рис. 5.8, б) навантаження

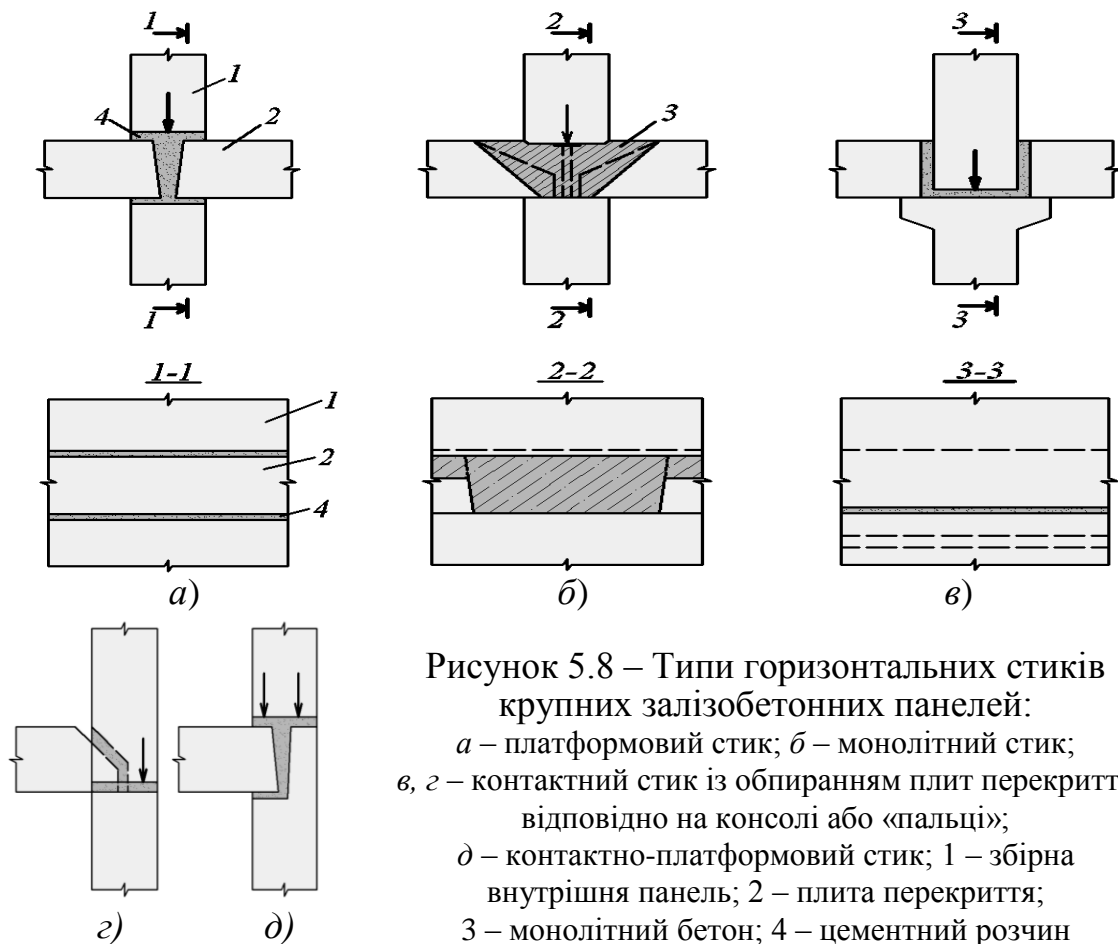


Рисунок 5.8 – Типи горизонтальних стиків крупних залізобетонних панелей:

- a* – платформовий стик; *б* – монолітний стик;
- в, г* – контактний стик із обпиранням плит перекриття відповідно на консолі або «пальці»;
- д* – контактноплатформовий стик; 1 – збірна внутрішня панель; 2 – плита перекриття;
- 3 – монолітний бетон; 4 – цементний розчин

стиску передаються через шар монолітного бетону, укладеного в порожнини між торцями плит перекриттів. Контактні стики (рис. 5.8, *в, г*) забезпечують передачу стискальних навантажень безпосередньо через шар розчину або пружну прокладку. У комбінованих стиках вертикальне навантаження передається через ділянки двох або більше типів стиків (рис. 5.8, *д*).

Спряження внутрішніх стін із перекриттями звичайно виконують із платформовими стиками, зовнішніх – із платформовими і комбінованими.

Зусилля зсуву у вертикальних стиках панельних стін сприймаються однією із таких їх конструкцій: бетонними або залізобетонними шпонками, утвореними при замонолічуванні порожнин стика бетоном (рис. 5.9, *а, б, е*); безшпонковим з'єднанням у вигляді замонолічених бетоном арматурних випусків із панелей (рис. 5.9, *в, д*); звареними між собою закладними деталями, заанкерованими в панелях (рис. 5.9, *г*).

За витратами матеріалів крупнопанельні будівлі зі збірного залізобетону не поступають перед каркасними, а їх трудомісткість майже в 1,5 рази менше. Але переваги панельних будівель зменшуються при необхідності зміни планувальних рішень у напрямку вертикалі, необхідності використання нижніх поверхів для приміщень цивільного призначення (магазини, їдальні, кафе тощо). Так, приміщення для торгівлі

прибудовують до основної будівлі, використовуючи при цьому для виконання допоміжних функцій об'єм нижніх поверхів. Крупнопанельні будівлі висотою понад 25 поверхів не в змозі сприймати горизонтальні навантаження, тому передбачають додаткові конструктивні заходи – застосовують жорсткі монолітні залізобетонні діафрагми.

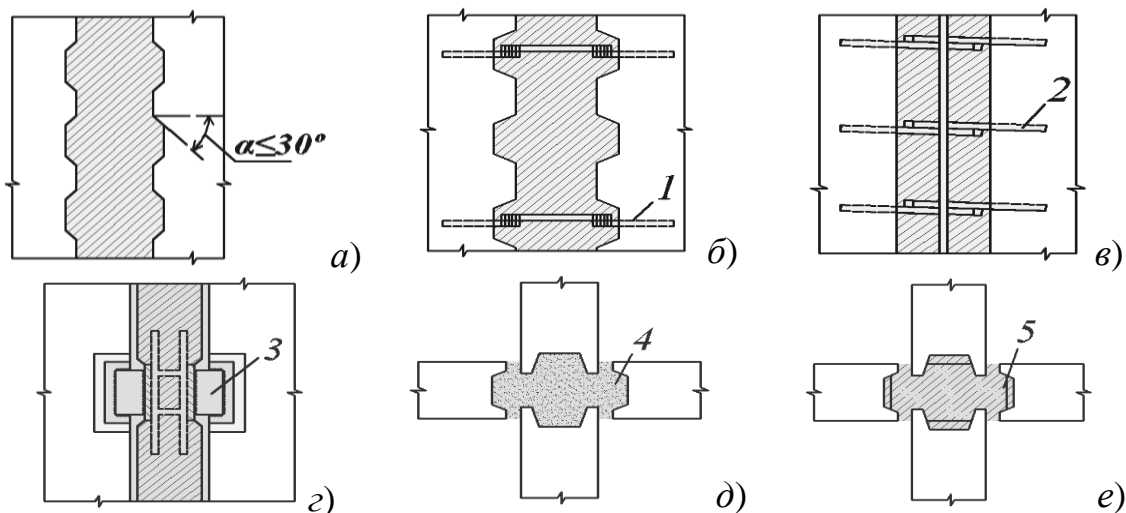


Рисунок 5.9 – Схеми в'язів у вертикальних стиках:

- a, б* – бетонні шпонки; *в* – замонолічені петлеві випуски (без зварювання);
г – зварені закладні деталі; *д* – профільований безшпонковий стик;
е – профільований шпонковий стик; 1 – зварна арматурна в'язь; 2 – в'язь у вигляді петлі; 3 – металева накладка, приварена до закладних деталей; 4 – цементний розчин; 5 – бетон замонолічування стика

Об'ємно-блокові будівлі (рис 5.10) виникли в результаті вдосконалення панельних будівель. Такі будівлі споруджують не з окремих панелей, а з об'ємних блоків, виготовлених у заводських умовах. Спорудження будівель із об'ємних блоків – найбільш індустріальний спосіб будівництва, оскільки майже 80% усіх робіт виконується в умовах заводу. Планувальні рішення об'ємно-блокових будівель обмежені незначною варіантністю розміщень блоків у плані (рис. 5.10, позиції 1...3).

Міцність, просторова жорсткість і стійкість об'ємно-блокових будівель забезпечуються опором окремих стовпів із об'ємних блоків (гнучка конструктивна система) або спільною роботою стовпів із об'ємних блоків, з'єднаних між собою (жорстка конструктивна система).

В об'ємно-блокових будівлях із гнучкою конструктивною системою кожний стовп із об'ємних блоків повністю сприймає навантаження, які діють на нього. Тому за цією схемою об'ємні блоки сусідніх стовпів із умов міцності один з одним по вертикалі можна не з'єднувати. Але для

обмеження деформацій стиків від нерівномірних деформацій основи фундаментів та інших впливів об'ємні блоки з'єднують між собою на рівні їх верха металевими в'язями. А щоб запобігти взаємному зміщенню блоків по вертикалі, їх з'єднують на рівні цоколя фундаменту.

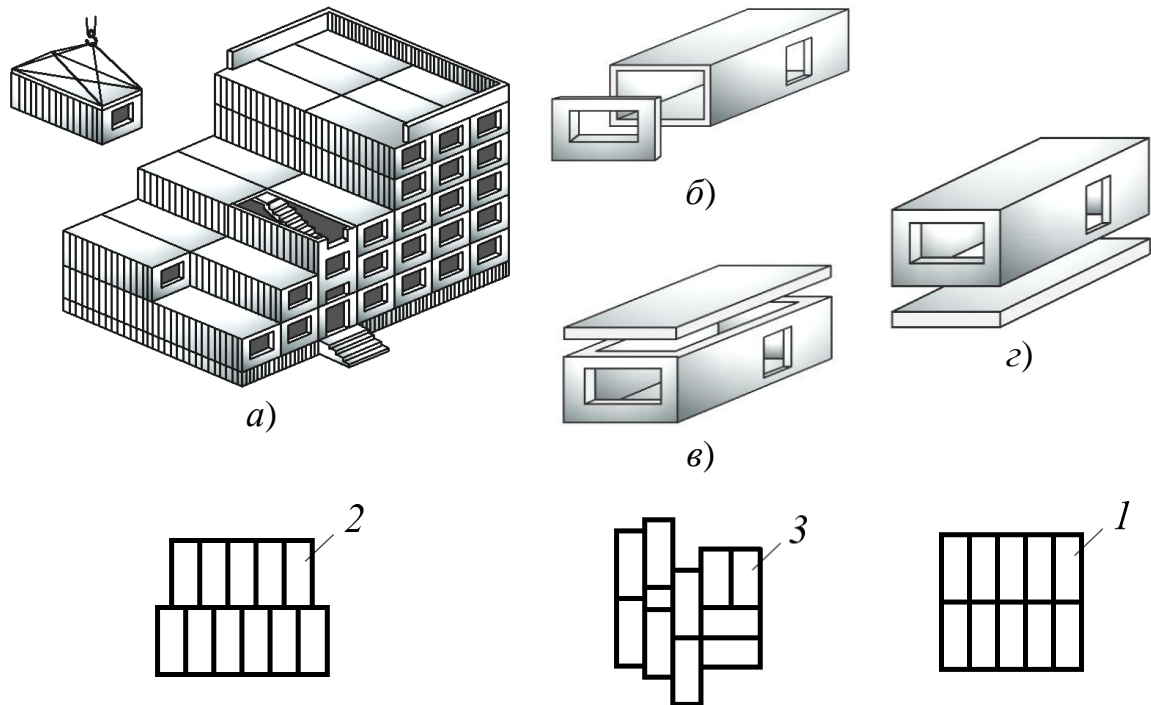


Рисунок 5.10 – Будівля з об'ємних блоків:

a – загальний вигляд; *б* – об'ємний «блок-стакан лежачий»; *в* – «блок стакан»;
г – «блок-ковпак»; 1 – співвісьове розміщення блоків; 2 – розміщення блоків зі зсувом уздовж профільної осі; 3 – розміщення блоків із їх западанням або виступанням

При жорсткій конструктивній системі стовпи об'ємних блоків з'єднують металевими розрахунковими в'язями на рівні перекриттів уздовж горизонтальних стиків, а уздовж вертикальних стиків, щоб запобігти взаємному зміщенню блоків, влаштовують монолітні шпонкові з'єднання. Жорстка конструктивна система застосовується для спорудження будівель висотою понад 10 поверхів, а також при будь-якій кількості поверхів, коли можливі нерівномірні деформації основи фундаментів у плані. Об'ємні блоки у будівлях із жорсткою конструктивною системою розташовують за співвісною схемою (рис 5.10).

Конструктивне рішення будівлі із об'ємних блоків вибирається з урахуванням містобудівельних та архітектурно-планувальних рішень, особливостей існуючої заводської бази, вимог уніфікації конструктивних елементів і їх спряження, забезпечення міцності і стійкості будівлі,

довговічності конструкцій, забезпечення необхідного рівня експлуатаційних якостей, максимальної заводської готовності конструкцій.

Об'ємний блок – це основний планувальний, конструктивний, транспортувальний та монтажний елемент будівлі. Об'ємні блоки бувають монолітними або виготовленими із окремих панелей шляхом зварювання їх закладних деталей.

Об'ємні блоки розрізняють за призначенням, розмірами, формою, сприйманням навантажень, типами, матеріалами. За призначенням блоки виготовляють на кімнату, квартиру, санітарно-кухонний блок або приміщення іншого типу. За розмірами блоки можуть бути на одну квартиру, кімнату, секцію або будівлю. Найбільшого поширення набули об'ємно-блокові будівлі із застосуванням замкнутих блоків розміром на кімнату. Їх розміри такі: ширина – 2,4; 3,0; 3,3; 3,6 м, довжина – 4,8; 5,1; 5,4; 5,7; 6,0; 6,6 м. За формою блоки розрізняють залежно від форми граней: вони можуть бути прямокутні, зі скісними кутами та криволінійні. Залежно від сприймання навантажень блоки можуть бути несучі (рис. 5.10, *a*) або ненесучі. Найбільш поширені несучі блоки.

За схемою сприймання навантажень несучі блоки поділяються на тип А – коли навантаження передається на них у вигляді зосередженого по кутах (рис. 5.24, *б*) та тип Б – коли навантаження передається рівномірно по всьому периметру або уздовж протилежних сторін (рис. 5.24, *a*). Блоки виготовляють як із важкого, так і легкого бетону класу не нижче С8/10.

У спорудженні об'ємно-блокових будівель можуть застосовуватись три типи конструкцій блоків: «блок-стакан лежачий», «блок-стакан», «блок-ковпак» (рис. 5.10, *б, в, г*). Але найбільшого поширення набули два типи блоків: перший – «блок-стакан лежачий», відкритий зі сторони зовнішньої стіни суцільноформований коробковий елемент із приставною панеллю зовнішньої стіни; другий – «блок-ковпак», відкритий зі сторони підлоги суцільноформований коробковий елемент із приставною плитою підлоги. Кожен із цих типів блоків має свою конструкцію вузлів горизонтального стику (рис. 5.11).

Стіни і плиту підлоги «блоків-стаканів лежачих» виготовляють ребристими із ребрами зовні кроком 1000..1100 мм. Висота ребер 100...120 мм. Товщина стінки між ребрами не менше ніж 60 мм, а товщина плити стелі не менше ніж 80 мм. Стіни торцеві виконують плоскими товщиною (60... 100) мм. Плиту підлоги допускається виконувати плоскою із контурними ребрами.

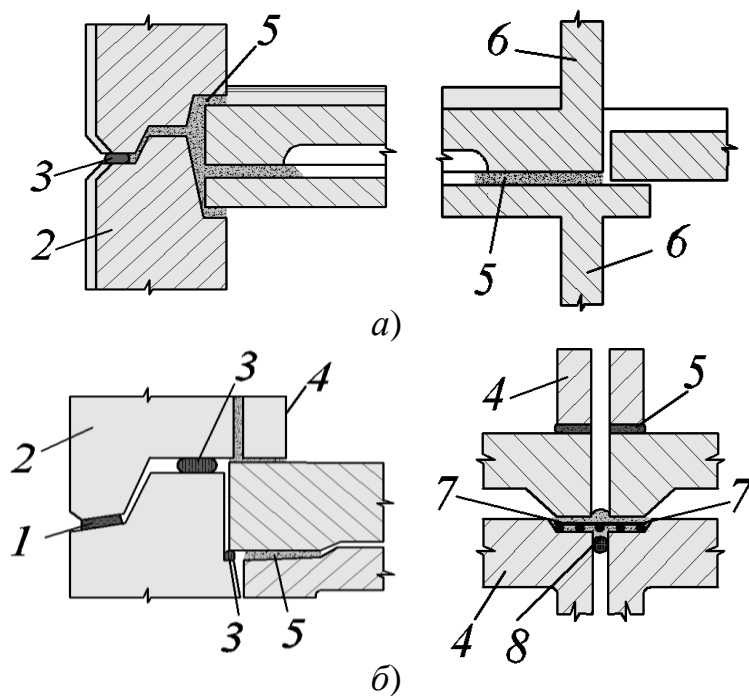


Рисунок 5.11 – Конструкція горизонтальних стиків між об'ємними блоками в об'ємно-блокових будівлях:

a – блок типу «лежачий стакан»; *б*) – блок типу «ковпак»; 1 – елемент утеплення; 2 – зовнішня стінова панель; 3 – прокладка ущільнення; 4 – стіна блоку типу «ковпак»; 5 – цементний розчин; 6 – стіна блоку типу «лежачий стакан»; 7 – арматурна сітка; 8 – ущільнювач стику

Об'ємні «блоки-ковпаки» проектують гладкими із місцевим потовщенням стін зовні уздовж контурних ребер блоків. Товщина поздовжніх стін цих блоків із важкого бетону складає не менше ніж 55 мм, а із легких бетонів – не менше ніж 80 мм. Товщина поперечних стін із будь-якого бетону може бути від 80 мм до 90 мм. Пливу підлоги виконують ребристою із контурними ребрами висотою не менш як 160 мм при товщині плити не менше ніж 50 мм. При застосуванні плити підлоги без проміжних ребер товщину плити беруть не менше ніж 80 мм.

Недолік об'ємно-блокових будівель у цілому – це обмеженість об'ємно-планувальних рішень.

Панельно-блокова система будівлі являє собою поєднання несучих об'ємних блоків із плоскими конструкціями панелей стін та плит перекриттів, які заповнюють вільні проміжки між блоками (рис. 5.12, *a*). Ця схема дає змогу одержати більшу кількість варіантів планувальних рішень порівняно з об'ємно-блоковою. Заводська готовність елементів будівлі складає 55...65 %. При спорудженні будівель за цією системою рекомендується опирати плити перекриттів на несучі об'ємні блоки і на несучі стінові панелі. При цьому, плити перекриттів на блоки можуть опиратись безпосередньо або на консольні виступи зверху блока (рис. 5.13).

Панельно-блокова система простіша від об'ємно-блокової, але вона потребує додаткових витрат металу і призводить до зменшення корисної площі.

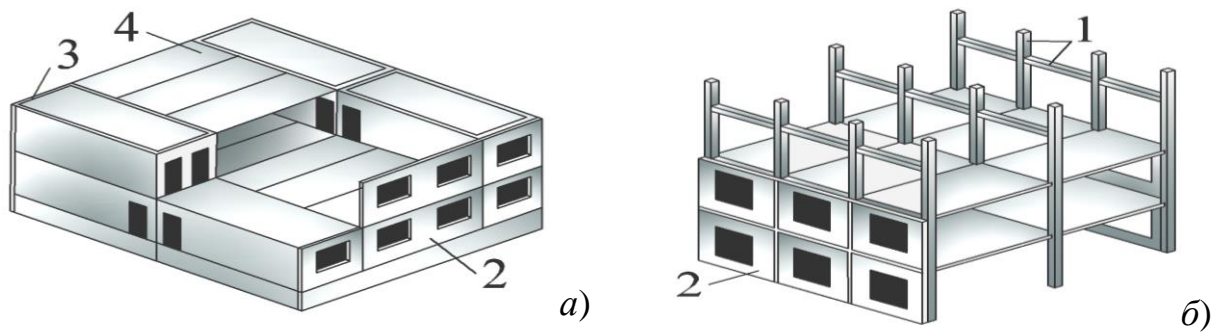


Рисунок 5.12 – Прототипи конструктивних систем будівель:
а – панельно-блокова; *б* – каркасно-панельна; 1 – залізобетонний каркас; 2 – збірна залізобетонна панель; 3 – об’ємний блок; 4 – збірна залізобетонна плита перекриття

Міцність, просторова жорсткість та стійкість панельно-блокових будівель забезпечуються сумісною роботою стовпів із об’ємних блоків, несучих стінових панелей та плит перекриттів за рахунок з’єднання елементів між собою розрахунковими сталевими в’язями, привареними до закладних деталей.

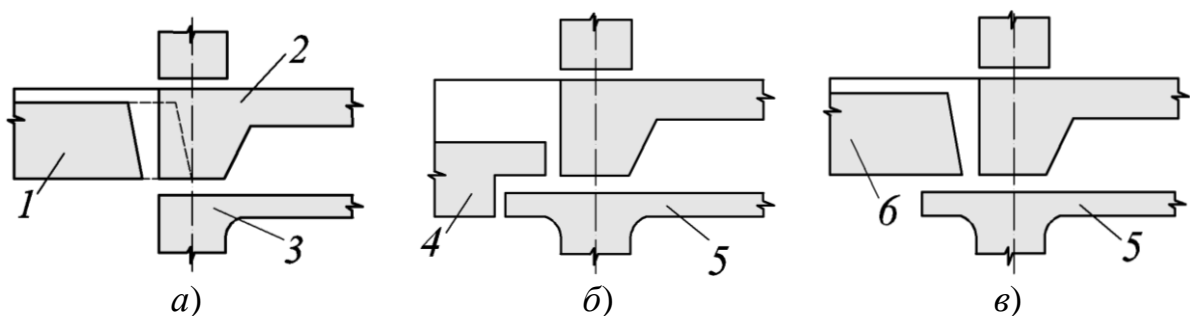


Рисунок 5.13 – Конструкції горизонтальних стиків плит перекриття з об’ємними блоками в панельно-блокових будівлях:
а – за допомогою «пальців» у плитах; *б, в* – на консольні виступи зверху об’ємного блока; 1 – плита перекриття з опорними «пальцями»; 2 – плита підлоги об’ємного блока; 3 – плита стелі об’ємного блока; 4 – плита перекриття з підрізкою на опорі; 5 – об’ємний блок із консолями; 6 – вкорочена плита перекриття

Каркасно-панельні будівлі набули широкого застосування у житловому та цивільному будівництві (рис. 5.12, *б*). Вони споруджуються із застосуванням елементів уніфікованого каркаса й типових елементів панельних будівель: плит перекриттів, панелей стін, поперечних та поздовжніх діафрагм жорсткості. За цією системою зводять будівлі висотою до 16 поверхів. Діафрагми розташовують уздовж із кроком, кратним 6 м, але не рідше як через 36 м. Каркаси застосовують повні або неповні з прольотами 5,6 і 6,0 м. У повних каркасах використовують поперечні, поздовжні або просторові рами. Крок колон каркаса – 3,6; 6,0; 7,2; 9,0; 12 м. У будівлях заввишки 12...16 поверхів звичайно крок

становить 6 м. У неповних каркасах колони зовнішніх рядів відсутні, а несучими елементами в цих місцях є стіни зі збірних стінових панелей.

Комбіновані будівлі являють поєднання по вертикалі панельних або об'ємно-блокових конструктивних систем будівель із каркасними.

Часто комбіновані будівлі мають вигляд будівель, розташованих на монолітних або збірних рамах (рис. 5.14). Необхідність у зведенні такого типу будівель виникає тоді, коли нижні поверхи за економічними або іншими умовами (запиленість, загазованість, паводки тощо) використати під житлові приміщення неможливо.

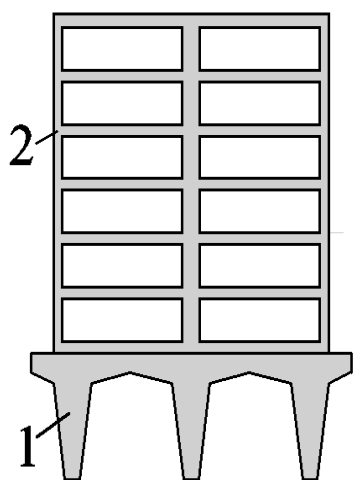


Рисунок 5.14 – Загальний вигляд комбінованої конструктивної системи будівлі:
1 – залізобетонна рама; 2 – крупно-панельна або об'ємно-блокова конструктивна система будівлі

Монолітні та збірно-монолітні будівлі проектують переважно за стіною конструктивною системою. Будівлі за таким способом спорудження мають велику різноманітність об'ємно-планувальних і архітектурно-конструктивних вирішень.

При індустріальних методах зведення ці будівлі конкурентоспроможні порівняно зі збірними. При відповідному техніко-економічному обґрунтуванні у монолітному та збірно-монолітному домобудуванні застосовують стовбурні та каркасно-стовбурні конструктивні системи.

У монолітних та збірно-монолітних будівлях із монолітними чи збірно-монолітними зовнішніми стінами застосовують переважно перехресно-стінову конструктивну систему. Монолітні і збірно-монолітні перекриття розраховують як защемлені по контуру. Збірні перекриття розраховують як защемлені у стінах і оперті на три чи дві сторони.

Спряження стін у вертикальному напрямку застосовують *торцеве, фронтальне і фронтально-торцеве*.

У разі торцевого з'єднання між щитами опалубки встановлюють

вертикальний щит-розділювач, за допомогою якого торець набуває хвилястої, гладкої або шпонкоподібної форми (рис. 5.15, а, б, в). Цей щит має вирізи, через які пропускають горизонтальну з'єднувальну арматуру.

При фронтальному з'єднанні (рис. 5.15, г, д, е) у місці примикання монолітних стін перпендикулярного напрямку між щитами встановлюють арматурні каркаси із пінополістирольними шпонкоутворювачами. У шпонкові отвори забетонованої стіни потім встановлюють арматурні випуски для з'єднання зі стіною, що буде бетонуватись.

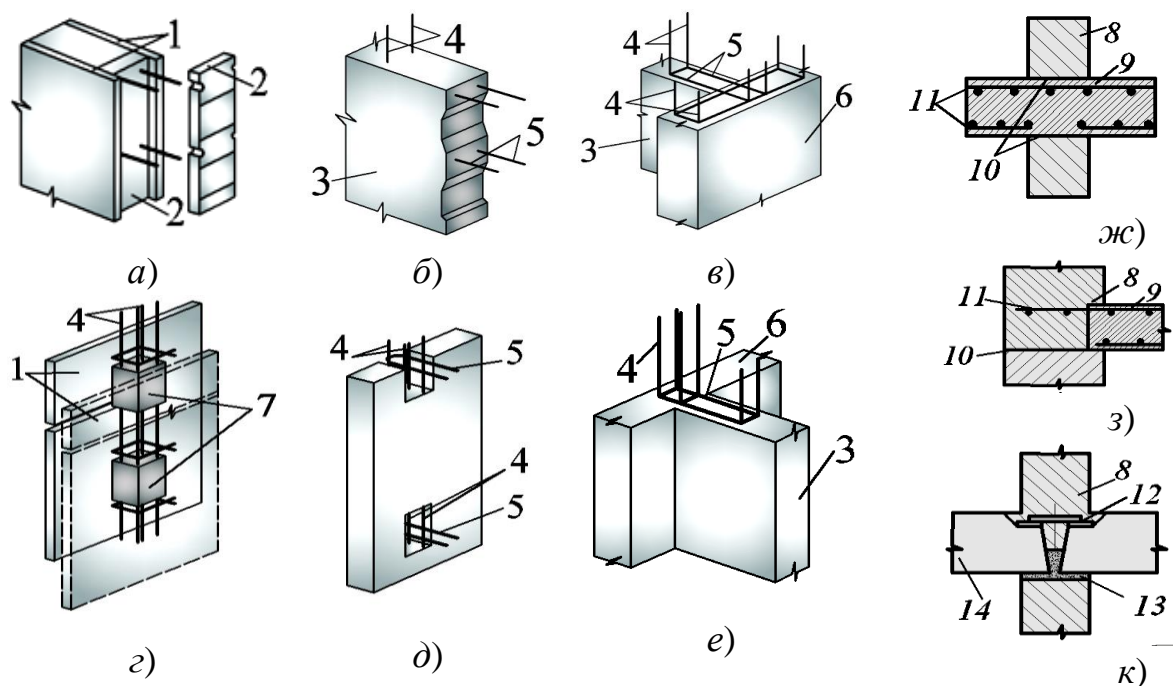


Рисунок 5.15 – Вузли спряження монолітних стін між собою та з перекриттям:

- а* – установка опалубки поперечних стін; *б* – вид торця стіни із шпонками;
- в, е* – загальний вигляд з'єднання поперечних та поздовжніх стін; *г* – розташування вертикальних арматурних каркасів і шпонкоутворювачів між щитами опалубки;
- д* – розташування арматурних випусків у шпонкових отворах;
- ж* – контактний стик внутрішніх стін; *з* – контактний стик зовнішніх стін;
- к* – платформовий стик внутрішніх стін; 1 – щити опалубки; 2 – торцевий щит опалубки; 3 – поперечна стіна; 4 – вертикальний арматурний каркас;
- 5 – арматурні горизонтальні стержні; 6 – поздовжня стіна; 7 – пінопласт для утворення шпонки; 8 – монолітна стіна; 9 – монолітне перекриття;
- 10 – технологічні шви; 11 – арматура плити; 12 – зварні в'язі плит; 13 – шов із цементного розчину; 14 – збірна суцільна залізобетонна плита

Фронтально-торцеве з'єднання застосовують у випадку використання у спряжуваних стінах бетонів різних за видами або класами. При такому з'єднанні між щитами опалубки внутрішніх стін, там де вони примикають до зовнішніх стін, встановлюють дрібновічкову сітку. Цю

сітку закріплюють до просторового каркаса, що знаходиться на перетині зовнішньої стіни із внутрішньою. Після цього звичайно бетонують зовнішні стіни на всю висоту поверху, а потім – внутрішні стіни.

Вузли горизонтальних стиків плит перекриття із монолітними стінами залежно від типу плит та способу передавання зусиль стику проектується *контактними, платформовими* або *комбінованими*.

У контактних стиках зусилля стиску передаються тільки через монолітний бетон стін (рис. 5.15, ж, з). Ці стики виконують у разі застосування монолітних, збірних і збірно-монолітних перекриттів. До улаштування стика збірні елементи перекриттів опирають на тимчасові опори.

У платформових стиках зусилля стиску передаються через ділянки збірних або збірно-монолітних плит перекриттів (рис. 5.15, к).

Комбіновані стики утворюють поєднанням контактного вузла із платформовим.

Для підвищення несучої здатності вузлів у місцях спряження стін установлюють вертикальну арматуру (рис. 5.15, позиція 4).

5.2 Основні відомості про розрахунок каркасних будівель

У загальному вигляді прямий *розрахунок каркасних будівель* може бути представленим за такою схемою: вибір розрахункової схеми (моделі) будівлі; виявлення усіх видів впливів та підрахунок навантажень, які діють на будівлю; визначення зусиль в елементах розрахункової моделі від навантажень та впливів; перевірка загальної стійкості будівлі; визначення переміщень і перевірка міцності, стійкості, жорсткості й тріщиностійкості елементів розрахункової схеми.

Але прямий розрахунок будівлі, який дозволяє одержати характеристики всіх елементів несучої конструктивної системи як функції навантажень, впливів і архітектурно-планувальних параметрів без попереднього їх призначення, не розроблено.

У сучасних інженерних методах проектування розрахунок каркасних будівель становить собою зворотну задачу, а саме: спочатку призначається конструктивна несуча система з характеристиками її елементів, а тоді виконується перевірка здатності конструкцій приймати зусилля, визначені в результаті статичного розрахунку прийнятої розрахункової конструктивної системи.

Розрахункові схеми (моделі) багатоповерхових багатопролітних каркасних будівель призначають залежно від їх конструктивної системи каркаса: *рамної, в'язевої, рамно-в'язевої, комбінованої* (рис. 5.1, в, г, д). У розрахункових схемах міжповерхові перекриття, з метою спрощення розрахунків, розглядають жорсткими горизонтальними в'язевими діафрагмами, які не деформуються при згинанні у своїй площині. В окремих випадках, коли це необхідно, вплив такого згину враховується. Розрахункова схема повинна якомога детальніше відображати дійсну роботу каркаса і ґрунтуватися на даних експериментів.

Статичний розрахунок будівель із рамною системою каркаса зводиться до розрахунку окремих (найчастіше в поперечному напрямку) плоских багатоповерхових багатопролітних рам (рис. 5.16, а). Така ідеалізація роботи просторового каркаса можлива, оскільки вертикальні та горизонтальні навантаження в просторовій системі вважаються прикладеними одночасно до всіх рам каркаса, що не призводить до проявів просторового характеру роботи системи.

Багатоповерхові багатопролітні плоскі поперечні рами каркасних будівель мають, як правило, регулярну розрахункову схему з однаковими прольотами й однаковими вертикальними навантаженнями в межах поверху. Статичний розрахунок таких рам у пружній стадії можна виконати на ЕОМ за програмами ВЕНЕРА, ЛІРА та ін.

У розрахунковій схемі прольоти рам приймають рівними відстаням між геометричними центрами ваги перерізів колон суміжних рядів, розрахункові висоти колон другого і вище розташованих поверхів – рівними висоті відповідних поверхів будівлі. Висота рами першого поверху приймається рівною висоті першого поверху будівлі, збільшеному на відстань від рівня підлоги до верха фундаменту. Спряження колон із фундаментами залежно від фактичних умов вважається жорстким або шарнірним. При прольотах ригелів, які відрізняються один від одного не більше як на 10 %, розрахункову схему приймають рівнопрольотною. Якщо жорсткість ригелів у три і більше разів перевищує сумарну жорсткість стояків, що прилягають до вузла, то такі ригелі можна розраховувати як багатопрольотні нерозрізні балки на шарнірних проміжних опорах із пружним защемленням крайніх опор. При жорсткості ригелів, у шість і більше разів меншій від сумарної жорсткості стояків у вузлі, ригелі розраховують як балки із защемленими опорами.

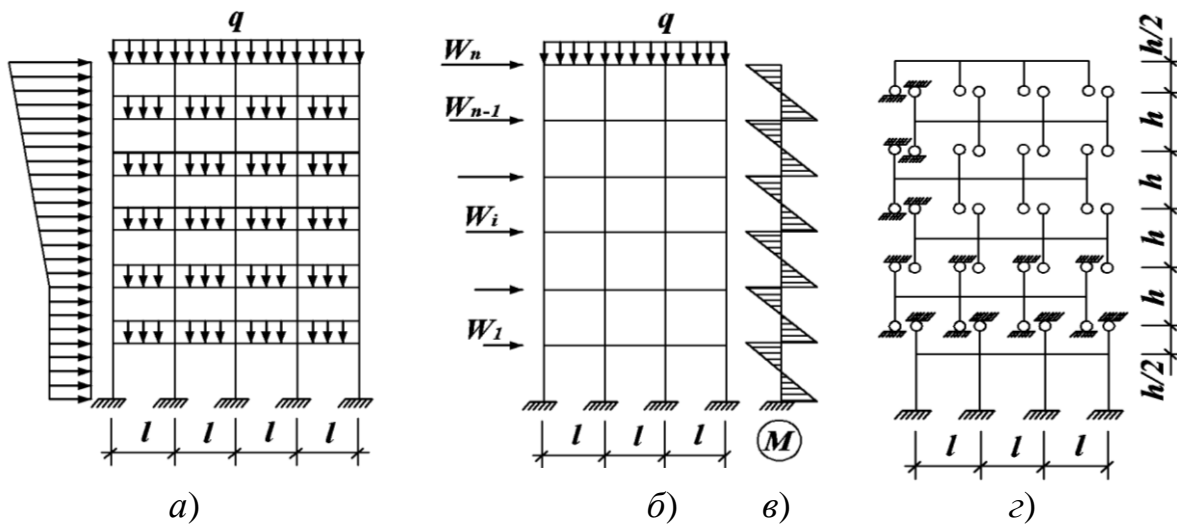


Рисунок 5.16 – Розрахункові схеми будинків із рамними системами каркасів:

a – фактична схема рами; *б* – розрахункова схема рами; *в* – епюра моментів у вертикальних стояках рами від тиску вітру; *г* – схема членування багатоповерхової рами на одноповерхові

Розрахунок рами починають із орієнтовного призначення розмірів перерізів елементів рами (колон, ригелів) із метою обчислення їх погонних жорсткостей і визначення навантаження від їх маси. Для цього спочатку обчислюють приблизне значення робочої висоти ригеля за формулою

$$d = 1,8 \sqrt{(0,6 \dots 0,8) M_0 / f_{cd} b}, \quad (5.1)$$

в якій $M_0 = (g+v) l_0^2 / 8$ – згинальний момент у ригелі, обчислений як для однопрольотної вільно опертої балки з розрахунковим прольотом l_0 , завантаженої постійним g і тимчасовим v навантаженням із розрахунковими значеннями. Ширину ригеля b приймають у межах $(0,3 \dots 0,5)h$. При цьому дотримуються рекомендацій конструювання, згідно з якими в прямолінійних ригелях багатопролітних рам $h = (1/12 \dots 1/16) l_0$, а в однопролітних рамах $h = (1/10 \dots 1/12) l_0$. Площу перерізу колон (також приблизно) визначають за формулою

$$A_c = (1,2 \dots 1,5) N / f_{yd}, \quad (5.2)$$

в якій N – значення поздовжньої сили, обчисленої відповідно до завантажувальної площі.

Обчислені за формулами (5.1) і (5.2) розміри поперечних перерізів колон і ригелів округлюють до уніфікованих розмірів, за якими остаточно підбирають типові конструкції. За розмірами підібраних типових

конструкції обчислюють погонні жорсткості елементів рам, вважаючи їх суцільними бетонними перерізами.

Статичний розрахунок кожної рами, оскільки переміщення її елементів у складі каркаса незначні, ґрунтується на принципі незалежності дії сил. Тому кожну раму розраховують окремо на дію вертикальних та горизонтальних навантажень.

Статичний розрахунок плоских рам на вертикальні навантаження допускається виконувати без урахування горизонтальних переміщень ярусів. Тому в розрахунках багатопролітні рами з рівними прольотами (або такими, що відрізняються один від одного не більше ніж на 20 %) заміняють трипролітними рамами (рис. 5.16, б). При цьому вважають, що згинальні моменти в середніх прольотах багатопролітної рами дорівнюють згинальним моментам середнього прольоту розрахункової трипролітної рами. В рамах, які мають однакову висоту поверхів і завантажені однаково по ярусах, вузли повертаються приблизно на однакові кути поворотів. У результаті виникають рівні вузлові моменти, а нульові точки епюр моментів у стояках розташовані посередині поверху (рис. 5.16, в). Це дає підстави членувати багатопверхову раму на три типи одноповерхових рам – першого, середнього і верхнього поверхів (рис. 5.16, г) з висотою стояків від опори до ригеля, рівною половині висоти поверху.

Таким чином, статичний розрахунок багатопверхової рами в пружній стадії зводиться до визначення згинальних моментів в одноповерхових симетричних трипролітних рамах при різноманітних комбінаціях завантажень тимчасовим навантаженням. Розрахунок кожної із цих рам можна виконувати наближеним методом за допомогою таблиць на дію найбільш не вигідних сполучень постійного g та різних комбінацій тимчасового v навантаження. Значення опорних згинальних моментів ригелів рами обчислюють за формулою:

$$M = (\alpha g + \beta v) l^2, \quad (5.3)$$

в якій α і β – табличні коефіцієнти [18], які беруть залежно від кількості прольотів (два або три), схеми завантаження й співвідношення жорсткостей ригелів і стояків; g , v – відповідно значення постійного та тимчасового навантажень на 1 м ригеля; l – відстань між осями колон даного прольоту.

Згинальні прольотні моменти і поперечні сили у ригелях рам обчислюють, як в однопрольотних балках, завантажених зовнішнім навантаженням у межах одного поверху і опорними моментами на кінцях, обчислених за формулою (5.3).

Згинальні моменти в стояках рами для кожної із комбінацій завантажень визначають як різницю опорних моментів ригелів у вузлі шляхом наступного перерозподілу її пропорційно погонним жорсткостям верхнього і нижнього стояків.

Одержані для різних можливих комбінацій постійного та тимчасового навантаження моменти і поперечні сили зводять в одну обвідну епюру й виконують перерозподіл зусиль (гл.1) у ригелях рами за допомогою додаткових трикутних епюр.

Якщо жорсткість колон значно менша від жорсткості ригеля, то в таких випадках ригель розраховують як нерозрізну балку.

Статичний розрахунок плоских рам на горизонтальне (від тиску вітру) навантаження виконують на дію зосереджених сил, які прикладають у вузлах рами замість рівномірно розподіленого навантаження від тиску вітру (рис. 5.16, б). При такому завантаженні нульові точки епюри моментів у всіх стояках вище першого поверху будуть розташовані на середині висоти поверху, а в стояках першого поверху (при защемленні стояків у фундаментах) – на відстані $(2/3)h$ від обрізу фундаменту (рис. 5.16, в).

Поперечна сила V_i n -поверхової рами на рівні i -того перекриття дорівнює сумі горизонтальних вище розташованих сил:

$$V_i = W_n + W_{n-1} + \dots + W_{i+1} + W_i. \quad (5.4)$$

Ця сила розподіляється між окремими стояками (колонами) i -того поверху пропорційно їх жорсткостям за формулою:

$$V_{cj} = V_i B_{cj} / \sum_{j=1}^m B_{cj}, \quad (5.5)$$

в якій V_{cj} – поперечна сила в j -тому стояку; B_{cj} – жорсткість j -того стояка i -того поверху; m – число стояків на i -тому поверсі;

Оскільки середні стояки мають більший ступінь защемлення у вузлі, ніж крайні, то і сприймають вони більшу частину поперечної сили, яка діє на рівні поверху. Це враховується поправковими коефіцієнтами $\beta < 1$ [14].

Обчислені за формулою (5.5) значення поперечних сил використовують для визначення згинальних моментів у стояках поверхів,

розташованих вище першого, за формулою:

$$M = V_c h / 2. \quad (5.6)$$

У стояках першого поверху моменти M_t і M_b відповідно у верхньому і нижньому перерізах обчислюють так:

$$M_t = V_c \cdot h / 3, \quad M_b = V_c \cdot 2h / 3. \quad (5.7)$$

Значення згинальних моментів на кінцях ригелів визначають із умови рівноваги вузлів.

За даними обчислень для різних завантажень будують епюри згинальних моментів і поперечних сил, на основі яких отримують обвідні епюри моментів. На основі цих епюр, з метою врахування проявів пластичних деформацій бетону, здійснюють перерозподіл зусиль у ригелях, завдяки чому обчислюють остаточні розрахункові їх значення. Дані статичного розрахунку зводять у таблицю для всіх розрахункових перерізів ригелів і стояків рам. При цьому розрахунковими перерізами ригелів вважають перерізи в прольотах і на опорах, а стояків – внизу, угорі і ще в одному – двох перерізах по висоті. У подальшому розрахунок і конструювання ригелів здійснюють так само, як балок ребристих перекриттів. Ригелі розраховують у поперечних та похилих перерізах як елементи, що зазнають згинання, а колони – як позацентрово стиснуті елементи.

Розрахунок переміщень рами від горизонтального навантаження виконують із метою недопущення горизонтального переміщення верха будівлі від дії вітру більше ніж 1/1000 висоти будівлі.

При визначенні переміщень використовують дані досліджень, згідно із якими вважається, що для будівель із відношенням їх висоти до ширини $H/b < 4$ горизонтальні переміщення багатоповерхової рами зумовлені головним чином внаслідок взаємного зміщення кінців стояків (перекосів поверхів). При цьому кути цих перекосів $\psi = c/h$ (де c – лінійне переміщення, h – висота поверху) приймаються однаковими для всіх стояків даного поверху (рис. 5.17). Якщо розглядати раму, в якій стояки і ригелі мають однакову погонну жорсткість (рами монотонної структури), то будемо мати, що кут перекоосу i -того яруса в таких рамах

$$\psi_i = V_i / k, \quad (5.8)$$

де V_i – ярусна поперечна сила, визначена за формулою (5.4),

k – зсувна жорсткість багатопверхового рамного каркасу, $k = h/c$,
 $c = h^2(1/s + 1/r)/12$ – для монотонних рам, r і s – суми погонних жорсткостей відповідно ригелів та стояків поверхів рами.

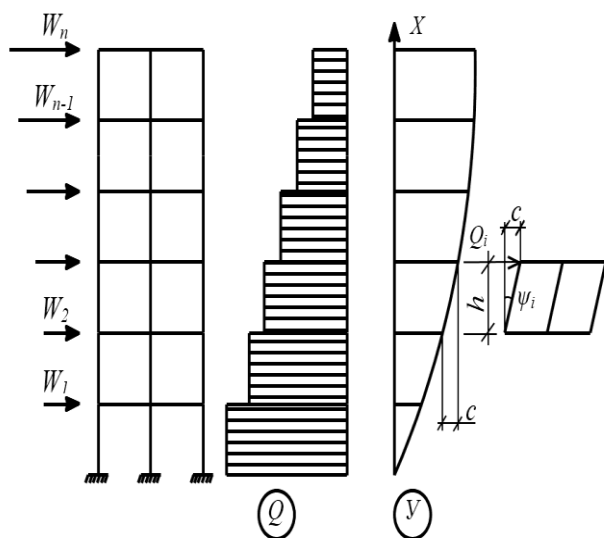


Рисунок 5.17 – До визначення переміщень будинку із рамною системою каркасу

Для рам з кількістю ярусів більше ніж 5 розташування ригелів допускається приймати суцільним (континуальним). У таких випадках будуть суцільними навантаження $\omega(x)$, поперечна сила $V_f(x)$ і переміщення $y(x)$. Кут перекосу для розрахункової моделі переміщень буде становити собою тангенс кута нахилу дотичної до лінії прогинів

$$\psi(x) = y'(x) = V_f(x)/k. \quad (5.9)$$

Інтегрування виразу (5.9) дає залежність для визначення

прогину будівлі на будь-якій висоті x :

$$y(x) = \int_0^x (V_f(x) / k) dx. \quad (5.10)$$

Використавши у формулі (5.10) залежність поперечної сили $V_f(x) = \omega(H - x)$ від рівномірно розподіленого навантаження $\omega(x) = \omega$, можна одержати значення прогину верха будівлі при $x = H$:

$$y(H) = \omega H^2/2k. \quad (5.11)$$

Розрахунок будівель із в'язевою та рамно-в'язевою системою каркаса (рис. 5.1, в, г) – задача більш складна, ніж розрахунок рамних систем. Це, передусім, зумовлено наявністю у системі різних за характером роботи вертикальних несучих елементів (діафрагм із прорізами, суцільних діафрагм, рам, колон) та різноманітністю в'язів між ними, асиметрією планів будівель і розташуванням діафрагм або ядер жорсткості, великою кількістю поверхів тощо.

