

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА

Н. О. ПСУРЦЕВА

ЗАЛІЗОБЕТОННІ ТА КАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

Розділ 1
Залізобетонні конструкції

(для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти всіх форм навчання зі спеціальності G19 – Будівництво та цивільна інженерія, освітньо-професійна програма «Промислове та цивільне будівництво»)

Харків
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова
2026

УДК 624.012.35/45(075.8)

Псурцева Н. О. Залізобетонні та кам'яні конструкції. Розділ 1
Залізобетонні конструкції : конспект лекцій для здобувачів першого
(бакалаврського) рівня вищої освіти всіх форм навчання зі спеціальності G19 –
Будівництво та цивільна інженерія, освітньо-професійна програма
«Промислове та цивільне будівництво» / Н. О. Псурцева ; Харків. нац. ун-т
міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2026. –
134 с.

Автор

канд. техн. наук, доц. Н. О. Псурцева

Рецензент

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

*Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій, протокол № 10
від 11 лютого 2026 р.*

© Н. О. Псурцева, 2026

© ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2026

ЗМІСТ

ВСТУП.....	5
1 ПЛОСКІ ЗАЛІЗОБЕТОННІ ПЕРЕКРИТТЯ.....	6
1.1. Монолітні ребристі перекриття з балковими плитами.....	7
1.2 Монолітні ребристі перекриття з плитами, опертими по контуру.....	19
1.3 Монолітні перекриття кесонного типу.....	28
1.4 Балкові збірні перекриття.....	30
1.4.1 Компонування конструктивної системи.....	30
1.4.2 Проектування плит перекриттів.....	33
1.4.3 Проектування ригелів.....	37
1.4.4 Стикування ригелів.....	40
1.5 Балкові збірно-монолітні перекриття.....	46
1.6 Безбалкові перекриття.....	47
1.6.1 Безбалкові монолітні перекриття.....	48
1.6.2 Безбалкові збірні перекриття.....	56
1.6.3 Безбалкові збірно-монолітні перекриття.....	59
2 ЗАЛІЗОБЕТОННІ ФУНДАМЕНТИ БУДІВЕЛЬ.....	61
2.1 Загальні відомості.....	61
2.2 Окремі фундаменти під колону.....	63
2.2.1 Основи конструювання.....	63
2.2.2 Розрахунок центрально завантажених фундаментів.....	66
2.2.3 Розрахунок позацентрово завантажених фундаментів.....	69
2.3 Стрічкові фундаменти.....	72
2.3.1 Стрічкові фундаменти під стіни.....	72
2.3.2 Стрічкові фундаменти під ряди колон.....	73
2.4 Суцільні фундаменти.....	76
3 БАГАТОПОВЕРХОВІ БУДІВЛІ.....	77
3.1 Конструктивні системи будівель.....	77

3.2 Основні відомості про розрахунок каркасних будівель.....	92
3.3 Основні відомості про розрахунок панельних будівель.....	105
3.4 Основні відомості про розрахунок об'ємно-блокових будівель....	113
3.5 Колони багатоповерхових будівель.....	119
3.6 Діафрагми.....	123
3.7 Панелі зовнішніх та внутрішніх стін.....	124
СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ.....	126
ДОДАТКИ.....	128

ВСТУП

Метою викладання навчальної дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції» Розділ 1 Залізобетонні конструкції є надання майбутнім бакалаврам знань щодо вирішення питань стосовно розрахунку і принципів конструювання елементів цивільних і промислових будівель.

Згідно з вимогами освітньої-професійної програми «Промислове та цивільне будівництво» підготовки бакалаврів студенти повинні:

знати: методи розрахунку та принципи конструювання залізобетонних та кам'яних конструкцій;

вміти: приймати розрахункові схеми окремих елементів; виконувати необхідні розрахунки елементів на міцність; конструювати розраховані елементи; аналізувати отримані результати і надавати оцінку прийнятим рішенням;

мати компетентності: використовувати нормативні матеріали для розрахунку і конструювання елементів будівель; використовувати програмні комплекси для розрахунку елементів залізобетонних та кам'яних конструкцій; аналізувати навчальну і періодичну літературу в галузі проєктування конструкцій.