В'язеві та рамно-в'язеві каркаси, як несучі системи багатоповерхових будівель, схематизують такими розрахунковими моделями: *дискретними, континуальними або дискретно-континуальними*. З метою спрощення розрахунку будівель із такими системами каркасів роботу залізобетону в розрахункових моделях інколи беруть пружною.

У *дискретних моделях* зберігається дискретне розташування вертикальних елементів і в'язів, що максимально наближає її до дійсної несучої системи. Але широкого застосування ця модель не знайшла, оскільки вона потребує розв'язання систем алгебраїчних рівнянь досить високих порядків.

Континуальні моделі схематизують будівлю як суцільну багатоступінчасту призматичну оболонку з вертикальною або горизонтальною віссю. Такі розрахункові моделі застосовуються тільки в розрахунках ядер-стовбурів та об'ємно-блокових будівель.

Дискретно-континуальна модель набула найбільшого поширення в розрахунках. Згідно з цією моделлю в несучій системі будівлі зберігається дискретне (окреме) розташування вертикальних елементів, а між ними в'язі замінюються континуальними, тобто безперервно розподіленими по висоті будівлі (рис. 5.18, б). Під вертикальними елементами розуміють суцільні діафрагми, простінки діафрагм із прорізами, колони в будівлях із рамно-в'язевою системою каркаса. Роль зосереджених в'язів відіграють перемички над прорізами діафрагм, перекриття, зварні з'єднання тощо. При кількості поверхів більше ніж 5 ці в'язі між вертикальними елементами можна, як підтверджують дослідження, приймати рівномірно розподіленими по висоті (рис. 5.18, б). Вертикальні елементи приймають защемленими жорстко або пружно-піддатливо. Разом із в'язями вони чинять опір згинанню, стискові та зсуву.

У загальному випадку така система зазнає косоного згинання та позацентрового стиску із стисненим крутінням.

Застосування дискретно-континуальної моделі дає можливість задачу з розрахунку будівлі звести до системи лінійних диференціальних рівнянь із постійними коефіцієнтами. Рівняння складають відносно переміщень, згинальних моментів, поперечних сил у в'язях, поперечних та поздовжніх сил у вертикальних елементах тощо. Кількість рівнянь дорівнює кількості швів між вертикальними елементами.

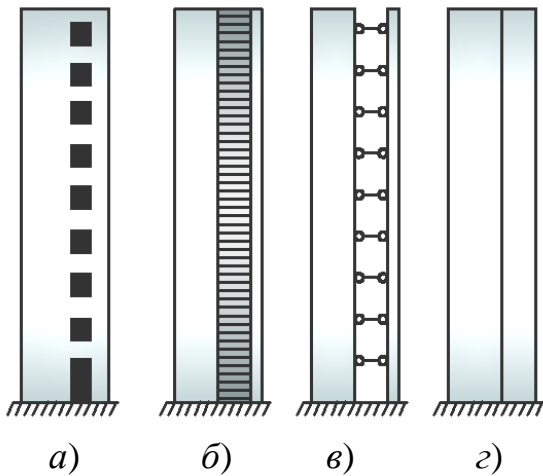


Рисунок 5.18— Розрахункові моделі
однов'язевої діафрагми:
а – дійсна конструкція; б – дискретно-
континуальна модель; в – консоль-на
модель з шарнірними в'язями;
г – консольна модель з абсолютно
жорсткими в'язями

Різновидністю дискретно-континуальної моделі є *консольна модель*, у якій усі в'язі зсуву приблизно вважаються або шарнірними, або абсолютно жорсткими (рис. 5.18, в, г). Консольна модель із шарнірними в'язями використовується, наприклад, у розрахунках будівель із в'язевим каркасом, у вузлах якого з'єднання ригелів із колонами спеціально конструюють шарнірними. Одночасно у в'язевих каркасах зварені по вертикалі закладні деталі між колонами та діафрагмами жорсткості являють собою практично абсолютно

жорсткі в'язі. Тому об'єднані таким чином між собою колони з діафрагмами жорсткості розглядають як єдиний суцільний консольний стержень.

Серед розглянутих розрахункових моделей багатопверхових будівель із в'язевою та рамно-в'язевою схемами каркасів дискретно-континуальна, як свідчить досвід практики, найбільш універсальна й зручна в розрахунках складних несучих систем. Ця модель в практиці проектування окремих типів будівель дозволяє обходитися без ЕОМ. Наприклад, у симетричних будівлях із жорсткими у своїй площині перекриттями плоскопаралельну несучу систему (рис. 5.19, а), утворену тільки рамами і суцільними діафрагмами, заміняють узагальненою рамно-в'язевою системою (рис. 5.19, б).

Жорсткість діафрагми у прийнятій розрахунковій схемі дорівнює сумі жорсткостей вертикальних діафрагм каркаса в розглядуваному напрямку, а жорсткість рами – сумарній жорсткості всіх ригелів та стояків рами каркаса в тому ж напрямку.

Розрахункові залежності для рамно-в'язевої схеми (рис. 5.19, а) можна одержати, наприклад, із рівняння рівноваги поперечних сил у вертикальних елементах:

$$V_d(x) + V_f(x) = V_0(x), \quad (5.12)$$

у якому V_d та V_f – поперечні сили, які відповідно сприймаються діафрагмою жорсткості та рамою, V_0 – поперечна сила від дії зовнішнього навантаження, і яка визначається як для консольної балки.

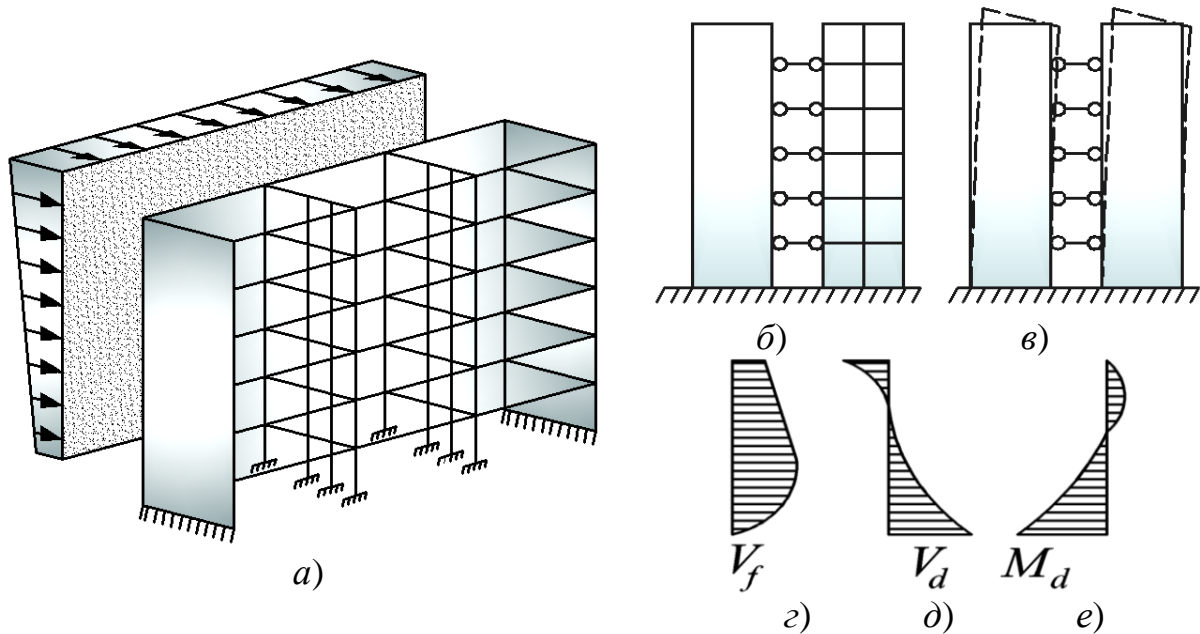


Рисунок 5.19 – До розрахунку будинків із в’язевою та рамно-в’язевою системами каркасів:

a – плоско паралельна несуча система; *б* – узагальнена рамно-в’язева система; *в* – консольна модель; *г* – епюра поперечних зусиль у рамі; *д, е* – епюри поперечних зусиль та моментів у діафрагмах

За наведеними вище залежностями маємо, що поперечна сила V_f зв’язана з прогином у будівлі залежністю (5.10), а поперечну силу V_d для суцільного стержня можна визначити за відомою із курсу опору матеріалів залежністю

$$V_d = -B_d y''', \quad (5.13)$$

в якій B_d – жорсткість розрахункової суцільної діафрагми.

Із (5.12) із врахуванням (5.9) та (5.13) можна отримати, що

$$B_d y''' - k y'(x) + V_0(x) = 0. \quad (5.14)$$

Після диференціювання (5.14) матимемо:

$$B_d y'''' - k y''(x) - \omega(x) = 0. \quad (5.15)$$

Позначивши наведені переміщення $y_1 = B_d y$ та виконавши

перетворення, можна для плоскої рамно-в'язевої системи остаточно одержати рівняння [18]:

$$s_2^2 y_1'''' - y_1'' - s_2^2 \omega(x) = 0, \quad (5.16)$$

розв'язок якого є таким

$$y_1 = A_1 + A_2 s_2 \varphi + A_3 ch \varphi + A_4 sh \varphi + y_{1,P}, \quad (5.17)$$

де $s_2 = \sqrt{B_d / k}$, $\varphi = x / s_2$ – безрозмірна координата; $y_{1,P}$ – окреме рішення, яке залежить від виду навантаження.

Постійні A_1, A_2, A_3, A_4 знаходять із граничних умов:

$$y_1(0)=0; \quad y_1'(0)=0; \quad y_1''(\lambda)=0; \quad y_1'(\lambda)/s_2^2 - y_1'''(\lambda) = 0. \quad (5.18)$$

Тепер із формули (5.17) можна отримати вираз для визначення переміщення при $\omega(x) = \omega$:

$$y_1 = \omega s_2^4 (\lambda \varphi - \varphi^2 / 2 - \chi ch \varphi - \lambda sh \varphi - \chi), \quad (5.19)$$

де $\lambda = H / s_2$ – характеристика жорсткості будівлі, $\chi = (1 + \lambda sh \lambda) / ch \lambda$.

Використовуючи вираз для визначення прогину, легко також одержати формули для зусиль у діафрагмі та рамі:

$$V_d = -y_1''', \quad V_f = y_1' / s_2^2, \quad M_d = -y_1''. \quad (5.20)$$

Якщо побудувати епюри зусиль за формулами (5.20), то, як видно зі схеми (рис. 5.19, *z, d, e*), на відміну від рамних систем зусилля V_f при основі дорівнює нулеві. Це наслідок розвантажувальної дії діафрагм. Застосовуючи визначене значення V_f , обчислюють значення згинальних моментів у стояках (колонах) та ригелях аналогічно розрахункам рамних систем. Значення величин M_d та V_d використовуються в розрахунках перерізів діафрагм.

Прогин верха будівлі, згідно з (5.19), обчислюється за формулою

$$y(H) = \frac{y_1(H)}{B_d} = \frac{\omega H^2}{2k} \left[1 - \frac{2(\chi - 1)}{\lambda^2} \right]. \quad (5.21)$$

Як впливає із порівняння (5.21) із (5.11), прогин рамно-в'язевої системи менший, ніж відповідний прогин у рамній системі.

Для будівель із відношенням $H/b > 4$ необхідно враховувати дію згинального моменту $M = N_0 \cdot l_0$, який виникає в результаті поздовжніх деформацій колон. У таких випадках при складанні рівнянь рівноваги поперечних сил слід урахувати додатковий кут повороту, що виникає як результат наявності такого фактора [18].

Розрахунок в'язевих систем, які приводяться до плоско-паралельних, також можна виконати, використовуючи рівняння (5.15). Наприклад, для систем, до складу яких входять суцільні діафрагми, а рами із жорсткими вузлами відсутні, розрахункове рівняння одержують шляхом виключення з (5.15) члена, який характеризує опір рамної частини. Тоді будемо мати

$$B_d y''' - \omega(x) = 0. \quad (5.22)$$

Формула (5.22) – відоме рівняння форми зігнутого консольного стержня. Такий же результат можна одержати при використанні консольної розрахункової моделі (рис. 5.19, в), що, як відзначалося вище, є окремим випадком дискретно-континуальної моделі. Експериментальні дані досліджень роботи пружних моделей, а також порівняння результатів розрахунків будівель на основі точних методів із даними розрахунків на основі дискретно-континуальної моделі показали, що застосування дискретно-континуальної моделі в розрахунках будівель забезпечує достатню точність розрахункових величин.

Аналіз (5.22) із урахуванням основної конструктивної особливості в'язевих каркасів – шарнірного з'єднання елементів перекриття (ригелів, плит) із колонами показує, що горизонтальні навантаження від вітру повністю сприймаються діафрагмами жорсткості (рис. 5.1, в). На діафрагми вони передаються із зовнішніх стін через перекриття у місцях прилягання до діафрагми. Тому будівлі із в'язевими каркасами у *розрахунках на горизонтальні навантаження* схематизують плоскими схемами у поперечному або поздовжньому напрямках у вигляді діафрагм жорсткості, защемлених у фундаменті і з'єднаних стержнями-в'язями на рівні перекриттів із рамами з шарнірними вузлами (рис. 5.1, з). Зовнішні

стіни у розрахунках за такими схемами можна приймати по вертикалі у вигляді багатопрольотної балки з опорами у рівні перекриттів.

Просторову систему діафрагм в'язевої конструктивної системи будівлі розраховують на ЕОМ із використанням дискретно-континуальної розрахункової моделі. Зосереджені в'язі замінюють на безперервно розподілені по висоті у разі кількості поверхів 5 і більше. У практиці проектування для розрахунку в'язевих систем інколи застосовують консольну модель, як окремий випадок дискретно-континуальної (рис. 5.18). Такий підхід ґрунтується на спрощеннях: перекриття вважаються абсолютно жорсткими і такими, що не деформуються в горизонтальній площині; жорсткість діафрагм по висоті не змінюється; деформації зсуву діафрагм від поперечних сил вважаються незначними і їх ураховують введенням спеціальних коефіцієнтів. Діафрагми перемінної жорсткості у межах до 25 % у розрахунках заміняються на діафрагми з еквівалентними перерізами постійної жорсткості.

У розрахунках на дію вертикального навантаження ригелів в'язевих каркасів розраховують як однопролітні шарнірно оперті балки. Навантаження на них приймають рівномірно розподіленим. Колони розраховують як багатопролітні нерозрізні балки з опорами на рівні перекриттів. Завантажують їх на рівні кожного перекриття поздовжніми силами стиску та згинальними моментами. Сили стиску у розрахунковому перерізі визначають як рівнодійну навантажень від вище розташованих поверхів та розглядуваного поверху. Рівнодійну навантажень від вище розташованих поверхів прикладають із випадковими ексцентриситетами e_a . А рівнодійну вертикального навантаження від ригелів даного поверху прикладають із ексцентриситетом

$$e_1 = \Delta N_i \cdot l_i / \Sigma N_i, \quad (5.23)$$

де ΔN_i – різниця опорних реакцій ригелів, що з'єднані з колоною на рівні розрахункового поверху; l_i – відстань від точки прикладання більшої за значенням опорної реакції ригеля до центру ваги перерізу колони; ΣN_i – сума опорних реакцій від ригелів.

Колону на вертикальні навантаження розраховують при повному завантаженні (постійного з тимчасовим) обох прилеглих до неї ригелів і при відсутності тимчасового навантаження на одному із ригелів.

Загальний розрахунковий ексцентриситет прикладання поздовжнього зусилля у площині ригелів

$$e = (N_0 e_a + \sum N_i e_i) / (N_0 + \sum N_i), \quad (5.24)$$

де N_0 – поздовжня сила в колоні від дії навантаження, що передається від вище розташованих поверхів; e_a – випадковий ексцентриситет; e_i – ексцентриситет кожної із реакцій від ригелів розрахункового поверху відносно центра ваги перерізу колони.

Конструктивний розрахунок перерізів колон на дію визначених зусиль здійснюють на косе стискання.

Перерізи діафрагм розраховують на позацентрове стискання. Для будівель висотою 50 м і більше слід перевіряти також прискорення коливань верхніх поверхів від пульсації вітру. Воно не повинно перевищувати $0,1 \text{ м/с}^2$.

5.3 Основні відомості про розрахунок панельних будівель

Розрахунок багатопверхових панельних будівель складний, оскільки становить собою задачу визначення зусиль та деформацій в елементах просторової системи, яка складається з окремих плоских пластин, ослаблених прорізами і з'єднаних піддатливими в'язями. Такі системи зазнають дії як вертикальних, так і горизонтальних навантажень, впливів перепаду температур, нерівномірного осідання основи.

У практиці проектування панельних будівель рекомендується [18] застосовувати просторові розрахункові схеми у вигляді системи пластинок, складеної системи із тонкостінних стержнів та призматичних оболонок, перехресної системи тощо, з'єднаних між собою розподіленими або зосередженими в'язями. Використання таких просторових розрахункових схем дозволяє одержувати досить точні результати, але виникає необхідність розв'язувати велику кількість рівнянь, що можливо тільки на ЕОМ.

З метою спрощення розрахунків просторові несучі системи крупнопанельних будівель розчленяють на плоскі. При такому спрощенні просторову систему представляють у вигляді двох незалежних одна від одної систем вертикальних несучих стін (діафрагм) – поперечної (рис. 5.20, а) та поздовжньої (рис. 5.20, б), кожна з яких сприймає навантаження від вітру у відповідному напрямку. При цьому приймається передумова про абсолютну жорсткість перекриттів у своїй площині, завдяки чому горизонтальні переміщення і кути нахилу всіх діафрагм одного напрямку при симетричних планах будівель та навантаженнях будуть однакові.

У розрахунках ураховують вплив наявності стін у перпендикулярному напрямку залежно від величини жорсткості вертикальних в'язів. Це здійснюється за допомогою безрозмірного параметра

$$\mu = \sqrt{\gamma H / \lambda_{sh}}, \quad (5.25)$$

де H – висота поверху; λ_{sh} – коефіцієнт піддатливості при зсуві в'язів між суміжними панелями поверху [19]; γ – коефіцієнт жорсткості з'єднання панелей стін, що визначається за формулою

$$\gamma = \frac{1}{E_1 A_1} + \frac{1}{E_2 A_2} + \frac{L^2}{\Sigma EI}, \quad (5.26)$$

у якій $E_1 A_1$, $E_2 A_2$ – поздовжня жорсткість панелей, з'єднаних в'язями; $\Sigma EI = E_1 I_1 + E_2 I_2$ – сума згинальних жорсткостей панелей при згинанні їх у площині дії розрахункового горизонтального навантаження; E_1 , E_2 – розрахункові значення приведених модулів деформацій бетону з'єднаних панелей стін [19]; A_1 , A_2 – площі горизонтальних перерізів панелей; I – моменти інерції горизонтальних перерізів панелей відносно осей, що проходять через центри ваги перерізів перпендикулярно до площини дії розрахункового горизонтального навантаження.

Якщо $\mu > 2/n$ (n – кількість поверхів будівлі), то в'язі вважаються жорсткими і в плоскій несучій системі панелі перпендикулярного напрямку враховуються (рис. 5.20, б, з). Це вказує на те, що розрахунковий поперечний переріз плоскої діафрагми слід приймати складним: двотавр, швелер і т. ін. Для випадків, коли $\mu \leq 2/n$, поперечний переріз діафрагми приймається прямокутним (рис. 13.20, а, в).

Консольна схема для розрахунків найпростіша (рис. 5.18, в). Вона не потребує застосування ЕОМ і являє собою систему стояків, котрі між собою з'єднані абсолютно гнучкими в'язями зсуву ($\mu < 2/n$). Цю схему застосовують і при абсолютній жорсткості ($\mu \geq 12/n$) в'язів між стояками, але тоді усі стояки розглядають як єдиний суцільний консольний стержень (рис. 5.18, з). Зусилля в такій схемі визначаються дуже просто. Поздовжня сила N у горизонтальному перерізі стояка дорівнює сумі вертикальних навантажень, що передаються з відповідної його навантажувальної ділянки. Визначені загальний згинальний момент M та поперечна сила V від горизонтального навантаження розподіляються між консольними стояками пропорційно їх згинальним жорсткостям за формулою (5.5).

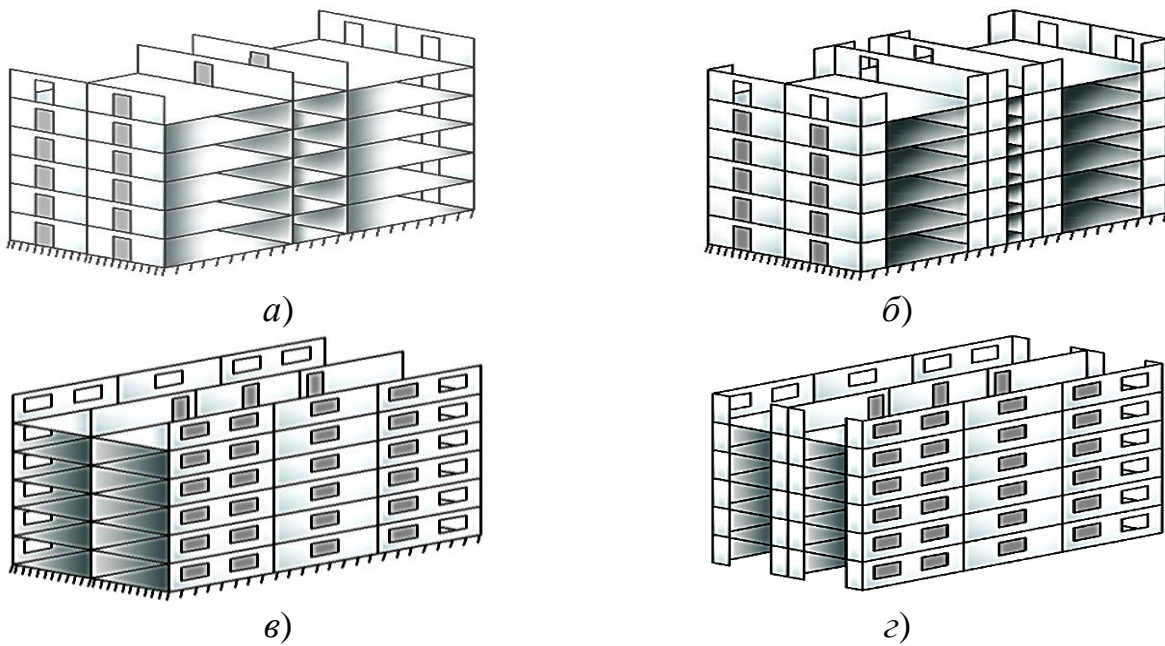


Рисунок 5.20 – Розрахункові схеми крупнопанельних будівель:
a, б – з поперечним розташуванням діафрагм без урахування та з урахуванням впливу поздовжніх стін; *в, г* – з поздовжнім розташуванням діафрагм без урахування та з урахуванням впливу поперечних стін

Дискретні схеми становлять собою багатоповерхову багатопролітну раму. Ригелі в ній – це зосереджені у рівні перекриттів в'язі між стояками. Статичний розрахунок за цією схемою виконують на ЕОМ звичайними методами будівельної механіки.

При застосуванні *дискретно-континуальної схеми* діафрагми розглядаються як плоскі складені стержні (рис. 5.18, *б*). В'язі між стояками вважаються розподіленими безперервно (континуально) по всій висоті будівлі. Жорсткість такої в'язі дорівнює сумі жорсткостей фактичних в'язів. Невідомі в цьому випадку не зусилля в кожній окремій в'язі, а функція, яка описує розподілення зусиль у безперервній в'язі по висоті. Кількість таких функцій, – а це диференціальні рівняння другого порядку, – дорівнює кількості в'язів між стояками. В результаті розв'язання рівнянь отримують необхідні формули для обчислення зусиль у в'язях стояків.

Дискретно-континуальна схема найбільш проста і дає достатньо точні значення зусиль M, V, N .

Розрахунок прийнятої розрахункової системи можна виконувати наближеними методами [9] окремо на кожен вид завантажень – вертикальних або горизонтальних. При цьому використовується принцип незалежності дії сил (розрахунок за недеформованою схемою) та гіпотеза плоских перерізів.

У розрахунках на дію вертикальних навантажень, коли розрахунковий складений елемент має в'язі із кінцевими значеннями коефіцієнта жорсткості μ , необхідно урахувувати можливий перерозподіл зусиль між окремими стояками. Це зумовлено різницею поздовжніх деформацій стояків внаслідок неоднаковості їх завантаження, модулів пружності, конструкції стика тощо.

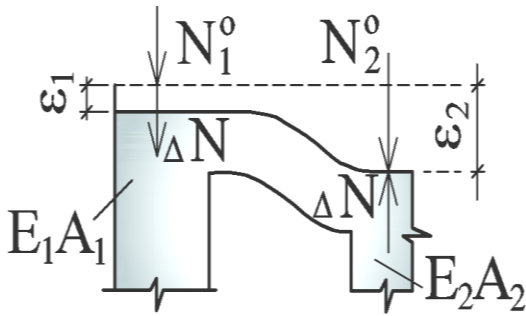


Рисунок 5.21 – Схема впливу в'язі на перерозподіл зусиль між стояками

Як це відбувається, можна зрозуміти на прикладі несучого елемента із двох стояків, за в'язь між котрими править перемичка (рис. 5.21). Від дії поздовжніх зусиль N_1^0 та N_2^0 стояки зазнають деформацій $\varepsilon_1 < \varepsilon_2$.

Оскільки $\varepsilon_1 < \varepsilon_2$, це призводить до згинання перемички. У результаті частина вертикального навантаження ΔN від стояка, котрий зазнав більшу деформацію, за допомогою перемички (в'язі) перерозподілиться на стояк менш здеформований. Ураховуючи це можна записати залежності для визначення зусиль N_1 та N_2 у стояках:

$$\varepsilon_1 = N_1^0 / (E_1 A_1), \quad \varepsilon_2 = N_2^0 / (E_2 A_2), \quad (5.27)$$

$$N_1 = N_1^0 + \Delta N; \quad N_2 = N_2^0 - \Delta N, \quad (5.28)$$

$$\Delta N = (\varepsilon_1 - \varepsilon_2) K_i^v / \gamma, \quad (5.29)$$

де γ – визначається за (5.26) при $L^2 / \Sigma EI = 0$, оскільки згин відсутній; K_i^v – коефіцієнт, що урахує жорсткість стовпів при стиску, вплив піддатливості в'язів між стовпами і рівень поверху, для якого здійснюють розрахунок (рис. 5.22), та кількість поверхів;

Зусилля зсуву V_i у в'язі від перерозподілу вертикального навантаження в i -тому поверсі

$$V_i = \Delta N_i - \Delta N_{i+1}, \quad (5.30)$$

де ΔN_i , ΔN_{i+1} – частини зусилля в межах i -того та $i + 1$ поверхів.

Згинальний момент від зусиль зсуву V_i у перемичці i -того поверху можна визначити як для балки із защемленими кінцями з прольотом l_{0i} у проясненні за формулою

$$M_i = 0,5 V_i l_{0i}. \quad (5.31)$$

У розрахунках на дію постійних вертикальних навантажень рекомендується визначати зусилля у конструкціях крупнопанельної будівлі із урахуванням зміни розрахункової схеми залежно від двох випадків [9].

Перший (зимовий монтаж) – вважається, що до закінчення монтажу будівлі деформації усадки бетону стін і в'язів не проявляються, а перерозподіл вертикальних навантажень можливий тільки між стояками, між котрими за в'язь правлять перемички. Якщо забезпечується збільшення міцності бетону штучно (наприклад, за рахунок прогріву бетону стика), допускається урахувувати опір зсуву шпонкових з'єднань.

Другий (літній монтаж) – умовно вважається, що за час монтажу будівлі деформації усадки бетону стиків і панелей повністю проявляються і в'язі у вигляді перемички, як складових збірних панелей, включаються у роботу одночасно зі зведенням чергового поверху, а шпонкові в'язеві стики – з відставанням на два поверхи.

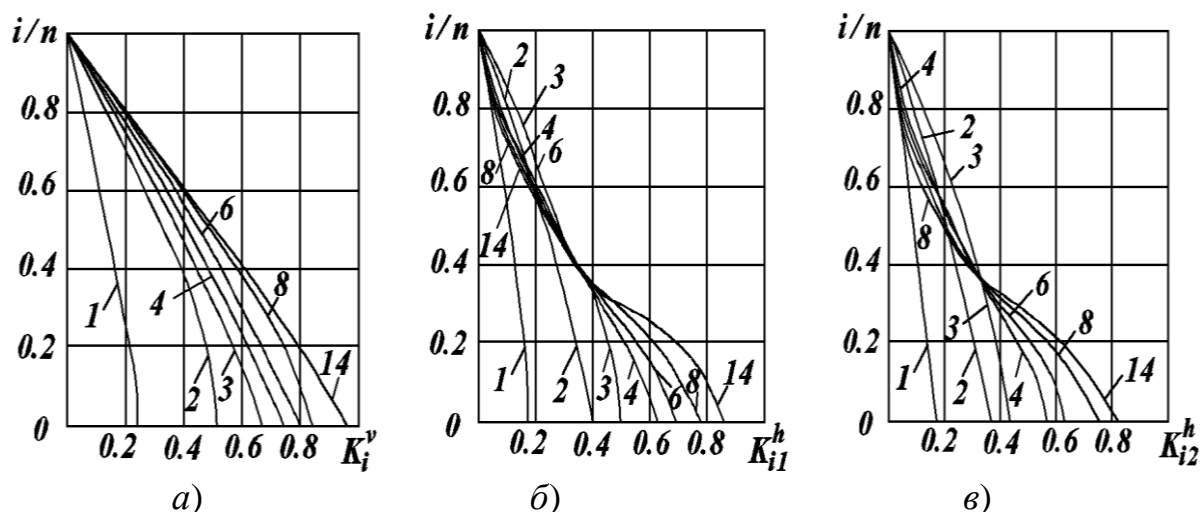


Рисунок 5.22 – Графіки для визначення коефіцієнтів піддатливості:
 а – K_i^y – від вертикального навантаження; б – K_{i1}^h – від горизонтального рівномірно розподіленого навантаження; в – K_{i2}^h – від горизонтального трикутноподібного навантаження; n – кількість поверхів; i – номер розрахункового поверху;
 1...2 – значення величини μ_n

При визначенні розрахункових значень поздовжніх зусиль N_1 і N_2 від постійного навантаження за формулою (5.28) із знаком «+» береться більше із двох варіантів перерозподілене зусилля, із знаком «-» менше. Потім окремо підраховують розрахункові значення поздовжніх зусиль N_1 і N_2 із урахуванням аналогічного перерозподілення від довгочасного та короткочасного за дією навантажень. Повне розрахункове зусилля від вертикального навантаження визначають як суму постійного, довгочасного та короткочасного за дією навантажень.

У розрахунках на дію горизонтально прикладених навантажень (рис. 5.23) складений елемент зазнає не тільки згинання, але й взаємного зсуву його складових – стояків. У результаті в місцях з'єднань перемички зі стояками виникнуть поперечні сили та моменти. Для стояків – це сили стиску або розтягу, що діють на рівні кожної перемички. Сума поперечних сил вище i -того поверху дає нормальну силу N_i у стояку на рівні цього поверху від дії горизонтально прикладеного навантаження. В обох стояках сили N_i прикладені у центрі маси кожного і створюють пару сил $N_i \cdot l$, яка урівноважує частину зовнішнього моменту M_i^0 . Інша частина зовнішнього моменту розподіляється між стояками на M_{1i} та M_{2i} пропорційно згинальним жорсткостям $E_1 I_1$ та $E_2 I_2$. Тому на рівні i -того поверху:

$$M_i^0 = M_{1i} + M_{2i} + N_i l, \quad (5.32)$$

а на рівні защемлення стояків:

$$M_0^0 = M_{10} + M_{20} + N_0 l. \quad (5.33)$$

Між собою моменти у стояках зв'язані залежністю:

$$M_{10} = (M_{10} + M_{20}) E_1 I_1 / \Sigma EI. \quad (5.34)$$

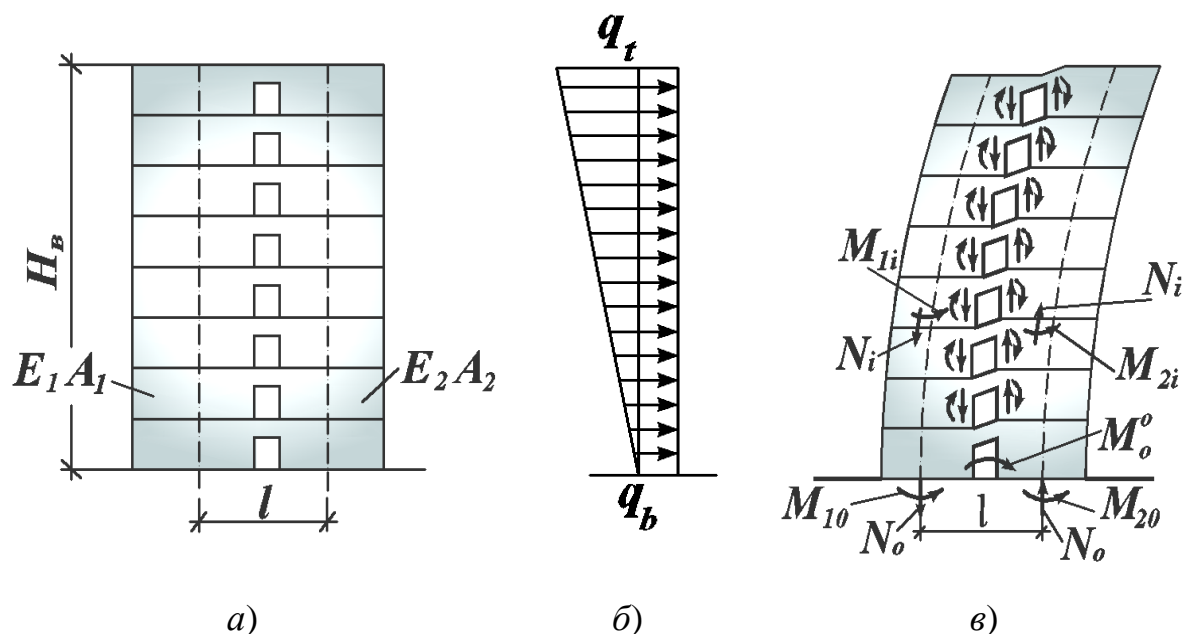


Рисунок 5.23 – Розрахункова схема діафрагми із прорізами на дію вітрового тиску:

a – загальний вигляд поперечної стіни-діафрагми; b – навантаження від тиску вітру; v – схема деформування поперечної стіни-діафрагми

При застосуванні дискретно-континуальної розрахункової схеми із двох стояків зусилля N_i визначатиметься за формулою

$$N_i = (\varepsilon_1^h K_{i1}^h + \varepsilon_2^h K_{i2}^h) / \gamma, \quad (5.35)$$

у якій

$$\varepsilon_1^h = q_b H_b^2 l / 2 \Sigma EI, \quad (5.36)$$

$$\varepsilon_2^h = (q_t - q_b) H_b^2 l / 6 \Sigma EI, \quad (5.37)$$

K_{i1}^h, K_{i2}^h – коефіцієнти, що визначаються із графіків (рис. 5.22, б, в); H_b – висота будівлі; μ – безрозмірний параметр, що підраховується за формулою (5.25); γ – коефіцієнт жорсткості з'єднання стояків, визначається за формулою (5.26); ΣEI – загальна жорсткість стояків, при визначенні якої модуль деформацій бетону приймається із урахуванням піддатливості горизонтальних швів із цементного розчину.

Використовуючи (5.32), підраховують значення моментів у стояках на рівні i -того поверху за формулами:

$$M_{1i} = (M_i^0 + N_i l) E_1 I_1 / \Sigma EI, \quad (5.38)$$

$$M_{2i} = (M_i^0 + N_i l) E_2 I_2 / \Sigma EI, \quad (5.39)$$

поперечна сила у перемичці цього поверху

$$V_i^h = N_i - N_{i+1}, \quad (5.40)$$

а згинальний момент

$$M_i = 0,5 V_i^h \cdot l_{0i}. \quad (5.41)$$

За такою ж методикою розраховують складені елементи із стояків, з'єднаних в'язями у вигляді шпонок або закладних деталей. При цьому слід мати на увазі, що моменти у в'язях $M = 0$.

Одержані в розрахунках за однією із схем зусилля використовують для перевірки міцності та тріщиностійкості стінових панелей будівлі.

У панелях висотою в один поверх розрахункові горизонтальні перерізи приймаються на середині висоти поверху, де вплив поздовжнього згину найбільший, і на рівні опорних перерізів – місцях найбільшої концентрації напружень.

Розрахункову висоту панелей та ексцентриситет дії поздовжньої сили визначають залежно від конструкції стінової панелі. Розрахункова висота панелей

$$l_0 = k_{fl} k_{wl} H', \quad (5.42)$$

де $k_{fl} = 0,8 \dots 1,0$ – коефіцієнт, яким ураховується часткове заземлення панелі у рівні перекриття, $k_{fl} = 0,9$ для панелей із платформовими стиками; H' – значення висоти поверху, зменшене на товщину перекриття; k_{wl} – коефіцієнт, який застосовується у розрахунках суцільних (без прорізів) панелей для урахування впливу з'єднання їх у стиках із панелями перпендикулярного напрямку. Даний вплив беруть до уваги, якщо ширина панелі $b < 3H'$ при опиранні її на чотири сторони і $b < 1,5H'$ – на три сторони. Відповідно для таких умов

$$k_{wl} = b (2 - b / 3H') / 3H', \quad (5.43)$$

$$k_{wl} = 2b (2 - 2b / 3H') / 3H', \quad (5.44)$$

у всіх інших випадках $k_{wl} = 1$.

Стінову панель слід розраховувати на позацентровий стиск у своїй площині, а також із своєї площини від дії поздовжньої сили N , прикладеної відповідно із ексцентриситетами

$$e_{0b} = M_b / N; \quad e_{0h} = e_a + M_h / N, \quad (5.45)$$

де M_b – момент, що діє у площині стіни; M_h – момент, що діє із площини стіни; e_a – випадковий ексцентриситет.

Згинальний момент M_h виникає в результаті прикладених із ексцентриситетом вертикальних навантажень від маси елементів перекриттів будівлі і балконів, тиску вітру та температурного перепаду.

Розрахунок на розкриття тріщин та взаємний зсув виконують уздовж вертикальних стиків панелей і в місцях розташування прорізів. У межах поверху панелі також розраховують на міцність та тріщиностійкість у

похилих перерізах. Крім цього, розраховують міцність опорних перерізів стінових панелей і опорних ділянок перекриттів.

Перемичка в панелі над прорізом розраховується на згинання від дії вертикальних навантажень, які безпосередньо до неї прикладені. Перемичка розглядається як балка із защемленими опорами. Міцність перемички перевіряється у похилих та нормальних перерізах. Нормальні перерізи розглядають у місцях защемлення і на середині прольоту.

Перекриття панельних будівель розраховують на згинання із своєї площини від дії вертикальних навантажень, а від дії горизонтальних навантажень, нерівномірних деформацій основи, температури й вологості – на згинання у своїй площині. Розрахунки виконують згідно із загальними вимогами [1]. Плити перекриття також перевіряють на тріщиностійкість та деформації. Ці розрахунки виконують як на навантаження в стадії експлуатації, так і на дію навантажень у стадії транспортування й монтажу.

У підрахунках навантажень вважається, що на несучі стіни панельних будівель діє навантаження від маси вище розташованих стін, перекриттів, тимчасове корисне та вітрове навантаження, а також впливають нерівномірність осадки будівлі, різна деформативність поперечних і поздовжніх стін, температурні зміни, усадка бетону сусідніх панелей. Для будівель висотою понад 9 поверхів необхідно виконувати розрахунок на нерівномірність осадок опор із урахуванням висоти будівлі, її конструктивної системи, характеристик основи фундаментів.

5.4 Основні відомості про розрахунок об'ємно-блокових будівель

Розрахунок об'ємно-блокових будівель зводиться до визначення зусиль, які діють на об'ємні блоки від вертикальних і горизонтальних навантажень та виникають від нерівномірної осадки фундаментів. Визначають також зусилля у в'язях між блоками. При цьому горизонтальні (вітрові) навантаження на будівлі прямокутні у плані, у розрахунках прикладають перпендикулярно до поздовжньої осі будівлі.

За даними розрахунків зусиль, які діють на найбільш навантажений блок, конструюють усі інші блоки. У будівлях, прямокутних у плані й симетричних відносно поздовжньої осі, для розрахунків використовують фрагмент шириною в один блок, виділений двома перерізами, перпендикулярними до поздовжньої осі будівлі.

Розрахунок будівель із об'ємних блоків ґрунтується на таких

передумовах: жорсткість в'язів зсуву приймається рівномірно розподіленою уздовж шва; приведена жорсткість ділянок граней біля прорізів визначається як для рамно-стержневої системи; роботу елементів блоків при розрахунках їх напруженого стану вважають пружною; жорсткістю стін із площини будівлі при її розрахунках на перекосях нехтують; грані об'ємних блоків, за винятком плити підлоги, приймають ізотропними, а їх прогини малими; у середньому перерізові товщину стін Δ , які мають невеликий перекосяк, приймають постійною.

Окремі блоки, вирізані із просторової системи, розраховують на навантаження, що виникають на стадіях експлуатації, розпалублення, транспортування і монтажу. Розрахункові схеми блоків залежать від їх конструкції. Для блоків, котрі сприймають навантаження по кутах (тип А), розрахункову схему приймають за рисунком 5.24, б, а для блоків, котрі сприймають навантаження уздовж усього периметру (тип Б), розрахункова схема відповідає рисунку 5.24, а. За цими розрахунковими схемами об'ємні блоки розраховують як просторові системи із урахуванням сумісної роботи вертикальних стін.

Вертикальне навантаження, що діє на стовп із об'ємних блоків, визначають без урахування їх взаємодії в просторовій системі будівлі. Воно складається із навантаження від маси конструкцій, корисного та снігового навантаження. Прикладене це навантаження із ексцентриситетами відносно центра ваги горизонтального перерізу блока. Направлені ексцентриситети уздовж головних осей плану блока. Значення згинальних моментів у горизонтальному перерізі блока

$$M_y = Fe_x; M_x = Fe_y, \quad (5.46)$$

де F – рівнодійна усіх вертикальних навантажень для даного поверху; e_x, e_y – ексцентриситети точки прикладання рівнодійної F (відповідно уздовж осей X та Y) відносно геометричного центра ваги горизонтального перерізу, визначеного з урахуванням прорізів.

У розрахунках також ураховується зміщення об'ємних блоків, які виникають при монтажі, шляхом зміщення розподіленого вертикального навантаження на величину випадкового ексцентриситету e_a відносно серединної площини стіни блока.

Вертикальне зусилля F , що діє на верхній опорний вузол об'ємного блока, визначається за формулою

$$F = 0,25k (G_1n + \psi_n v n + G_2 + S) + F_h; \quad (5.47)$$

де k – коефіцієнт, який ураховує вплив горизонтальних в'язів між стовпами із блоків і можливість нерівномірного опирання ($k = 1,2$ – для будівель заввишки до 9 поверхів); G_1 – навантаження від маси одного блока верхніх поверхів; n – кількість вище розташованих поверхів у будівлі над розрахунковим; ψ_n – коефіцієнт сполучень для тимчасового навантаження; v – тимчасове корисне навантаження у приміщенні даного блока; G_2 – навантаження від маси плити стелі блока; S – навантаження від маси снігу в межах площі даного блока; $F_h = bh^2q_w / 4l$ – вертикальна складова навантаження від вітру; b – ширина блока; h – висота будівлі над даним розрахунковим блоком; l – довжина блока; q_w – навантаження від тиску вітру.

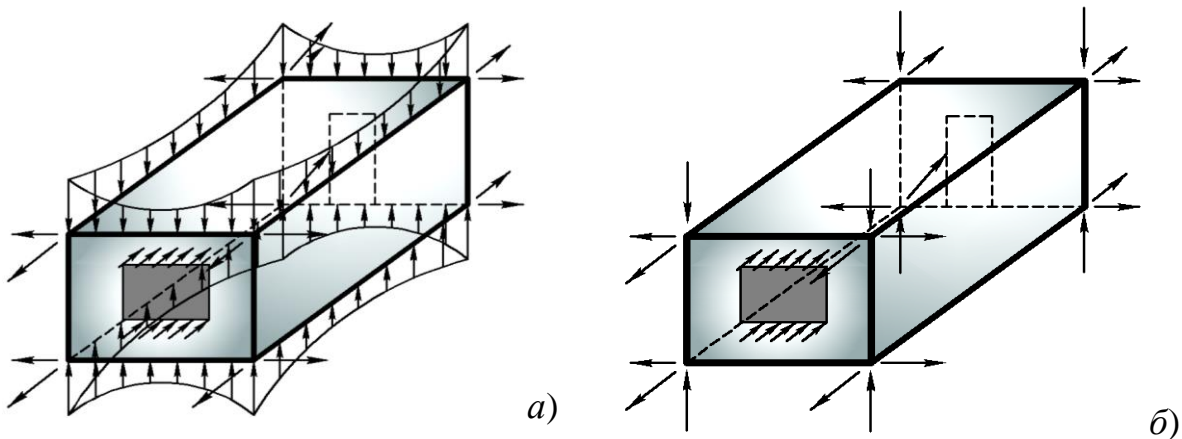


Рисунок 5.24 – Схеми зусиль, що діють на об'ємні блоки:
 а – оперті по контуру (тип Б); б – оперті по кутах (тип А)

У розрахунках блоків на дію навантажень при транспортуванні і монтажу навантаження від маси блока ураховують із коефіцієнтом динамічності залежно від конструкції блока, траверс, стану доріг тощо, але не менше як 1,8 – при транспортуванні і 1,5 при монтажу. При цьому розрахункові опори бетону беруть з коефіцієнтом 0,7 у розрахунках для об'ємних блоків і 0,5 – для плоских елементів. можливий прогин вільного кута блока довжиною понад 4,8 м обмежують величиною 10 мм при статичному навантаженні і 15 мм – при динамічному; при довжині блока до 4,8 м – відповідно 7 і 10 мм.

Плиту стелі блока розраховують на міцність від дії зосередженого навантаження $F = 2$ кН (два монтажника з інструментом), а також на дію сил, що виникають при розпалубленні. Сила зчеплення поверхні стелі з

поверхнею опалубки приймається не менше ніж 20 МПа. Міцність опорного нижнього вузла блоків типу А розраховують на місцевий стиск від дії зусилля $0,25F$, але кількість поверхів n у формулі (5.47) береться на один більше. Ребро блока розраховують на позацентровий стиск. У його перерізі ураховують ділянки прилеглих стін, розміром у шість її товщин у кожному сторону. Розрахункова довжина ребра приймається рівною 0,7 від висоти блока.

Точний розрахунок об'ємно-блокових будівель та об'ємних блоків пов'язаний із розв'язанням рівнянь для складеної, багато разів статично невизначеної стержневої системи. Тому в розрахунках використовуються ЕОМ.

У практиці проектування об'ємно-блокових будівель, особливо на стадії варіантного проектування, застосовують приблизні методи розрахунку. Вони базуються на розрахункових схемах поперечників будівель у вигляді системи складених стержнів, з'єднаних в'язями тільки на рівні перекриття горища (рис. 5.25, а), на рівні кожного поверху або через один поверх (рис. 5.25, б). Жорсткість в'язів B_h , що з'єднують окремі блоки, у таких розрахункових схемах вважається нескінченно великою. Також припускається, що в'язі між стовпами не сприймають зусиль на зсув у вертикальній площині. У розрахункових схемах, що ураховують в'язі між блоками тільки у поперечному напрямку, навантаження від тиску вітру береться з коефіцієнтом 1,4.

Розрахунок на горизонтальне навантаження здійснюють від тиску вітру. При цьому вітрове навантаження у вигляді ламаної епюри замінюється еквівалентною трапецієподібною епюрою з ординатами (рис. 5.25):

$$q_t = q_b + q_m = 2 (3M_0 - V_0H_b) / H_b^2, \quad (5.49)$$

$$q_m = 6 (2M_0 - V_0H_b) / H_b^2, \quad (5.48)$$

$$q_b = 2 (2V_0H_b - 3M_0) / H_b^2, \quad (5.50)$$

де H_b – висота будівлі; M_0 і V_0 – момент і поперечна сила в заземленні стояка від дії вітрового навантаження з епюрою, побудованою у відповідності з [13].

Отримані із приблизного розрахунку значення зусиль, як правило, дещо завищені порівняно з даними розрахунків, оснований на просторових системах. На значення цих зусиль розраховують блоки обох типів.

Об'ємні блоки типу Б (рис. 5.24, а) розраховують на дію рівномірно розподіленого по контуру навантаження інтенсивністю

$$N_F = \frac{\Delta \cdot F}{A} + \Delta \cdot \left(\frac{M_x y}{I_x} \pm \frac{M_y x}{I_y} \right), \quad (5.51)$$

де Δ – товщина стіни блока; A – площа горизонтальних перерізів стін блока без прорізів; M_x, M_y – значення сумарних згинальних моментів у площині стін, визначених залежно від розрахункової схеми та виду навантаження (рис. 5.25); I_x, I_y – відповідно моменти інерції горизонтального перерізу блока відносно осей X і Y , проведених через центр ваги перерізу несучих стін; x, y – відстані вздовж осей X і Y від центра ваги горизонтального перерізу до місця визначення ординати прикладання зусилля N_F .

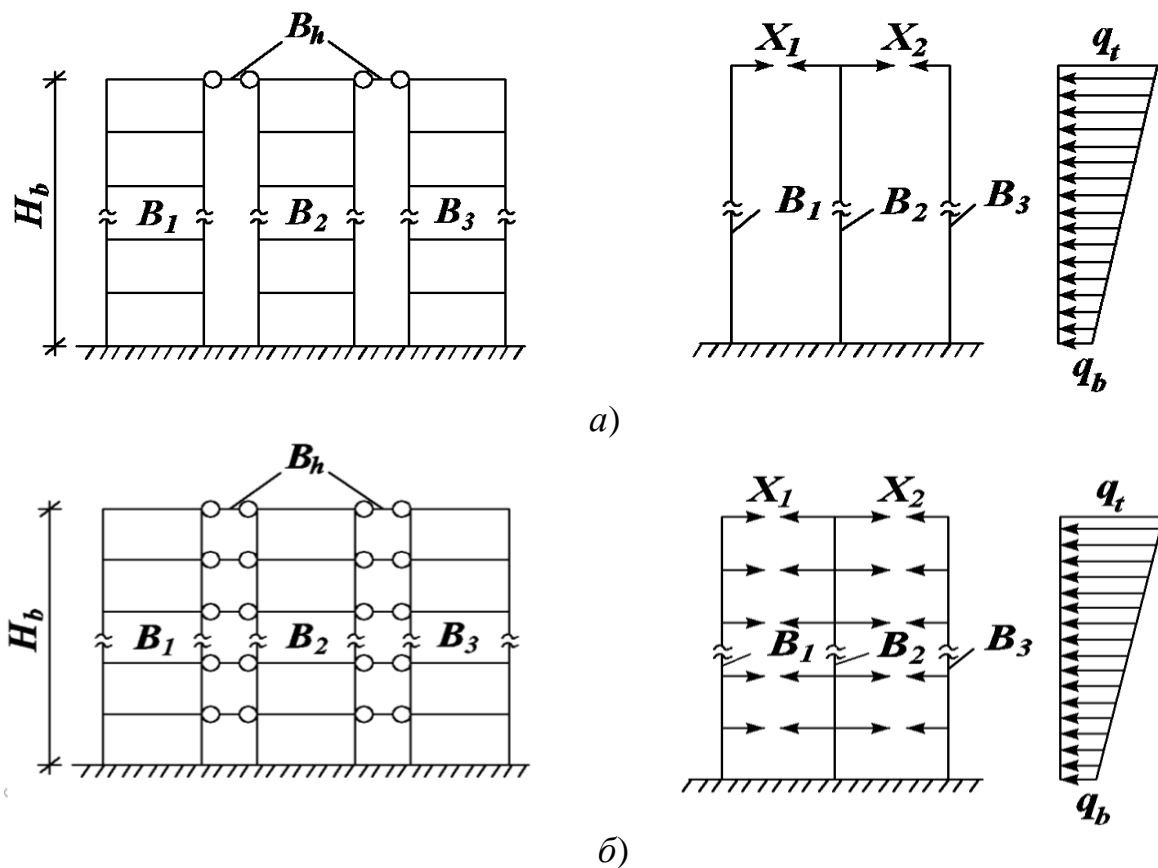


Рисунок 5.25 – Розрахункові схеми поперечника об'ємно-блокового будинку:

а – з шарнірними в'язями на рівні покриття; б – те ж саме на рівні перекриття усіх поверхів або через один поверх

Для приблизного розрахунку блока типу Б розрахункову схему приймають у вигляді замкнутої рами шириною 1 см. Ця рама умовно вирізається із просторового блока двома вертикальними паралельними

перерізами на відстані $b \geq l_0$ від вертикального ребра (l_0 – розрахункова висота стояка даної рами, яка приймається $0,8H$ при кількості поверхів не менше 4-х над розрахунковим блоком або $0,9H$ – для всіх інших випадків). Стояками рами є стіни блока, ригелями – плити підлоги і стелі блока (рис. 5.26, а, б). Якщо товщина стін блока внизу 50 мм і менше – нижній ригель із стояками з'єднують шарнірно (рис. 5.26, б).

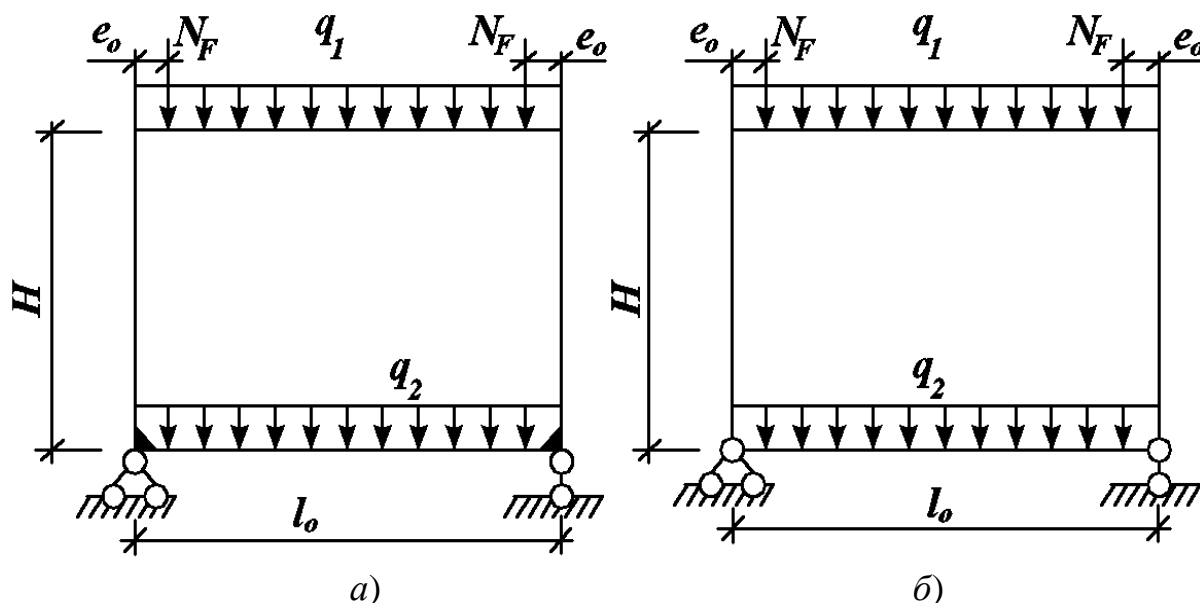


Рисунок 5.26 – Розрахункові схеми блоків типу Б:
а – у вигляді замкнутої рами; б – у вигляді рами із затяжкою

Навантаження N_F прикладають із ексцентриситетом e_0 , який ураховує зміщення блоків при монтажу. До рами прикладають навантаження: q_1 – від маси плити стелі, якщо плита підлоги верхнього блока не торкається плити стелі нижнього блока; q_2 – від маси плити підлоги та корисного навантаження. Розрахункові значення зусиль, що діють у елементах рами, визначають відповідно до загальних правил розрахунку таких рам.

На дію визначених зусиль виконують розрахунок конструкцій об'ємно-блокових будівель за міцністю, деформаціями, тріщиностійкістю та в необхідних випадках за стійкістю.

Несуча здатність усіх конструктивних елементів будівлі і їх стикових з'єднань розраховується на дію навантажень і впливів, що виникають у процесі будівництва і експлуатації. Об'ємні блоки розраховують на дію навантажень, які виникають при їх виготовленні, транспортуванні та в процесі монтажу.

Розрахунок деформацій і розкриття тріщин від дії експлуатаційних значень навантажень виконують для таких конструктивних елементів будівель, як плити підлоги, стелі та панелі стін, сходові марші та площадки.

Зусилля та деформації в окремих елементах об'ємних блоків від дії горизонтальних навантажень і нерівномірної осадки основи визначають розрахунком будівлі в цілому як системи об'ємних блоків.

5.5 Колони багатоповерхових будівель

Колони багатоповерхових будівель є складовими вертикальними елементами каркаса будівлі. За способом виготовлення вони можуть бути збірні або монолітні. Найбільш поширені у будівництві збірні залізобетонні колони із прямокутним або квадратним перерізом.

Колони промислових будівель у складі рамних збірних каркасів мають такі найбільш поширені розміри поперечного перерізу 400×400, 450×450, 400×600 мм. Їх виготовляють суцільними на 3 поверхи – при висоті поверху 3,6 м, та на 2 поверхи при більшій висоті поверху. Для будівель із балковими перекриттями застосовують колони з консолями (рис. 5.1, а), із безбалковими – без консолей (рис. 5.1, б).

Поперечний переріз збірних безконсольних типових колон 450×450 мм. Безконсольні колони застосовують тільки для рамних каркасів із жорсткими вузлами.

Колони промислових будівель розраховують на косе стискання.

Колони цивільних будівель (рис. 5.27) виготовляють поперечним перерізом 300×300 і 400×400 мм. менший переріз застосовують у будівлях не більше ніж 5 поверхів при навантаженнях до 8 кПа, більший переріз – у будівлях більше ніж 5 поверхів та навантаженнях, не менших 8 кПа. Стик колон проектують на рівні 640 мм вище від підлоги. Колони нижніх поверхів в'язевих каркасів, з метою збереження однакових розмірів поперечного перерізу за висотою, армують додатково для сприймання поздовжніх зусиль стиску (рис. 5.27, переріз 4-4). Торці колон, для зміцнення бетону, армують зварними сітками.

Для виготовлення колон застосовують бетон класів С16/20...С40/50 і арматурну сталь класу А500С для поздовжньої робочої арматури та класу А240С, А400С – для поперечної арматури.

Колони, як збірні елементи, між собою стикують. Стики колон можуть бути жорсткими (рис. 5.27, д) або шарнірними (рис. 5.27, з).

Жорсткі стики застосовують переважно у цивільних будівлях. Виконують їх шляхом ванного зварювання випусків поздовжньої робочої арматури. На торцях таких стиків на нижніх колонах є центруючі бетонні виступи або прокладки зі сталевих пластин товщиною 3...6 мм. Після зварювання випусків у межах ділянки стику розташовують один чи два замкнутих хомути, а тоді стик замонолічують.

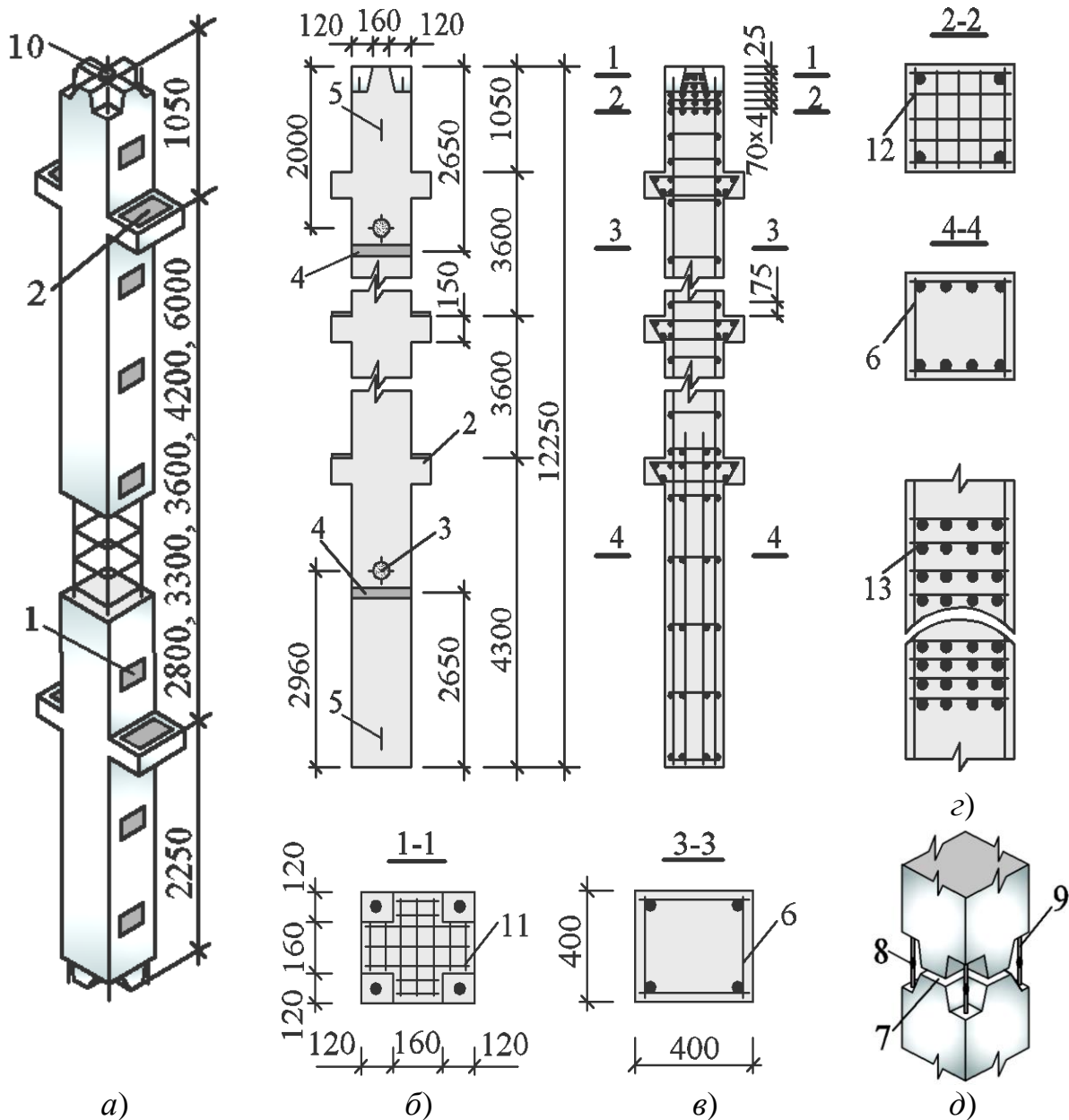


Рисунок 5.27 – Залізобетонна збірна колона багатоповерхової будівлі із в'язевим каркасом:

a – загальний вигляд; *б* – конструкція колони із збільшеною висотою першого поверху; *в* – схема армування колони; *г* – шарнірний стик колони; *д* – жорсткий стик колони із ванним зварюванням поздовжніх стержнів; 1...4 – закладні деталі; 5 – риска координаційної осі; 6 – арматурний каркас; 7 – цементний розчин; 8 – ванне зварювання; 9 – бетон замонолічування; 10 – бетонний виступ для центрування колон; 11...13 – сітки непрямого армування

Розрахунок стиків колон здійснюють для стадії монтажу при відсутності бетону замонолічування і стадії експлуатації в замоноліченому стані. У стадії монтажу в розрахунках стики розглядають як шарнірні. Перерізи стиків після замонолічування у стадії експлуатації розраховують із урахуванням сіток непрямого армування.

У стадії монтажу стик розраховують на дію поздовжнього зусилля N , що має сприйматись центруючим виступом і випусками робочої арматури. Розрахунок з урахуванням пропозицій норм [2, 4.10] можна виконати за формулою:

$$N \leq 0,75A_{c0} (f_{cd} \varphi_b + \varphi \rho_{xy} f_{yd,xy}) + 0,5\varphi_s f_{yd} A_s, \quad (5.52)$$

в якій $\varphi_b = (A_{c1} / A_{c0})^{1/2} \leq 3,0$; A_{c1} – площа перерізу колони без підрізків, в яких розташовані випуски; A_{c0} – площа центруючого виступу або прокладки (площа завантаження); φ_s – коефіцієнт поздовжнього згинання для випусків арматури; A_s – площа поперечного перерізу арматурних випусків; f_{yd} – розрахунковий опір арматури випусків; φ – коефіцієнт ефективності непрямого армування; ρ_{xy} – коефіцієнт непрямого армування перерізу колони в стику; $f_{yd,xy}$ – розрахунковий опір арматури непрямого армування.

Шарнірні стики застосовують у разі осьового прикладання поздовжньої сили або навантаження значними поздовжніми зусиллями, що супроводжуються дією незначних моментів. При застосуванні таких стиків торці колон з'єднують без розчину. Шарнірний стик, як правило, має сферичну випуклу поверхню із радіусом $(1,2 \dots 1,5)h$ (h – розмір більшої сторони перерізу) та ввігнуту сферичну поверхню з радіусом на 5...8% більшу за радіус випуклої поверхні.

5.6 Діафрагми

Діафрагми – це складові елементи в'язевих або рамно-в'язевих каркасів у вигляді жорстких дисків (панелей) (рис. 5.28), з'єднаних із колонами шляхом зварювання закладних сталєвих деталей (рис. 5.4). Їх застосовують для сприймання всіх горизонтальних навантажень. Діафрагми можуть також сприймати вертикальні навантаження, якщо вони розміщені в площині, паралельній напрямку ригелів і мають консолі для опирання плит перекриття (рис. 5.28, б).

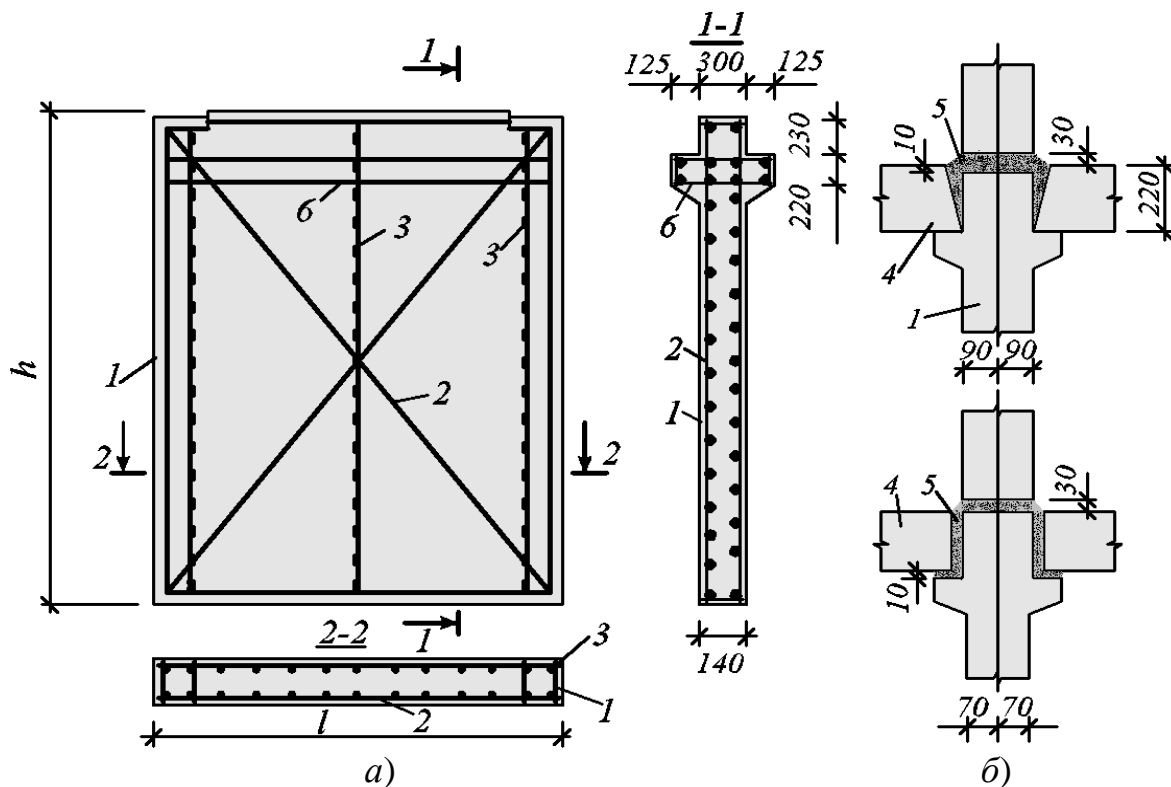


Рисунок 5.28 – Залізобетонна панель – діафрагма жорсткості:
 а – загальний вигляд армування; б – типи вузлів опирання плит перекриття на панелі – діафрагми жорсткості; 1 – панель-діафрагма; 2 – арматурні сітки;
 3 – вертикальні арматурні каркаси; 4 – плити перекриття; 5 – цементний розчин;
 б – арматурні каркаси консолей діафрагми

Панелі-діафрагми без консолей розташовують у площинах, перпендикулярних до напрямку ригелів.

Діафрагми із колонами працюють сумісно, що забезпечується зварюванням закладних сталевих деталей панелей-діафрагм та колон.

Діафрагми виготовляють із важкого бетону класу С16/20 і С20/25 товщиною 140, 180 мм. Армують панелі-діафрагми по периметру двома зварними сітками і вертикальним каркасом (рис. 5.28, а). Консолі діафрагм армують горизонтальними каркасами. Зусилля у діафрагмах визначають у ході статичного розрахунку каркасу будівлі. Розрахунок перерізів діафрагм на міцність виконують як позацентрово стиснутих елементів.

5.7 Стінові панелі

Стінові панелі поділяють на зовнішні та внутрішні. *Панелі зовнішніх стін* виготовляють одно- та багатошаровими. Для виготовлення одношарових панелей використовують легкі бетони. У багатошарових панелей зовнішній шар виконують із важких або легких бетонів товщиною не менше ніж 100 мм, а для теплоізоляційного шару застосовують жорсткі мінераловатні або фібролітові плити, пористі пластмаси.

Панелі зовнішніх стін армують вертикальними та горизонтальними плоскими каркасами. При цьому в одношарових зовнішніх панелях вертикальні каркаси розташовують в торцях і по всій довжині з кроком не більше ніж 1,5 м. Горизонтальні каркаси розташовують біля верхньої і нижньої граней панелі, а також біля граней просівів. Каркаси виготовляють із арматурної сталі класу Вр-І діаметром не менше ніж 5 мм у поздовжньому напрямку і 4 мм у поперечному з кроком не більше ніж 300 мм. Перемички армують відповідно до розрахунків.

Панелі зовнішніх стін армують вертикальними та горизонтальними плоскими каркасами. При цьому в одношарових зовнішніх панелях вертикальні каркаси розташовують в торцях і по всій довжині з кроком не більше ніж 1,5 м. Горизонтальні каркаси розташовують біля верхньої і нижньої граней панелі, а також біля граней просівів. Каркаси виготовляють із арматурної сталі класу Вр-І діаметром не менше ніж 5 мм у поздовжньому напрямку і 4 мм у поперечному з кроком не більше ніж 300 мм. Перемички армують відповідно до розрахунків.

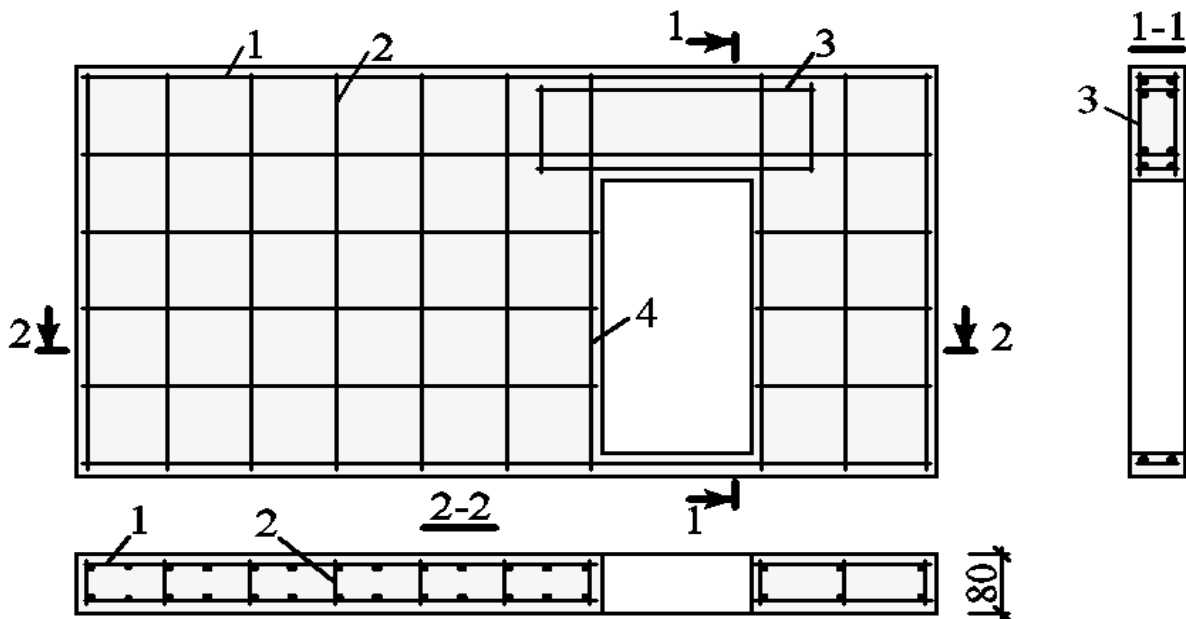


Рисунок 5.29 – Панель внутрішньої несучої стіни та її армування:

- 1 – горизонтальні арматурні каркаси; 2 – вертикальні арматурні каркаси;
- 3 – арматурний каркас перемички ; 4 – арматурні каркаси обрамлення прорізів

Панелі внутрішніх стін проєктують одношаровими з важкого бетону, бетону на пористих заповнювачах або ще із ніздрюватого, силікатного, автоклавного бетонів.

Панелі внутрішніх стін, якщо вони мають прорізи, роблять замкнутими (рис. 5.29) із перемичкою над прорізом і арматурним каркасом

знизу прорізу. Панелі із бетону армують однією сіткою і зварними каркасами по периметру. Сітки виготовляють із дроту класу Вр-І діаметром 5 мм.

Залізобетонні панелі армують вертикальними каркасами не рідше ніж через 0,4 м. Каркаси об'єднують в арматурний блок горизонтальними каркасами зверху і знизу панелі та окремими стержнями із кроком 0,5...0,6 м (рис. 5.29). Поздовжні стержні каркасів роблять із сталі класу А500С діаметром не менше ніж 8 мм. Для поперечних стержнів використовують дріт класу Вр-І діаметром 5 мм.

Перемички над прорізами армують відповідно до розрахунку. Розрахункова схема перемичок – армоцементні балки із защемленими кінцями. Навантаження розглядають у стадіях виготовлення, транспортування і монтажу.

6 ПРОСТОРОВІ ПОКРИТТЯ

6.1 Загальні відомості про просторові покриття

Просторові покриття були застосовані багато століть назад при будівництві будівель та споруд. На відміну від сучасних покриттів вони являли собою масивні конструкції. Тогочасні покриття, як правило, мали вигляд склепінь або куполів, виготовлених з каменю, цегли та бетону – матеріалів, які ефективно можуть сприймати в основному зусилля стиску. Переважно це були куполи (бані) палаців, культових будівель цивільного призначення та деяких споруд у Візантії, Стародавньому Римі, Древній Русі. Найбільш відомими серед них є куполи Пантеону (132 – 133 рр.) в Римі, Софійського собору в Константинополі (532 – 537 рр.), собору святого Петра (1506 – 1626) у Ватикані. Конструкції таких покриттів у ті часи були громіздкими, мали обмежені прольоти, а їх зведення було довготривалим та трудомістким.

З моменту створення нового будівельного матеріалу – залізобетону, в практиці застосування просторових покриттів відбулись якісні зміни: залізобетонні просторові покриття набули різних архітектурних форм, їх почали зводити тонкостінними зі значними прольотами, в оболонках під дією навантаження стало можливим допускати виникнення складного напружено-деформованого стану.

Вперше тонкостінні просторові покриття були застосовані в 1922 р. у вигляді куполів діаметром 20...40 м товщиною 4...8 см для будівель фірми “Карл-Цейс” в Німеччині. З 1925 р. тонкостінні просторові покриття широко почали впроваджуватись в СРСР: у Баку в 1925 р. звели просторове перекриття над резервуаром для води, в 1928 році у Харкові над будинком поштамту були зведені монолітні циліндричні оболонки, у 1934 р. в Новосибірську театр перекрили куполом діаметром 55,5 м – найбільшою оболонкою на той час. Відтоді застосування просторових покриттів набуло прискорення у майже всіх країнах. Сприяли цьому нагальні потреби перекривати великі прольоти як будівель, так і споруд, серед яких ринки, ангари, палаци спорту, виставкові павільйони, стадіони, цирки і т.п. Згодом багато з них були зведені прольотами більше ніж 100 м з місткістю понад 100 тис. чол. Прискоренню застосування тонкостінних просторових покриттів сприяло також створення нових теоретичних основ розрахунку їх несучої здатності та технологій зведення.

Тонкостінні просторові покриття, на відміну від плоских, характеризуються криволінійністю поверхні в одному або у двох напрямках (рис. 6.1). У перерізах таких перекриттів переважно діють зусилля одного знаку, що сприяє раціональному використанню властивості бетону ефективно працювати на стиск. Також позитивним для цих перекриттів є те, що згинальні моменти в більшості випадків діють в них на обмежених ділянках і мають невеликі значення, а тому в розрахунках міцності перерізів відіграють значно меншу роль ніж у плоских конструкціях при згинанні. У проектуванні просторових покриттів їх форму вибирають такою, щоб у перерізах забезпечувалась дія головним чином тільки зусиль стиску.

Досвід застосування тонкостінних просторових покриттів свідчить про такі їх переваги:

- можливість перекривати значні прольоти із суттєвим зниженням витрат матеріалів на 1 м^2 перекритої площі;
- економія матеріалів за рахунок раціонального використання роботи бетону на стиск – сталі до 10...15 %, бетону до 20...30 % у спорудах з прольотами до 100 м і бетону до 50 % у спорудах з прольотами понад 100 м;
- сприяння вдосконаленню технологічності виробничих процесів;

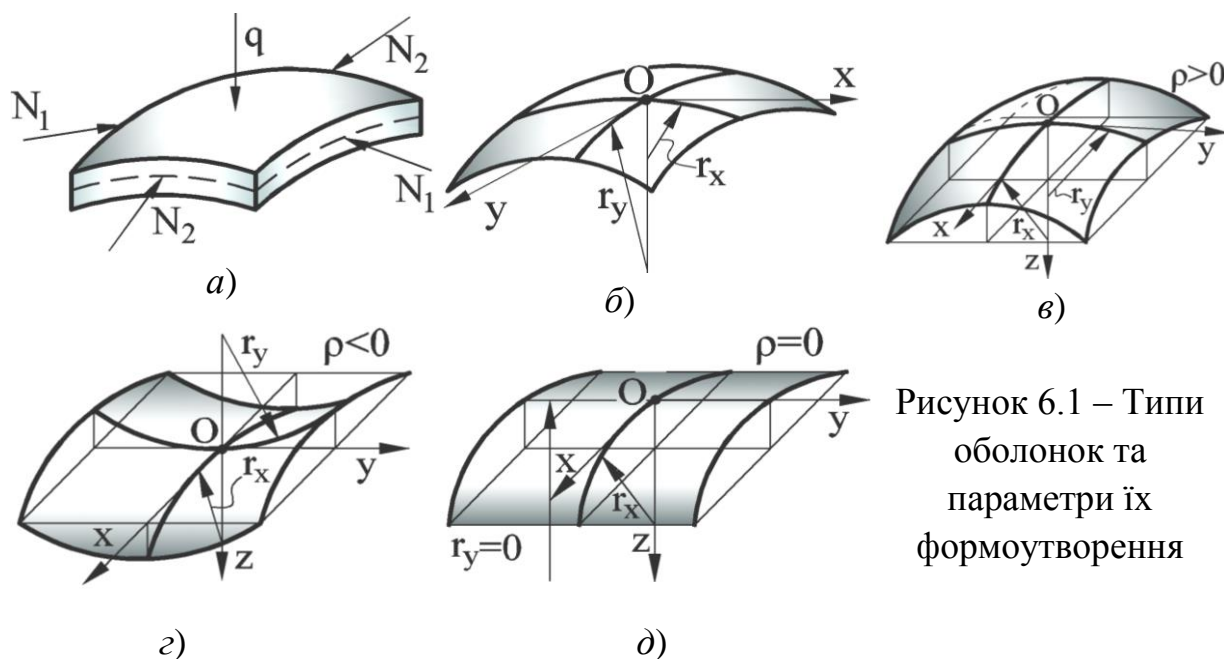


Рисунок 6.1 – Типи оболонок та параметри їх формоутворення

– сумісність несучих функцій із огорожувальними (в плоских перекриттях, наприклад, несучими та огорожувальними конструкціями є плити, а крок'вяні і підкрокв'яні конструкції є тільки несучими);

– зменшення маси конструкцій покриття;

– архітектурна виразність;

– високі естетичні показники;

– придатність для покриття будівель різних за призначенням.

До недоліків цих покриттів відносяться:

– низька технологічність виготовлення збірних елементів, через велику кількість їх форм;

– складність виконання покрівельних робіт для покриттів із подвійною кривизною;

– підвищена трудомісткість зведення, через необхідність застосування спеціальних монтажних пристроїв;

– складність влаштування пристроїв для підвісного транспорту.

6.2 Класифікація тонкостінних просторових покриттів

*Тонкостінні просторові покриття розглядають як оболонки. При цьому під оболонкою розуміють тіло, розташоване між двома криволінійними поверхнями, відстань між якими значно менша від інших розмірів. Поверхню, яка розділяє навпіл товщу оболонки, називають *серединною поверхнею*. Це поняття використовують при описанні форми оболонки та в розрахунках її міцності.*

У практиці проектування оболонки розрізняються за типами на основі класифікації, прийнятої у теорії поверхонь диференціальної геометрії. Відповідно до цієї теорії кожна поверхня в будь-якій точці (рис. 6.1, б) має дві взаємно перпендикулярні криві (утворені внаслідок перетину даних поверхонь площинами), які мають найбільший та найменший *радіуси кривизни* r_x та r_y , а відповідні їм кривизни у вибраній системі координат XYZ називають головними:

$$\rho_x = 1/r_x, \quad \rho_y = 1/r_y. \quad (6.1)$$

Добуток головних кривизн $\rho = \rho_x \cdot \rho_y$ називають *гаусовою кривизною*.

Поверхня, яка характеризується розташуванням центрів кривизни з одного боку, називається поверхнею додатної гаусової кривизни

(рис. 6.1, в), з двох сторін – поверхнею від’ємної гаусової кривизни (рис. 6.1, з), а якщо один із головних радіусів кривизни дорівнює нескінченності (або нулю) – поверхнею нульової гаусової кривизни (рис. 6.1, д). Відповідно до цих понять розрізняють оболонки *додатної, від’ємної та нульової гаусової кривизни*.

За способом утворення оболонки поділяють на оболонки обертання й лінійчасті оболонки переносу.

Оболонки обертання – це такі оболонки, в яких серединна поверхня утворена обертанням плоскої кривої, прямої або ламаної лінії навколо осі.

Лінійчасті оболонки переносу (трансляційні оболонки) – це такі оболонки, в яких серединна поверхня утворена поступальним переміщенням однієї плоскої кривої вздовж іншої плоскої кривої.

Уведені поняття поверхонь гаусової кривизни та способів їх утворення використовують у класифікації тонкостінних просторових покриттів. Згідно з вимогами нормативних літературних джерел в основу класифікації залізобетонних просторових покриттів покладено 4 основних ознаки: *форма серединної поверхні, форма перекритої площі, спосіб виготовлення, конструктивні особливості*.

За формою серединної поверхні оболонки (рис. 6.2) поділяються на:

а) оболонки та хвилясті (бочарні) склепіння додатної гаусової кривизни – куполи (бані) та висячі оболонки з поверхнею, утвореною шляхом обертання випуклої плоскої кривої навколо вертикальної осі; лінійчасті оболонки у вигляді еліптичного параболоїда; сферичні оболонки, прямокутні на плані і т.п.;

б) оболонки та хвилясті склепіння від’ємної гаусової кривизни – оболонки, окреслені лінійчастими поверхнями гіперболічного параболоїда (гіпари) і поверхнями обертання ввігнутих плоских кривих навколо горизонтальної або вертикальної осі;

в) оболонки та склепіння нульової гаусової кривизни: циліндричні та конічні оболонки, циліндричні склепіння;

г) складки та складчасті склепіння;

д) складені оболонки, в яких окремі ділянки можуть мати різну за знаками гаусову кривизну.

За формою перекритої площі оболонки поділяються на прямокутні, трикутні, круглі, криволінійні, полігональні та інші, більш складні за формою на плані.

За конструктивними ознаками оболонки поділяються на окремо розташовані, багатохвилясті, нерозрізні, ребристі, гладкі, з металевим контуром і т.п.

За способом виготовлення та зведення оболонки бувають монолітні, збірні та збірно-монолітні.

Стріла підйому монолітних оболонок складає $1/10 \dots 1/5$ прольоту. Кут нахилу дотичної до твірної оболонки з горизонталом береться не більшим ніж 35° . Безреберні (гладкі) оболонки зводять товщиною $40 \dots 60$ мм, а ребристі – не менше ніж 35 мм ($1/200 \dots 1/300$ прольоту).

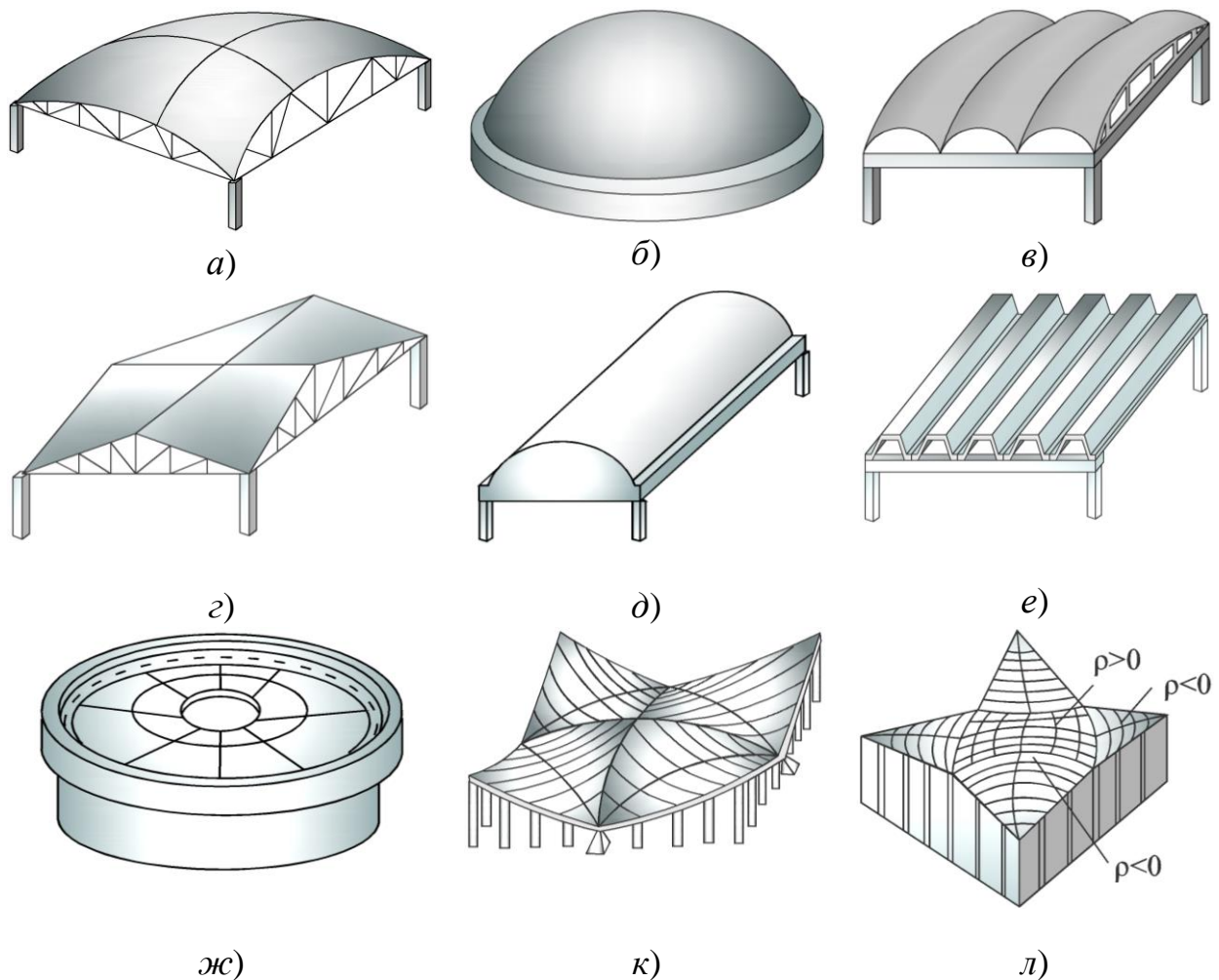


Рисунок 6.2 – Види тонкостінних просторових покриттів:
a – оболонка додатної гаусової кривизни; *б* – купол (баня); *в* – хвилясте склепіння додатної гаусової кривизни; *г* – гіпар (оболонка від’ємної гаусової кривизни); *д* – циліндрична оболонка (оболонка нульової гаусової кривизни); *е* – складка; *ж*, *к* – висячі оболонки;
л – складена оболонка

Застосування типу оболонки обґрунтовується її ТЕП, відповідністю архітектурним вимогам, умовами виготовлення та зведення. Для

зведення оболонок рекомендується застосовувати важкий та легкий бетони класу не нижчого ніж С12/15.

У практиці будівництва переважно проектують пологі тонкі оболонки, тобто такі оболонки, для котрих кут між площиною їх основи та дотичною до серединної поверхні в будь-якій точці не перевищує 18° . Для пологих тонких оболонок, прямокутних на плані, звичайно стріла підйому не перевищує $1/5$ довжини меншої сторони основи.

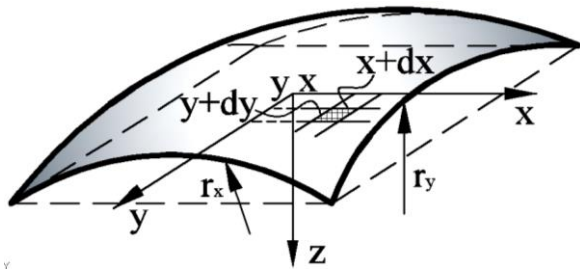
Тонкими вважають оболонки, в яких відношення між товщиною і найменшим радіусом $t / r_{min} \leq 1/20$.