Знання і компетентності, отримані під час вивчення дисципліни «Основи розрахунку будівельних конструкцій», що викладається в попередньому семестрі, є основою для курсу «Залізобетонні та кам'яні конструкції».

В розділі 1 Залізобетонні конструкції розглядаються питання проєктування плоских перекриттів будівель, залізобетонних фундаментів та багатоповерхових промислових і цивільних будівель. Кам'яні та армокам'яні конструкції розглядаються в розділі 2.

З набуттям чинності ДБН В.2.6-98:2009 [1] і ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [2], що гармонізовані з Eurocode 2, розрахунок залізобетонних конструкцій ведуть за граничними станами деформаційним методом.

Критерієм появи граничного стану при роботі залізобетонних конструкцій є досягнення деформаціями стиснутого бетону граничних значень.

При проєктуванні залізобетонних конструкцій потрібно враховувати навантаження, що впливають під час зведення та експлуатації споруд, а також при виготовленні, зберіганні та транспортуванні конструкцій.

Проєктування будівель і споруд, які зводяться або реконструюються, ведуть на дію навантажень і впливів, що регламентовані державними будівельними нормами України ДБН В 1.2-2:2006 [6].

1 ПЛОСКІ ЗАЛІЗОБЕТОННІ ПЕРЕКРИТТЯ

Найбільш розповсюдженими конструкціями, використовуваними в промисловому, цивільному і сільськогосподарському будівництві, є перекриття, що становлять горизонтальні конструкції, які розділяють суміжні поверхи по висоті будинку. Окрім плоских, можуть застосовуватися і інші види перекриттів, наприклад, склепіння, аркові, мембранні, структурні конструкції простої або складної форми. Однак плоскі залізобетонні перекриття набули найбільшого поширення завдяки їх простоті, економічності, вогнестійкості, довговічності, незначній трудомісткості та гігієнічності.

За конструктивною схемою залізобетонні плоскі перекриття можна розділити на два основні типи – балкові й безбалкові. Балкові перекриття становлять плоскі плити, підкріплені балками, розташованими в одному чи двох напрямках. У безбалкових перекриттях плити спираються безпосередньо на колони через спеціальні конструктивні елементи, розташовані над колонами. Ці елементи (розширення) називають капітелями. Плити можуть спиратися на колони без капітелей при використанні так званих безригельних каркасів.

За способом виготовлення залізобетонні плоскі перекриття розподіляють на збірні, збірно-монолітні й монолітні. Збірні перекриття дозволяють при відносній швидкості виготовлення перекривати значні прольоти. У монолітних конструкціях плити і балки працюють спільно, утворюючи нерозрізну дуже міцну конструкцію. У збірно-монолітних перекриттях використовують здебільшого збірні плити, між якими замонолічуються окремі смуги вздовж плит. Таке рішення дозволяє підвищувати загальну жорсткість перекриттів і зазвичай застосовується в зонах із підвищеною сейсмічністю.

Те чи інше конструктивне рішення перекриттів приймають залежно від призначення будинку чи споруди і з урахуванням необхідних економічних показників.

Необхідно звернути особливу увагу на статичну роботу самої плити, що розміщується або між балками, або між іншими опорними елементами. Ці плити можуть працювати або тільки в одному, або в двох напрямках. Якщо плита працює в одному напрямі (в короткому), тоді вона називається балковою, якщо плита працює у двох напрямках (у довгому і короткому), тоді вона називається контурною (опертою по контуру). Умовно в розрахунковій практиці введені такі співвідношення: якщо $l_2 / l_1 \leq 2$, тоді така плита вважається опертою по контуру; l_2 – велика сторона плити, l_1 – менша сторона; якщо $l_2 / l_1 > 2$, тоді така плита вважається балковою.

Звідси і поділ плоских перекриттів на такі види:

- 1) балкові монолітні ребристі з балковими плитами;
- 2) балкові монолітні ребристі з плитами, опертими по контуру;
- 3) балкові збірні;
- 4) балкові збірно-монолітні;
- 5) безбалкові монолітні;
- 6) безбалкові збірні;
- 7) безбалкові збірно-монолітні.

Збірні і збірно-монолітні перекриття вирізняються високою індустріальністю.

Монолітні перекриття застосовуються здебільшого у будівлях, що споруджуються за нетиповими проектами. Кожен із типів перекриттів може мати багато компоновальних варіантів, тому остаточний обирається на підставі порівняння техніко-економічних показників.

1.1 Монолітні ребристі перекриття з балковими плитами

Цей тип перекриттів був запропонований ще наприкінці XIX ст. і широко застосовується в наш час. Розглянемо це перекриття в монолітному варіанті. Схема його наведена на рисунку 1.1. Воно складається з трьох основних елементів: головних балок (1), другорядних балок (2) і плит перекриття (3), що спираються на другорядні балки. Головні балки можуть спиратися на колони або на стіни будинку. Розташовуються головні балки в поздовжньому чи поперечному напрямках. Переважно треба розташовувати головні балки в поперечному напрямі, тому що таке рішення підвищує загальну жорсткість будинку і зменшує утворення тіньових мішків на стелях внутрішніх приміщень. Проліт головних балок перебуває в межах 6–9 м. Висота перерізу – $1/8 - 1/12$ від прольоту. Ширина $b = (0,3-0,4) h$.

Другорядні балки спираються на головні. Прольоти другорядних балок становлять 5–7 м. Висота перерізу – $1/15 - 1/20$ прольоту. Ширина перерізу другорядних балок дорівнює $0,4-0,5$ висоти перерізу. Кількість другорядних балок, що спираються на *головні*, повинна бути в межах двох-трьох на проліт головних балок. В окремих випадках їх може бути чотири. При більшій кількості знижуються техніко-економічні показники перекриття. Крок другорядних балок може прийматися $1,7-2,7$ м з градацією 100 мм.