6.3 Основні передумови та рівняння розрахунку оболонок

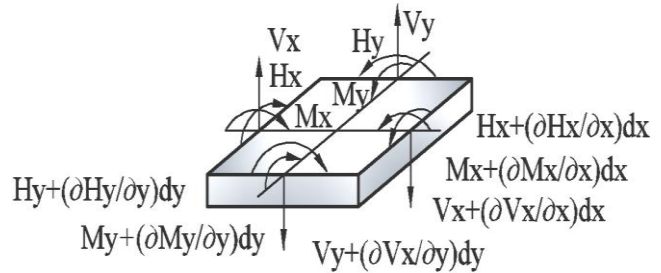
На даний час теоретичні основи розрахунку оболонок, котрі опираються на методи розрахунків, відомих із курсів опору матеріалів і теорії пружності, розроблені досить ґрунтовно. Запропоновані теорії, як правило, базуються на передумовах, властивих ідеально пружним, пружно-пластичним та пружно-в'язким матеріалам. Залізобетон не відноситься до таких матеріалів – для нього притаманна нелінійність діаграми деформування, явище перерозподілу зусиль, а також змінність жорсткостей на окремих ділянках через появу тріщин. Тому можливість застосування тієї чи іншої теорії стосовно конкретного виду просторових покриттів із урахуванням властивостей залізобетону установлюють шляхом проведення досліджень на моделях або натурних конструкціях.

В основі сучасних розрахунків більшості оболонок покриттів, що застосовуються у практиці будівництві, лежить технічна теорія розрахунків тонких оболонок [22], відповідно до якої матеріал оболонки вважається пружним і допускається застосування гіпотези плоских перерізів, при цьому нормальними напруженнями, що діють на паралельних серединній поверхні ділянках, нехтують, як нескінченно малими в порівнянні з іншими.

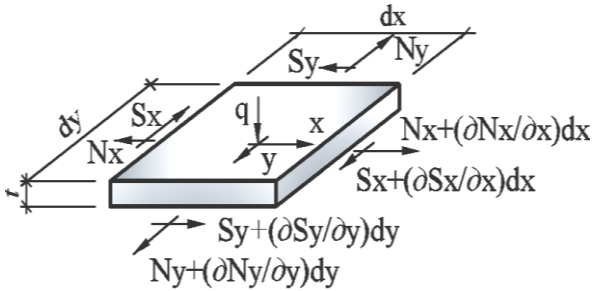
Основні рівняння теорії розрахунку оболонки покриття отримують із ріннянь рівноваги сил, які діють на нескінченно малий елемент із сторонами dx і dy , виділений паралельно відповідно осям X і Y у системі координат XYZ (рис. 6.3, а).



a)



б)



в)

Рисунок 6.3 – Схеми дії зусиль в тонкій пологій оболонці:

а) – оболонка додатної гаусової кривизни;
 б) – „моментний“ стан; в) – „безмоментний“ стан

У виділеному елементі від дії зовнішнього навантаження q виникають внутрішні зусилля: нормальні N_y і N_x , зусилля зсуву S_y і S_x , згинальні моменти M_y і M_x , поперечні сили V_y і V_x та крутні моменти H_y і H_x (рис. 6.3, б). У пологих тонких оболонках приймається $S_x = -S_y = S$, $H_x = -H_y = H$. Для визначення внутрішніх зусиль M_y , M_x , N_y , N_x , S та H , з урахуванням геометричних та фізичних співвідношень і виразів поперечних сил V_y і V_x через згинальні та крутні моменти, у розрахунках тонкої пологої оболонки використовують таку систему рівнянь [23, 24]:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial N_x}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial y} &= 0, \\ \frac{\partial N_y}{\partial y} + \frac{\partial S}{\partial x} &= 0, \\ \frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} + 2 \frac{\partial^2 H}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} + \frac{N_x}{r_x} + \frac{N_y}{r_y} + q &= 0, \\ \frac{M_x}{r_x} + \frac{M_y}{r_y} + \frac{D}{B} \left(\frac{\partial^2 N_y}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 N_x}{\partial y^2} - 2 \frac{\partial^2 S}{\partial x \partial y} \right) &= 0, \end{aligned} \right\} \quad (6.2)$$

в якій D – циліндрична жорсткість (для залізобетонної оболонки $D = E_c t^3 / 12$), $q = g + v$, $B = E_c t$, t – товщина оболонки.

Аналіз системи рівнянь (6.2) показує, що її розв’язання навіть за визначених спрощеннях, становить собою значні труднощі при використанні її в інженерній практиці. Тому, з метою подальшого спрощення рівнянь системи (6.2), експериментально було виявлено вплив різних умов на зусилля, які виникають в оболонці. Результати проведених чисельних експериментально-теоретичних досліджень показали, що із загального навантаження q , яке діє на елемент оболонки одиничних розмірів, тільки 5...8% впливає на значення компонентів M_x , M_y , H , V_x , V_y , що відповідають напружено-деформованому стану при згинанні, і 92...95 % – на компоненти N_x , N_y , S_x , S_y , що відповідають «безмоментному» напружено-деформованому стану. Тому, відповідно до цих даних прийнято, що зовнішнє навантаження оболонки q , яке рівномірно розподілене на її поверхні, переважно викликає її «безмоментний» напружено-деформований стан, тобто такий напружено-деформований стан, який характеризується головним чином нормальними зусиллями N_x , N_y , та зусиллями зсуву S (рис. 6.3, в).

Узявши до уваги отримані результати досліджень, в практиці проектування оболонок, з метою забезпечення їх «безмоментного» стану, слід дотримуватися таких передумов: оболонка повинна бути пологою і тонкою, її товщина повинна змінюватися плавно (переломи чи стрибкоподібні зміни не допускаються, оскільки це призводить до появи місцевих моментів); прикладання навантаження на оболонку слід забезпечувати безперервним із плавними змінами; умови закріплення оболонки на краях повинні забезпечувати їх вільне переміщення в напрямку, перпендикулярному до поверхні.

Застосування перерахованих передумов дозволяє в рівняннях системи (6.2) прийняти $D = 0$, $M_x = M_y = H = 0$ і, таким чином, забезпечити визначення розрахункових значень зусиль безмоментного стану оболонки із значно простіших рівнянь статки (6.3).

Розв’язання отриманої системи рівнянь (6.3) розроблено досить детально для багатьох задач. Але слід взяти до уваги: якщо викладені передумови не виконуються, то в розрахунках слід застосовувати систему рівнянь (6.2).

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial N_x}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial y} &= 0, \\ \frac{\partial N_y}{\partial y} + \frac{\partial S}{\partial x} &= 0, \\ \frac{N_x}{r_x} + \frac{N_y}{r_y} + q &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (6.3)$$

Результати експериментально-теоретичних досліджень разом із теоретичними основами технічної теорії дозволили розробити практичні методи розрахунку різних тонкостінних просторових покриттів. Але при застосуванні цих методів, слід брати до уваги, що технічна теорія прийнятна для випадків, коли прогини тонкої оболонки малі порівняно з її товщиною t .

З метою урахування геометричної і фізичної нелінійності бетону, наявності в ньому тріщин і явища перерозподілу зусиль, попереднього напруження, характеру армування тощо створюються та розвиваються більш точні методи розрахунків тонкостінних просторових покриттів. Такі методи базуються на числових способах розв'язання рівнянь і реалізуються за допомогою ЕОМ.

Несуча здатність оболонок при дії рівномірно розподілених та зосереджених навантажень визначається за методом граничної рівноваги.

Оболонки та їх складові обов'язково розраховують за граничними станами двох груп на дію зусиль, що виникають при виготовленні, транспортуванні та монтажу.

6.4 Пологі оболонки додатної гаусової кривизни прямокутні на плані

Тонкостінні просторові покриття у вигляді пологих оболонок додатної гаусової кривизни прямокутних на плані найбільш поширені в практиці будівництва. Це пояснюється тим, що по-перше, більшість промислових та цивільних будівель мають прямокутну форму на плані, а по-друге, оболонки додатної гаусової кривизни з точки зору їх статичної роботи найбільш ефективні. Такі покриття складаються з тонкостінної оболонки та контурних елементів – діафрагм. Оболонка може мати вигляд поверхні переносу (еліптичний параболоїд) або обертаня (рис. 6.4, а, б, в). Діафрагма за конструктивними ознаками може бути фермою, аркою,

балкою або брусом. Призначення контурних елементів – передача навантажень із покриття на стіни або колони.

Відстань між опорами, на які спирається діафрагма, може складати 18...36 м в обох напрямках, а перекрита площа досягати розмірів 102×102, 103×103 м (критий ринок в м. Челябінськ та м. Мінськ). Товщина монолітних оболонок перемінна: від 60 мм в центрі до 120 мм по периметру кола і до 220 мм в кутах. Збірні плити застосовують із товщиною полиць 30...50 мм, а висота їх контурних ребер – 200 мм. Висота діафрагми у центрі складає 1/5 прольоту.

Переважного застосування у практиці будівництва набули сферичні оболонки, оскільки саме вони мають сталу кривизну і максимально відповідають умовам уніфікації збірних елементів (рис. 6.4, б).

Для прямокутних на плані оболонок із збірних елементів рекомендується застосовувати частину тороїдальної поверхні додатної кривизни, оскільки така поверхня також дає змогу скоротити кількість

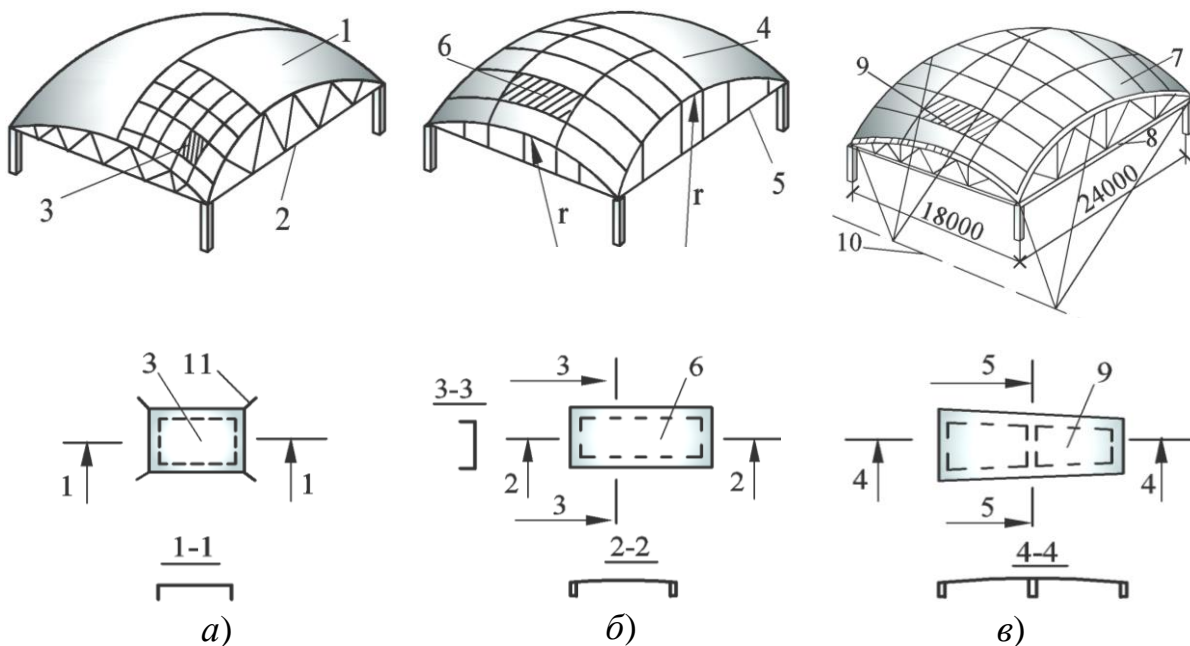


Рисунок 6.4 – Схеми пологих збірних оболонок додатної гаусової кривизни:

а – оболонка переносу (з плоских елементів 3х3 м); *б* – оболонка сферична (з циліндричних елементів 3х12 м); *в* – оболонка обертання (з циліндричних елементів);
 1 – поверхня переносу; 2 – контурний елемент-діафрагма; 3 – збірний елемент оболонки переносу; 4 – поверхня у вигляді сфери; 5 – діафрагма-арка; 6 – збірний елемент сферичної оболонки; 7 – поверхня обертання з горизонтальною віссю обертання; 8 – діафрагма-ферма; 9 – збірний елемент оболонки обертання; 10 – вісь обертання; 11 – випуск арматури для з'єднання збірних елементів

типорозмірів збірних плит. У розрахунках використовують поверхню еліптичного параболоїда, яка серед пологих оболонок найменше відрізняється від сферичної і дозволяє одержувати більш прості залежності.

Оболонки додатної гаусової кривизни за показниками з витрат матеріалів економічніші від циліндричних оболонок на 25...30 %.

Залежно від розмірів будинку на плані оболонки бувають однопролітні та багатопролітні, монолітні або збірні (рис. 6.4, 6.9). Збірні застосовувати доцільніше. Багатохвилясті оболонки можуть бути розрізними та нерозрізними. Збірні багатопролітні оболонки проектуються, як правило, розрізними. Нерозрізні оболонки більш жорсткі, ніж розрізні, але за витратами металу менш економічні, оскільки в таких оболонках на ділянках спільного контуру в перпендикулярному до нього напрямку виникають зусилля розтягу.

Розрахунок несучої здатності оболонок додатної гаусової кривизни виконують з урахуванням їх роботи в обох напрямках із концентрацією значних зусиль в кутах. Експериментально-теоретичні дослідження показують, що дія вертикального рівномірно розподіленого навантаження викликає в середній ділянці оболонки стиск, і тільки у вузькій приопорній її частині – згинання (рис. 6.5). Тобто, у середній частині оболонки маємо безмоментний стан (рис. 6.5, в), а в приопорній – діють згинальні моменти (рис. 6.5, б).

Опираючись на ці дані в інженерній практиці розрахунки з визначення значень нормальних зусиль та зусиль зсуву здійснюють за безмоментною теорією, а визначення значень згинальних приопорних моментів здійснюють за спеціальними методиками.

Найпростіше значення зусиль N_x , N_y , та S визначати із системи рівнянь (6.3) шляхом уведення в неї функції напружень $F(x, y)$, для якої:

$$N_x = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2}, \quad N_y = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2}, \quad S = \frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y}. \quad (6.4)$$

Після підстановки залежностей (6.4) у рівняння системи (6.3) перші два рівняння перетворюються у тотожності, а третє набуває такого вигляду:

$$\frac{1}{r_x} \cdot \frac{\partial^2 F}{\partial y^2} + \frac{1}{r_y} \cdot \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} + q = 0. \quad (6.5)$$

Отримане рівняння (6.5) називається рівнянням Пуассона. З нього знаходять функцію $F(x, y)$, а за її допомогою з рівняння (6.4) зусилля N_x, N_y та S .

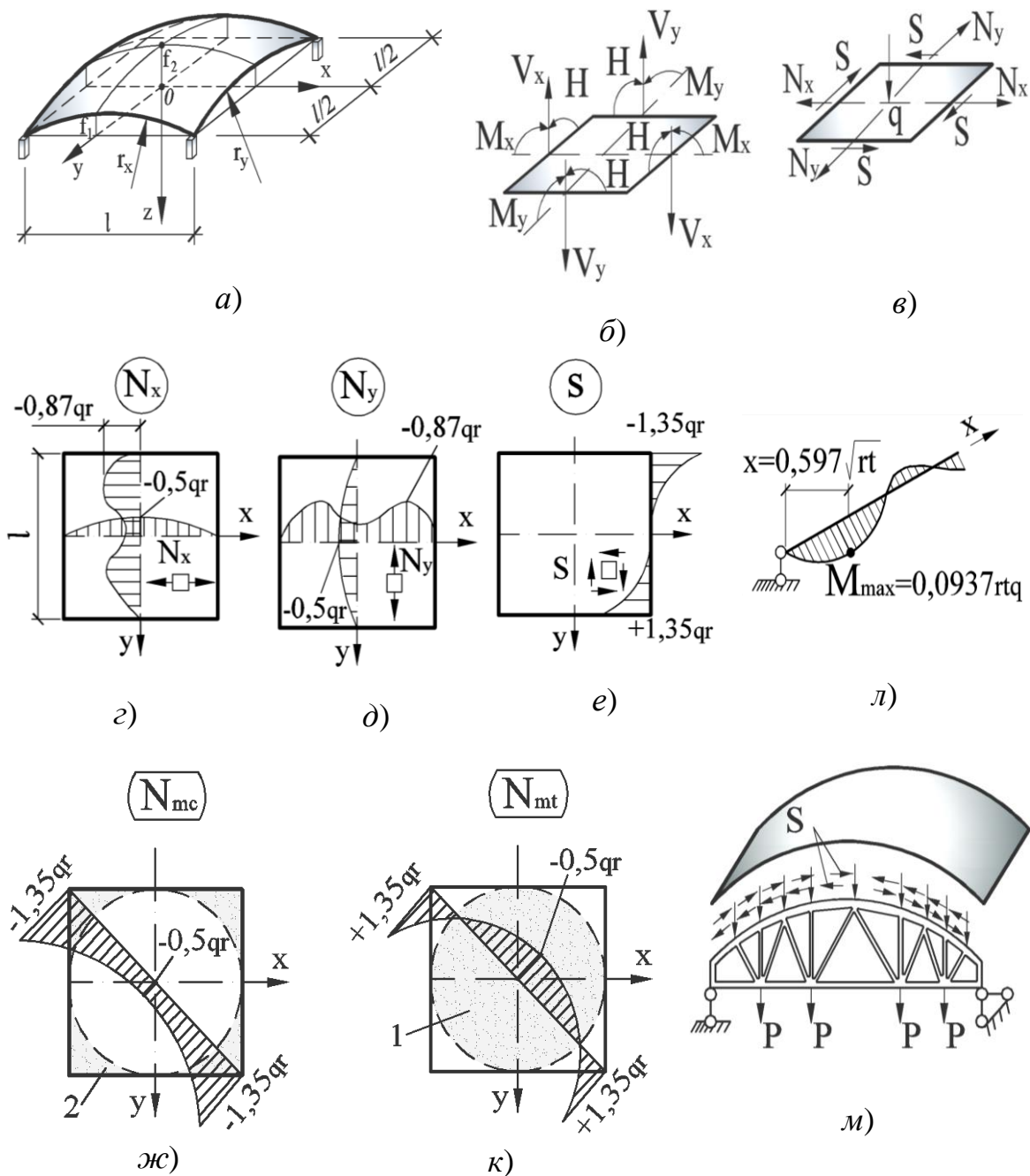


Рисунок 6.5 – Схеми до розрахунку пологих оболонок додатної гаусової кривизни, прямокутних на плані:

a – конструктивна схема; *б, в* – схеми зусиль моментного та безмоментного стану елемента оболонки; *г, д, е, ж, к* – епюри внутрішніх зусиль у перерізах оболонки; *л* – пропорційна ділянка дії моменту; *м* – схема зусиль між оболонкою та діафрагмою; 1 – ділянка двовісьового стиску; 2 – ділянка дії стиску і розтягу в різних напрямках

Для випадку, коли функція напружень $F(x, y)$ має вигляд тригонометричного ряду, то для визначення зусиль використовують таблиці [24]. Якщо ж розв'язання рівняння (6.5) представити в поліномах, то воно буде більш наочне і дасть простіші залежності для N_x , N_y та S [24].

Необхідні для розрахунків головні зусилля, котрі діють у діагональних перерізах та кутів їх нахилу до осі, обчислюють за відомими із курсу опору матеріалів формулами:

$$N_{mc, mt} = (N_x + N_y) / 2 \pm \sqrt{\frac{(N_x - N_y)^2}{4} + S^2}, \quad (6.6)$$

$$\operatorname{tg} 2\alpha_{x, y} = \pm \frac{2S}{N_x - N_y}. \quad (6.7)$$

Для оболонки квадратної на плані ($r_x = r_y = r$) зусилля N_x , N_y , N_{mc} , та N_{mt} , обчислені за формулами (6.4 – 6.6), розподіляються у відповідних перерізах у вигляді епюр, зображених на рисунку 6.5, *г*, *д*, *е*, *ж*, *к*.

Згинальні моменти M_x та M_y , що діють у приопорних ділянках тонкостінних оболонок, визначаються за формулами теорії довгих оболонок на пружній основі.

Із аналізу епюр зусиль на рисунку 6.5 видно, що майже вся оболонка зазнає стиску в обох напрямках і тільки в кутах виникає стиск в одному напрямку та розтяг в іншому (рис. 6.5, *ж*). На даному рисунку представлена також епюра моментів при шарнірному спиранні оболонки. При цьому найбільший згинальний момент (рис. 6.5, *л*)

$$M_{max} = 0,0937rtq \quad (6.8)$$

діє на відстані $x = 0,597\sqrt{rt}$ від краю оболонки (якщо $r = 40$ м, $t = 70$ мм, то $x = 1,0$ м).

Одночасно з розрахунком оболонки за несучою здатністю необхідно перевірити чи задовольняє оболонка умову стійкості за формулою:

$$t \geq \sqrt{20r_x r_y q / E_b}, \quad (6.9)$$

у якій E_b – початковий модуль пружності бетону.

У процесі розрахунку просторового перекриття крім оболонки розраховують також діафрагми. Зовнішніми навантаженнями на них тут виступають навантаження від маси діафрагми та зусилля зсуву S , які передаються з оболонки (рис. 6.5, м). В розрахунках діафрагм-ферм ці зусилля призводять до вузлових навантажень, прикладених до верхнього поясу ферми з ексцентриситетом. Аркові діафрагми розглядають як двохшарнірні. В середній частині верхній пояс арки розраховують на дію позацентрового розтягу від дотичних зусиль S , а в приопорних ділянках – на дію позацентрового стиску.

У розрахунках несучої здатності контурних брусів враховують ту обставину, що крім розтягувальних зусиль, вони зазнають згинання подібно нерозрізним балкам.

Сумісність роботи оболонки з діафрагмами забезпечується шпонковим з'єднанням їх між собою: влаштовують шпонки на поясах, а гнізда під них – уздовж країв оболонки.

Армування (рис. 6.6) оболонок додатної гаусової кривизни виконують на основі розрахунків зусиль за формулами (6.4 – 6.6), використовуючи епюри зусиль у перерізах (рис. 6.5, г, д, е, ж, к).

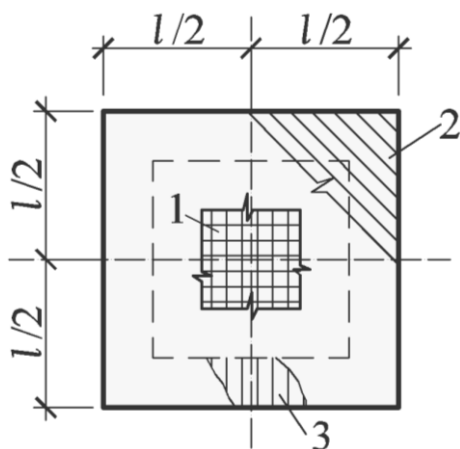


Рисунок 6.6 – Схема розташування арматури в оболонці додатної гаусової кривизни:

1 – конструктивна арматура; 2 – арматура для сприймання зусиль N_{mt} ; 3 – арматура для сприймання зусиль M_x

Як видно з епюр розподілення зусиль (рис. 6.5, ж, к) значна частина оболонки зазнає стиску, а також розтягу в кутах. Значення зусиль, які діють у перерізах, що зазнають розтягу, не перевищують розрахункових значень опору бетону осьовому розтягу f_{ctd} . Тому ці частини оболонки можна армувати конструктивно. На практиці конструктивне армування здійснюють усієї оболонки (рис. 6.6, позиція 1). При цьому площу поперечного перерізу конструктивної арматури беруть не менше ніж $0,002A_{bt}$ і укладають її у вигляді зварної сітки з дроту діаметром 3...5 мм

класу Вр-I. Крок стержнів у сітці в кожному напрямку становить 200...250 мм. Сітки розташовують в один шар у плитах товщиною менше 70 мм, а в плитах більшої товщини здійснюють двошарове армування сітками. На ділянках оболонки в кутах, де діють зусилля $N_{mt} > f_{ctd}$ перпендикулярно діагоналям оболонки укладають додаткові стержні (позиція 2), які дозволяють ці зусилля сприймати повністю. Для сприймання в приопорній зоні зусиль від дії згинальних моментів M_x , також укладають додаткову арматуру (позиція 3) в приконтурних зонах по всьому периметру.

Стержні, які сприймають зусилля розтягу N_{mt} , можуть бути попередньо напруженими.

Діафрагми оболонок армуються залежно від їх типу. В розтягнутих зонах балок, нижніх поясів ферм, в затяжках арок застосовують попередньо напружену арматуру, а інші елементи (верхній пояс, підкоси) армують зварними каркасами.

6.5 Куполи (бані)

Під куполом у будівництві розуміють тонкостінне просторове покриття, яке являє собою оперту на розтягнуте опорне кільце оболонку, утворену обертанням плоскої кривої навколо вертикальної осі (рис. 6.2, б). В окремих випадках, із метою забезпечення попадання в приміщення природного освітлення, в вершині купола влаштовують центральний отвір, обрамлений кільцем, котре працює на стиск.

Оболонки-куполи можуть бути сферичні, конічні, еліптичні, багатогранні або утворені хвилястими та складчастими елементами. Конічні куполи поступаються техніко-економічними показниками перед сферичними та еліптичними, але вони простіші при зведенні і застосовуються для перекриттів прольотом до 30 м.

За способом виготовлення куполи поділяються на монолітні та збірні. монолітні куполи проектують гладкими, а збірні – з плоских або ребристих циліндричних панелей. Зведення монолітних куполів потребує значних витрат на виготовлення складної опалубки, тому в будівництві застосовують головним чином збірні куполи.

Куполи застосовують для перекриття будинків і споруд круглих та багатогранних на плані. Прольоти, які вони можуть перекривати,

досягають $D = 200$ м при стрілі підйому в межах $(1/2...1/10)D$. Товщина оболонки t складає $(1/800...1/600)r$, але не менше 50 мм для монолітної і 30...40 мм – для збірної.

Розрахунок несучої здатності купола виконують за безмоментною теорією. Для визначення зусиль, які діють у перерізах купола, розглядається його елемент, обмежений двома меридіональними та кільцевими перерізами (рис. 6.7, а). Відповідно до положень безмоментної теорії виділений елемент зазнає дії таких зусиль – меридіонального N_1 , кільцевого N_2 , зсувного S , а також зовнішнього навантаження q .

Якщо на купол діє осесиметричне навантаження q , то зусилля $S=0$, а зусилля N_1 та N_2 визначають із умов рівноваги статички, записаних для купольного сегмента, відокремленого від купола горизонтальним перерізом на відстані h від вершини (рис. 6.7, б). Позначивши рівнодійну зовнішнього навантаження на сегмент через F та спроектувавши всі сили на вертикальну вісь Z , одержимо, що:

$$F = N_1 \cdot \sin\varphi \cdot (2\pi \cdot a), \quad (6.10)$$

де $a = r_2 \sin \varphi$, r_2 – радіус кривизни в площині, яка перпендикулярна до меридіональної, r_1 – радіус кривизни в меридіональній площині, φ – кут між лінією дії зусилля N_1 та горизонтальною віссю (див. рис. 6.7, б). Із формули (6.10) меридіональне зусилля

$$N_1 = F / (2\pi a) \cdot \sin\varphi. \quad (6.11)$$

Значення розпору H , який являє собою горизонтальну проекцію меридіонального зусилля N_1 , (рис. 6.7, б), визначають за формулою:

$$H = N_1 \cos\varphi = F \operatorname{ctg}\varphi / (2\pi a). \quad (6.12)$$

Використовуючи формулу (6.12) можна отримати, що розтягувальне зусилля в опорному кільці

$$u = H \cdot a = F \operatorname{ctg}\varphi / (2\pi). \quad (6.13)$$

Значення кільцевих зусиль можна знайти з рівняння системи (6.3):

$$\frac{N_1}{r_1} + \frac{N_2}{r_2} = q_\varphi, \quad (6.14)$$

де q_φ – нормальна до поверхні купола в розглядуваному перерізі складова зовнішнього навантаження на одиницю площини (рис. 6.7, в).

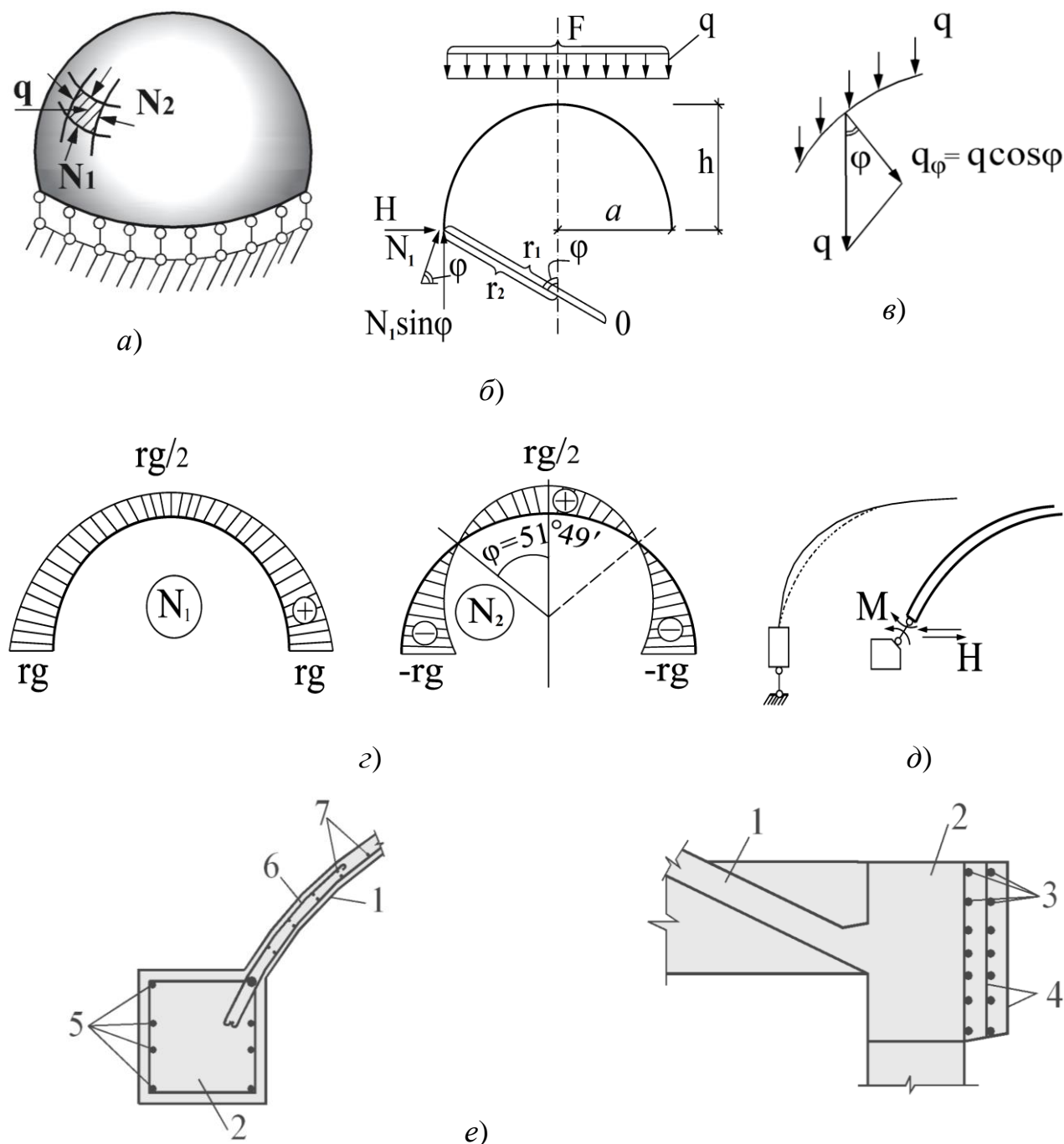


Рисунок 6.7 – Розрахункові схеми зусиль у куполі та його армування:
 а – розрахункова схема купола з шарнірно-рухливими опорами; б, в – схеми зусиль, які діють в куполі; г – епюри кільцевих та меридіональних зусиль; д – схема деформацій та зусиль в оболонці в місці її з'єднання з опорним кільцем; е – схеми армування оболонки і кільця звичайною та попередньо-напруженою арматурою; 1 – оболонка; 2 – опорне кільце; 3 – напружена арматура; 4 – торкрет бетон; 5 – робоча арматура опорного кільця; 6 – додаткова арматура для сприйняття зусиль від дії моменту; 7 – кільцева арматура

Для прикладу визначимо зусилля N_1 та N_2 , які діють у перерізах сферичного купола від його маси. Для такого купола $r_1 = r_2 = r$, а тому маємо, що (рис. 6.7, б):

$$F = g A_\varphi, \quad q_\varphi = g \cos\varphi, \quad (6.15)$$

де g – навантаження від маси купола на одиницю поверхні, $A_\varphi = 2\pi r h$ – площа поверхні сферичного купола, $h = r(1 - \cos\varphi)$, $a = r \sin\varphi$.

З урахуванням формул (6.11) та (6.14), матимемо:

$$N_1 = 2\pi r^2(1 - \cos\varphi) g / (2\pi r \sin^2\varphi) = rg / (1 + \cos\varphi), \quad (6.16)$$

$$N_2 = g_\varphi r - N_1 = gr \cos\varphi - gr / (1 + \cos\varphi). \quad (6.17)$$

За формулами (6.16) та (6.17) можна побудувати епюри зусиль N_2 і N_1 , які діють у куполі (рис. 6.7, з). Зокрема, підставивши у ці формули значення $\varphi = 0^\circ$ отримаємо, що $N_1 = rg/2$, $N_2 = rg/2$, а підставивши $\varphi = 90^\circ$ матимемо, що $N_1 = rg$, $N_2 = -rg$.

Як видно із рисунка 6.7, з, зусилля N_2 змінює знак, через що в нижній частині купола в кільцевому напрямку виникає розтяг. А коли кут $\varphi = 51^\circ 49'$ зусилля $N_2 = 0$.

Розпір сферичного купола, із формул (6.12) та (6.16):

$$H_\varphi = \frac{rg \cdot \cos\varphi}{1 + \cos\varphi}, \quad (6.18)$$

а зусилля розтягу в опорному кільці

$$u = H_\varphi a = \frac{r^2 g \cdot \sin 2\varphi}{2(1 + \cos\varphi)}. \quad (6.19)$$

Із формули (6.19) маємо, що при $\varphi = 90^\circ$ розтягувальне зусилля в опорному кільці $u = 0$. Ураховуючи це, при проектуванні куполів, з метою зменшення зусиль в опорному кільці, в приопорній зоні окресленню оболонки надають вигляд перехідної кривої (рис. 6.7, д).

На практиці оболонка купола з опорним кільцем з'єднується пружно, що порушує її безмоментний стан у цій зоні. Як наслідок, тут виникають

згинальні моменти M та горизонтальний розпір H (рис. 6.7, δ). Як правило, їх обчислюють, використовуючи метод сил будівельної механіки для визначення зусиль у статично невизначених системах. Використовуючи його для основної системи, зображеної на рисунку 6.7, δ , можна записати систему рівнянь, яка виражає умову про відсутність взаємного кута повороту та взаємного зміщення перерізів у місці спряження оболонки з кільцем від сумарної дії всіх сил:

$$\left. \begin{aligned} a_{11}M + a_{12}H + a_{10} &= 0, \\ a_{21}M + a_{22}H + a_{20} &= 0, \end{aligned} \right\} \quad (6.20)$$

де a_{11} , a_{12} , a_{10} – взаємні кути повороту в даному перерізові від дії одиничних зусиль M , H та зовнішнього навантаження g ; a_{21} , a_{22} , a_{20} – взаємне горизонтальне зміщення перерізів від тих же зусиль. Значення цих параметрів підраховують за формулами [24].

За підрахованими зусиллями виконують розрахунок несучої здатності та тріщиностійкості в характерних перерізах купола. Якщо сферичний купол завантажений осесиметрично, то розрахунок його несучої здатності можна виконати за методом граничної рівноваги [24].

Армування купола виконують відповідно до результатів розрахунку його несучої здатності. У тих перерізах, де діють зусилля стиску, арматуру вкладають із конструктивних міркувань. У перерізах розтягнутих зон купола, а також у кільці установлюють арматуру, площа перерізу якої визначається розрахунком на сприймання зусиль розтягу.

Для армування оболонки застосовують сітки з дроту діаметром 4...6 мм з кроком 150...250 мм. Сітки укладають так, щоб дріт мав напрямок дії меридіональних та кільцевих зусиль. В оболонці товщиною до 70 мм сітки розташовують посередині її перерізу, в оболонках більшої товщини укладають по дві сітки. Дві сітки з дроту діаметром 6...10 мм з кроком не більше 200 мм вкладають в місцях спряження купола з кільцем (рис. 6.7, e). Дріт цих сіток повинен сприймати зусилля від дії опорного моменту M та кільцеве зусилля N_2 . Арматура в перерізах кільця розташовується симетрично. Звичайно це стержні діаметром 20...30 мм, які стикують зварюванням.

З метою збільшення тріщиностійкості кільця арматуру в ньому доцільно попередньо напружувати, намотуючи її на кільце (рис. 6.7, e).

Збірні куполи діаметром до 40 м розчленовують уздовж меридіана на збірні клиновидні елементи довжиною 18...20 м (рис. 6.8, *а*). Їх ширина може складати до 3,7 м. При діаметрі купола більше ніж 40 м їх розчленовують одночасно меридіональними та кільцевими перерізами (рис. 6.8, *б*). У випадку застосування меридіональної розрізки збірні елементи виготовляють із кривизною тільки уздовж меридіану (рис. 6.8, позиція 2), при меридіонально-кільцевій розрізці – у вигляді плоских плит (рис. 6.8, позиція 3). По контуру збірні елементи мають ребра, в яких розташовуються зварні каркаси. Площу поперечного перерізу стержнів цих каркасів розраховують на монтажні зусилля в стадії зведення.

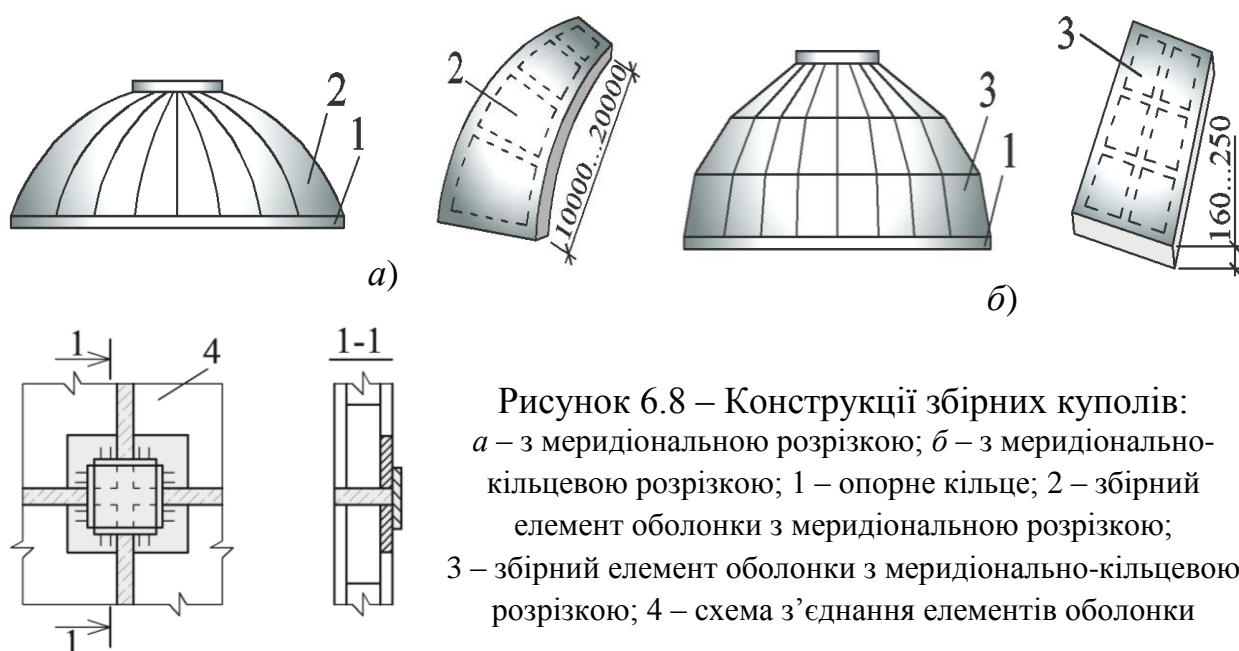


Рисунок 6.8 – Конструкції збірних куполів:
а – з меридіональною розрізкою; *б* – з меридіонально-кільцевою розрізкою; 1 – опорне кільце; 2 – збірний елемент оболонки з меридіональною розрізкою; 3 – збірний елемент оболонки з меридіонально-кільцевою розрізкою; 4 – схема з'єднання елементів оболонки

6.6 Циліндричні оболонки. Складки

До *циліндричних оболонок* у будівництві відносять тонкостінні просторові покриття у вигляді тонкої криволінійної плити (оболонки), яка спирається на бортові елементи та діафрагми (рис. 6.9, *а*).

Циліндричні оболонки за формою серединної поверхні відносяться до оболонок нульової гаусової кривизни. Утворюються вони шляхом переміщення плоскої кривої уздовж твірної прямої. Тобто, циліндричні оболонки мають окреслення лінійчастих поверхней. За окресленням

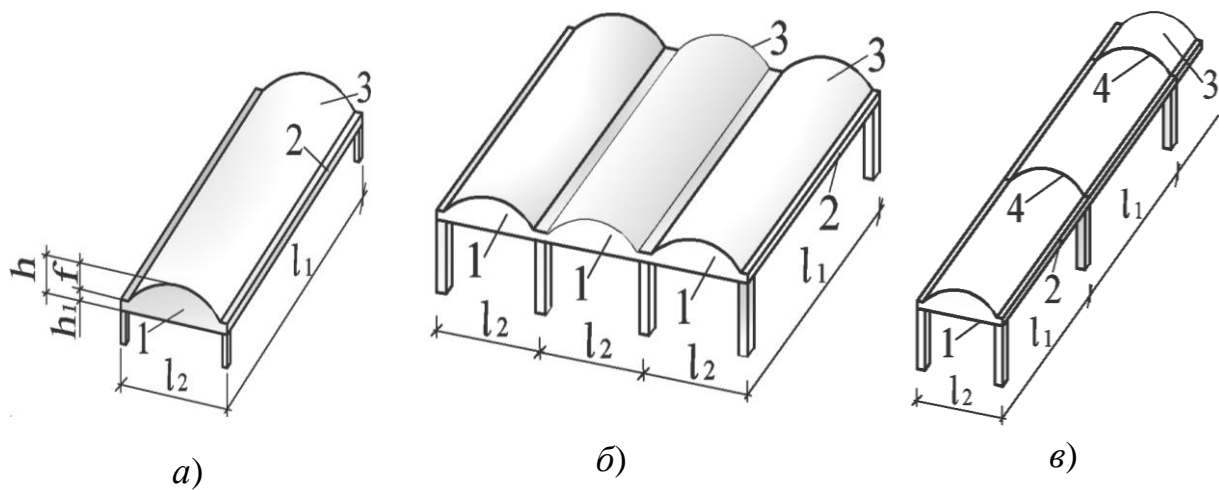


Рисунок 6.9 – Конструкції циліндричних оболонок:

a – однохвильова однопролітна; *б* – багатохвильова однопролітна; *в* – однохвильова багатопролітна; 1 – діафрагма торцева; 2 – бортовий елемент; 3 – оболонка; 4 – діафрагма проміжна

серединної поверхні циліндрична оболонка на практиці найчастіше приймається круговою (рідше еліптичною, параболічною).

Циліндричні оболонки характеризуються такими основними розмірами (рис. 6.9, *a*): l_1 – проліт (відстань між осями діафрагм), l_2 – довжина хвилі (відстань між бортовими елементами), h – висота, f – стріла підйому оболонки, h_1 – висота бортового елемента. Залежно від співвідношення l_1/l_2 циліндричні оболонки поділяються на *довгі* ($l_1/l_2 > 1$) та *короткі* ($l_1/l_2 \leq 1$).

Оболонки за конструкцією поділяються на однопролітні (рис. 6.9, *a, б*), багатопролітні (рис. 6.9, *в*), однохвильові (рис. 6.9, *a, в*) та багатохвильові (рис. 6.9, *б*). Вони можуть мати гладку або ребристу поверхню.

За способом виготовлення циліндричні оболонки бувають монолітні або збірні.

Діафрагми в оболонках поділяють на проміжні (рис. 6.9, *в*) та торцеві (рис. 6.9, *a, б, в*). Призначення діафрагм – сприймати опорний тиск оболонок і стримувати їх деформування в поперечному напрямку. Діафрагмами можуть бути арки з затяжками або балки перемінної висоти.

У практиці проектування довгі та короткі циліндричні оболонки розглядають окремо.

6.6.1 Довгі циліндричні оболонки

Довгі циліндричні оболонки ($l_1/l_2 > 1$) проектують прольотами 24, 30, 36 м з довжиною хвилі 6, 12 м. Висоту h таких оболонок приймають у межах $(1/10 \dots 1/15) l_1$, висоту h_1 бортового елемента $(1/20 \dots 1/30) l_1$, а стрілу підйому $f = (1/6 \dots 1/8) l_2$.

Залізобетонні циліндричні оболонки в початковій стадії завантаження працюють пружно, тобто подібно до інших залізобетонних конструкцій. Зі збільшенням навантаження, особливо після утворення тріщин у розтягнутій зоні бетону, в бетоні стиснутої зони оболонки починають розвиватись пластичні деформації, а подальше завантаження призводить оболонку до руйнування. Відповідно до такої схеми роботи оболонки статичний її розрахунок виконується за пружною стадією і стадією граничної рівноваги (стадією руйнування).

Точний *розрахунок оболонок* за пружною стадією призводить до значних математичних складностей. Через це в інженерній практиці розрахунок довгих циліндричних оболонок здійснюють за методами, які базуються на передумовах, конкретизованих до певних конструктивних рішень. Особливо широкого розповсюдження набули методи В.З. Власова, відповідно до яких оболонка замінюється вписаною в неї складкою [24]. За цими методами розраховують несучу здатність, жорсткість та тріщиностійкість пружних оболонок на дію різних завантажень.

Дослідженнями доведено, що за певних умов довгі циліндричні оболонки з жорстким контуром можна розраховувати окремо в поперечному та поздовжньому напрямках. При цьому в основу розрахунку в поперечному напрямку на зсувні зусилля та згинальні моменти покладено умову рівноваги елементарної поперечної смуги оболонки. Розрахунок оболонки в поздовжньому напрямку виконують за методом граничної рівноваги, як балки з криволінійним поперечним перерізом. За цим методом розраховують як однохвильові, так і багатохвильові оболонки без поперечних в прольоті ребер при $l_1/l_2 \geq 3$ для крайніх та при $l_1/l_2 \geq 2$ середніх хвиль. За цим методом розраховують також довгі циліндричні оболонки ($l_1/l_2 \geq 1$), які в прольоті мають не менше трьох поперечних ребер висотою $h \geq l_2/25$. Слід також брати до уваги, що цей метод застосовується для випадків, якщо на оболонку діє симетричне рівномірно розподілене навантаження.

Як приклад, розглянемо визначення несучої здатності у нормальних перерізах довгої однопротітної циліндричної оболонки кругового симетричного профіля на дію вертикального рівномірно розподіленого навантаження. Згідно вище викладеного розрахунок можна здійснити за методом граничної рівноваги. В основу розрахункової схеми покладено III стадію напружено-деформованого стану, як для балки з криволінійним перерізом (рис. 6.10, а, б). Очевидно, що міцність оболонки в поздовжньому напрямку виразиться умовою (рис. 6.10, б):

$$M_1 \leq M_u, \quad (6.21)$$

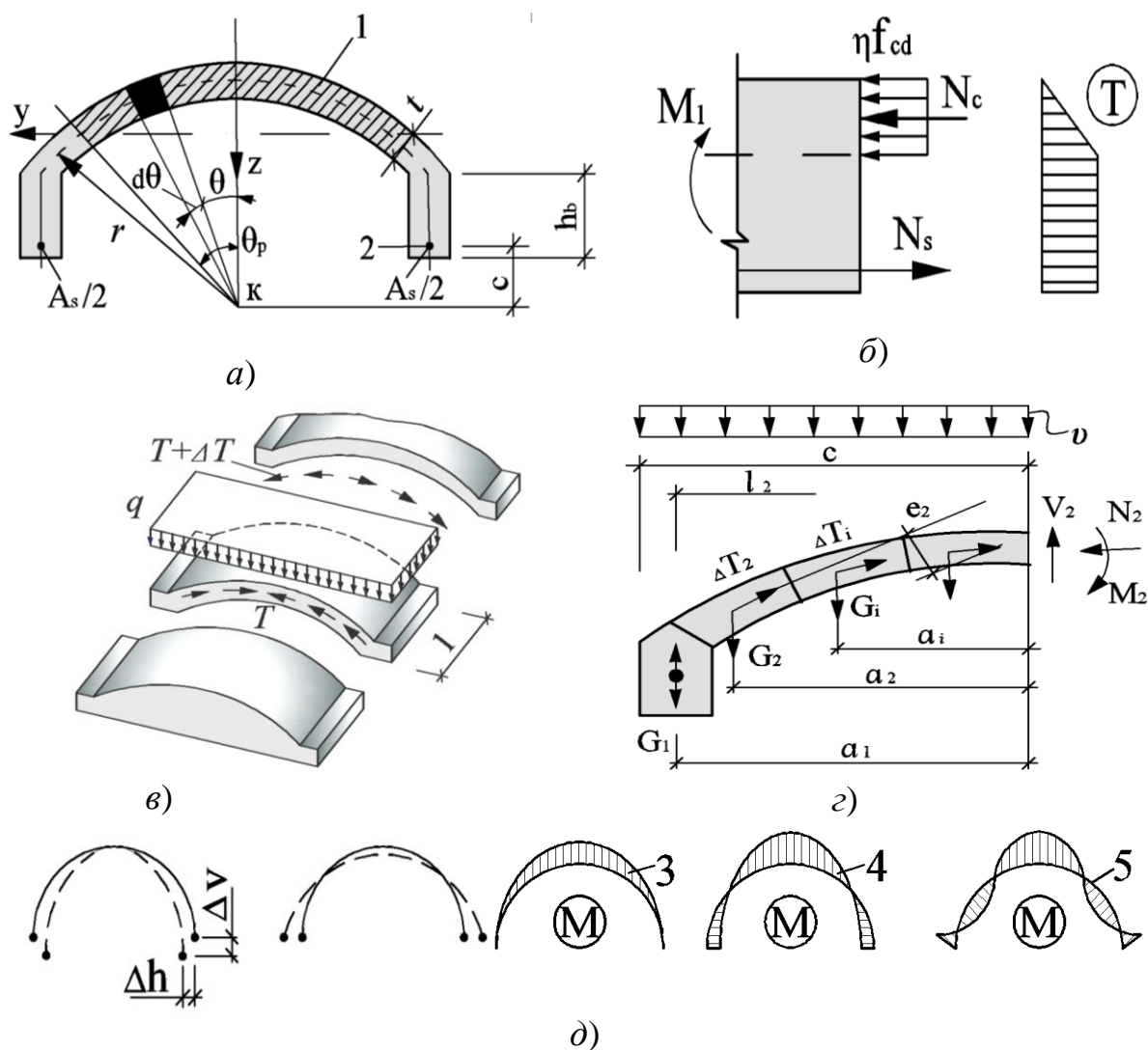


Рисунок 6.10 – Схеми до розрахунку несучої здатності довгої циліндричної оболонки:

а, б – у поздовжньому напрямку; в, г – у поперечному напрямку; 1 – стиснута зона; 2 – розтягнута арматура; 3 – епюра моментів в однохвильовій оболонці без бортових елементів; 4 – епюра моментів в однохвильовій оболонці з бортовими елементами; 5 – епюра моментів у багатовхильовій оболонці з бортовими елементами

в якій M_1 – максимальне значення моменту посередині прольоту оболонки від зовнішнього навантаження q ; M_u – момент внутрішніх зусиль, які виникають у перерізові в граничному стані відносно центра кругової частини перерізу.

Згідно з рисунками 6.9, *a* та 6.10, *a*

$$M_1 = q \cdot l_2 \cdot l_1^2 / 8, \quad (6.22)$$

$$M_u = 0,8 \left(2 \int_0^{\theta_p} f_{cd} t r d\theta \cdot r \cdot \cos \theta - f_{yd} A_s c \right) = 0,8 (2 f_{cd} t r^2 \sin \theta_p - f_{yd} A_s c), \quad (6.23)$$

де t – товщина оболонки; r – радіус кривизни оболонки; $r d\theta$ та $t \cdot r \cdot d\theta$ – відповідно довжина та площа елементарної ділянки стиснутої частини поперечного перерізу оболонки, θ_p – центральний кут, який обмежує половину площі стиснутої зони оболонки; 0,8 – коефіцієнт умов роботи оболонки, встановлений експериментально.

Використавши рівняння рівноваги проекцій всіх сил $\sum X = 0$ на поздовжню вісь оболонки, що діють у перерізові, можна визначити положення нейтральної лінії:

$$2 \int_0^{\theta_p} f_{cd} t r d\theta = 2 f_{cd} \theta_p t r = f_{yd} A_s. \quad (6.24)$$

Для визначення несучої здатності оболонки у рівняння (6.23) підставляють значення θ_p , обчислене за формулою (6.24).

Якщо виникає необхідність визначення площі поперечного перерізу арматури A_s , яку необхідно встановити в розтягнутій зоні оболонки, щоб забезпечити її несучу здатність на дію зовнішнього згинального моменту M_1 , то діють наступним чином: рівняння (6.23), (6.24) разом із умовою (6.21) у вигляді $M_1 = M_u$, розв'язують сумісно відносно θ_p . В результаті можна прийти до такого рівняння:

$$\sin \theta_p - c \theta_p / r - M_1 / (2 f_{cd} t r^2) = 0. \quad (6.25)$$

Визначивши з формули (6.25) значення кута θ_p і підставивши його у залежність (6.24) обчислюють необхідну площу поперечного перерізу арматури за формулою:

$$A_s = 2 f_{cd} \theta_p t r / f_{yd}. \quad (6.26)$$

Для визначення поперечних згинальних моментів, які діють уздовж хвилі в перерізі оболонки без ребер, розглядають її смугу одиничної ширини (рис. 6.10, в). Як видно з рисунка на цю смугу діє зовнішнє вертикальне навантаження $q = g + v$ та внутрішні дотичні сили T і $T + \Delta T$, розташовані в площинах умовного розтину. Застосувавши відому із курсу опору матеріалів залежність між зусиллями T і V знаходять:

$$\Delta T = -VS / (2Ib) + (V + \Delta V)S / (2Ib) = \Delta VS / (2Ib), \quad (6.27)$$

де S – статичний момент поперечного перерізу оболонки; ΔV – приріст поперечної сили на даній ділянці.

Із умови статичної рівноваги зусиль у перерізі згинальний момент у поперечному напрямку можна визначити так (рис. 6.10, в, з):

$$M_2 = M_0 + M_{\Delta T}, \quad (6.28)$$

де M_0 – момент від зовнішнього навантаження і маси оболонки (рис. 6.10, з):

$$M_0 = -\left(\sum_{i=1}^n G_i a_i + v c^2 / 2\right), \quad (6.29)$$

G_i – навантаження від маси i -тої ділянки оболонки; $M_{\Delta T}$ – згинальний момент від дії зусиль зсуву відносно даного перерізу:

$$M_{\Delta T} = \sum_{i=1}^n \Delta T_i \cdot t \cdot e_i. \quad (6.30)$$

Епюри поперечних згинальних моментів, які можна легко побудувати за допомогою таблиць посібника [24] як для однохвильових, так і багатохвильових оболонок, зображені на рисунку 6.10, д.

Розрахунок оболонок за деформаціями можна виконати згідно рекомендацій літературних джерел [26] та ДБН В.2.6-98:2009.

Розрахунок несучої здатності діафрагм довгих циліндричних оболонок виконують на дію зусиль від маси конструкцій та зусиль зсуву, які передаються з оболонок.

Армування довгих циліндричних оболонок (рис. 6.11) здійснюють таким чином, що в бортових елементах розташовують до 80 % площі поздовжньої робочої арматури (позиція 4), визначеної за формулою (6.26), а інші 20 % – розподіляють за лінійним законом у розтягнутій зоні

оболонки (позиція 2), але при дотриманні умови, що її має бути не менше ніж $0,002A_{ct}$.

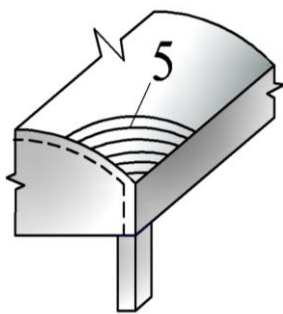
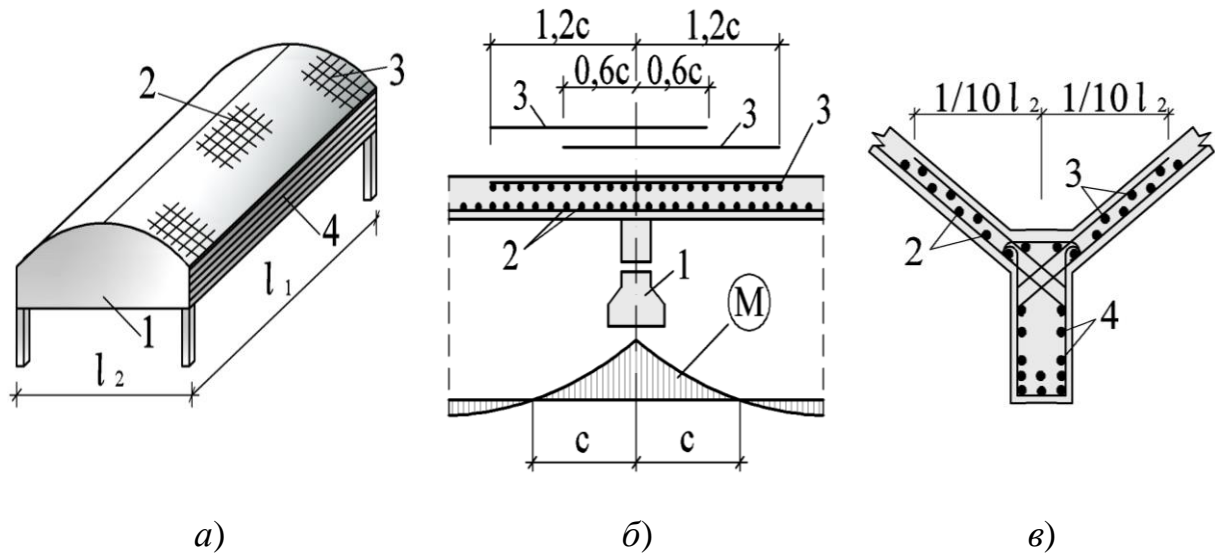


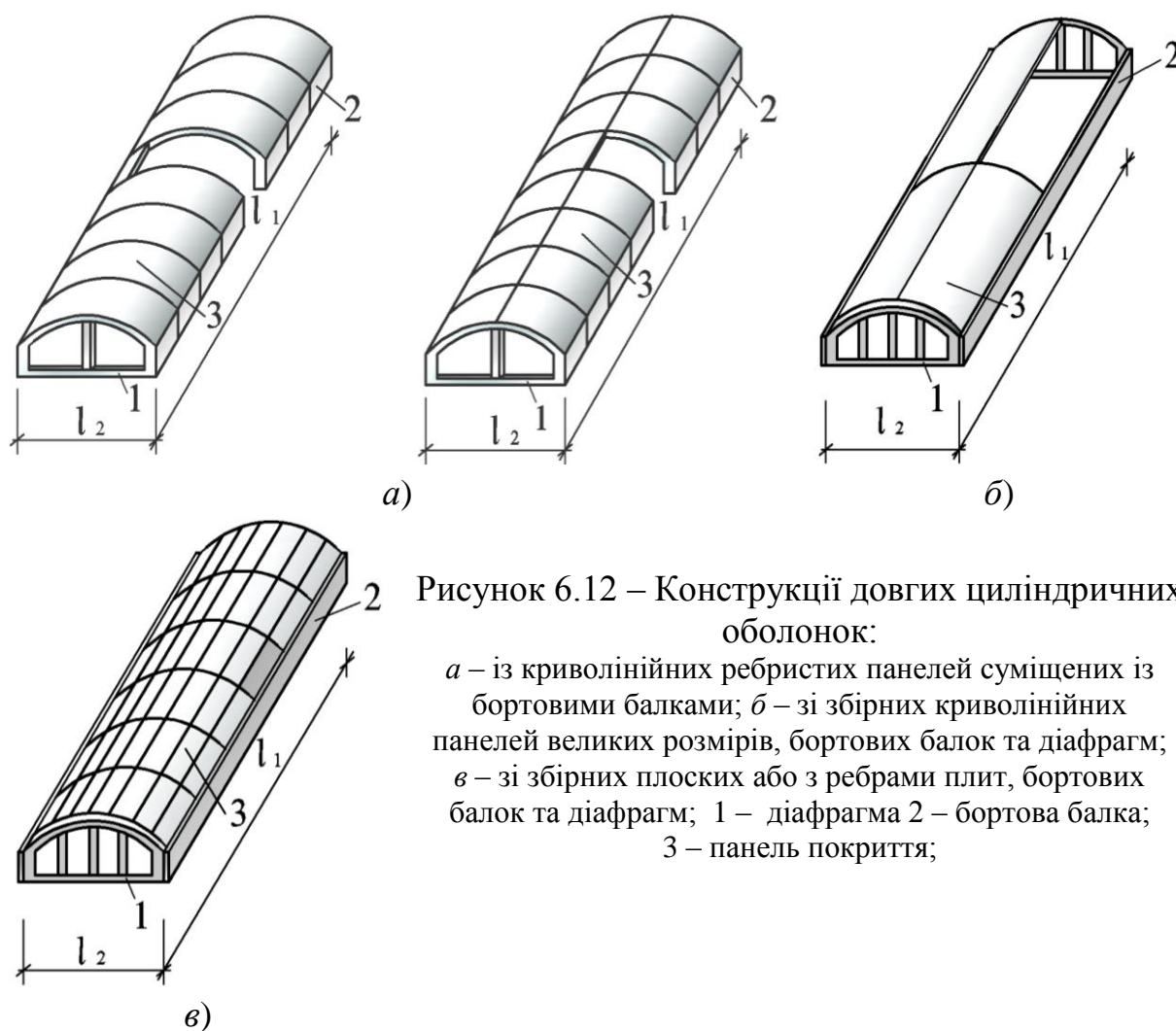
Рисунок 6.11 – Розташування арматури в елементах довгої циліндричної оболонки:
 а – оболонка; б – ділянка над середньою діафрагмою;
 в – бортовий елемент двохвильової оболонки;
 1 – діафрагма; 2 – основна арматура оболонки;
 3 – додаткова арматура на опорі; 4 – основна робоча арматура (80%) у бортовому елементі; 5 – варіант навскісного розташування додаткової арматури

Призначену для армування бортових елементів арматуру із загальною площею поперечного перерізу $0,8A_s$, розташовують так: 40 % – у верхній зоні, а 60 % – в нижній зоні бортового елемента.

У стиснутій зоні оболонки (позиція 2) звичайно розташовують зварні рулонні сітки, в яких стержні уздовж прольоту l_1 приймають із конструктивних міркувань діаметром 5, 6 мм з кроком 200...250 мм, а площу поперечного перерізу стержнів у напрямку хвилі l_2 розраховують на сприйняття зусиль від дії внутрішнього моменту M_2 . В оболонках товщиною понад 90 мм укладають по дві сітки. У тих випадках, коли в діагональному напрямку оболонки арматури основної сітки недостатньо, де діють головні розтягувальні напруження $\sigma_{mt} > f_{ctd}$, то укладають додаткові сітки (позиція 3) з ортогональним або навскісним розташуванням стержнів діаметром 5...10 мм з кроком 150...200 мм. У місцях примикання оболонки до діафрагми та бортових елементів також

укладають додаткові сітки або окремі стержні. Верхня та нижня зони багатохвильових оболонок у таких місцях армується аналогічно до вимог армування багатопролітних нерозрізних балок (рис. 6.11, б, в, позиція 3).

При спорудженні довгих циліндричних оболонок зі збірних елементів, останні виготовляють відповідно до одного з двох варіантів її членування: перший – на збірні криволінійні ребристі панелі з частинами бортових елементів (рис. 6.12, а); другий – на збірні плити, бортові елементи та діафрагми (рис. 6.12, б, в).



Зведення довгих циліндричних оболонок за першим варіантом передбачає в ході монтажу панелей установку додаткових опор уздовж бортових елементів з метою утримання їх в проектному положенні. Завершується монтаж панелей здійсненням попереднього напружування бортових елементів методом натягування арматури на бетон, після чого додаткові опори демонтують.

За другим варіантом зведення довгих циліндричних оболонок полягає в тому, що спочатку монтують попередньо напружені бортові елементи та діафрагми. Після цього здійснюється монтаж панелей за допомогою спеціальних помостів.

В умовах, коли немає можливості застосувати збірні елементи, довгі циліндричні оболонки зводять монолітними.

6.6.2 Короткі циліндричні оболонки

Короткі циліндричні оболонки ($l_1/l_2 \leq 1$) споруджують прольотами $l_1 = 6 \dots 12$ м, $l_2 = 12 \dots 30$ м і стрілою підйому $f \geq 1/8 l_2$. Напруження в перерізах таких оболонок незначні, тому їх товщину t приймають залежно від значень l_1 : при $l_1 = 6$ м $t = 50 \dots 60$ мм, при $l_1 = 9 \dots 12$ м $t = 70 \dots 80$ мм. Висота h_1 бортового елемента складає $(1/10 \dots 1/15)l_1$, а ширина – $(1/2 \dots 1/5)h_1$ (рис. 6.13, а). В практиці будівництва найбільшого поширення набули короткі циліндричні оболонки з кроком діафрагми 6...12 м.

Для коротких циліндричних оболонок, які характеризуються співвідношенням $0,5 \leq l_1/l_2 < 1$ і зазнають дії зосереджених та значних навантажень, *розрахунки за несучою* здатністю можна виконувати за методом переміщень із урахуванням поперечних деформацій контура [24]. Оболонки прольотом $l_1 < 12$ м і які відповідають співвідношенню $l_1/l_2 < 0,5$ на дію рівномірно розподіленого навантаження допускається розраховувати *приблизними методами*. В приблизних розрахунках товщину оболонки та її армування призначають конструктивно, а діафрагми та бортові елементи розраховують. Сутність приблизного методу розрахунку міцності полягає в тому, що в напрямку l_1 оболонка розглядається як вільно оперта балка (рис. 6.13, б) з прольотом l_1 та з поперечним перерізом криволінійного окреслення шириною l_2 . Згідно таких передумов посередині прольоту однопролітної однохвильової оболонки згинальний момент M_1 визначається за формулою (6. 22), тобто так, як і для довгих циліндричних оболонок, а площа поперечного перерізу поздовжньої розтягнутої арматури в бортових елементах

$$A_s = M_1 / (f_{yd} z), \quad (6.31)$$

де z – плече внутрішньої пари сил, яке за даними експериментальних досліджень приймається рівним $0,55 \cdot (f + h_1)$; f – стріла підйому оболонки; h_1 – висота бортового елемента.

Із формул (6.31) та (6.22) можна отримати, що площа поздовжньої розтягнутої арматури в кожному із бортових елементів

$$A_s = \frac{q l_2 l_1^2}{8 \cdot 2 \cdot 0,55 \cdot (f + h_1) \cdot f_{yd}} \cong \frac{q l_2 l_1^2}{9,0 \cdot f_{yd} \cdot (f + h_1)}. \quad (6.32)$$

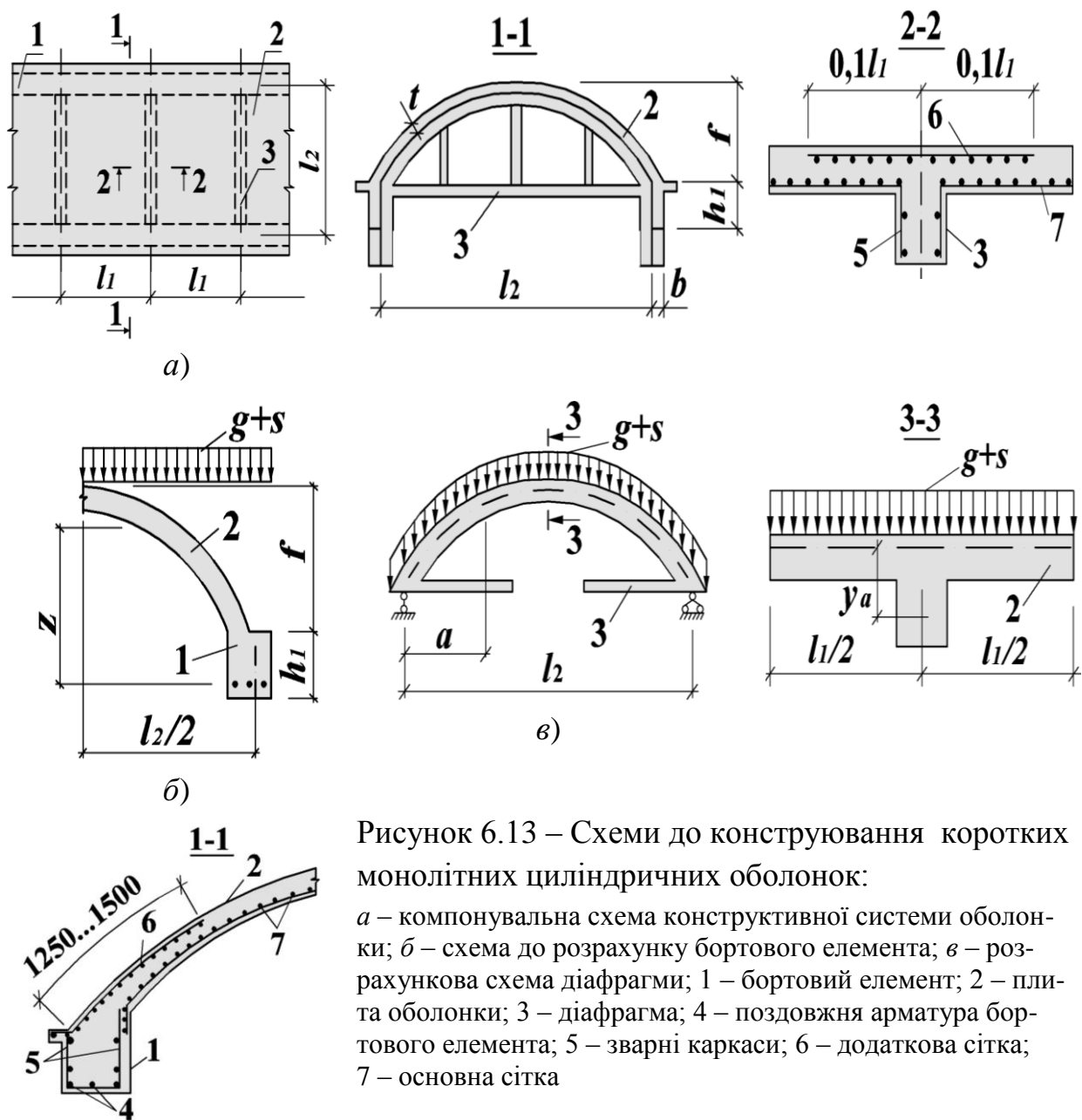


Рисунок 6.13 – Схеми до конструювання коротких монолітних циліндричних оболонок:

a – компонувальна схема конструктивної системи оболонки; b – схема до розрахунку бортового елемента; c – розрахункова схема діафрагми; 1 – бортовий елемент; 2 – плита оболонки; 3 – діафрагма; 4 – поздовжня арматура бортового елемента; 5 – зварні каркаси; 6 – додаткова сітка; 7 – основна сітка

У середніх бортових елементах багатохвильових оболонок зусилля приймається збільшеним пропорційно навантажувальній площі. При цьому

в нерозрізних оболонках зусилля в бортових елементах крайніх прольотів зменшується на 30 % , в середніх – удвічі.

У розрахунках діафрагм ураховують її взаємодію з оболонкою (плитою): для середніх діафрагм ураховується плита шириною l_1 , а для крайніх діафрагм – шириною $0,5l_1$ (рис. 6.13, в).

Армування плит гладких оболонок здійснюють конструктивно сіткою зі стержнів діаметром 4...6 мм з кроком 100...150 мм в обох напрямках (рис. 6.13, позиція 7). Вузли з'єднання плити з діафрагмою та бортовими елементами армують додатковими сітками (позиція 6). Додаткові сітки в плитах над діафрагмами заводять на довжину $0,1l_1$ в кожную сторону від діафрагми.

У бортових елементах арматуру об'єднують у зварні каркаси (позиція 5). Поперечні стержні в них установлюють конструктивно.

Різновидністю коротких циліндричних оболонок є *короткі призматичні складки*, котрі включають такі складові елементи: плоскі ребристі плити, бортові елементи та діафрагми (рис. 6.14, а). В окремих випадках за бортові елементи служать поздовжні ребра крайніх плит (рис. 6.14, б).

Для влаштування призматичних складок використовують ребристі плити розмірами 3×6 м або 3×12 м, бортові елементи з лоткоподібним перерізом та діафрагми у вигляді ферм прольотами 18...24 м або складені сталезалізобетонні ферми прольотами 30...36 м.

Сумісність роботи елементів призматичних складок забезпечується:

- в нерозрізних складках – наявністю бетонних шипів-шпонок на верхньому поясі діафрагм та пазів під них на зовнішніх гранях ребер плит та бортових елементів; шпонками, котрі утворюються в пазах при замонолічуванні швів бетоном між поперечними та поздовжніми ребрами плит та бортових елементів; стикуванням випусків арматури сіток із плит; установленням арматурних каркасів у швах замонолічування (рис. 6.14, в);

- в розрізних складках – наявністю сталевих упорів, приварених до закладних деталей опорних вузлів діафрагм для сприймання зусиль зсуву;

- замонолічуванням бетоном швів між ребрами плит з пазами на їх зовнішніх гранях, ширина яких 50 мм в поздовжньому напрямку і 200 мм – у поперечному.

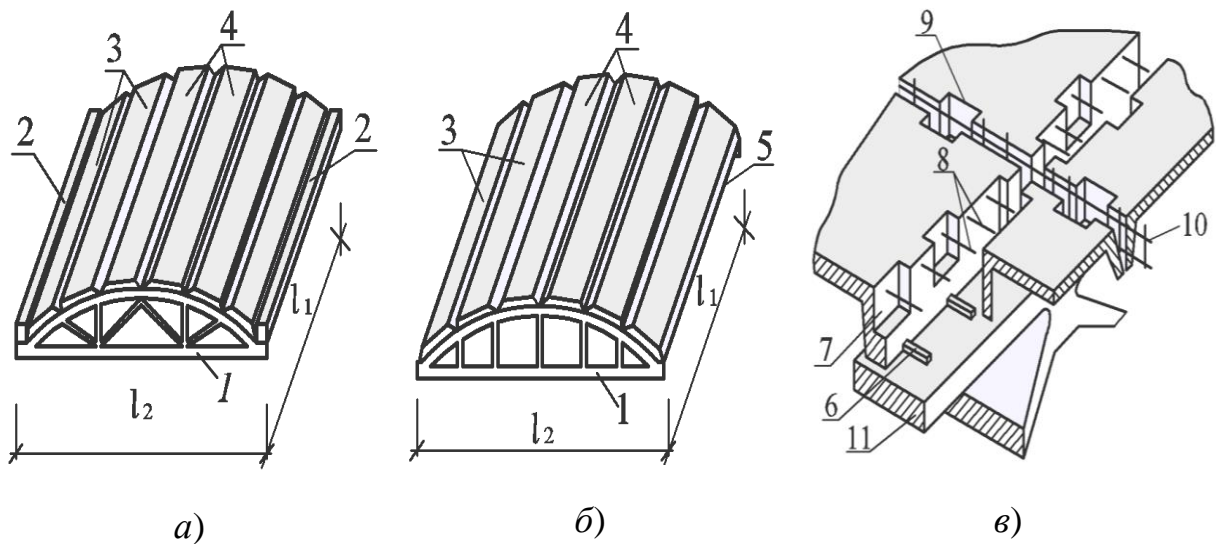


Рисунок 6.14 – Конструкції коротких призматичних складок:
а – з бортовими елементами; *б* – без бортових елементів; *в* – вузол з'єднання плит із діафрагмою; 1 – діафрагма; 2 – бортовий елемент; 3 – крайні грані складки; 4 – ребриста плита; 5 – поздовжнє ребро плити в ролі бортового елемента; 6 – бетонні шпонки на верхньому поясі діафрагми; 7 – пази на торцевих ребрах плит; 8 – випуски арматури із плит; 9 – пази на поздовжніх ребрах плит; 10 – арматурний каркас у поздовжньому шві; 11 – верхній пояс діафрагми

Розрахунок коротких призматичних складок виконують для двох етапів їх роботи – до і після замонолічування швів між збірними елементами покриття.

На першому етапі (у стадії монтажу) збірні елементи складки розраховують як розрізні конструкції на дію навантажень, що діють на стадії виготовлення, транспортування та монтажу. Одночасно перевіряють несучу здатність полицок, поперечних та поздовжніх ребер плит на дію крутних моментів до замонолічування швів.

На другому етапі (у стадії експлуатації) складку розраховують як монолітну просторову конструкцію на дію постійних та тимчасових навантажень за схемами руйнування, викладених у багатьох посібниках, наприклад [24]. У процесі виконання розрахунків на першому етапі встановлюють розміри поперечних перерізів збірних елементів та визначається площа поперечного перерізу їх арматури. На другому етапі – здійснюють розрахунок несучої здатності, жорсткості та тріщиностійкості запроектованих елементів. Розрахунок міцності ґрунтується на кінематичному способі методу граничної рівноваги, а жорсткість та ширину розкриття тріщин в полицках плити перевіряють відповідно до вимог норм [1, 2].

6.7 Склепіння

Склепіння – це просторове тонкостінне покриття у вигляді криволінійної плити, яка має розпір і працює на стиск (рис. 6.15). Такі покриття мають окреслення нульової, додатної або від’ємної гаусової кривизни. Як правило, склепінчасті покриття мають хвилеподібну форму. Поперечний переріз хвиль покриття приймають на практиці у вигляді трикутника, трапеції чи циліндра шириною 2...3 м (рис. 6.15, а, б). Хвилеподібна форма поперечного перерізу значно збільшує жорсткість та несучу здатність склепінчастого покриття. Це дозволяє за допомогою склепінь перекидати цивільні та промислові будівлі прольотами до 100 м.

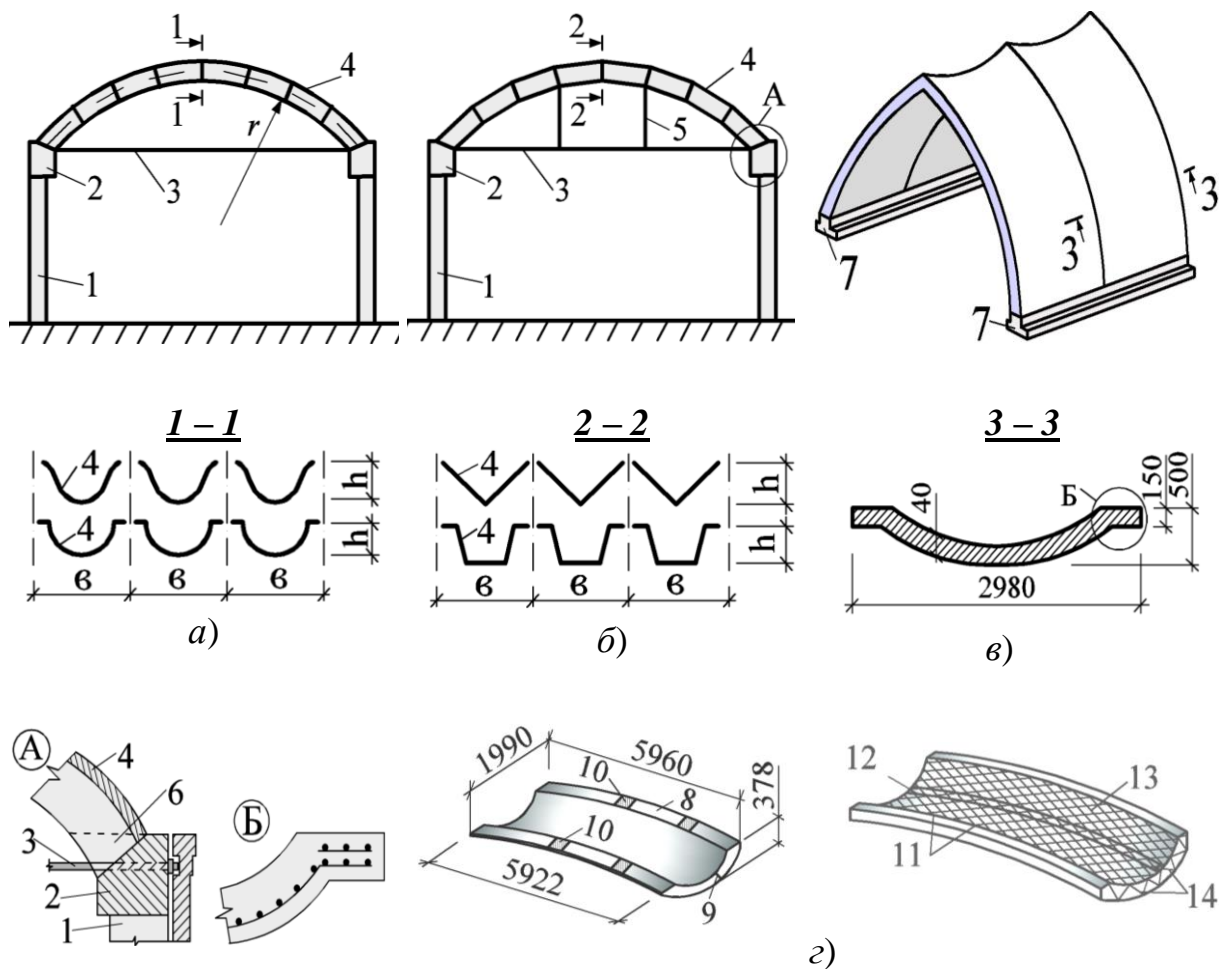


Рисунок 6.15 – Конструкції склепінчастих оболонок:

а – зі збірних криволінійних елементів; *б* – зі збірних прямолінійних елементів; *в* – зі збірних панелей-оболонок; *г* – збірна панель-оболонка та її армування; 1 – колона; 2 – опорна балка; 3 – затяжка; 4 – збірний елемент; 5 – почіпка (підвіска); 6 – забетонка пазух; 7 – фундамент; 8 – поздовжнє ребро; 9 – поперечне ребро; 10 – закладні сталеві деталі; 11 – стержні поздовжніх ребер; 12 – стержні уздовж гребеня хвилі; 13 – ромбовидна сітка; 14 – арматура поздовжнього ребра

У поздовжньому напрямку окреслення склепінь (тобто окреслення осі, яка проходить через центр ваги поперечного перерізу) рекомендується зображувати у вигляді однієї із наступних кривих: дуги кола, параболи, гіперболи та інших наближених до них кривих або ламаних ліній, вписаних в криві.

Уписуванням прямокутних елементів із призматичними контурами у відповідні криві отримують *призматичні склепіння* (рис. 6.15, б). Якщо в поздовжньому та поперечному напрямках окреслення склепінь – дуга кола однозначної кривизни, то такі оболонки називають *бочарними склепіннями*.

Склепінчасті покриття можуть бути пологими ($f = 1/12l$) (рис. 6.15, а, б) та високими ($f = 1/2l$) – (рис. 6.15, в), одно- та багатопролітними. У якості опор пологих склепінь застосовують стіни або колони (рис. 6.15, а, б), а високих склепінь – безпосередньо фундаменти (рис. 6.15, в).

Склепіння за способом виготовлення бувають збірні та монолітні.

Монолітні склепіння з прольотами до 12 м проектують циліндричними гладкими, при більших прольотах – у них передбачають зміцнювальні ребра в напрямку прольоту для підвищення несучої здатності оболонки.

Широкого застосування в промисловому та сільськогосподарському будівництві набули склепіння прольотами 18, 21 та 24 м висотою відповідно 9, 7,2 та 6 м. Такі склепіння складаються із двох уніфікованих збірних залізобетонних або армоцементних панелей-оболонок (піварок), виготовлених на заводах (рис. 6.15, в). Залізобетонні панелі-оболонки виготовляють від'ємної гаусової кривизни (гіперболічно-параболічної форми) товщиною до 40 мм з поздовжніми та торцевими ребрами товщиною до 90 мм. Також застосовують залізобетонні панелі-оболонки нульової гаусової кривизни (циліндричної форми), які виготовляють у вигляді таврового поперечного перерізу. Товщина такої оболонки із залізобетону – 30 мм, із армоцементу – 15 – 20 мм. Уздовж оболонки є ребра висотою 250...390 мм, при необхідності для забезпечення стійкості полиць плити влаштовують проміжні ребра висотою 150...250 мм. У склепіннях зі збірних елементів-піварок панелі-оболонки між собою з'єднують зверху в замку, а між собою уздовж з'єднують зварюванням випусків арматурних стержнів із наступним замонолічуванням стиків

бетоном. Опірають піваркові елементи панелі-оболонки високих склепінь на фундаменти шарнірно.

Призматичні склепіння, які мають профіль складки (рис. 6.15, б), споруджують прольотами 12...24 м шириною складки до 12 м зі збірних плоских панелей. Застосовувані рядові панелі мають номінальні розміри 3×6 або 3×12 м, а опорні панелі виготовляють трапецієподібними. Ці склепіння спираються на стіни або колони через бортові елементи у вигляді трикутних ферм. Розпір кожної складки сприймається чотирма стяглями із арматурних стержнів класу А240С, А400С, які розташовані між опорними вузлами ферм. Стягли підтримуються почіпками, якщо проліт перевищує 24 м.

Розрахунок несучої здатності склепінь здійснюють залежно від їх конструкції. Якщо склепіння зводять монолітні, то їх звичайно розраховують як однохвильові двошарнірні арки з відповідним профілем поперечного перерізу (криволінійного чи складчатого). Хвилясті склепіння, які складаються з двох елементів-піварок, розраховують як тришарнірні арки (рис. 6.16). В розрахунках постійне навантаження

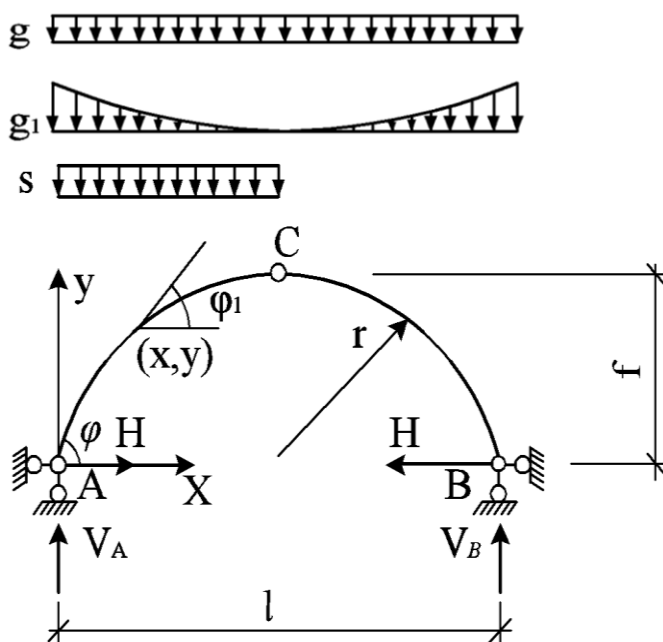


Рисунок 6.16. Розрахункова схема для визначення зусиль у перерізах склепіння

перерізах елементів склепіння, визначають за наступними формулами (рис.6. 16):

сталой інтенсивності g від маси оболонки на горизонтальну площину враховують зі збільшенням на величину g_1 , спричинену нахилом покриття. Навантаження від маси снігу s в однопрольотних склепіннях розглядається прикладеним на половині прольоту з однієї сторони від замка, а в багатопролітних склепіннях – з урахуванням снігових мішків згідно з вимогами норм [13].

Значення згинальних моментів, нормальних та поперечних сил, які діють у

$$\left. \begin{aligned} M &= M_0 - H \cdot y, \\ N &= V_0 \cdot \sin\varphi + H \cdot \cos\varphi, \\ V &= V_0 \cdot \cos\varphi - H \cdot \sin\varphi, \end{aligned} \right\} \quad (6.33)$$

в яких M_0 , V_0 – зусилля в даному перерізові для однопролітної шарнірно опертої балки прольотом l ; y – ордината осі склепіння в перерізові, для якого визначаються зусилля; H – розпір хвилі склепіння.

Тонкостінні склепіння потребують перевірку їх стійкості. Також є необхідним розрахунок міцності перерізів у четвертях прольоту, де при односторонніх навантаженнях від маси снігу виникають максимальні знакоперемінні згинальні моменти. Перерізи склепіння за міцністю розраховують як позацентрово стиснуті елементи. Фундаментні, а також підсклепінні балки, на які спираються хвилеподібні частини склепіння, розраховують на дію косоного згинання та крутіння.

Гіперболічно-параболічну за формою плиту оболонки армують зварними арматурними сітками (рис. 6.15, позиція 13) з ромбовидними вічками із дроту класу Вр-I діаметром 3...5 мм (рис. 6.15, з). Розташовують сітку в серединній поверхні. Уздовж гребеня хвилі укладають окремі стержні (позиція 12) із арматури класу А400С. В поперечних та поздовжніх ребрах установлюють зварні каркаси (позиція 11, 14).

Ребристі панелі-оболонки циліндричної форми із важкого бетону армують зварними сітками із дроту класу Вр-I діаметром 3...5 мм, а армоцементні панелі армують тканими сітками. Ребра оболонок армують зварними каркасами з поздовжніми стержнями діаметром 8...12 мм, та поперечними 3...5 мм. Стикують панелі-оболонки за рахунок зварювання закладних металевих деталей, розташованих у поздовжніх ребрах.

Склепіння, які мають хвилеподібну та складчасту форму, становлять собою ефективні тонкостінні конструкції просторових покриттів, оскільки навіть значні збільшення їх прольотів на витрати матеріалів упливають незначно. Наприклад, склепіння прольотами 30...48 м потребують витрат матеріалів $0,07 \text{ м}^3/\text{м}^2$, а прольотами 75 м – $0,08 \text{ м}^3/\text{м}^2$; 96 м – $0,1...0,12 \text{ м}^3/\text{м}^2$.

6.8 Висячі покриття

Висячі залізобетонні покриття (вантові покриття, висячі оболонки) – це такі тонкостінні просторові покриття, в котрих висячі елементи (ванти) перекривають уесь проліт, безпосередньо сприймають

навантаження з покриття (оболонки) та передають його на опорну конструкцію (рис. 6.17).

Основним елементом висячих покриттів є *ванти*, котрі працюють тільки на розтяг, що дозволяє ефективно використовувати високоміцну сталь. У покриттів цього типу висока несуча здатність, розміри плит покриття не залежать від прольоту, конструкції максимально прості, вони можуть бути споруджені у стислі терміни. Висячі перекриття економічніші від усіх інших при перекиванні навіть значних прольотів. Наприклад, при прольотах 90 м витрати сталі в таких перекриттях складають 45 кг/м^2 , а бетону – $0,07 \text{ м}^3/\text{м}^2$.

Значний недолік висячих покриттів – висока деформативність системи вант та обмеженість форм на плані.