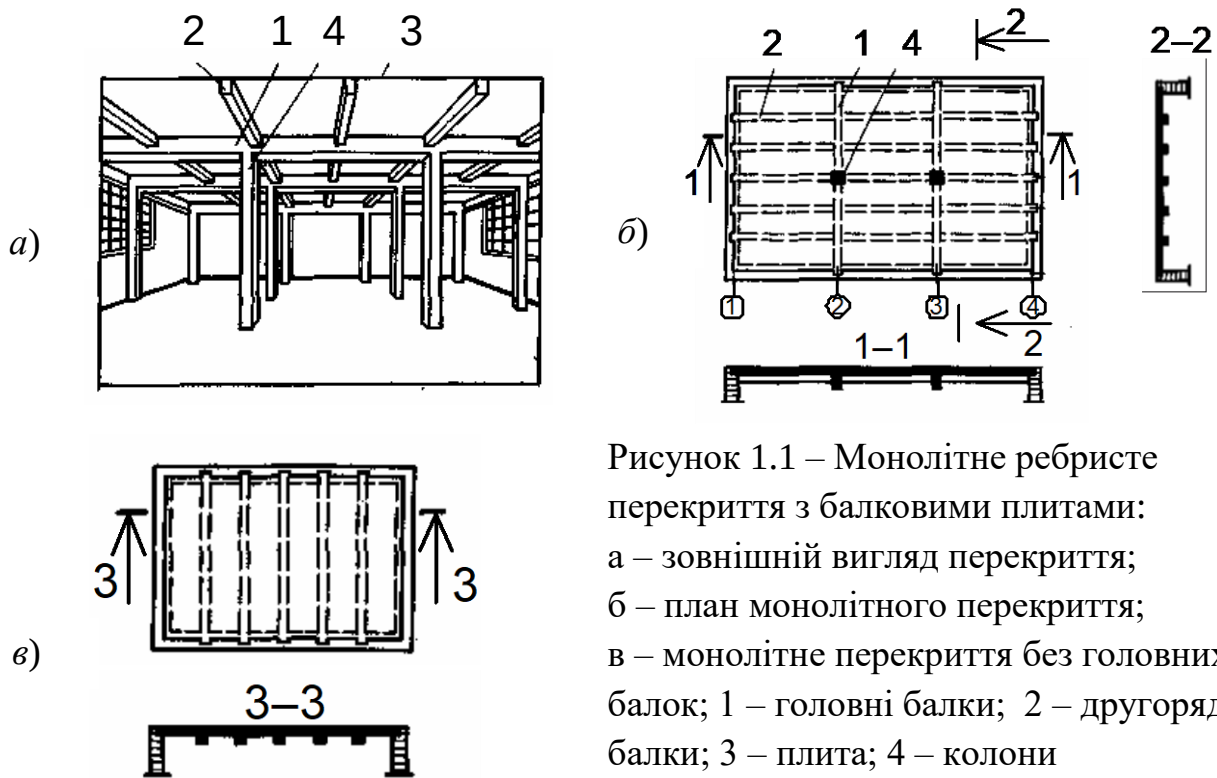


Рисунок 1.1 – Монолітне ребристе перекриття з балковими плитами:
а – зовнішній вигляд перекриття;
б – план монолітного перекриття;
в – монолітне перекриття без головних балок; 1 – головні балки; 2 – другорядні балки; 3 – плита; 4 – колони

Під час розрахунку монолітного ребристого перекриття передбачається, що рівномірно розподілене навантаження послідовно передається з плит на другорядні, а потім на головні балки.

Розрахунок і армування монолітних плит. Цей розрахунок виконують у два етапи: спочатку визначають розрахункову схему плити і знаходять згинаючі моменти M , а за необхідності поперечні сили V ; потім визначають необхідну площу робочої арматури і задають паралельно спосіб армування.

При розрахунку балкових плит з монолітного перекриття вирізають умовну смугу з шириною 1 м, перпендикулярну до другорядних балок, які вважаються опорами. Як розрахункову схему плити приймають багатопрольотну нерозрізну балку з жорсткими опорами. Прольотами цієї балки l_0 слугують відстані у світлі між другорядними балками, за винятком першого прольоту, де спирання можливе на стіну будівлі, тоді перший розрахунковий проліт збільшується на половину довжини спирання плити.

Навантаження на плиту складається з постійної g (власна вага плити і підлоги) і змінної v . При ширині смуги 1 м повне навантаження $q = g + v$, що припадає на 1 м^2 плити, слугуватиме одночасно і навантаженням на один погонний метр смуги.

Згинальні моменти в смузї – балці визначають з урахуванням перерозподілу моментів. Прольотний і опорний моменти в першому прольоті (рис. 1.2):

$$M_{np1} = M_{on1} = \pm \frac{ql_{01}^2}{11}. \quad (1.1)$$

У середніх прольотах і на середніх опорах моменти рівні:

$$M_{np2} = M_{on2} = \pm \frac{ql_{02}^2}{16}; \quad (1.2)$$

Формули (1.1) і (1.2) дозволяється використовувати в статичних розрахунках, якщо розміри прольотів відрізняються один від одного не більше ніж на 20 %.

Зазвичай розрахунок плит на поперечну силу не проводять, тому що міцність похилого перерізу, як правило, забезпечена завдяки великій ширині плити.

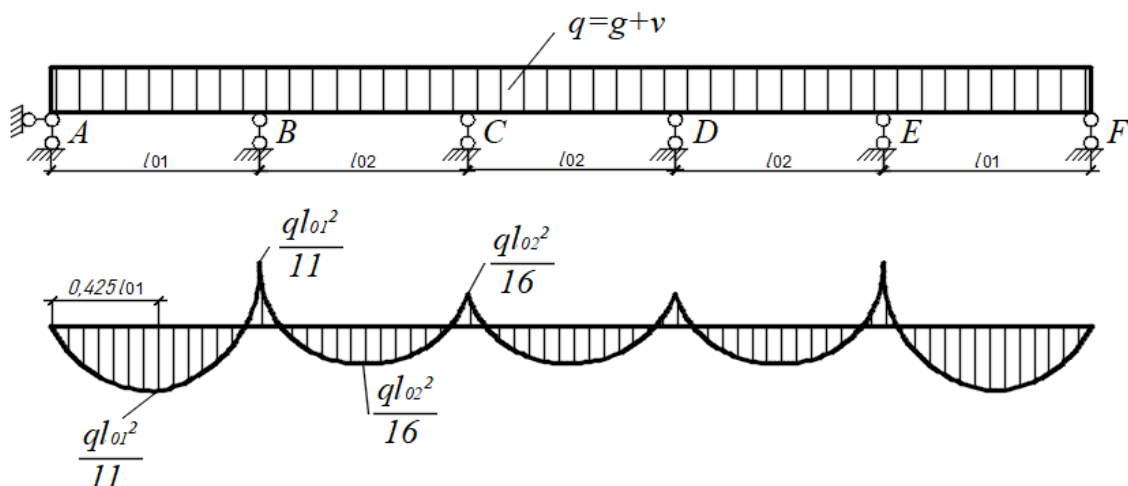


Рисунок 1.2 – Розрахункова схема балкової плити і визначення в ній згинальних моментів