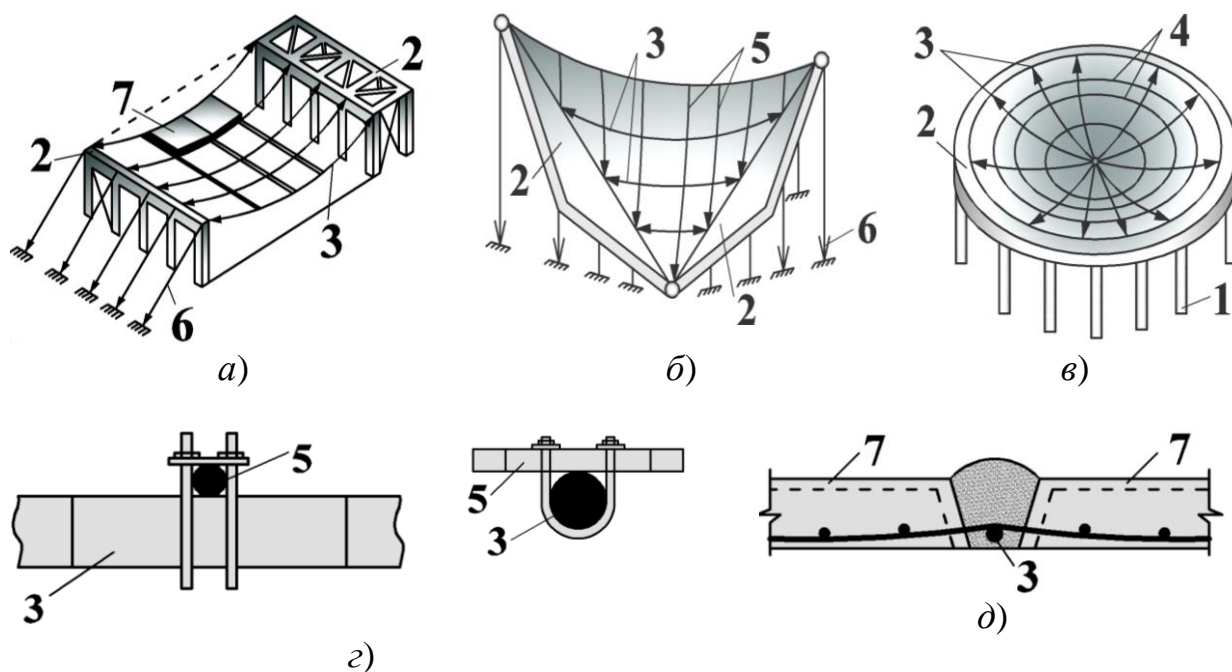


Рисунок 6.17 – Схеми висячих покриттів:

a – з паралельним розташуванням вант; *б* – з перехресним розташуванням вант;
в – з радіальним розташуванням вант; *г* – з'єднання вантів; *д* – закріплення плит до вантів; 1 – колона; 2 – опорний контур; 3 – вант, що провисає; 4 – балка; 5 – стабілізуючий вант; 6 – відтяжка; 7 – плита

Із метою забезпечення незмінності форми оболонки, підвищення її жорсткості та тріщиностійкості ванти попередньо напружуються за одним із трьох способів. *За першим способом* змонтоване покриття до початку замоноличування швів між плитами тимчасово штучно завантажують. Після того, як замоноличування швів бетоном виконано і бетон набрав необхідної міцності завантаження знімають. Це призводить до скорочення

вантів, розташованих знизу покриття, і в результаті увігнута оболонка обтискується і починає втискуватись в опорний контур, викликаючи в ньому на цій стадії зусилля розтягу. Після завантаження покриття постійним та тимчасовим навантаженням опорний контур зазнає стиску. *Другий спосіб* полягає в тому, що шви між змонтованими по вантах плитами замоноличують так, щоб забезпечити наявність каналів, у котрих розташовуються ванти. Після цього ванти натягують домкратами, а канали заповнюють цементним розчином, забезпечуючи таким чином створення попереднього обтиснення висячої оболонки. *Третій спосіб* ґрунтується на застосуванні розчинів із напружувальними властивостями за рахунок застосування в них спеціальних цементів. При цьому ширина швів призначається залежно від розрахункового значення напруження у вантах.

Для зведення висячих оболонок із невеликими прольотами з метою підвищення незмінності їх форми та зниження місцевих деформацій застосовують жорсткі ванти із прокатних та зварних балок.

Ванти у висячих оболонках проектують за такими схемами їх розташування: *паралельною* (рис. 6.17, а), *радіальною* (рис. 6.17, в) та *перехресною* (рис. 6.17, б). Застосування тієї чи іншої схеми розташування вант залежить від форми будівлі у плані.

Висячі оболонки з паралельним розташуванням вант застосовують у перекриттях будівель, прямокутних на плані. У перекриттях із такою системою розташування вант розпір, значення якого досить значне, сприймається жорсткими рамами, анкерними фундаментами або масивними контурними балками, що призводить до зниження техніко-економічних показників.

Висячі оболонки з радіальним розташуванням вант застосовують у перекриттях будівель, круглих та овальних на плані. Такі оболонки за формою можуть бути увігнутими або випуклими. У таких оболонках контурним кільцем на опори передаються тільки вертикальні навантаження. Просторові покриття з цією системою розташування вант найбільш економічні.

Систему з перехресним розташуванням вант застосовують у перекриттях будівель із овальною (еліптичною), а також прямокутною формою на плані. При використанні цієї системи ванти звичайно розташовують ортогонально. Оболонка у даному випадку зводиться половою і може мати як додатну так і від'ємну гаусову кривизну. У місцях перехрещування ванти між собою з'єднуються спеціальними муфтами (рис. 6.17, з).

Висячі залізобетонні покриття виконують пологими. Стріла їх провисання складає (1/10... 1/25) від основного прольоту.

Для зведення висячих залізобетонних покриттів застосовують збірні залізобетонні плити (найчастіше з легких бетонів). Закріплення їх до вант здійснюється за допомогою випусків робочої арматури, спеціальних гаків або інших пристроїв (рис. 6.17, д). Ванти виготовляють зі стержнєвої арматури класів А600С, А800СК, А1000, сталевих спіральних канатів типу К-7, а також пучків із високоміцного дроту. Фіксація взаємного розташування вант забезпечується спеціальними з'єднувальними муфтами.

Опорний контур виконують монолітним або зі збірних елементів із бетонів високих класів. Закріплення вантів до опорного контура здійснюють спеціальними анкерними пристроями, які дозволяють регулювати довжину вантів як у період їх монтажу, так і попереднього напруження.

Розрахунок залізобетонних висячих покриттів виконують за граничними станами першої та другої груп. За граничними станами першої групи виконують розрахунок конструкцій для стадій виготовлення, монтажу та експлуатації, за граничними станами другої групи – для стадій виготовлення та експлуатації. В розрахунках вважається, що вертикальні навантаження сприймаються тільки вантами, які працюють на розтяг. Опорне кільце розраховують також на зсув та висмикування з нього анкерних пристроїв вантами.

У оболонках збірні залізобетонні плити розраховують як окремі елементи на зусилля, які діють на них в процесі виготовлення, монтажу, натягування вант, експлуатації. В оболонках зі стрілою підйому $f \geq l / 20$ ванти приймають абсолютно гнучкими і такими, що не розтягуються. В більш пологих оболонках враховують додаткове провисання вантів внаслідок їх розтягування.

Розрахунок вантових конструкцій становить собою складну задачу. Але вона спрощується для вантових покриттів, симетричних на плані та завантажених рівномірно розподіленим навантаженням.

Для круглих на плані вантових покриттів із окремо розташованими вантами, закріплених по периметру кільця з однаковим кроком b та завантажених рівномірно розподіленим навантаженням q , кожна ванта розраховується окремо.

У вільно підвішеній ванті, яка не розтягується і закріплена на опорах в одному рівні, від дії вертикального рівномірно розподіленого

навантаження виникнуть вертикальні та горизонтальні складові зусилля розпору, які можна визначити із рівнянь рівноваги (рис. 6.18, а), тобто:

$$\begin{aligned} \sum X &= 0, \quad H_A = H_B = H; \\ \sum M_A &= 0, \quad V_B l = ql \cdot l/2, \quad V_B = ql/2; \\ \sum M_B &= 0, \quad V_A l = ql \cdot l/2, \quad V_A = ql/2; \end{aligned} \quad (6.34)$$

Для будь-якої точки C ванти є справедливою залежність

$$M_C = H y_C, \quad (6.35)$$

звідки, розпір

$$H = M_C / y_C, \quad (6.36)$$

де M_C – момент у даному перерізі шарнірно опертої балки прольотом l , y_C – стріла провисання ванти в точці C .

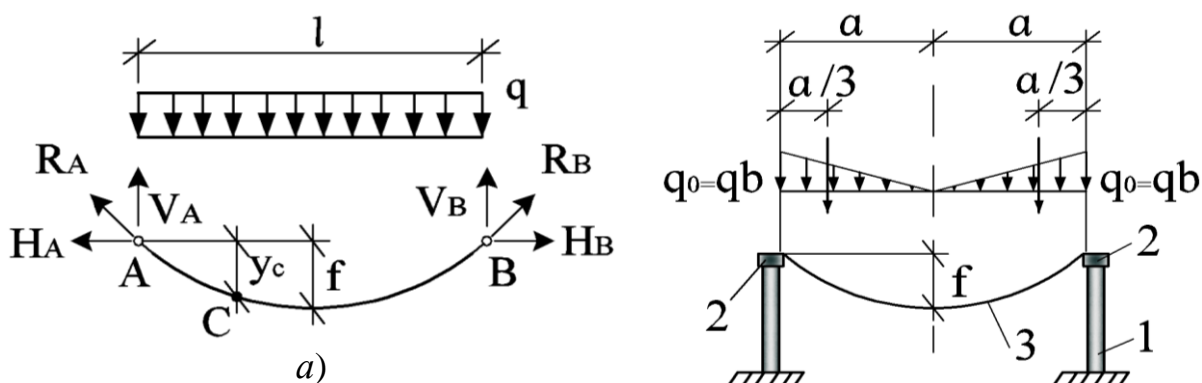
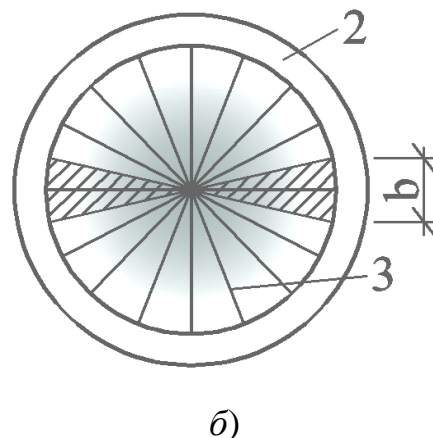


Рисунок 6.18 – Розрахункові схеми до визначення зусиль в елементах висячих покриттів:
1 – колона; 2 – опорне кільце; 3 – вант



Ураховуючи формулу (6.36) для точки на відстані $x = l/2$ від опори A , де $y_C = f$, значення розпору можна обчислити так:

$$H = ql^2 / (8f). \quad (6.37)$$

Поздовжнє зусилля розтягу в гнучкій ванті

$$N = \sqrt{H^2 + V^2}. \quad (6.38)$$

Для оболонок із радіальною схемою розміщення вант, круглих на плані, вертикальна складова V зусилля розпору (рис. 6.18, б)

$$V = V_A = V_B = qba/2. \quad (6.39)$$

Оскільки при радіальному розташуванні вант навантаження на них передається у вигляді трикутника, то згинальний момент посередині прольоту оболонки (на відстані $x = l/2 = a$ від опори A)

$$M_C = \frac{gb \cdot a}{2} a - \frac{gb \cdot a}{2} (a - a/3) = \frac{gba^2}{6}, \quad (6.40)$$

відповідно, при стрілі провисання ванти $y_C = f$, ураховуючи формулу (6.36), отримаємо, що розпір

$$H = M_C / y_C = qba^2 / 6f. \quad (6.41)$$

Ванти передають на опорне кільце радіальні зусилля інтенсивністю $H_1 = H / b$, які направлені в центр кола. Зусилля стиску в контурному кільці

$$u = H_1 \cdot a = q \cdot a^3 / (6f). \quad (6.42)$$

7 ІНЖЕНЕРНІ СПОРУДИ

У будівництві крім будівель промислового, цивільного та сільськогосподарського призначення зводяться також залізобетонні *інженерні споруди*. Найбільшого поширення серед них набули *резервуари, водонапірні бапти, бункери, силоси, елеватори, підпірні стінки, підземні переходи, мости, шляхопроводи, відстійники, аеротенки*.

Призначення інженерних споруд – забезпечувати виробничі потреби водою, електроенергією, газом, теплом; організовувати рухи потоків транспорту та людей; зберігати матеріали; збирати й очищувати побутові, промислові та стічні води тощо.

7.1 Залізобетонні резервуари

До резервуарів у будівництві відносять інженерні споруди, які призначені для збирання та зберігання різного типу рідин: води, нафти, рідких нафтопродуктів, технологічних та хімічних розчинів і т.п.

За формою в плані резервуари, як правило, споруджують циліндричними та прямокутними (рис. 7.1). Резервуари більш складної форми широкого розповсюдження не набули.

Практикою проектування резервуарів із однаковою висотою встановлено, що їх ефективність залежить від місткості. Так, наприклад, місткістю до 2...3 тис. м³ більш економічні циліндричні резервуари, а місткістю понад 5...6 тис. м³ – прямокутні. Відповідно до цих даних у типовому проектуванні для зберігання води розроблені конструкції циліндричних резервуарів місткістю до 6 тис. м³ (нафти – до 10 тис. м³), а прямокутних – від 6 до 40 тис. м³.

За способом виготовлення залізобетонні резервуари бувають монолітні (рис. 7.1, а), збірні (рис. 7.1, б) та збірно-монолітні.

Резервуари зводять *заглибленими, наземними, надземними, з покриттям та без покриттів*. Але заглиблювати резервуари нижче рівня ґрунтових вод не рекомендується, оскільки ускладнюється конструкція днища і стінок через гідростатичний тиск води знизу, а також виникає необхідність збільшення витрат на гідроізоляцію.

Покриття резервуарів виконують плоскими або у вигляді оболонки, днища – плоскими або конічними. Для підвищення водонепроникнення

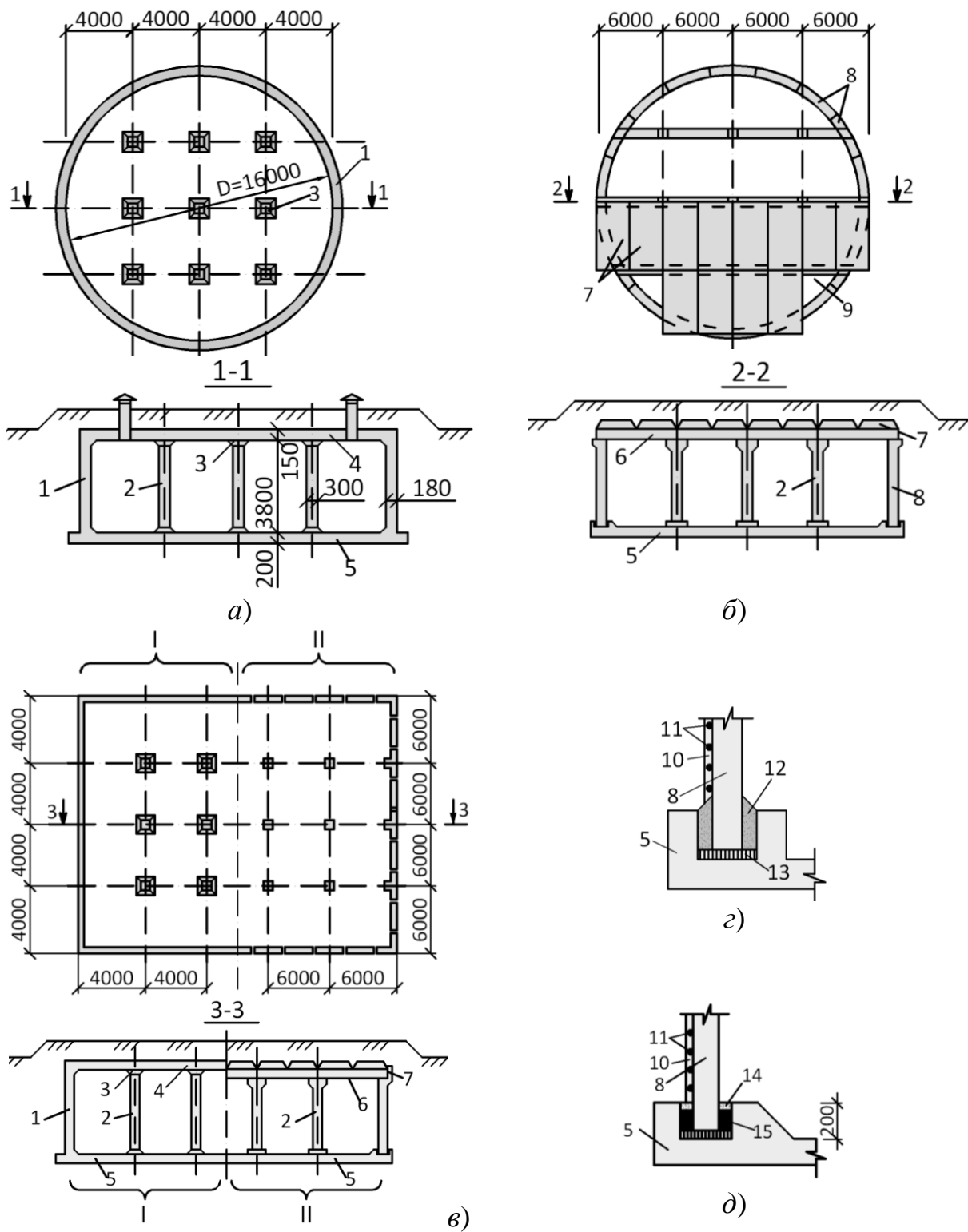


Рисунок 7.1 – Конструкції залізобетонних резервуарів:

- a* – циліндричний монолітний резервуар із безбалковим перекриттям;
б – циліндричний збірний резервуар із балковим перекриттям; *в* – монолітний (I) та збірний (II) прямокутні резервуари; *г* – жорстке з'єднання стінки з днищем;
д – шарнірне з'єднання стінки з днищем; 1 – стінка; 2 – колона; 3 – капітель;
 4 – перекриття; 5 – днище; 6 – ригель; 7 – збірна плита; 8 – збірні панелі стінки;
 9 – монолітні ділянки; 10 – торкрет бетон; 11 – напружена арматура;
 12 – дрібнозернистий бетон; 13 – цементний розчин; 14 – азбестоцементний розчин;
 15 – бітумна мастика

резервуарів їх стінки зсередини покривають рідким склом або іншими спеціальними розчинами.

При порівнянні ТЕП циліндричних та прямокутних резервуарів ураховується вплив гідростатичного тиску рідини та тиску ґрунту на їх стінки. Тобто беруть до уваги, що від дії гідростатичного тиску рідини стінки циліндричного резервуара в горизонтальному напрямку зазнають осьового розтягу, а від тиску ґрунту – осьового стиску.

Згинальні моменти в циліндричних резервуарах виникають тільки у вертикальному напрямку в місцях сполучення стінки з днищем та покриттям.

Залежно від конструктивних рішень, тиску рідин та ґрунту стінки прямокутних резервуарів зазнають позацентрального стиску у вертикальному напрямку і позацентрального розтягу у горизонтальному напрямку.

Виготовляють стінки, днища та перекриття резервуарів із важких щільних бетонів класів С12/15...С25/30 і марок W4...W8 за водонепроникністю та F100... F150 за морозостійкістю.

Циліндричні резервуари з монолітного залізобетону перекривають плоским безбалковим або купольним перекриттям (рис. 7.1, а), а зі збірною залізобетону – плоским збірним ребристим перекриттям з балковими плитами (рис. 7.1, б). Безбалкові монолітні перекриття опираються на колони через капітелі. Колони також мають капітелі знизу. Уздовж периметра резервуару плита перекриття спирається безпосередньо на його стінку. Застосування безбалкових перекриттів завдяки малій їх конструктивній висоті сприяє якісній вентиляції простору над рівнем рідини.

Перекриття циліндричних збірних резервуарів виконують з індустріальних елементів міжповерхових перекриттів промислових будівель із сіткою колон 6×6 м. Для стінок таких резервуарів використовують збірні панелі, висота яких дорівнює висоті резервуара, а довжина вибирається кратною числу π і складає 1,57 або 3,14 м.. Панелі установлюють у спеціальні пази, утворені двома кільцевими виступами на днищі. Між собою панелі з'єднуються за допомогою зварювання передбачених для цього арматурних випусків.

За конструкцією стик панелі з днищем може бути *жорстким* або *шарнірним* (рис. 7.1, з, д). *Утворення жорсткого стику* досягається за рахунок заповнення дрібнозернистим бетоном проміжків між панелями та гранями пазів днища (рис. 7.1, з). У такому стику виключається

можливість переміщень стінки в радіальному напрямку. Бетонування проміжків виконують після здійснення попереднього обтиснення стінки. В період обтиснення стінки проміжки між панелями і гранями пазів днища попередньо засипають сухим піском, забезпечуючи таким чином рухливість стінки при обтискуванні її кільцевою арматурою і зменшення згинальних моментів у місцях з'єднань. Утворення шарнірних стиків забезпечується заповненням проміжків між панелями стінок та гранями пазів днища холодною бітумною мастикою (рис. 7.1, д), яка може деформуватись при переміщенні стінки без порушення водонепроникності шва. Шарнірне з'єднання стінки з днищем застосовують в циліндричних резервуарах діаметром не менше 30 м.

Розрахунок циліндричних резервуарів виконують залежно від їх конструктивних вирішень на дію *гідростатичного тиску рідини* та *бічного тиску ґрунту*.

Стінки наземних необвалованих циліндричних резервуарів розраховують на дію гідростатичного тиску рідини, якою вони повністю заповнені. У розрахунках стінок наземних резервуарів з перекриттями, ураховується дія вертикальних навантажень, які передаються з цих перекриттів.

Стінки заглиблених циліндричних резервуарів розраховують на дію вертикальних навантажень, які передаються з покриттів, та на дію горизонтальних навантажень: окремо від внутрішнього гідростатичного тиску рідини повного резервуара при відсутності засипки ґрунтом і окремо від тиску ґрунту на порожній резервуар.

Конструкції покриттів, колон та днища розраховують на дію навантажень від їх маси, маси ґрунтової засипки та тимчасових навантажень, розташованих на покриттях. У деяких випадках у розрахунках враховується вплив нерівномірного нагрівання та охолодження.

Розрахункове значення тиску рідини на стінку циліндричного резервуара на глибині $H - x$ визначається за формулою (рис. 7.2, а):

$$p_x = \gamma_{fm} \gamma H (1 - x/H), \quad (7.1)$$

в якій $\gamma_{fm} = 1$ – коефіцієнт надійності за навантаженням; γ – густина рідини; H – висота заповнення резервуара рідиною; x – відстань від днища до точки, в якій визначається тиск.

Від *гідростатичного тиску рідини* p_x в стінці резервуара радіусом r на відстані x від днища виникає кільцеве зусилля розтягу

$$N_x^0 = p_x r = \gamma_{fm} \gamma H r (1 - x/H). \quad (7.2)$$

Аналіз формули (7.2) показує, що в резервуарах з вільним переміщенням стінки по днищу епюра кільцевих зусиль N_x^0 буде трикутною з найбільшою ординатою внизу, а згинальні моменти у вертикальному напрямку не виникають. У дійсності на форму епюри N_x^0 впливає конструкція з'єднання днища зі стінкою. Так, при шарнірному з'єднанні стінки резервуара з днищем (рис. 7.1, *д*) між стінкою та днищем виникають сили тертя, які перешкоджають вільному переміщенню низу стінки. При такому з'єднанні від гідростатичного тиску рідини у вертикальному напрямку стінка зазнає дії згинальних моментів M_x та поперечних сил V_x , тому епюра кільцевих зусиль набуває криволінійної форми (рис. 7.2, *б*). При жорсткому з'єднанні стінки з днищем (рис. 7.1, *з*) кільцеві зусилля в стінці в цьому місці відсутні, а епюра згинальних моментів тут має максимальне значення (рис. 7.2, *з*).

Зусилля в стінці, залежно від конструкції її з'єднаннях із днищем, з достатньою для практичних розрахунків точністю можна визначити за розрахунковою схемою у вигляді умовно виділеної зі стінки вертикальної смуги шириною 1 м, розглядаючи її як балку, із відповідним закріпленням (шарнірним чи защемленням) знизу, завантажену гідростатичним тиском та підперту за всією довжиною пружними силами – радіальними складовими кільцевих зусиль N_x^0 (рис. 7.2, *з*).

Відповідно до прийнятої схеми розрахункові формули для визначення зусиль M_x і N_x можна отримати, використавши розв'язок диференціального рівняння згинання такої балки на пружній основі при відповідному закріпленні [5, 6].

При шарнірному з'єднанні стінки з днищем у торці стінки від дії поздовжньої вертикальної сили N виникає сила тертя, яка перешкоджає горизонтальному переміщенню стінки. Ця сила при коефіцієнті тертя стінки по днищу μ ($\mu = 0,5$),

$$Q_f = N\mu, \quad (7.3)$$

де N – розрахункове значення поздовжньої вертикальної сили тільки від маси стінки у відкритих резервуарах, а в закритих – ще й від маси покриття та шару ґрунту на покритті. У другому випадку визначають два значення сили тертя: при гідравлічному випробуванні резервуара без засипки ґрунтом і під час експлуатації із засипкою ґрунтом.

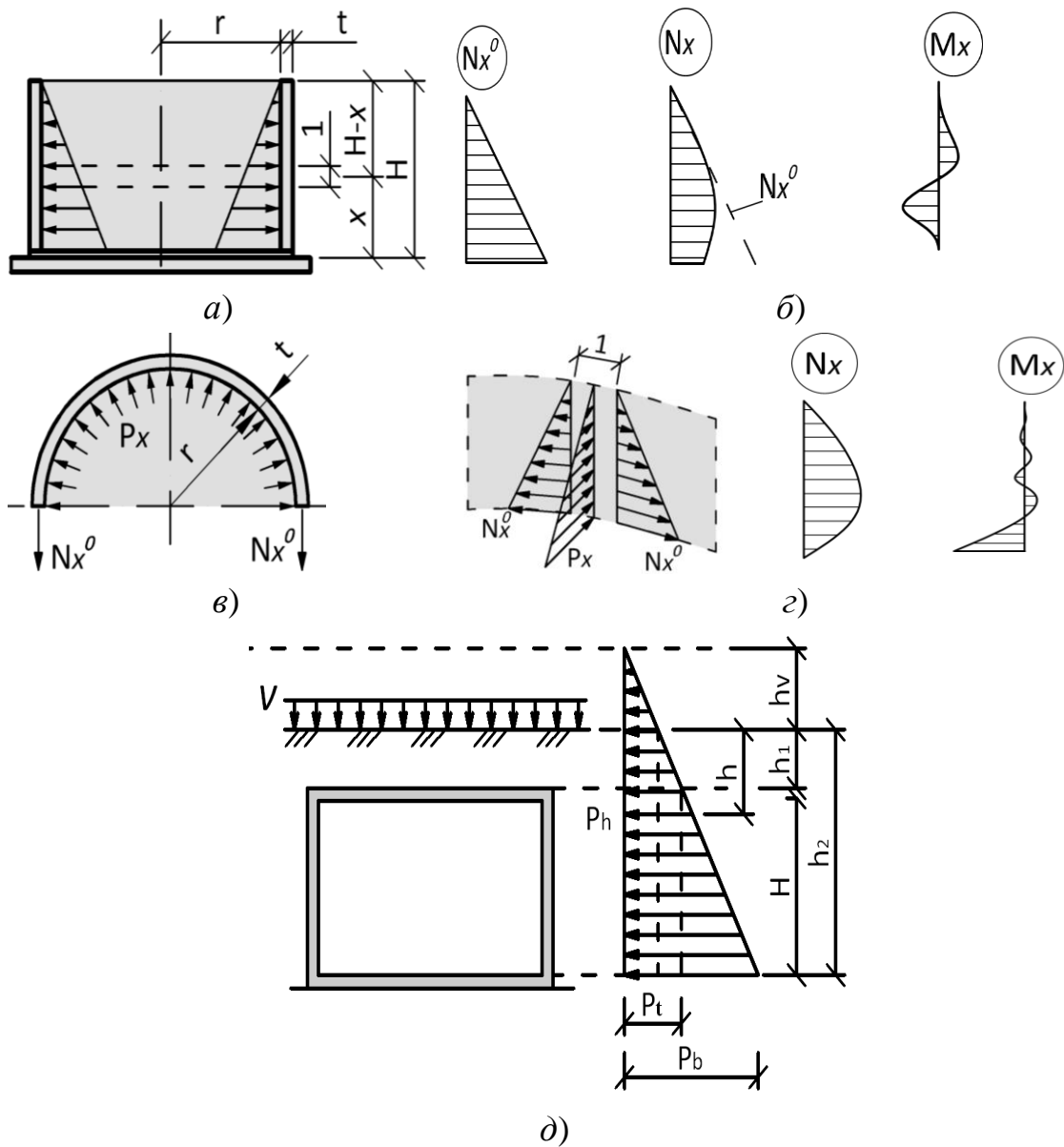


Рисунок 7.2 – До розрахунку циліндричних резервуарів:
 а – схема гідростатичного тиску рідини на стінку; б – епюри кільцевих зусиль і згинальних моментів у стінці при шарнірному стикуванні з днищем з урахуванням сил тертя; в – розрахункова схема визначення зусиль у стінці резервуара; г – епюри кільцевих зусиль і згинальних моментів у стінці, жорстко з'єднаній із днищем;
 д – схема тиску ґрунту на стінку резервуара

Розрахункова формула для визначення кільцевих зусиль розтягу N_x , які діють в стінці з постійною товщиною t на відстані x від днища (рис. 7.2,а, б), з урахуванням формули (7.3), має такий вигляд:

$$N_x = N_x^0 - (2r/s)Q_f e^{-\varphi} \cos\varphi, \quad (7.4)$$

де $s = 0,76\sqrt{rt}$ – характеристика пружних властивостей стінки; t – товщина стінки; $\varphi = x/s$ – безрозмірна координата.

Максимальний згинальний момент M_x діє в перерізі стінки на відстані $x_{max} = 0,6\sqrt{rt}$ від днища, а його значення

$$M_{max} = Q_f s e^{-\varphi} \sin\varphi. \quad (7.5)$$

При жорсткому з'єднанні стінки з днищем значення кільцевих зусиль N_x (рис. 7.2, з), які виникають у стінці (з постійною товщиною t) на відстані x від днища, визначають за формулою:

$$N_x = N_x^0 - p_{max} r e^{-\varphi} [\cos\varphi + \sin\varphi (1 - s/H)], \quad (7.6)$$

а максимальне значення згинального моменту, що діє у стінці на рівні днища (тут $N_x = 0$):

$$M_{max} = 0,5 p_{max} s^2 (1 - s/H), \quad (7.7)$$

де $p_{max} = \gamma_{fm} \gamma H$ – значення гідростатичного тиску рідини на стінку резервуару на рівні днища.

Формули (7.3)...(7.7) для визначення значень зусиль N_x та M_{max} від гідростатичного тиску рідини можуть бути застосовані у розрахунках напівзаглиблених та підземних резервуарів при гідравлічних випробовуваннях, коли засипка ґрунтом відсутня, а для надземних та підземних резервуарів – у період їх експлуатації.

Від бічного тиску ґрунту в стінках циліндричних резервуарів, обвалованих ґрунтом, виникають кільцеві зусилля стиску, а при жорсткому з'єднанні стінки з днищем та перекриттям додатково ще й діють згинальні моменти у вертикальному напрямку. Кільцеві зусилля стиску для їх сприймання не потребують додаткового армування стінки, тому що при заповненому резервуарі рідиною вони зменшують розтягувальні зусилля в стінці, а у порожньому резервуарі ці зусилля повністю сприймаються бетоном стінки. Згинальні моменти від тиску ґрунту та від тиску рідини протилежні за знаком, тому, коли резервуар порожній потрібно встановлювати вертикальну арматуру у стінці із зовнішнього боку.

Розрахункове значення бічного тиску ґрунту на глибині h від його поверхні (рис. 7.2, д)

$$p_h = \gamma_{fm} \gamma h \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2), \quad (7.8)$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за навантаженням (для насипного ґрунту $\gamma_{fm} = 1,15$); γ – густина ґрунту; h – відстань від поверхні ґрунту до розрахункового перерізу; φ – кут внутрішнього тертя ґрунту.

Тимчасове рівномірно розподілене навантаження інтенсивністю v , яке діє на поверхні ґрунту, замінюють еквівалентним шаром ґрунту висотою $h_v = v/\gamma$ і тоді у формулі (7.8) значення відстані h збільшують на значення висоти h_v . У разі повністю засипаних резервуарів зверху товщиною ґрунту $h = h_1$ розрахункове значення бічного тиску від цього ґрунту на рівні верха резервуара із урахуванням тимчасового навантаження v

$$p_h = \gamma_{fm} \gamma (h_1 + h_v) \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2), \quad (7.9)$$

а знизу на рівні днища, до якого відстань від поверхні ґрунту $h_2 = h_1 + H$, бічний тиск від ґрунту та тимчасового навантаження v

$$p_b = \gamma_{fm} \gamma (h_2 + h_v) \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2). \quad (7.10)$$

При жорсткому з'єднанні стінки з днищем, ураховуючи формули (7.9) та (7.10), максимальне значення згинального моменту у стінці на рівні днища від дії бічного тиску ґрунту можна обчислювати за формулою:

$$M_{h_2} = 0,5 p_b s^2 (1 - (1 - p_t/p_b) s/H). \quad (7.11)$$

Значення кільцевого зусилля N_x обчислюють для смуг 0,5...1 м уздовж висоти стінки і для кожного його значення обчислюють площу горизонтальної попередньо напруженої арматури за формулою:

$$A_{sp} = N_x / f_{pd}. \quad (7.12)$$

У радіальному напрямку на дію моменту M_{max} та поздовжнього зусилля N визначається площа вертикальної арматури для смуги стінки шириною 1 м із робочою висотою перерізу $d = t - 20$ мм. Аналогічний розрахунок виконують на дію моменту M_{h_2} . Кількість обчисленої для

збірних панелей арматури повинна задовольняти вимогам їх розрахунків за несучою здатністю і тріщиностійкістю в період виготовлення, транспортування та монтажу.

У розрахунках стінки за граничними станами другої групи враховують те, що вона відноситься до конструкцій, у котрих не допускається витікання рідини. Тому розрахунок утворення в ній тріщин виконують на дію зусилля N_x від розрахункових навантажень ($\gamma_{fm} > 1$) для найбільш завантаженої горизонтальної смуги шириною 0,5...1 м. У стінках зі збірних панелей робота бетону на розтяг в розрахунках на утворення тріщин не враховується, оскільки якість бетону замонолічуваних стиків нижча порівняно з бетоном збірних панелей.

В ненапружених резервуарах стінка розраховується на обмежене за шириною розкриття тріщин.

У резервуарів, заглиблених нижче рівня ґрунтових вод, днище розраховують як плиту безбалкового перекриття, оперту на колони з капітелями, завантажену рівномірно розподіленим знизу вгору тиском від дії підпору води. Для таких випадків необхідно перевіряти можливість спливання порожнього резервуару за умовою $0,9G > P$, в котрій G – навантаження від маси порожнього резервуару із ґрунтом на ньому (з коефіцієнтом надійності $\gamma_{fm} = 0,9$), P – рівнодійна тиску від дії підпору води.

Армування стінок циліндричних резервуарів здійснюють горизонтальною та вертикальною арматурою. Арматура, площа якої визначена за моментом M_{max} від дії гідростатичного тиску рідини при відсутності засипки ґрунтом, установлюється із внутрішньої сторони стінки. Із зовнішньої сторони стінки розташовується вертикальна арматура, площа якої визначається за моментом M_{h2} – від дії тиску ґрунту на порожній резервуар (рис. 7.3).

Збірні панелі стінок висотою понад 6 м, з метою підвищення їх тріщиностійкості в період транспортування та монтажу, армують у поздовжньому напрямку попередньо напруженою арматурою. Збірні панелі виготовляють із бетону класу C12/15 і армують двома сітками (рис. 7.3, в) із прямокутними вічками розміром 100...200 мм зі стержньової сталі класу A500С або дроту класу Вр-II.

Горизонтальна кільцева напружена арматура розташовується на зовнішній грані (рис. 7.3, а). Для попереднього обтиснення стінки застосовують холоднотягнутий дріт класу Вр1200, Вр1300, Вр1400,

Вр1500 та стержньову арматуру класів А600, А800. Натягування високоміцного дроту здійснюється при намотуванні його арматурно-намотувальною машиною типу АНМ на зовнішню поверхню стінки резервуарів.

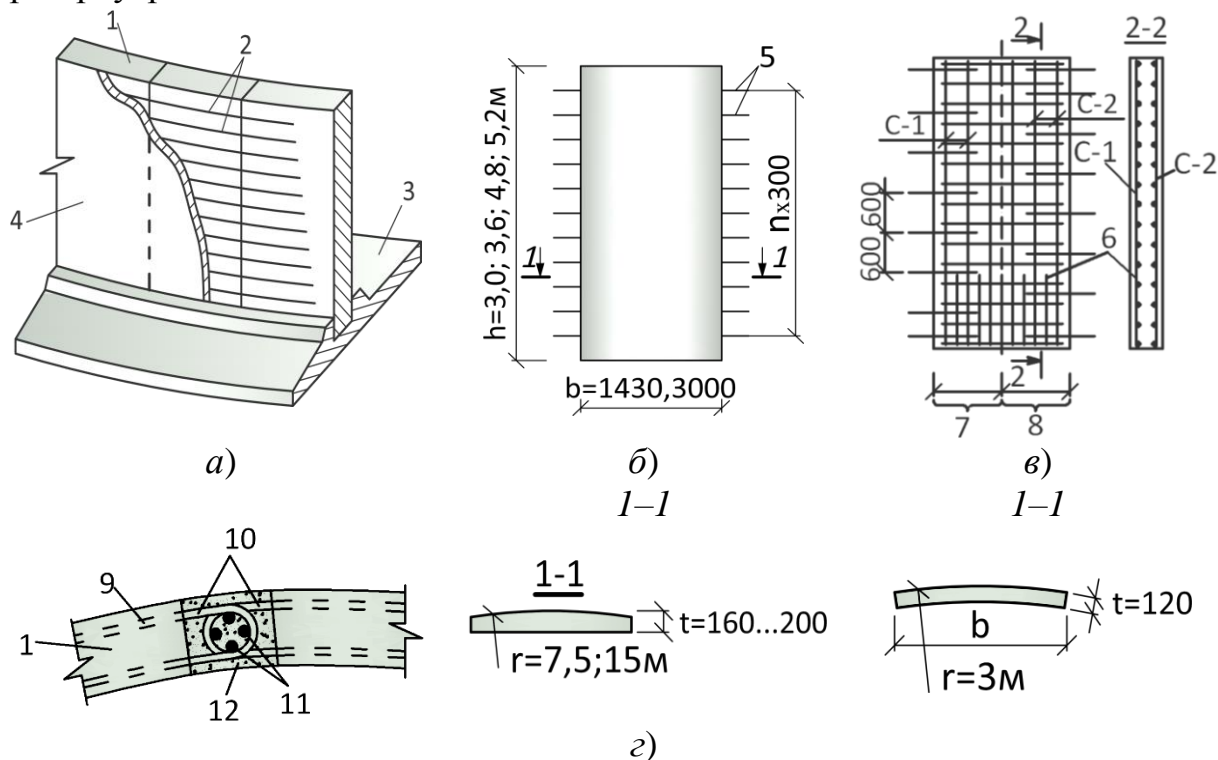


Рисунок 7.3 – Армуння збірних циліндричних резервуарів:
a – стінка з попередньо напруженою арматурою; *б* – загальний вигляд збірної стінової панелі циліндричного резервуару; *в* – арматура панелі; *г* – стик панелей з петлевидними випусками арматури; 1 – збірна стінова панель; 2 – кільцева напружена арматура; 3 – днище; 4 – торкрет бетон; 5 – випуски арматури для зварювання панелей; 6 – додаткові стержні; 7 – зовнішня арматурна сітка; 8 – внутрішня арматурна сітка; 9 – кільцева ненапружена арматура панелі; 10 – петлевидні арматурні випуски; 11 – вертикальні арматурні стержні стика; 12 – монолітний бетон стика

Відстань між дротинами коливається в межах 5...150 мм. Натягування окремих стержнів у вигляді кілець здійснюється механічним способом за допомогою муфт, які накручуються на різьбу коротунів, приварених на кінцях кільця. Відстань між стержнями 150...250 мм. Обтиснення стінки зі збірних панелей здійснюють після нанесення внутрішнього шару торкрет-бетону та замонолічування стиків, забезпечивши таким чином їх обтиснення. Із метою запобігання корозії попередньо напруженої арматури її захищають кількома шарами торкрет-бетону товщиною не менше 25 мм. Нанесення торкрет бетону здійснюють після заповнення резервуара рідиною, що виключає можливу появу тріщин під час наступних заповнень.

Днище циліндричних резервуарів при відсутності підпору ґрунтових вод армується конструктивно, оскільки відпір ґрунту урівноважується навантаженням від маси днища та рідини в резервуарі. Ділянки примикання днища до колон та стінок посилюють потовщенням та додатковою арматурою з метою сприймання місцевих згинальних моментів.

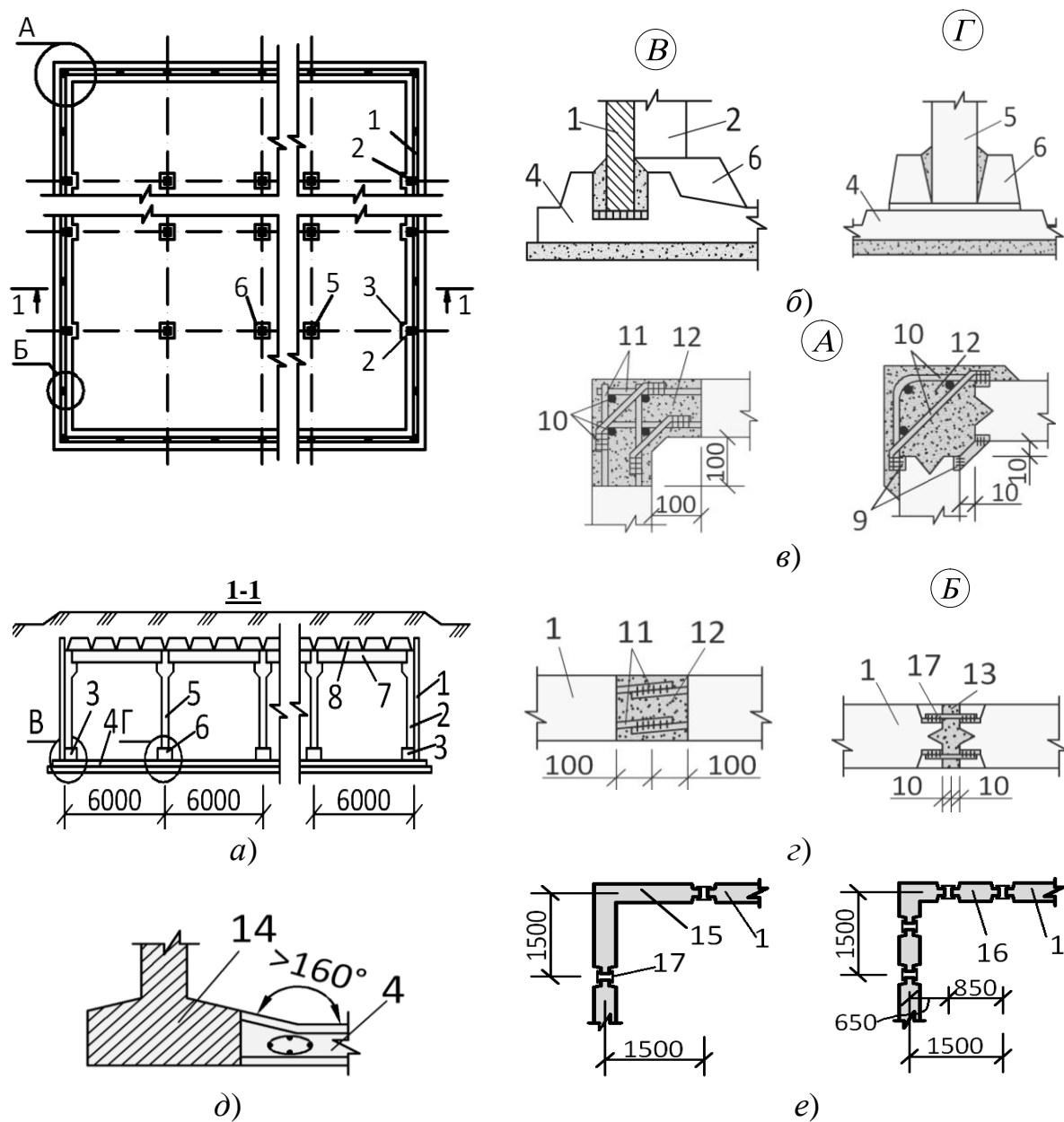


Рисунок 7.4 – Конструкції прямокутного резервуара із уніфікованих збірних залізобетонних елементів:

- 1 – стінова панель; 2 – крайня колона; 3 – фундамент крайньої колони; 4 – монолітне днище; 5 – проміжна колона; 6 – фундаментний блок; 7 – ригель; 8 – плити покриття;
- 9 – закладні деталі; 10 – додаткова арматура монолітної ділянки; 11 – випуски арматури; 12 – бетон монолітних ділянок; 13 – цементний розчин; 14 – стінова панель з опорною п'ятою; 15 – суцільна кутова панель; 16 – добірна прикутова панель; 17 – стикові накладки шпонкового стику

Прямокутні резервуари виконують монолітними (рис. 7.1, в, схема I) та зі збірних елементів (рис. 7.1, в, схема II; рис. 7.4, а).

У прямокутних монолітних резервуарах стінка має постійну або перемінну вздовж висоти товщину. З'єднання стінки з днищем та перекриттям виконують жорстким (рис. 7.1, в, схема I). Стінки висотою до 4 м виконують без ребер, а при більшій висоті – з вертикальними ребрами зовні (рис. 7.5, а).

Перекриття монолітних резервуарів виконують переважно безбалковим, але застосовують також ребристі монолітні перекриття із балковими плитами. Перекриття опирається на внутрішні колони із координаційною сіткою 4×4 або 6×6 м (рис. 7.1, в, схема I). У місцях спряжень плит перекриттів зі стінками улаштовують вути. Днище виконують плоским.

У збірних резервуарах переважно застосовують балкові перекриття зі збірних залізобетонних елементів для перекриттів багатоповерхових промислових будівель із сіткою колон 6×6 м (рис. 7.1, в, схема II). У безригельних перекриттях із сіткою колон 6×3 м застосовують звичайні ребристі без попередньо напруженої арматури плити із бетону класу С20/25. Ці плити опирають на стінові панелі та капітелі колон.

Днище як збірних, так і монолітних прямокутних резервуарів виконують з монолітного бетону. Також є приклади спорудження днищ зі збірних залізобетонних плит розмірами 2,5×3,5 м, укладених на шар розчину товщиною 20 мм із загерметизованими стиками.

Для спорудження резервуарів зі збірних уніфікованих елементів застосовують залізобетонні стінові панелі двох типів: плоскі та з опорною п'ятою (рис. 7.4, д). Застосування стінових панелей із опорною п'ятою не потребує влаштування пазів у днищі (рис. 7.4, д). З'єднують панелі на ділянках, де діють найменші згинальні моменти. Ці панелі за витратами матеріалів і загальною трудомісткістю робіт ефективніші від плоских панелей, але за складністю виготовлення, масою, транспортуванням, витратами на монтаж поступаються перед ними. Панелі з опорною п'ятою можна монтувати до бетонування днища, що також є їх перевагою.

Стінові панелі обох типів виготовляють висотою 2,4...6,0 м (через 0,6 м) з номінальною шириною 3,0 м. Конструктивна ширина панелей, залежно від конструкції стика, – шпонкового чи призматичного, – менша номінальної на 20 або 200 мм (рис. 7.4, з, вузол Б). Панелі для закритих резервуарів виготовляють із консолями зверху для обпирання на них плит перекриття.

Плоскі панелі із днищем з'єднують жорстко (рис. 7.4, б, вузол В). Між собою їх з'єднують двома типами стиків: шпонковим – шириною 20 мм із зварюванням сталевих закладних деталей і накладок (рис. 7.4, з, вузол Б) або призматичним – шириною 200 мм із зварюванням випусків арматури. Перший тип стика заповнюється цементним розчином під тиском, другий – бетонується. У кутах панелі з'єднують у вигляді ділянок із монолітного залізобетону з додатковим армуванням (рис. 7.4, в, вузол А), але можливе застосування кутових збірних панелей (рис. 7.4, е).

З'єднання кутових панелей із рядовими панелями у кутах здійснюють шляхом зварювання в сусідніх панелях сталевих накладок із закладними арматурними деталями. Стик заповнюють торкрет-розчином під тиском (рис. 7.4, з, вузол Б).

Арматурні стержневі випуски у кутових стиках із монолітного залізобетону зварюються з додатковою арматурою (рис. 7.4, в, вузол А).

Колони збірних прямокутних резервуарів установлюють в стакани збірних фундаментних блоків, розташованих на днищі (під проміжні колони), а також у стакани, влаштовані безпосередньо в потовщених ділянках днищ, де панелі стін з'єднують із днищем (рис. 7.4, б, вузли В, Г).

У резервуарах довжиною понад 50 м виконують температурно-усадкові шви.

Розрахунок прямокутних резервуарів виконують на ті ж самі комбінації навантажень, що і для циліндричних. При цьому враховують, що зусилля, які виникають у стінках, залежать не тільки від навантажень, але й конструктивного вирішення резервуара (відкритий, закритий) і співвідношення між висотою стінки резервуара та її довжиною (або відстанню між вертикальними ребрами).

У безреберних високих резервуарах, висота яких у декілька разів перевищує розміри в плані (високі резервуари), для розрахунку стінку умовно горизонтальними лініями ділять по висоті на окремі ділянки висотою 1 м і розраховують як замкнуті рами, завантажені максимальним у межах ділянки значенням тиску рідини або ґрунту.

Стінки не засипаних ґрунтом резервуарів від тиску рідини зазнають позацентрового розтягу, а від тиску ґрунту при порожньому резервуарі – позацентрового стиску. За підрахуваннями розрахунковими значеннями згинальних моментів та поздовжніх сил підбирають переріз горизонтальної арматури стінок як у позацентрово розтягнутих або позацентрово стиснутих елементах.

У безреберних відкритих резервуарах, висота котрих у декілька разів менша за довжину (низькі резервуари), розрахунок стінок виконують як консольних балок шириною 1 м затиснутих на рівні днища і завантажених гідростатичним тиском рідини (у вигляді трикутника) або тиском ґрунту (у вигляді трапеції), визначених за формулами (7.1), (7.9) та (7.10). Безреберні стінки резервуарів (як високі, так і низькі) зі збірним покриттям розраховують також як вертикальні балки шириною 1 м, але защемлені знизу і шарнірно оперті зверху (рис. 7.5, з). Від трикутного навантаження із максимальною ординатою інтенсивністю p значення згинального моменту і поперечної сили на рівні днища

$$M_{max} = ph^2/15; \quad V_{max} = 2ph/5, \quad (7.13)$$

а значення моменту у прольоті на відстані $0,55h$ від днища

$$M_{max} = ph^2/15\sqrt{5}. \quad (7.14)$$

Розрахункові значення зусиль від тиску рідини використовують у цьому випадку для визначення площі поперечного перерізу вертикальної арматури на 1 м стінки з внутрішньої сторони, а розрахункові значення зусиль від тиску ґрунту – із зовнішньої.

У разі наявності у резервуарах внутрішніх перегородок їх розрахунок здійснюють на односторонній тиск від рідини і армують симетрично.

Ребра, розташовані на відстані $c < 0,5h$ уздовж стінок (часто розташовані ребра), розраховують як вертикальні балки, завантажені гідростатичним тиском рідини, що діє на ширину стінки c (рис. 7.5, а, б). Стінка з таким частим розташуванням ребер розраховується по висоті у вигляді смуг, кожна із яких розглядається як нерозрізна багатопрольотна балкова плита шириною 1 м з прольотами рівними відстані c між ребрами (рис. 7.5, в). Якщо $0,5h \leq c \leq 2h$, то стінку розраховують як плиту, оперту по контуру, а ребра розраховують на навантаження, що передаються із площ, зумовлених характером руйнування плит.

Стінки з розмірами $c > 0,5h$ розраховують як оперті по контуру плити, защемлені знизу та вздовж бокових граней, і в яких верхня грань може бути вільно оперта (для відкритих резервуарів), защемлена (для монолітного перекриття) або шарнірно оперта (для збірних покриттів). Навантаження на таку плиту діє у вигляді трапеції або трикутника (рис. 7.5, д).

Потрібну площу вертикальної робочої арматури визначають за найбільшими значеннями опорних і прольотних моментів, які виникають окремо від дії гідростатичного тиску рідини й бокового тиску ґрунту.

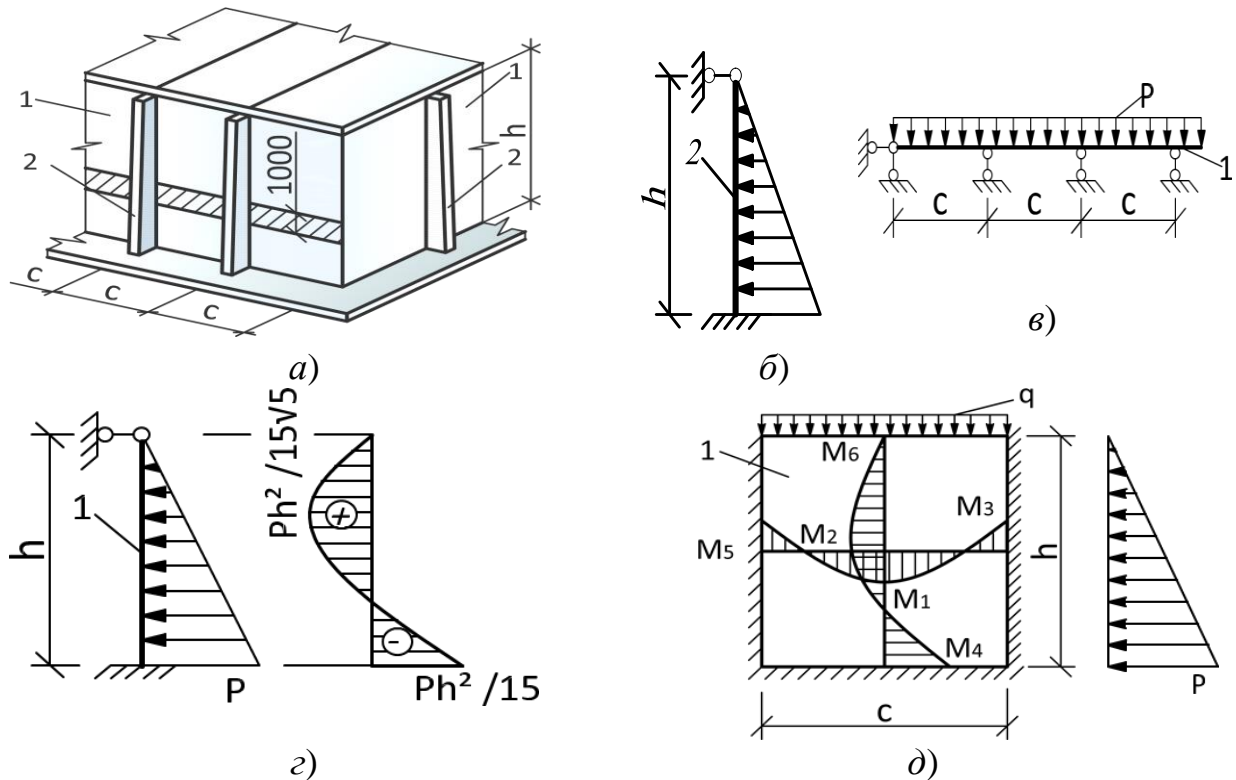


Рисунок 7.5 – До розрахунку прямокутних резервуарів:

a – схема резервуара з вертикальними ребрами; *б* – розрахункова схема ребра при $c < 0,5h$; *в* – розрахункова схема стінки при $c < 0,5h$; *г* – розрахункова схема та епюри згинальних моментів у стінці резервуара, яка працює як вертикальна балка; *д* – те ж, в стінці, яка працює як плита, оперта по контуру; 1 – стінка; 2 – вертикальне ребро

Поздовжня сила, що діє у стінці закритого резервуара від маси покриття та засипки ґрунту на ньому, на кінцевий результат розрахунку істотно не впливає.

Визначену площу арматури у збірних панелях стінки перевіряють на достатність забезпечення умов несучої здатності панелі в стадії її транспортування та монтажу при згинанні на дію навантаження від власної маси. При цьому коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_{fm} = 1,1$, а коефіцієнт динамічності 1,4...1,6. Товщина стінок прямокутних резервуарів визначається із умов обмеження ширини розкриття тріщин на дію всього навантаження як довгочасного за дією.

Армування збірних панелей стінок прямокутних резервуарів здійснюють аналогічно армуванню збірних панелей циліндричних попередньо напружених резервуарів (рис. 7.3, в).

7.2 Водонапірні башти

Водонапірні башти – це інженерні споруди у вигляді піднятих на опори резервуарів з метою створення необхідного тиску та безперервного забезпечення наявності води у водогінній мережі під час зупинки насосних станцій. Вони складаються з таких основних частин: *резервуар, опора, фундамент* (рис. 7.6, *а*).

Резервуари башт за способом виготовлення бувають *збірними* або *монолітними*. Як правило, для водонапірних башт застосовують циліндричні резервуари з плоским днищем (рис. 7.6, *б*). Широкого застосування набули також циліндричні резервуари, які знизу переходять у конічні з несучим днищем (рис. 7.6, *в*). Стінки резервуарів, щоб запобігти замерзанню або перегріву в ньому води, термоізолюють або влаштовують шатро (рис. 7.6, *б*). Місткість резервуарів водонапірних башт коливається в досить широких межах і залежить від потреб об'єктів, які обслуговуються. Башти з резервуарами місткістю 15...3000 м³ проєктують висотою 6...50 м. Резервуари башт місткістю до 50 м³ звичайно виготовляють сталевими, а місткістю понад 50 м³ – як сталевими так і залізобетонними.

Стінки залізобетонних резервуарів для забезпечення необхідної тріщиностійкості виготовляють попередньо напруженими.

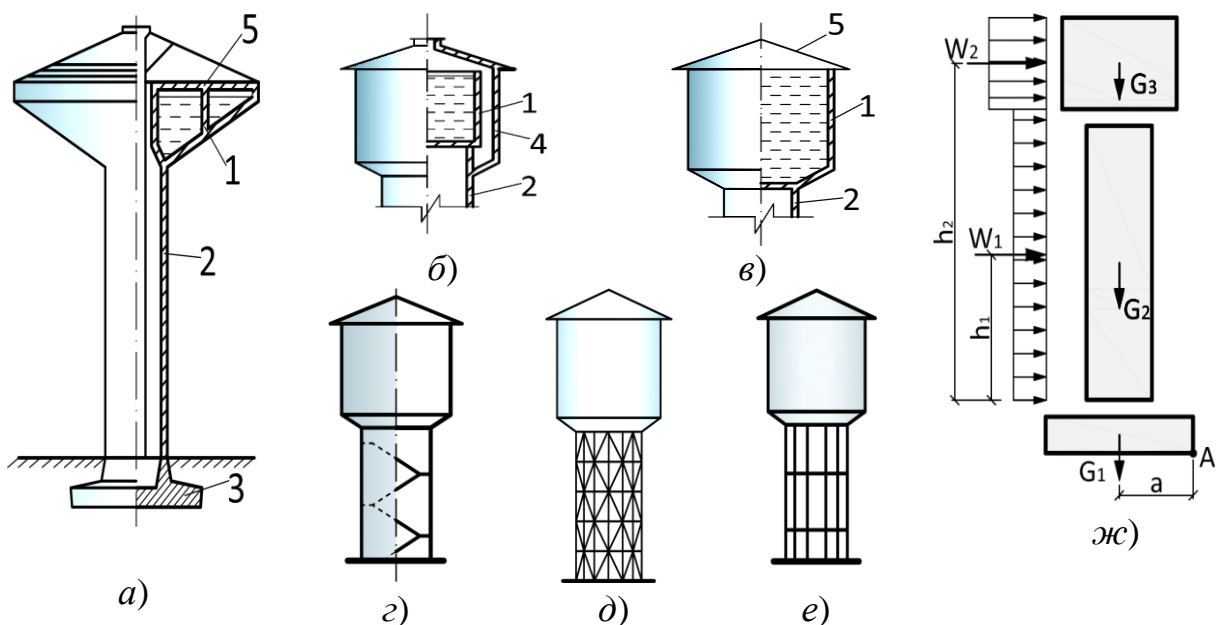


Рисунок 7.6 – Конструкції та розрахункові схеми водонапірних башт:
а – загальний вигляд башти; *б* – конструкція утепленого резервуара башти;
в – циліндричний резервуар із конусоподібним дном; *г*, *д*, *е* – башти з циліндричною, рамною та наскрізною конструкцією опори; *ж* – розрахункова схема башти;
 1 – резервуар; 2 – опора; 3 – фундамент; 4 – шатро; 5 – покриття

Опори (стовбури) залізобетонних водонапірних башт виконують найчастіше у вигляді суцільної монолітної циліндричної оболонки товщиною 150...250 мм (рис. 7.6, а, з) за допомогою рухомої інвентарної опалубки. В практиці будівництва водонапірних башт застосовують також збірні просторові конструкції опор рамної (рис. 7.6, д) та наскрізної (рис. 7.6, е) конструктивних систем.

Фундаменти водонапірних башт виготовляють монолітними залізобетонними з ребрами в радіальному напрямку.

Розрахунок водонапірних башт включає розрахунок резервуара, елементів шатра, опори та фундаменту. Резервуар розраховують на міцність та тріщиностійкість від гідростатичного тиску води. Елементи шатра розраховують на дію тимчасових навантажень і навантажень від їх маси. В розрахунках опори враховують дію таких навантажень як від маси заповненого водою резервуара G_3 , маси опори G_2 , маси фундаменту з ґрунтом на його уступах G_1 та від горизонтального тиску вітру на резервуар W_2 та на опору W_1 (рис.7.6, ж). Опору розглядають як позacentрово стиснутий залізобетонний елемент від сумісної дії навантажень G_3 , G_2 та моменту від сил W_2 і W_1 на рівні обрізу фундаменту. Водонапірні башти, окрім розрахунків міцності її складових частин, розраховують на стійкість проти перекидання навколо точки A при порожньому резервуарі за умовою:

$$k = M_1/M_2 \geq 1,5, \quad (7.15)$$

де $M_1 = \Sigma G_i a$ – момент, який утримує башту, обчислюється при коефіцієнті надійності за навантаженням $\gamma_{fm} = 0,9$; $M_2 = \Sigma W_i h_i$ – момент, який перекидає башту, обчислюється при коефіцієнті надійності за навантаженням $\gamma_{fm} = 1,4$; k – коефіцієнт стійкості.

7.3 Бункери

Бункери являють собою розташовані на опорах призматичні або циліндричні ємності (рис. 7.7, а, б), які призначені для зберігання сипучих матеріалів, можуть саморозвантажуватися та за розмірами відповідають умові $h \leq 1,5a$ ($a \geq b$).

Саморозвантаження бункерів здійснюється знизу за рахунок самопливного висипання сипучих матеріалів через отвори у лійкоподібних днищах. Завантажують бункери зверху. Кут нахилу стінок днища на $5...10^\circ$

більший природного схилу сипучого матеріалу. В бункерах зберігають цемент, пісок, щебінь, руду, вугілля і т. ін.

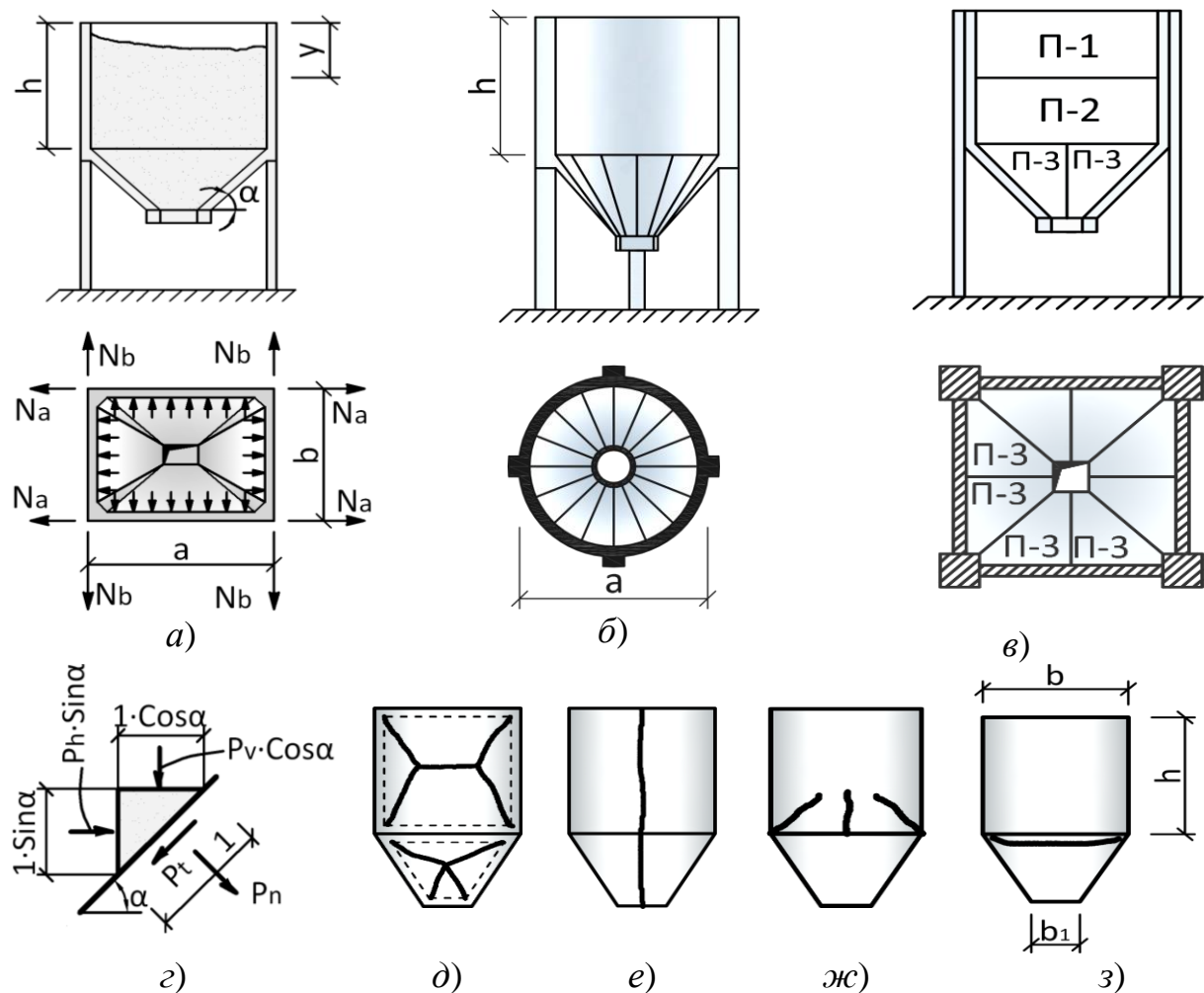


Рисунок 7.7 – Конструкції бункерів та їх розрахункові схеми:
a – призматичний монолітний бункер; *б* – циліндричний монолітний бункер;
в – збірний бункер; *г* – схема зусиль від бічного тиску матеріалу на стінку лійки;
д...з – схеми руйнування стінок бункерів

За способом виготовлення бункери поділяють на *монолітні* та *збірні*. *монолітні бункери* набули великого поширення і можуть мати будь-яку форму у плані і місткість. Але вони мають значні недоліки – необхідність влаштовувати суцільну опалубку, складність армування та бетонування лійкоподібних днищ. *Збірні бункери* виконують із ребристих або суцільних прямокутних плит-панелей, а стінки днища – з трикутних або трапецієподібних (рис. 7.7, *в*) плит. Збірні елементи між собою з'єднуються за допомогою зварювання закладних сталевих деталей. Висота стінок призматичних бункерів береться кратною 1,2 м. Внутрішня поверхня стінок днища покривається зносостійким матеріалом. При

великій кількості бункерів їх об'єднують рядами, зверху яких влаштовують галерею із завантажувальним обладнанням, наприклад, конвейєром.

Розрахунок бункерів включає визначення величини тиску сипучого матеріалу на його стінки й обчислення згинальних моментів і поздовжніх зусиль, які виникають у стінках від дії цього тиску. Наявність тертя між стінками та матеріалом при розвантажуванні бункера в розрахунках не враховується, оскільки воно для неглибоких ємностей незначне. методика визначення тиску сипучого матеріалу на стінки бункера ґрунтується на передумовах теорії тиску сипучих матеріалів на площину, відповідно до якої на глибині y від поверхні матеріалу на кожну точку стінки (рис. 7.7, z) діють дві складові тиску – вертикальна та горизонтальна, розрахункові значення яких обчислюються відповідно за формулами:

$$p_v = \gamma_{fm} \gamma y, \quad (7.16)$$

$$p_h = p_v k = p_v \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2), \quad (7.17)$$

де $\gamma_{fm} = 1,3$ – коефіцієнт надійності за навантаженням; γ – густина матеріалу; y – товщина шару матеріалу над даною точкою; φ – кут внутрішнього тертя матеріалу, звичайно приймається рівним куту його природного схилу.

Відповідно до формул (7.16) та (7.17) розрахункові значення нормального й дотичного тиску на будь-яку похилу площину з одиничними розмірами можна визначити за формулами:

$$p_n = p_v \cos^2 \alpha + p_h \sin^2 \alpha, \quad (7.18)$$

$$p_t = (p_v - p_n) \sin \alpha \cdot \cos \alpha. \quad (7.19)$$

Формули (7.18) та (7.19) використовують у розрахунках стінок днищ бункерів.

При завантаженні бункера за допомогою механізму, об'єм ковша якого становить значну частину місткості бункера, значення тиску на стінки днища визначають із урахуванням коефіцієнта динамічності у межах 1,1...1,4 залежно від відношення об'єму ковша до об'єму бункера у межах 0,2...0,5.

Точний розрахунок бункерів слід виконувати як просторових систем. Але навіть у пружній стадії він складний. Тому в розрахунках бункерів,

умови експлуатації яких допускають наявність в їх стінках тріщин, застосовують метод граничної рівноваги. Застосування цього методу ґрунтується на експериментальних даних, згідно з якими прямокутний бункер може руйнуватися за декількома схемами (рис. 7.7, д...з): унаслідок розриву стінок від внутрішнього горизонтального розпору; згину стінок із їх площини; згину стінок бункера у своїй площині, відриву днища. Розрахунок бункера за несучою здатністю повинен забезпечити неможливість його руйнування за будь-якою із наведених схем.

У розрахунках унаслідок розриву стінок значення горизонтального розпору, що припадає на одиницю висоти стінки, визначається за формулами:

$$N_a = p_h b/2, \quad (7.20)$$

$$N_b = p_h a/2, \quad (7.21)$$

в яких N_a , N_b – зусилля, які діють відповідно вздовж сторін a та b . Значення моментів, які виникають у стінках при їх згинанні зі своєї площини, визначають залежно від співвідношення їх розмірів: при $h/b = 2,0 \dots 0,5$ стінки розраховують як плити, оперті по контуру, при $h/b < 0,5$ – як балкові плити, а при $h/b > 2$ – як замкнуті в горизонтальній площині рами. Зусилля, які виникають при можливому відриві днища від корпусу бункера, визначають на дію навантаження від маси сипучого матеріалу в бункері та маси днища.

Похилені стінки днища бункерів розраховують як оперті по контуру плити залежно від їх форми. Розрахункова форма плит приймається залежно від співвідношення основ (рис. 7.7, з): при $b/b_1 \geq 4$ – плити розраховують як трикутні, а при $b/b_1 < 4$ – як трапецієподібні за таблицями [5, 6].

За визначеними зусиллями обчислюють необхідну площу арматури як для позацентрово розтягнутих елементів.

Армування стінок монолітних бункерів здійснюють як позацентрово розтягнутих елементів окремими стержнями (рис. 7.8, а) або каркасами та сітками (рис. 7.8, з). У місцях сполучення стінок із внутрішньої сторони бункера виконують вуги для поліпшення анкерування стержнями. Стержні похилих стінок днища для надійного анкерування заводять у вертикальні стінки бункера. Горизонтальні стержні заводять у поперечні стіни, а стержні, які проходять у ребрах бункерів, зварюють в каркас (рис. 7.8, б). Для армування окремими стержнями застосовують переважно сталь класу

A400С. Армування окремими стержнями може здійснюватись як із відгинами так і без них. У другому випадку арматурні роботи виконувати простіше, але це веде до перевитрат металу.

Армування стінок днища та стінок призматичної частини бункерів здійснюють зварними сітками з двох сторін (рис. 7.8, в, г). Сітки виконують переважно зі стержнів діаметром до 10 мм зі сталі класу А400С та А500С. В кутах установлюють додаткові сітки з виконанням вутів. Додаткова арматура встановлюється також вздовж контура нижньої частини днища (рис. 7.8, г). Каркаси вертикальних стінок і сітки стінок днища з'єднують зварюванням за допомогою сталевих смуг, до яких приварюється кожний стержень сіток. По дві сітки також розташовують у стінках днища (рис. 7.8, д).

Збірні елементи бункерів армують сітками подібно до армування збірних плит-панелей резервуарів.

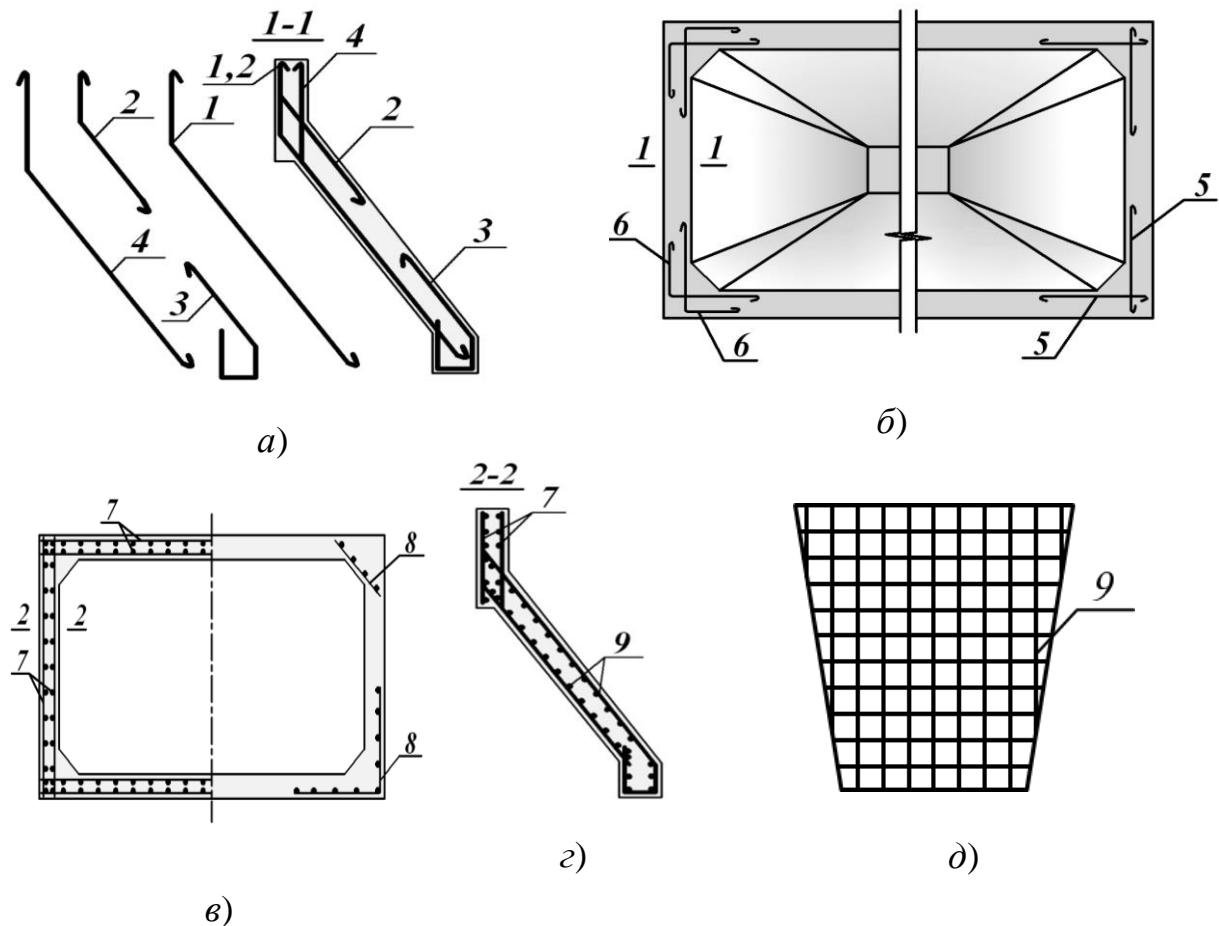


Рисунок 7.8 – Схеми армування бункерів:

- а – армування окремими стержнями; б – армування вузлів з'єднань стінок;
- в, г – армування зварними сітками вертикальних стінок бункера; д – армування зварними сітками стінки лійки; 1...6 – номери стержнів; 7 – арматурні сітки; 8 – додаткова арматура у вузлах з'єднань стінок; 9 – арматурна сітка лійки

7.4 Залізобетонні силоси

Силоси – це інженерні споруди у вигляді піднятих на опори призматичних або циліндричних ємностей (рис. 7.9, а), які призначені для зберігання сипучих матеріалів, можуть саморозвантажуватися й за розмірами відповідають умові $h > 1,5\sqrt{A}$, де A – площа поперечного перерізу силоса в просвіті. Відповідно для круглих силосів беруть $h > 1,33d$, а для квадратного $h > 1,5d$ (d – діаметр кола, вписаного в квадратний переріз). У практиці проектування силосів за кордоном ця умова може бути іншою, наприклад, в Америці $h \geq 2d$.

Силоси застосовують як у промисловості, так і в сільському господарстві. В них можуть зберігатися: цемент, вугілля, сода, зерно, комбікорми, мука тощо.

За формою в плані силоси споруджують *круглі, багатогранні, шестигранні, прямокутні, квадратні* (рис. 7.9, б, в). Найбільш оптимальними за витратами матеріалів та вартістю є циліндричні силоси діаметром 6 м. У деяких випадках застосовують циліндричні силоси з більшими діаметрами (12 м і більше) із попередньо напруженою арматурою. В силосах прямокутних та квадратних у плані розміри сторін приймають у межах 3...4 м. Збільшення вказаних розмірів не рекомендується, бо це призводить до виникнення значних згинальних моментів і, як наслідок цього, значного збільшення товщини стінок.

За способом виготовлення *силоси бувають монолітними та збірними*.

Монолітні силоси залежно від форми у плані зводять із стінками товщиною 150...240 мм за допомогою переставної опалубки. Мінімальна товщина стінки визначається умовами недопущення розривів у бетоні при переміщенні ковзної опалубки. Так, при діаметрі силосів 6 м товщину стінок приймають 160...180 мм, при діаметрі 12 м – 240 мм, для прямокутних – 150...160 мм. Основна перевага монолітних силосів – відсутність стиків, а основний недолік – складність виконання робіт. Для виконання робіт застосовується бетон класу не нижче С12/15 та арматура класу А400С у вигляді сіток.

Збірні силоси монтують із окремих елементів. Їх перевага – висока ступінь індустріалізації, а недолік – наявність швів, що веде до проникнення вологи.

Збірні призматичні силоси зводять зі збірних гладких або ребристих елементів із товщиною стінок відповідно 100 та 60 мм, висота ребер – 150 мм. (рис. 7.9, д). Клас бетону збірних елементів С20/25 та вище.

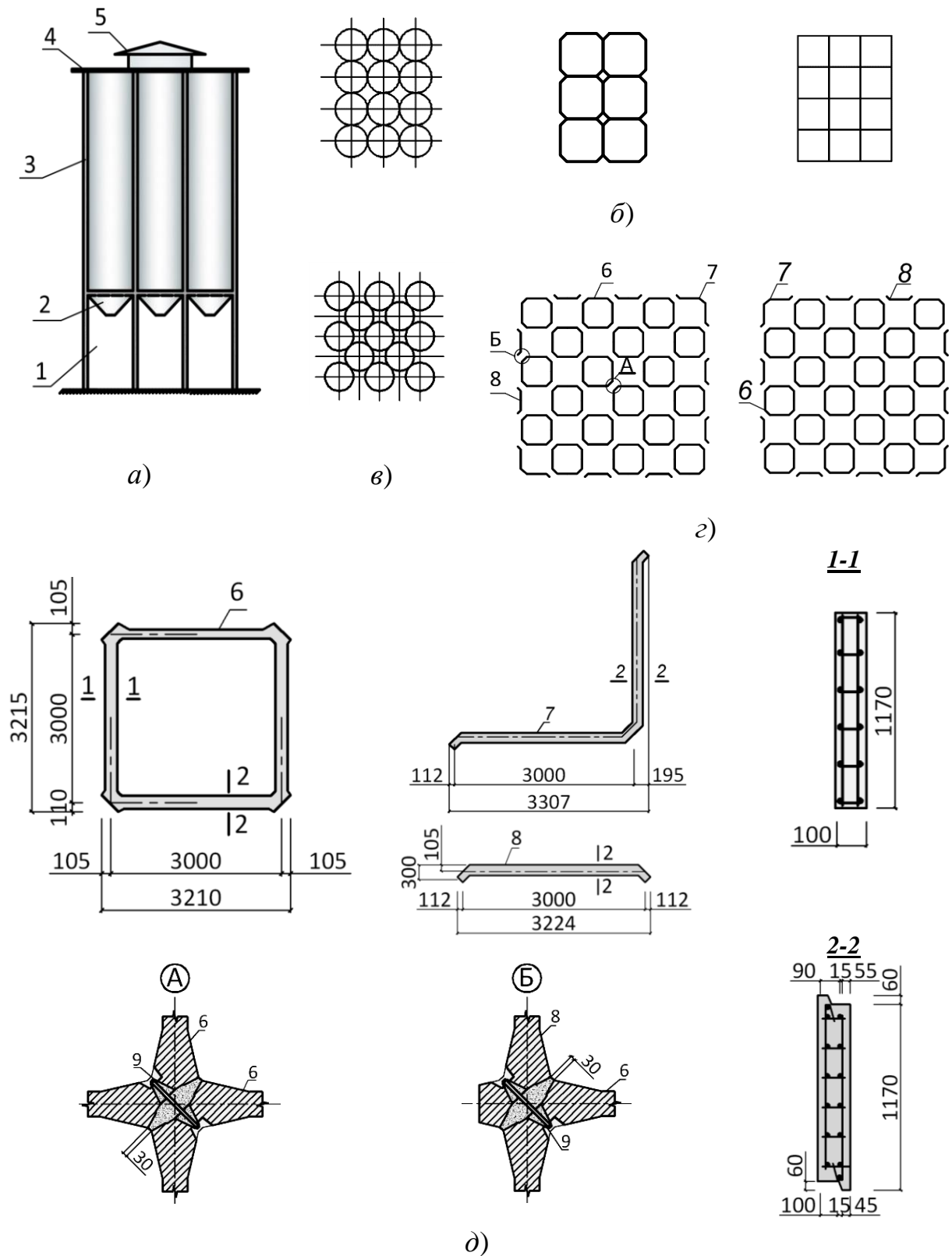


Рисунок 7.9 – Схеми конструкцій силосів:

a – поперечний розріз; *б* – рядове розташування циліндричних, шестигранних та квадратних силосів; *в* – шахматне розташування силосів; *г* – план компонування збірних силосів; *д* – типорозміри збірних елементів; 1 – підсилосний поверх; 2 – днище; 3 – силосна банка; 4 – перекриття; 5 – надсилосна галерея; 6 – об’ємний блок; 7 – кутовий елемент; 8 – плоска панель; 9 – з’єднувальні болти

Циліндричні збірні силоси при зведенні складають із суцільних кільцеподібних (в силосах з $d \leq 6$ м) або сегментних (в силосах з $d > 6$ м) елементів. Найширшого застосування набули силоси із сегментних елементів, яких може бути 4, 6 або 8 на одне кільце. Сегментні елементи збирають у кільце на оцинкованих болтах або зварюванням. Збірні кільця великих діаметрів попередньо напружують.

Застосування типу силосу залежить від матеріалу, призначеного для зберігання. Так, для зерна проєктують силоси діаметром 6 м, цукру-піску – 18...24 м, цементу – 12...18 м.

Широкого розповсюдження набули прямокутні та квадратні в плані силоси, які складають із 3-х окремих елементів: плит, Г-подібних та просторових блоків (рис. 7.9, з, д). Об'ємні блоки виготовляють висотою 1,2 м. Така конструкція окремих елементів дозволяє надійно перев'язувати вертикальні шви і таким чином підвищувати тріщиностійкість та жорсткість стін силосів. Об'ємні блоки виготовляють ребристими і гладкими. Найзручніше застосовувати блоки з гладкими стінами, оскільки їх простіше виготовляти й експлуатаційні якості таких блоків відповідають вимогам зберігання будь-яких сипучих матеріалів.

Силоси споруджують одиночними або у вигляді корпусів із двохрядним або багаторядним розташуванням силосів (рис. 7.9, б, в). При багаторядному розташуванні циліндричних силосів для зберігання матеріалів також використовується простір поміж ними.

Висота силосних корпусів, споруджених на звичайних ґрунтових основах, досягає 30 м, а на скальних – до 42 м. Довжина корпусу силосів без виконання температурно-усадкових швів не повинна перебільшувати 45 м для циліндричних силосів і 42 м – для прямокутних.

Розрахунок силосів включає розрахунок стінок, днища, елементів завантажувальної галереї та покриття, балок, опор, фундаментів. Розрахунок елементів силосів, за винятком стінок, виконують аналогічно до відповідних розрахунків конструкцій промислових будівель.

У розрахунках силосів, на відміну від розрахунків бункерів, ураховують тертя сипучого матеріалу об стінку, яке може досягти настільки великих значень, що сипучий матеріал може зависати.

У вертикальному напрямкові розрахунок стінок циліндричних силосів виконують на дію поздовжнього зусилля N_1 від маси всіх вище розташованих конструкцій, тимчасових навантажень (сніг, вітер) та зусилля, яке виникає внаслідок тертя сипучого матеріалу об стінку. У горизонтальному напрямку враховують горизонтальний тиск сипучого

матеріалу на стінку. У точних розрахунках беруть до уваги деформації усадки та повзучості бетону, а також температурні впливи й особливі навантаження.

Характеристичне значення горизонтального тиску p_h сипучого матеріалу на стінку силоса визначають за формулою Янсена (рис. 7.10)

$$p_h = \gamma\rho(1 - e^{-k\mu y/\rho})/\mu, \quad (7.22)$$

в якій γ – густина сипучого матеріалу; $\rho = A/u$ – гідравлічний радіус поперечного перерізу силоса; A – площа перерізу силоса; u – периметр перерізу силоса; μ – коефіцієнт тертя сипучого матеріалу об стінки силоса, k – див. формулу (7.17); y – відстань від поверхні сипучого матеріалу до даної точки.

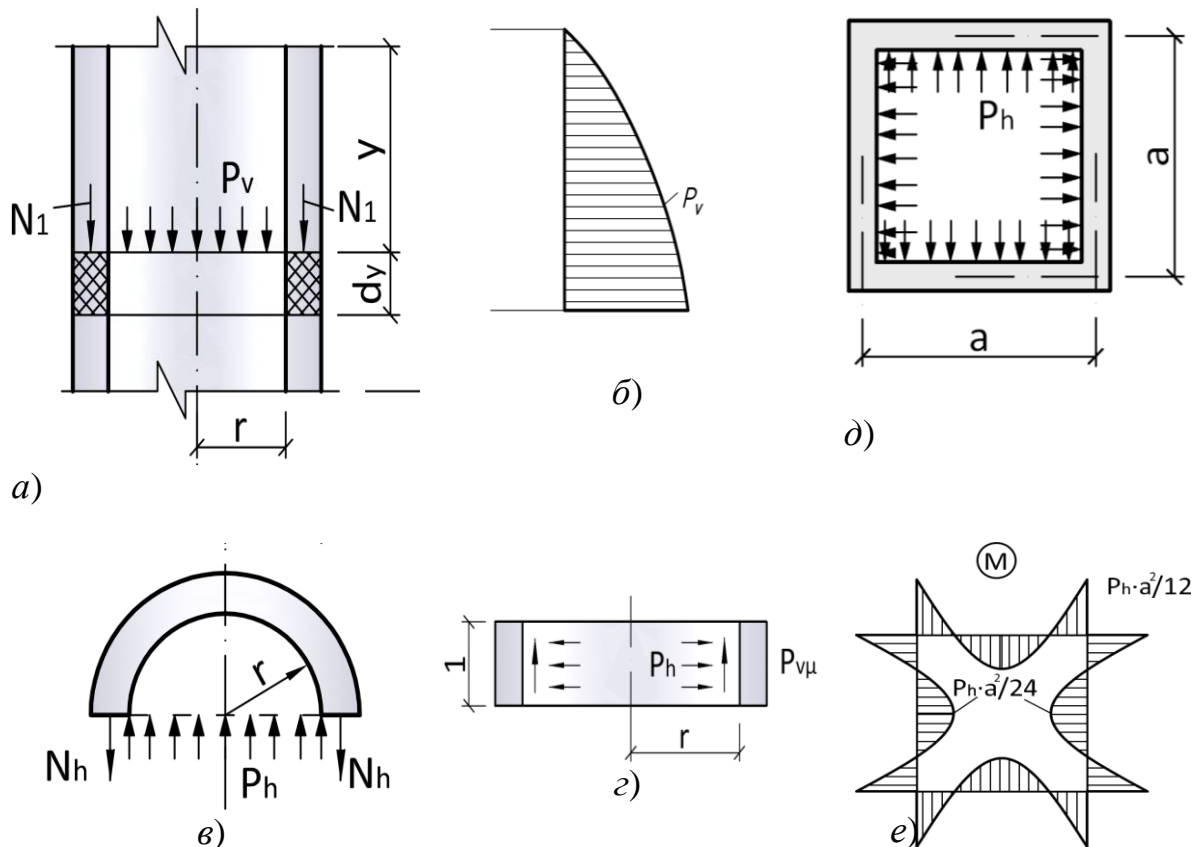


Рисунок 7.10 – Розрахункові схеми стінок силосів:

a – фрагмент вертикального розрізу; b – еюра нормального тиску сипучого матеріалу; c – схема визначення кільцевого зусилля; d – розрахункова схема стін силоса, квадратного у плані; e – еюра згинальних моментів у стінці прямокутного в плані силоса

Формулу (7.22) можна отримати із умови рівноваги елементарного горизонтального шару сипучого матеріалу під дією тиску зверху і знизу,

навантаження від власної маси матеріалу, сил його тертя об стінку силосу та реактивного горизонтального тиску по периметру шару, який розглядається.

Вертикальний тиск, який передається на стінки силосу силами тертя об них сипучого матеріалу при $\gamma_{fm} = 1$ (рис. 7.10)

$$p_{v\mu} = \mu p_h. \quad (7.23)$$

У розрахунках вертикальний тиск на будь-якій глибині, і таким чином вертикальний тиск на стінки днищ силосів при $\gamma_{fm} = 1$ обчислюється за формулою:

$$p_v = p_h/k. \quad (7.24)$$

Характеристичне значення складових тиску на похилі стінки днища силосів визначається за формулами (7.18) і (7.19) як для бункерів.