Площу перерізу робочої арматури плити при розрахунку різних перерізів (у прольотах і на опорах) визначають, як для прямокутного елемента, що згинається, з одиночною арматурою шириною $b = 100$ см і висотою h_f . Знаходять табличний параметр α_m :

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}; \quad (1.3)$$

потім за таблицями визначають коефіцієнт ζ і обчислюють необхідну площу арматури A_s :

$$A_s = \frac{M}{\zeta \cdot f_{yd} \cdot d}; \quad (1.4)$$

При прольотах, що відрізняються один від одного більше ніж на 20 %, чи якщо потрібно виконати розрахунок на розкриття тріщин у розтягнутих зонах, розрахунок плит проводять за пружною схемою. У цьому випадку за розрахункові прольоти плит приймають відстань між осями другорядних балок $l_{01} = 1,05 \cdot l_0$ (при ширині балок більше $0,05 \cdot l_0$, де l_0 – проліт другорядної балки у світлі). Значення навантажень на плиту приймають трохи зменшеними:

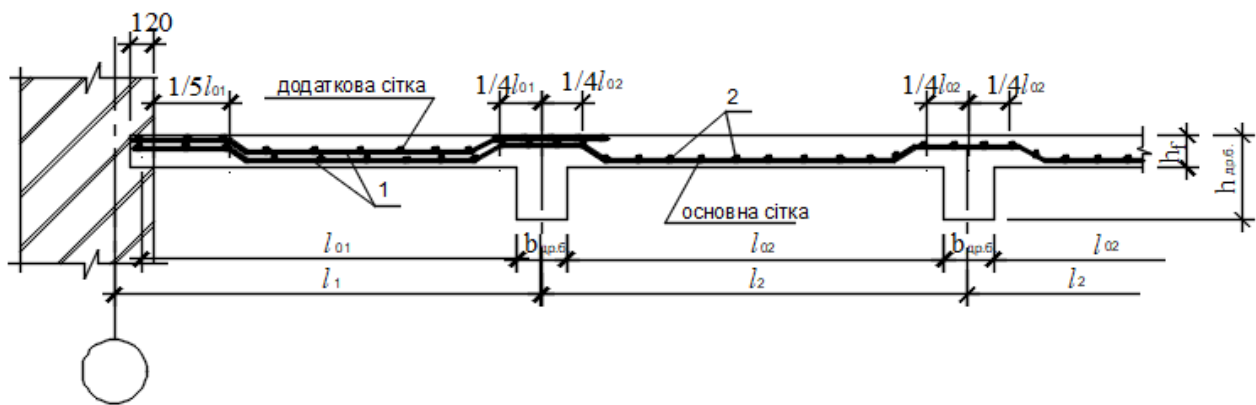
$$q' = g + v / 2; \quad v' = v / 2,$$

де g і v – розрахункові значення постійного і змінного навантажень.