Розрахункове значення горизонтального кільцевого зусилля в стінках циліндричного силоса (рис.7.10, в)

$$N_h = \gamma_{fm} a p_h r/\gamma_c, \quad (7.25)$$

а розрахункове значення вертикального стискувального зусилля на глибині у на 1 м горизонтального перерізу стінки

$$N_v = \gamma_{fm} p(\gamma u - p). \quad (7.26)$$

У формулі (7.25) $\gamma_{fm} = 1,3$ – коефіцієнт надійності за навантаженням для сипучих матеріалів, $\gamma_c > 1$ – коефіцієнт умов роботи; a – емпіричний коефіцієнт, який ураховує збільшення тиску при завантаженні і розвантаженні матеріалу, а також під час його обвалення, значення його можна прийняти за нормами [20]. За величиною зусилля N_h визначають площу поперечного перерізу кільцевої арматури на 1 м висоти силоса з умови розрахунку за міцністю

$$A_s = N_h/f_{yd}. \quad (7.27)$$

За величиною зусилля N_1 , яке складається із зусилля N_v (див. рис. 7.10), навантаження від маси усіх розташованих вище конструкцій із обладнанням та маси снігу, перевіряють міцність стін силосу в найбільш

завантажених перерізах (біля днища). При цьому коефіцієнт умов роботи бетону $\gamma_c = 0,75$ для збірних елементів, що виготовлені у вертикальному положенні, та стін силосів, що бетонуються у ковзній опалубці.

Квадратні в плані силоси з розміром сторони a розраховують у рівні кожного яруса як замкнуту раму (рис. 7.10, δ), на яку діє внутрішній горизонтальний тиск p_h , що визначається за формулою (7.22). Горизонтальне зусилля в такій рамі

$$N = p_h a/2, \quad (7.28)$$

а згинальні опорний і прольотний моменти відповідно дорівнюють

$$M_{sup} = p_h a^2/12, \quad (7.29)$$

$$M_l = p_h a^2/24. \quad (7.30)$$

За формулами (7.28)...(7.30) визначають площу поперечного перерізу горизонтальної робочої арматури із умови міцності стінки як для позацентрово розтягнутого елемента.

Стінки силосів розраховують на розкриття і закриття тріщин на дію характеристичних значень навантажень ($\gamma_f = 1$). При цьому виходять із умови, що до стінок норми ([2], 5.3) ставлять вимоги обмеження ширини розкриття тріщин до рівня, за якого вони не впливають на належне функціонування силосу як залізобетонної конструкції.

Розрахунок на утворення тріщин у стінках круглих силосів виконують як для центрально розтягнутих елементів, а в стінках прямокутних силосів – як позацентрово розтягнутих елементів.

Стінки прямокутних силосів перевіряють на граничне значення прогину $f \leq l/200$.

У всіх розрахунках коефіцієнт $\gamma_n = 0,95$.

Оскільки стінки силосів зазнають циклічних навантажень, то їх у круглих силосах діаметром до 12 м включно і прямокутних силосах розраховують на втому відповідно до методики, викладеної в нормах ([2], 4.11).

Армування стінок монолітних циліндричних силосів здійснюють в'язаними сітками із стержневої арматури класу А400С в горизонтальному напрямку та А240С, А400С – у вертикальному (рис. 7.11, а, б, в).

Використання арматурних стержнів зі сталі класу А400С не допускається за умови розрахунків на розкриття тріщин у стінці.

Горизонтальна кільцева арматура стикується з перепуском урозбіг, при цьому на одній вертикалі не повинно бути розташовано понад 25 % стиків. Окремо розташовані циліндричні силоси діаметром до 6 м, а також внутрішні елементи (банки) силосних корпусів армують одиночною арматурою (рис. 7.11, б). У стінках зовнішніх силосів корпусів на 2/3 їх висоти від низу застосовують подвійне армування (рис. 7.11, а), а у верхній частині – одиночне. Вертикальні арматурні стержні приймають діаметром не менше 10 мм, а для силосів діаметром понад 12 м – не менше ніж 12 мм.

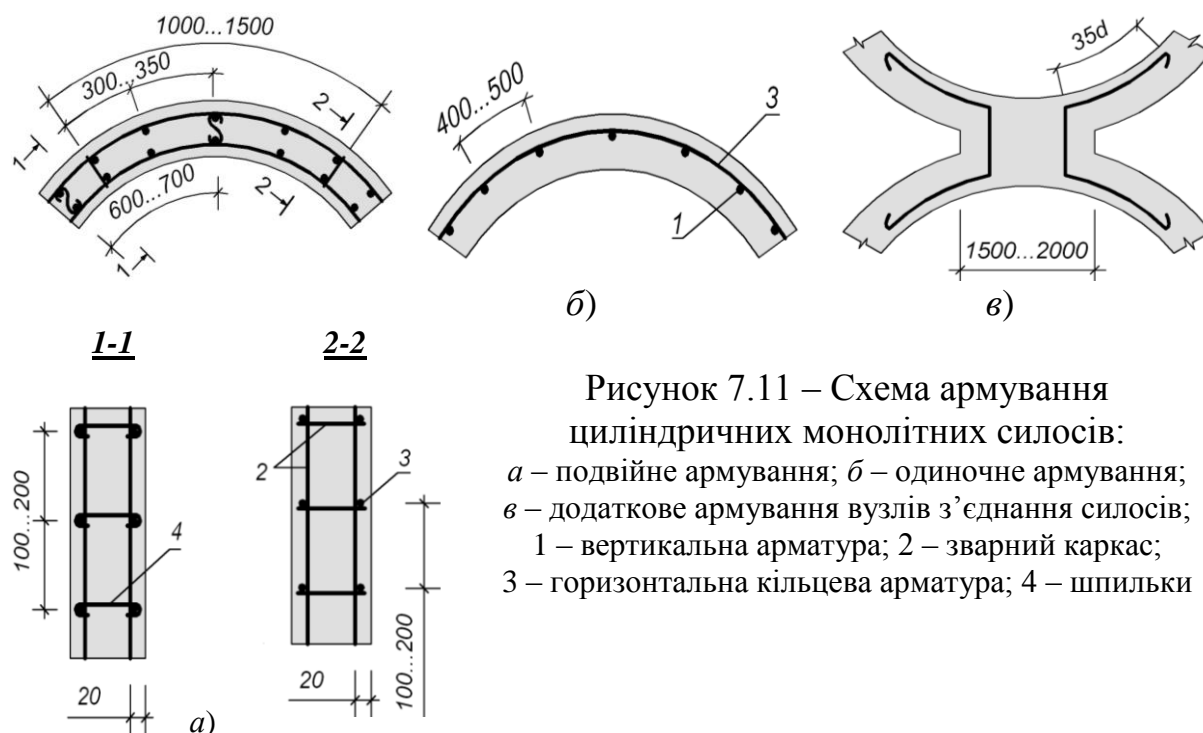


Рисунок 7.11 – Схема армування циліндричних монолітних силосів:

- a* – подвійне армування; *б* – одиночне армування;
- в* – додаткове армування вузлів з'єднання силосів;
- 1 – вертикальна арматура; 2 – зварний каркас;
- 3 – горизонтальна кільцева арматура; 4 – шпильки

Ці стержні установлюють із кроком 300...350 мм у стінках зовнішніх силосів і 400...500 мм – внутрішніх. Стикування вертикальних стержнів із сталі класу А400С здійснюють із напуском один на одного довжиною 35 \varnothing , а для стержнів зі сталі класу А240С – на 50 \varnothing . Площа вертикальних стержнів повинна складати не менше ніж 0,4 % від перерізу бетону.

Горизонтальні стержні розташовують із кроком 200...100 мм. Діаметр горизонтальних стержнів має бути не більше ніж 16 мм для силосів діаметром до 12 м та не більш як 20 мм для силосів діаметром 12 м і більше. Стикують горизонтальні стержні з перепуском рівним 60 \varnothing + 200 мм. Місця з'єднань сусідніх стінок силосів армують додатковими стержнями (рис. 7.11, в) з таким же діаметром та кроком, як і взяті для горизонтальної арматури.

Для попереднього обтиснення стінок монолітних силосів застосовують арматуру зі сталі класів А600...А800, канати К1400 (К-7), а

також пучки з дроту Вр1200, Вр1300. Довжина стержнів становить $1/4...1/8$ довжини кола силоса. Ці стержні розташовуються у каналах або зовні стінок. Натягування арматури здійснюють гідравлічними домкратами з наступним анкеруванням у спеціальних потовщеннях.

Монолітні прямокутні та квадратні в плані внутрішні силоси, які можуть зазнавати двостороннього стиску сипучих матеріалів, армують із двох сторін. При цьому горизонтальну пролітну арматуру стінок заводять за осьові стінки в перпендикулярному напрямку на $1/3...1/4$ прольоту, забезпечуючи тим самим сприймання на опорах моментів, які за величиною в 2 рази більші прольотних. Зовнішні стінки квадратних силосів у прольоті армують одиночною арматурою, а внутрішні – подвійною. В кутах силосів із внутрішньої сторони виконують вути та встановлюють додаткову арматуру. Армуння стінок днищ силосів виконують аналогічно до армування стінок днищ бункерів.

Збірні силоси зводять зі збірних замкнутих елементів. Для їх виготовлення використовують бетон класу не нижче С20/25.

Суцільні збірні кільця діаметром 3 м для циліндричних силосів виготовляють із застосуванням попередньо напруженої арматури.

Об'ємні ребристі блоки (рис. 7.9, д) армують так, як армують панелі покриттів промислових будівель: у стінках розташовують по одній арматурній сітці, а ребра армують плоскими зварними каркасами. Блоки з гładкими стінками армують двома плоскими сітками, встановлюючи в кутах додаткову арматуру із окремих стержнів.

Об'ємні блоки-кільця збірних силосів можуть бути виготовленими з попереднім напруженням арматури. Найчастіше для цього застосовується дріт зі сталі класу Вр1200. Напруження створюють за рахунок намотування дроту навивальними машинами.

Усі збірні елементи призматичних та циліндричних силосів між собою з'єднують оцинкованими болтами (рис. 7.9).

7.5 Підпірні стіни

Підпірні стіни – це інженерні споруди, які призначені для втримання в проектному положенні ґрунту або інших сипучих матеріалів. Їх використовують при будівництві на крутих схилах, каналів, гідровузлів, зерно- та картоплесховищ, складів мінеральних добрив.

За способом спорудження підпірні стіни бувають *монолітними, збірними та збірно-монолітними*, а за конструктивним вирішенням поділяються на *масивні (гравітаційні) і тонкі*.

Масивні підпірні стіни виконують із бетону, слабо армованого залізобетону, бутобетону або з кам'яної кладки, *тонкі* – із залізобетонних тонкостінних конструкцій. У даний час підпірні стіни найчастіше споруджують із залізобетону.

Залізобетонні підпірні стіни поділяються на *кутові; анкерні; контрфорсні; шпунтові; аркові; ряжеві; стіни із розвантажувальними площадками* (рис. 7.12) та інші. Найраціональнішою формою є кутова.

Куткові підпірні стіни складаються із вертикальної і горизонтальної (фундаментної) плити і бувають масивні та тонкі. Тонкі кутові стіни застосовують висотою не більше ніж 5 м, а масивні – при висоті до 30 – 40 м. При висоті більшій ніж 5 м економічніше застосовувати підпірні стіни з ребрами (контрфорсні) або з тяжами (анкерні). Ці стіни виконують як монолітними, так і збірними (рис. 7.12, *а, б, в, г, д*). Ширина їх фундаментної опорної плити $b = (0,5...0,9)H$, товщина вертикальної плити складає $(1/8...1/15)H$ (рис. 7.12, *е, д*).

Анкерні підпірні стіни бувають двох типів: з тяжами, які закріплюють до спеціально влаштованих фундаментів (анкерів), розташованих за межами призми зсуву ґрунту (рис. 7.12, *б*), або закріплених до фундаментної плити стіни (рис. 7.12, *в*). Натягування тяжів здійснюють муфтами.

Контрфорсні підпірні стіни тиск сипучих матеріалів сприймають вертикальними плитами, які в свою чергу передають його на контрфорси, закріплені у фундаментних плитах подібно до консольних балок (рис. 7.12, *г*).

Масивні підпірні стіни протидіють тиску ґрунту за рахунок значної власної маси, а залізобетонні – за рахунок дії навантаження від маси засипки ґрунту, що розташований на опорній нижній плиті, а також спеціальних анкерів, які втримують стіну від ковзання.

Розрахунок підпірних стін включає перевірку значень тиску на ґрунт під подошвою фундаментної плити, перевірку стійкості у експлуатаційному положенні, розрахунок міцності та тріщиностійкості окремих елементів.

Розрахунок кутових підпірних стін (рис. 7.12, *е*) виконують на дію бокового тиску ґрунту F , навантаження від власної маси стіни G_1 й ґрунту на уступах її фундаменту G_2 , тимчасового навантаження ν на поверхню

грунту та стіни. Бічний тиск ґрунту у випадку відсутності тимчасового навантаження v має вигляд трикутної епюри (рис. 7.12, e). Її максимальна ордината на рівні низу стінки

$$p_H = \gamma H t g^2(45^\circ - \varphi/2). \quad (7.31)$$

Рівнодійна від такого бічного тиску ґрунту на 1 м довжини стіни у горизонтальному напрямку

$$F = 0,5\gamma H^2 t g^2(45^\circ - \varphi/2) \quad (7.32)$$

і прикладена вона на глибині $2/3H$ від верху ґрунту.

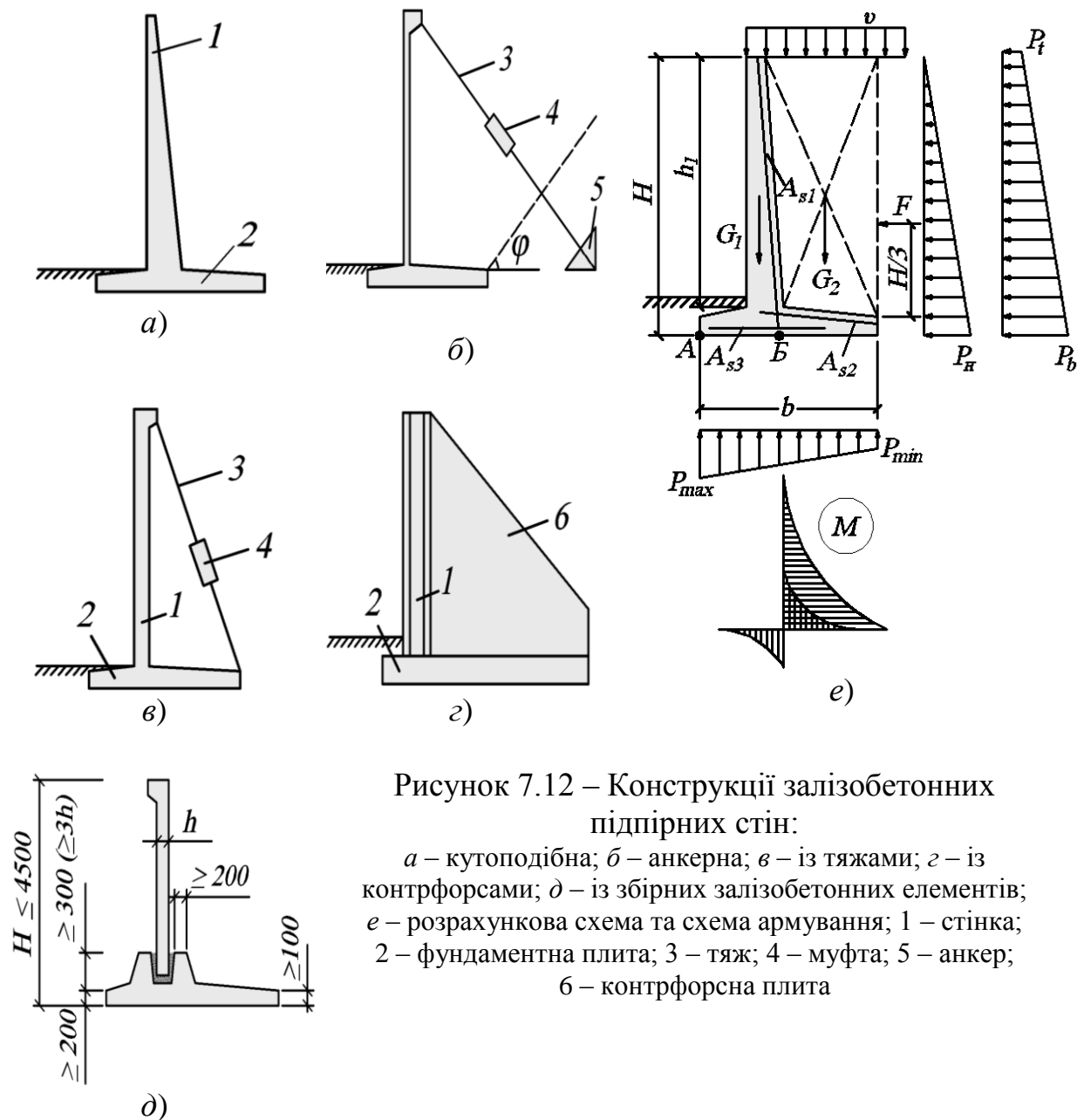


Рисунок 7.12 – Конструкції залізобетонних підірних стін:

a – кутоподібна; b – анкерна; $в$ – із тяжами; $г$ – із контрфорсами; $д$ – із збірних залізобетонних елементів; e – розрахункова схема та схема армування; 1 – стінка; 2 – фундаментна плита; 3 – тяж; 4 – муфта; 5 – анкер; 6 – контрфорсна плита

Якщо на поверхні ґрунту є тимчасове навантаження v , то його зводять до еквівалентного шару ґрунту висотою $h_v = v/\gamma$ і трикутну епюру бічного тиску ґрунту замінюють на епюру у вигляді трапеції з ординатою зверху

$$p_t = \gamma \cdot h_v \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2), \quad (7.33)$$

і знизу

$$p_h = \gamma \cdot (H + h_v) \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2). \quad (7.34)$$

Значення рівнодійної бічного тиску ґрунту на 1 м довжини стіни у цьому випадку

$$F = 0,5\gamma H(H + 2h_v) \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2). \quad (7.35)$$

Дія навантаження від маси ґрунту G_2 і тимчасового навантаження v на внутрішню опорну плиту фундаменту буде створювати рівномірно розподілене навантаження інтенсивністю

$$q = \gamma \cdot h_1 + v, \quad (7.36)$$

а рівнодійна цього навантаження на 1 м довжини стіни

$$G = qb_2 \cdot 1, \quad (7.37)$$

де b_2 – виліт внутрішньої плити фундаменту підпірної стіни.

Із урахуванням (7.37) характеристичне значення вертикального навантаження на рівні подошви фундаменту

$$N_n = G + G_1. \quad (7.38)$$

Вертикальне навантаження N_n та зусилля бічного тиску від ґрунту F викликають реактивний опір ґрунту p під подошвою фундаменту. Його максимальне p_{max} та мінімальне p_{min} значення:

$$p_{\frac{max}{min}} = \frac{N_n}{1 \cdot b} \pm \frac{6M}{1 \cdot b^2}, \quad (7.39)$$

де M – характеристичне значення згинального моменту усіх сил відносно точки B – центру ваги фундаменту.

При цьому повинна виконуватись умова, щоб значення максимального крайнього тиску $p_{max,n}$ від характеристичного значення

навантаження не перевищувало 1,2 розрахункового значення тиску R на ґрунт, а середнє значення тиску $p_{m,n}$ на підшову фундаменту:

$$p_{m,n} = N_n / A \leq R, \quad (7.40)$$

де $p_{m,n}$ – середнє значення тиску на підшову фундаменту; N_n – характеристичне значення вертикального навантаження; A – площа підшови фундаментної плити; $A = b \cdot l$.

Відрив підшови фундаменту не допускається, тобто $p_{min,n} \geq 0$.

Підпірну стіну перевіряють також на стійкість проти перекидання відносно точки A (рис. 7.12, *e*) та проковзування відповідно за умовами:

$$M_1 / M_2 > 1,5, \quad (7.41)$$

$$\Sigma G \mu / F > 1,3, \quad (7.42)$$

де M_1 – момент, який утримує стіну від перекидання (визначається з коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_{fm} = 0,9$ без урахування тимчасових навантажень); M_2 – момент, який викликає перекидання; ΣG – зусилля від вертикальних навантажень на підпірну стінку; μ – коефіцієнт тертя бетону об ґрунт, приймається в межах 0,25...0,60.

Розрахунок вертикальної стіни, яка знаходиться під впливом дії горизонтального тиску, здійснюють як для защемленої у фундаментній плиті консольної балки, що зазнає згинання. Розрахунок фундаментної плити складається з розрахунку окремих її частин: зовнішнього та внутрішнього виступів, які розглядаються як консолі. При цьому, внутрішню консоль розглядають завантаженою тиском ґрунту знизу і сипучого матеріалу (ґрунту) зверху, а зовнішню – тільки завантаженою тиском ґрунту знизу (рис. 7.12, *e*).

Армування підпірних стін здійснюють відповідно до вимог армування залізобетонних елементів, що зазнають згинання. Робочу арматуру стінки (A_{s1}), у вигляді вертикально установлених стержнів відповідно до епюри згинальних моментів (рис. 7.12, *e*), розташовують із боку дії тиску сипучого матеріалу. Цю арматуру надійно анкерують у фундаментній плиті (рис. 7.12, *e*). Розподільна арматура в стіні розташовується горизонтально. В зовнішній консолі плити фундаменту робочу арматуру (A_{s3}) розташовують знизу, а робочу арматуру внутрішньої консолі (A_{s2}) розташовують зверху. Робочі стержні A_{s2} та A_{s3} надійно

анкерують за гранями вертикальної плити, а A_{sI} – у фундаментній плиті.

Для залізобетонних підпірних стін застосовують важкий бетон класу не менше ніж С12/15. Переважно для монолітних стін це є бетон класу С12/15, а для збірних – С12/15 і С16/20. За ненапружену арматуру беруть як правило стержні класу А400С і А240С. монолітні полегшені підпірні стіни армують окремими стержнями або зварними плоскими сітками та просторовими каркасами. Частина вертикальних стержнів підпірної стіни при $H < 3$ м обривають відповідно до епюри моментів. При цьому 30% арматури A_{sI} доводять до верху плити. Для вертикальних плит при $H > 3$ м і товщині плити понад 200 мм застосовують подвійне армування.

Для армування підпірних стін застосовують робочі стержні діаметром 10 мм і більше. Відстань між ними приймають не більше ніж 200 мм при товщині стіни $h \leq 150$ мм і не більше ніж $1,5h$ при $h > 150$ мм. Площу поперечного перерізу розподільної арматури приймають $0,1A_i$, а крок – не більше ніж 500 мм.

У збірних кутових стінах можна вертикальні плити армувати стержнями класу А500С, які розташовують з обох боків.

ДОДАТОК А ТАБЛИЦІ ЗНАЧЕНЬ ПАРАМЕТРІВ ТА ХАРАКТЕРИСТИК, ЩО ВИКОРИСТОВУЮТЬСЯ У РОЗРАХУНКАХ

Таблиця А.1 – Характеристики міцності та деформативності бетону

	Клас міцності бетону													Аналітична залежність/пояснення
	C8/10	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60			
$f_{ck,cube}$ (МПа)	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60			
$f_{cm,cube}$ (МПа)	13	19	25	32	38	45	51	58	64	71	77		$f_{cm,cube} = f_{ck,cube} / (1 - 1,64V_c)$	
$f_{ck,prism}$ (МПа)	7,5	11	15	18,5	22	25,5	29	32	36	39,5	43			
f_{cd} (МПа)	6	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	25	27,5	30	33		$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$	
f_{ctm} (МПа)	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,8	3	3,2	3,5	3,8	4,1			
$f_{ctk,0,05}$ (МПа)	0,8	1,1	1,3	1,5	1,8	2	2,1	2,2	2,5	2,7	3		$f_{ctk,0,05} = 0,7f_{ctm}$ 5% вибірки	
$f_{ctk,0,95}$ (МПа)	1,6	2	2,5	2,9	3,4	3,6	3,9	4,2	4,6	4,9	5,3		$f_{ctk,0,95} = 1,3f_{ctm}$ 95% вибірки	
E_{cm} (ГПа)	18	23	27	30	32,5	34,5	36	37,5	39	39,5	40			
E_{ck} (ГПа)	15	20	23	26	29	31	32	34	35	36	37			
E_{cd} (ГПа)	12,6	16,3	20	23	25	27	28,5	30,5	32	33	34			
$\varepsilon_{c1,ck}$ (‰)	1,57	1,61	1,66	1,71	1,76	1,81	1,86	1,90	1,94	1,98	2,02			
$\varepsilon_{c1,cd}$ (‰)	1,56	1,58	1,62	1,65	1,69	1,72	1,76	1,80	1,84	1,87	1,91			
$\varepsilon_{cu1,ck}$ (‰)	4,5	4,4	4,15	3,85	3,55	3,25	3	2,83	2,63	2,5	2,4			
$\varepsilon_{cu1,cd}$ (‰)	3,75	3,7	3,59	3,44	3,28	3,1	2,93	2,72	2,57	2,43	2,29			
$\varepsilon_{c3,ck}$ (‰)	0,5	0,55	0,65	0,71	0,76	0,82	0,91	0,94	1,03	1,1	1,16		$\varepsilon_{c3,ck} = f_{ck,prism} / E_{ck}$	
$\varepsilon_{c3,cd}$ (‰)	0,48	0,52	0,58	0,63	0,68	0,72	0,77	0,83	0,86	0,91	0,97		$\varepsilon_{c3,cd} = f_{cd} / E_{cd}$	
$\varepsilon_{cu3,ck}$ (‰)	4,05	3,96	3,73	3,46	3,2	2,93	2,7	2,55	2,37	2,25	2,16		$\varepsilon_{cu3,ck} = 0,9 \varepsilon_{cu1,ck}$	
$\varepsilon_{cu3,cd}$ (‰)	3,38	3,33	3,23	3,1	3	2,8	2,64	2,45	2,31	2,19	2,06		$\varepsilon_{cu3,cd} = 0,9 \varepsilon_{cu1,cd}$	

*) - величини $f_{ck,cube}$ в таблиці наведені для значення коефіцієнта варіації V_c , який дорівнює 13,5 %

Таблиця А.2 – Характеристики міцності та деформативності арматури

Характеристика арматури	A240C	A400C	A500C		B500
			Ø8 – 22	Ø25 – 40	
f_{yk} (МПа)	240	400	500		500
γ_s	1,05	1,10	1,15	1,20	1,20
f_{yd} (МПа)	229	364	435	417	417
f_{ywd} (МПа)	170	285	300		300
E_s (МПа)	$2,1 \times 10^5$	$2,1 \times 10^5$	$2,1 \times 10^5$		$1,9 \times 10^5$
ε_{ud}	0,025	0,025	0,020		0,012

Таблиця А.3 – Значення параметрів ω , φ , χ залежно від значень K та η_u

пара-метр	K								
	1,18	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5
η_u	1,075	1,2	1,268	1,309	1,339	1,363	1,382	1,398	1,412
ω	0,587	0,673	0,732	0,767	0,792	0,811	0,826	0,838	0,848
φ	0,3835	0,4214	0,443	0,455	0,462	0,467	0,471	0,474	0,476
χ	0,591	0,555	0,539	0,53	0,526	0,523	0,52	0,518	0,517
φ/ω	0,653	0,626	0,605	0,593	0,583	0,576	0,57	0,566	0,561
$\frac{\omega - \varphi}{\omega}$	0,347	0,374	0,395	0,407	0,417	0,424	0,43	0,434	0,439

Таблиця А.4 – Граничні значення коефіцієнтів $\bar{\xi}_R$, $\bar{\alpha}_R$

Клас розтягнутої арматури	K							
	2		2,5		3		3,5	
	$\bar{\xi}_R$	$\bar{\alpha}_R$	$\bar{\xi}_R$	$\bar{\alpha}_R$	$\bar{\xi}_R$	$\bar{\alpha}_R$	$\bar{\xi}_R$	$\bar{\alpha}_R$
A240C	0,690	0,368	0,674	0,375	0,666	0,381	0,661	0,386
A400C	0,583	0,329	0,565	0,334	0,556	0,338	0,551	0,342
A500C (Ø8 – 22)	0,539	0,311	0,521	0,315	0,512	0,319	0,507	0,323
A500C (Ø25 – 40)	0,550	0,315	0,532	0,320	0,522	0,324	0,517	0,327
B500	0,525	0,305	0,507	0,309	0,497	0,312	0,492	0,316

Таблиця А.5 – Значення коефіцієнтів $\bar{\xi}$, $\bar{\zeta}$, $\bar{\alpha}_m$

K=2			K=2,5			K=3			K=3,5		
$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$
0,014	0,995	0,010	0,013	0,995	0,010	0,013	0,995	0,010	0,012	0,995	0,010
0,027	0,989	0,020	0,026	0,989	0,020	0,025	0,989	0,020	0,025	0,990	0,020
0,041	0,984	0,030	0,039	0,984	0,030	0,038	0,984	0,030	0,037	0,984	0,030
0,055	0,978	0,039	0,052	0,979	0,039	0,050	0,979	0,039	0,049	0,979	0,039
0,068	0,973	0,049	0,065	0,973	0,049	0,063	0,974	0,049	0,062	0,974	0,049
0,082	0,968	0,058	0,078	0,968	0,058	0,076	0,968	0,058	0,074	0,969	0,058
0,096	0,962	0,067	0,091	0,963	0,067	0,088	0,963	0,067	0,086	0,963	0,067
0,109	0,957	0,077	0,104	0,958	0,077	0,101	0,958	0,077	0,099	0,958	0,077
0,123	0,952	0,086	0,117	0,952	0,086	0,114	0,953	0,086	0,111	0,953	0,086
0,137	0,946	0,095	0,130	0,947	0,095	0,126	0,947	0,095	0,123	0,948	0,095
0,150	0,941	0,103	0,143	0,942	0,104	0,139	0,942	0,104	0,136	0,943	0,104
0,164	0,935	0,112	0,156	0,936	0,112	0,151	0,937	0,112	0,148	0,937	0,112
0,178	0,930	0,121	0,169	0,931	0,121	0,164	0,932	0,121	0,160	0,932	0,121
0,191	0,925	0,129	0,182	0,926	0,130	0,177	0,926	0,130	0,173	0,927	0,130
0,205	0,919	0,138	0,195	0,920	0,138	0,189	0,921	0,138	0,185	0,922	0,138
0,219	0,914	0,146	0,208	0,915	0,146	0,202	0,916	0,147	0,197	0,916	0,147
0,232	0,908	0,154	0,222	0,910	0,155	0,215	0,911	0,155	0,210	0,911	0,155
0,246	0,903	0,163	0,235	0,904	0,163	0,227	0,905	0,163	0,222	0,906	0,163
0,260	0,898	0,171	0,248	0,899	0,171	0,240	0,900	0,171	0,234	0,901	0,171
0,273	0,892	0,178	0,261	0,894	0,179	0,252	0,895	0,179	0,247	0,895	0,179
0,287	0,887	0,186	0,274	0,889	0,187	0,265	0,890	0,187	0,259	0,890	0,187
0,301	0,881	0,194	0,287	0,883	0,194	0,278	0,884	0,195	0,271	0,885	0,195
0,314	0,876	0,202	0,300	0,878	0,202	0,290	0,879	0,202	0,284	0,880	0,202
0,328	0,871	0,209	0,313	0,873	0,209	0,303	0,874	0,210	0,296	0,875	0,210
0,342	0,865	0,216	0,326	0,867	0,217	0,316	0,869	0,217	0,308	0,869	0,217
0,355	0,860	0,224	0,339	0,862	0,224	0,328	0,863	0,224	0,321	0,864	0,225
0,369	0,855	0,231	0,352	0,857	0,231	0,341	0,858	0,232	0,333	0,859	0,232
0,382	0,849	0,238	0,365	0,851	0,238	0,353	0,853	0,239	0,345	0,854	0,239

K=2			K=2,5			K=3			K=3,5		
$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$
0,396	0,844	0,245	0,378	0,846	0,245	0,366	0,847	0,246	0,358	0,848	0,246
0,410	0,838	0,252	0,391	0,841	0,252	0,379	0,842	0,253	0,370	0,843	0,253
0,423	0,833	0,258	0,404	0,835	0,259	0,391	0,837	0,259	0,382	0,838	0,260
0,437	0,828	0,265	0,417	0,830	0,266	0,404	0,832	0,266	0,395	0,833	0,266
0,451	0,822	0,271	0,430	0,825	0,272	0,417	0,826	0,273	0,407	0,828	0,273
0,464	0,817	0,278	0,443	0,820	0,279	0,429	0,821	0,279	0,419	0,822	0,280
0,478	0,811	0,284	0,456	0,814	0,285	0,442	0,816	0,286	0,432	0,817	0,286
0,492	0,806	0,290	0,469	0,809	0,291	0,454	0,811	0,292	0,444	0,812	0,292
0,505	0,801	0,296	0,482	0,804	0,297	0,467	0,805	0,298	0,456	0,807	0,298
0,519	0,795	0,302	0,495	0,798	0,303	0,480	0,800	0,304	0,469	0,801	0,305
0,533	0,790	0,308	0,508	0,793	0,309	0,492	0,795	0,310	0,481	0,796	0,311
0,546	0,785	0,314	0,521	0,788	0,315	0,505	0,790	0,316	0,493	0,791	0,316
0,560	0,779	0,319	0,534	0,782	0,321	0,518	0,784	0,322	0,506	0,786	0,322
0,574	0,774	0,325	0,547	0,777	0,326	0,530	0,779	0,327	0,518	0,780	0,328
0,587	0,768	0,330	0,560	0,772	0,332	0,543	0,774	0,333	0,530	0,775	0,333
0,601	0,763	0,336	0,573	0,766	0,337	0,555	0,769	0,338	0,543	0,770	0,339
0,615	0,758	0,341	0,586	0,761	0,343	0,568	0,763	0,343	0,555	0,765	0,344
0,628	0,752	0,346	0,599	0,756	0,348	0,581	0,758	0,349	0,567	0,760	0,349
0,642	0,747	0,351	0,612	0,751	0,353	0,593	0,753	0,354	0,580	0,754	0,355
0,656	0,741	0,356	0,625	0,745	0,358	0,606	0,748	0,359	0,592	0,749	0,360
0,669	0,736	0,361	0,639	0,740	0,363	0,619	0,742	0,364	0,604	0,744	0,365
0,683	0,731	0,365	0,652	0,735	0,367	0,631	0,737	0,369	0,617	0,739	0,369
0,697	0,725	0,370	0,665	0,729	0,372	0,644	0,732	0,373	0,629	0,733	0,374
0,710	0,720	0,374	0,678	0,724	0,376	0,656	0,726	0,378	0,641	0,728	0,379
0,724	0,715	0,379	0,691	0,719	0,381	0,669	0,721	0,382	0,654	0,723	0,383
0,738	0,709	0,383	0,704	0,713	0,385	0,682	0,716	0,387	0,666	0,718	0,388
0,751	0,704	0,387	0,717	0,708	0,389	0,694	0,711	0,391	0,678	0,713	0,392
0,765	0,698	0,391	0,730	0,703	0,394	0,707	0,705	0,395	0,691	0,707	0,396

K=2			K=2,5			K=3			K=3,5		
$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$
0,779	0,693	0,395	0,743	0,697	0,398	0,720	0,700	0,399	0,703	0,702	0,400
0,792	0,688	0,399	0,756	0,692	0,401	0,732	0,695	0,403	0,715	0,697	0,404
0,806	0,682	0,402	0,769	0,687	0,405	0,745	0,690	0,407	0,728	0,692	0,408
0,820	0,677	0,406	0,782	0,682	0,409	0,757	0,684	0,411	0,740	0,686	0,412
0,833	0,671	0,410	0,795	0,676	0,412	0,770	0,679	0,414	0,752	0,681	0,416
0,847	0,666	0,413	0,808	0,671	0,416	0,783	0,674	0,418	0,765	0,676	0,419
0,861	0,661	0,416	0,821	0,666	0,419	0,795	0,669	0,421	0,777	0,671	0,423
0,874	0,655	0,419	0,834	0,660	0,423	0,808	0,663	0,425	0,789	0,665	0,426
0,888	0,650	0,422	0,847	0,655	0,426	0,821	0,658	0,428	0,802	0,660	0,429
0,902	0,644	0,425	0,860	0,650	0,429	0,833	0,653	0,431	0,814	0,655	0,432
0,915	0,639	0,428	0,873	0,644	0,432	0,846	0,648	0,434	0,826	0,650	0,435
0,929	0,634	0,431	0,886	0,639	0,435	0,858	0,642	0,437	0,839	0,645	0,438
0,943	0,628	0,434	0,899	0,634	0,437	0,871	0,637	0,440	0,851	0,639	0,441
0,956	0,623	0,436	0,912	0,628	0,440	0,884	0,632	0,442	0,863	0,634	0,444
0,970	0,618	0,438	0,925	0,623	0,442	0,896	0,627	0,445	0,876	0,629	0,447
0,984	0,612	0,441	0,938	0,618	0,445	0,909	0,621	0,447	0,888	0,624	0,449
0,997	0,607	0,443	0,951	0,613	0,447	0,922	0,616	0,450	0,900	0,618	0,451
			0,964	0,607	0,449	0,934	0,611	0,452	0,913	0,613	0,454
			0,977	0,602	0,451	0,947	0,606	0,454	0,925	0,608	0,456
			0,990	0,597	0,453	0,959	0,600	0,456	0,937	0,603	0,458
						0,972	0,595	0,458	0,950	0,598	0,460
						0,985	0,590	0,460	0,962	0,592	0,462
						0,997	0,584	0,462	0,974	0,587	0,464
									0,987	0,582	0,465
									0,999	0,577	0,467

Таблиця А.6 – Сортамент арматури

Номинальний діаметр стержня ¹ , мм	Розрахункова площа поперечного перерізу стержня, мм ² при кількості стержнів									Теоретична маса 1 м довжини арматури ³ , кг	Діаметр арматури класів ²			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240C	A400C	A500C	B500
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,056	-	-	-	+
4	12,6	25,1	37,7	50,3	62,8	75,4	88	100,5	113,1	0,099	-	-	-	+
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,4	157,1	176,7	0,154	-	-	-	+
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222	+	+	+	+
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	452	0,395	+	+	+	+
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,616	+	+	+	+
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	+	+
14	153,9	308	462	616	770	924	1078	1232	1385	1,208	+	+	+	-
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,579	+	+	+	-
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998	+	+	+	-
20	314,2	628	942	1257	1571	1885	2199	2513	2827	2,466	+	+	+	-
22	380,1	760	1140	1521	1901	2281	2661	3041	3421	2,984	+	+	+	-
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,854	+	+	+	-
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4,834	+	+	+	-
32	804,2	1608	2413	3217	4021	4825	5630	6434	7238	6,313	+	+	+	-
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,991	+	+	+	-
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9,864	+	+	+	-

1 Номинальний діаметр арматурних стержнів періодичного профілю відповідає номінальному діаметру рівновеликих за площею поперечного перерізу гладких стержнів.

2 Знак + означає наявність діаметра в сортаменті для арматури даного класу.

3 Теоретична маса 1 м довжини арматури класу Вр-1 приймається рівною: при Ø3 - 0,052 кг; Ø4 - 0,092 кг; Ø5 - 0,144 кг.

ЛІТЕРАТУРА

1. Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. ДБН В.2.6-98:2009 / Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
2. Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 / Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с.
3. Гольшев А.Б. Проектирование железобетонных конструкций : Справочное пособие / А.Б. Гольшев, В.Я. Бачинский, В.П. Полищук и др. ; под. ред. А.Б. Гольшева. – К. : Будівельник, 1990. – 544 с. : ил.
4. Павліков А.М. Розрахунок міцності нормальних перерізів балкових елементів за нелінійною деформаційною моделлю (на основі ДБН В.2.6-98:2009) : навчальний посібник / А.М. Павліков, О.В. Гарькава. За ред. А.М. Павлікова. – Полтава : ПолтНТУ, 2013. – 83 с.
5. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений : у 2-х кн. / Кн. 1. [Под редакцией А.А. Уманского. Изд. 2-е перераб и доп.]. М. : Стройиздат, 1972. – 600 с.
6. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений : у 2-х кн. / Кн. 2. [Под редакцией А.А. Уманского. Изд. 2-е перераб и доп.]. М. : Стройиздат, 1973. – 416 с.
7. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций / НИИЖБ. – М. : Стройиздат, 1975. – 192 с.
8. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84) / ЦНИИ пром.зданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 192 с.
9. Пособие по проектированию жилых зданий. Вып. 3. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01 – 85) / ЦНИИЭП жилища Госкомархитектуры. – М. : Стройиздат, 1989. – 304 с.
10. Основи та фундаменти будівель і споруд. Основні положення проектування. [Зі змінами №1 і №2]. ДБН В.2.1-10-2009 / Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. – К. : Мінрегіонбуд України, 2012. – 161 с.
11. Павліков А.М. Проектування монолітних ребристих перекриттів : навчальний посібник / А.М. Павліков, О.В. Бойко. За ред. А.М. Павлікова. – Полтава : ПолтНТУ, 2015. – 84 с.
12. Кальницкий А.А. Расчет и конструирование железобетонных фундаментов гражданских и промышленных зданий и сооружений :

учебное пособие / А.А.Кальницкий, Л.М. Пешковский. – М. : «Высш. школа», 1974. – 261 с.

13. Система обеспечения надежности и безопасности строительных объектов. Нагрузки и воздействия. ДБН В.1.2-2:2006. – К. : Минстрой Украины, 2006. – 78 с.

14. Байков В.Н. Железобетонные конструкции. Общий курс : учебник для вузов / В.Н Байков, Э.Е Сигалов. – М. : Стройиздат, 1985. – 728 с.

15. Расчет и конструирование частей жилых и общественных зданий : Справочник проектировщика / П.Ф. Вахненко, В.Г. Хилобок, Н.Т. Андрейко, М.Л. Яровой. Под ред П.Ф. Вахненко. – К. : Будівельник, 1987. – 424 с.

16. Железобетонные конструкции : курсовое и дипломное проектирование / Под ред. А.Я. Барашикова. – К. : Вища шк. Головное изво, 1987. – 416 с.

17. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия (Дополнения. Разд. 10. Прогибы и перемещения) / Госстрой СССР. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 7 с.

18. Проектирование железобетонных конструкций /Под редакцией П.Л. Пастернака. М., 1968.

19. Залізобетонні конструкції : Підруч. [для студ. вищ. навч. закл.] / П.Ф. Вахненко, А.М. Павліков, О.В. Горик, В.П. Вахненко. – К.: Вища шк., 1999. – 508 с.

20. СНиП 2.09.03-85. Сооружения промышленных предприятий. / Госстрой СССР. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1982. – 49 с.

21. Залізобетонні конструкції : підруч. для студ. вищ. навч. закл. / А.Я. Барашиков, Л.М. Буднікова, Л.В. Кузнецов та ін. ; За ред. А.Я. Барашикова – К. : Вища шк., 1995. – 591с. ; іл.

22. Колкунов Н.В. Основы расчета упругих оболочек / Н.В. Колкунов – М., Высш. шк., 1972. – 296 с.

23. Овечкин А.М. Примеры расчета железобетонных конструкций. / А.М. Овечкин, Я.Ф. Хлебной, Ю.В. Зайцев. – М., Высш. шк., 1968. – 448 с.

24. Руководство по проектированию железобетонных тонкостенных пространственных покрытий и перекрытий. М. : Стройиздат, 1979. – 262 с.

25. Дыховичный Ю.А. Сборный унифицированный каркас / Ю.А. Дыховичный, В.А. Максименко. – М. : Стройиздат, 1985. – 295 с.

26. Баженов В.А. Нелінійне деформування, стійкість та критична поведінка анізотропних оболонок : монографія / В.А. Баженов, М.П. Семенюк, В.М. Трач. – Київ, Каравела, 2010. – 352 с.

27. Инженерные конструкции : учеб. для гидромелиор. спец. вузов. / Р.И. Берген, Ю.М. Дунарский, В.Б. Семенов, Ф.В. Расс ; под ред. Р.И. Бергена. – 2-е изд., перераб. и доп. – М. : Высш. шк., 1989. – 415 с.: ил.

28. Современные пространственные конструкции (железобетон, металл, дерево, пластмассы) : Справочник / Ю.А. Дыховичный, Э.З. Жуковский, В.В. Ермолов и др. – М. : Высш. шк., 1991. – 543 с.
29. Сучасні будівельні матеріали і конструктивні системи для зведення доступного житла та об'єктів інфраструктури / К.К. Пушкарьова, А.М. Бамбура, Л.Й. Дворкін та ін. – К. : Вік-принт, 2015. – 280 с.
30. Проектирование и расчет многоэтажных гражданских зданий и их элементов : учеб. пособие для вузов / П.Ф. Дроздов, М.И. Додонов, Л.Л. Панышин, Р.Л. Саруханян. – М. : Стройиздат., 1986. – 351 с.
31. Масюк Г.Х. Залізобетонні конструкції інженерних споруд промислових підприємств : Навчальний посібник / Г.Х. Масюк – Рівне : НУВГП, 2011. – 212 с.
32. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / В.М. Бабаєв, А.М. Бамбура, О.М. Пустовойтова та ін. ; за заг. ред. В.С. Шмуклера. – Харків : Золоті сторінки, 2015. – 208 с.
33. Барашиков А.Я. Будівельні конструкції / А.Я. Барашиков, В.М. Колякова // Підручник для студентів вищих навчальних закладів. – К. : Видавничий дім «Слово», 2011. – 256 с.
34. Будівельні конструкції : навчальний посібник / Ю.Л. Винников, С.Ф. Пічугін, О.О. Довженко, А.О. Дмитренко. – Полтава : ТОВ «АСМІ», 2015. – 400 с.
35. Байков В.Н. Проектирование железобетонных тонкостенных пространственных конструкций : учеб. пособие для вузов / В.Н. Байков, Э. Хампе, Э. Рауэ – М. : Стройиздат, 1990. – 232 с.
36. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти : Підручник / В.Б. Швець, І.П. Бойко, Ю.Л. Винников, М.Л. Зоценко та ін. ; – Дніпропетровськ : «Пороги», 2014. – 232 с.

Навчальне видання

ПАВЛІКОВ Андрій Миколайович

ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ:

**БУДІВЛІ, СПОРУДИ
ТА ЇХ ЧАСТИНИ**

**ПІДРУЧНИК
2-ге видання, виправлене**

Комп'ютерне складання та верстка
Є. Кулинич

Підписано до друку 04.10.2017 р.
Формат паперу 60×84/16.
Папір офсетний. Друк офсетний.
Ум. друк. арк. 16,7. Тираж 100 пр. Зам. №13202

Видавець і виготовлювач ТОВ «АСМІ».
36011, м. Полтава, вул.. В. Міщенко, 2.
Тел./факс: (0532) 56-55-29.

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи
серія ДК №4420 від 16.10.2012 р.