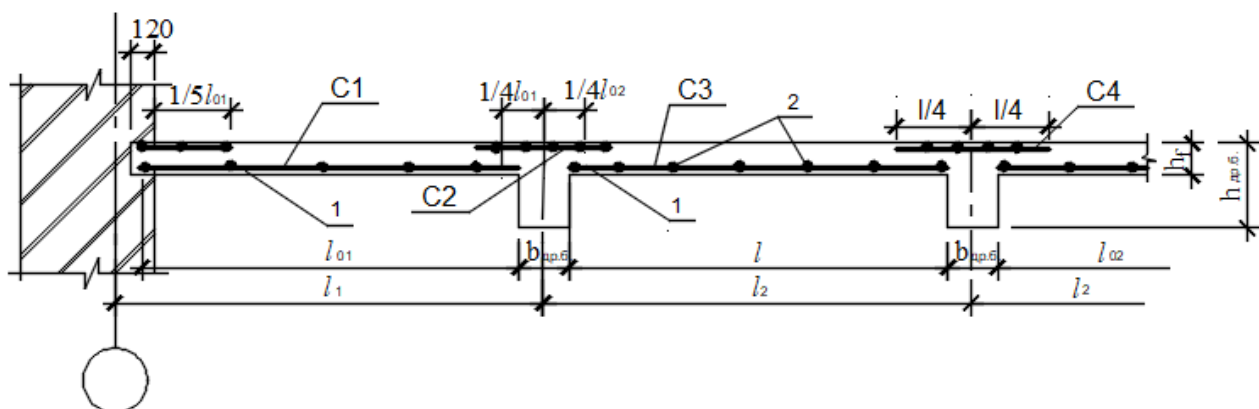
Розрізняють найбільш розповсюджені три способи армування плит: *безперервний, роздільний і окремими стержнями*. Перші два способи базуються на використанні зварних сіток заводського виготовлення, що укладаються з розташуванням робочих стержнів у напрямі, перпендикулярному до другорядних балок.

Безперервне армування (рис. 1.3, а) здійснюють рулонними сітками, що розгортаються уздовж головних балок. Сітки в цьому випадку мають діаметр робочої арматури не більше 5 мм класу B500 (Bp-1). У прольоті сітку кріплять до опалубки цвяхами з підкладанням фіксаторів, а на опорах її укладають поверх арматури каркасів другорядних балок, до того ж у крайніх прольотах з підвищеними згинальними моментами доцільно укласти другу додаткову рулонну сітку над основною. Головний перегин сітки з прольоту на опору здійснюють на відстані 0,25 прольоту плити від осі другорядної балки.

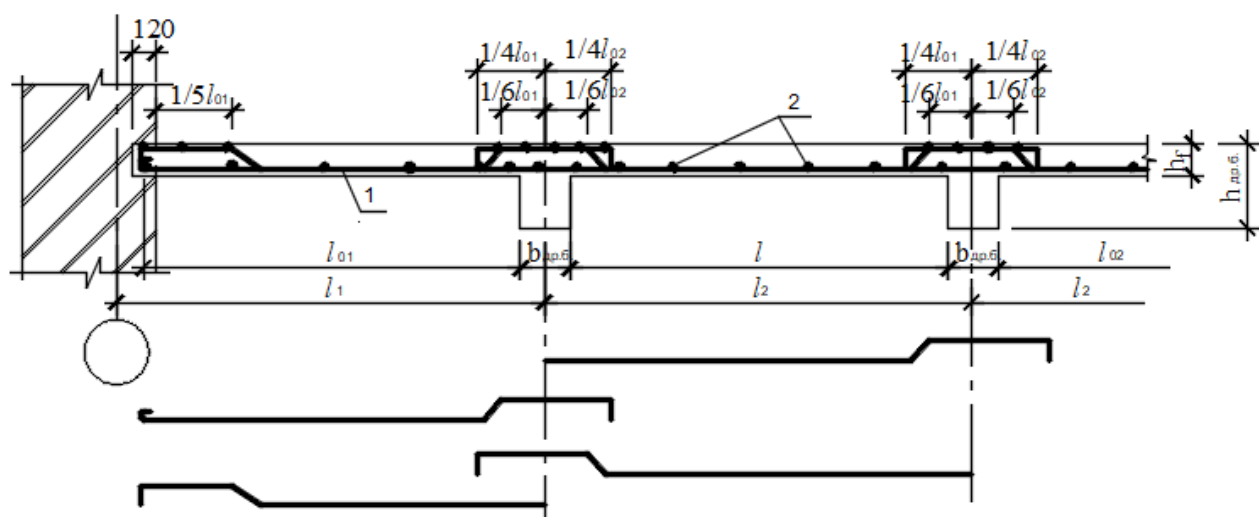
Роздільне армування (рис. 1.3, б) застосовують при діаметрі робочої арматури більше 6 мм класу A400C. Плоскі сітки укладають роздільно в прольоті зі своєю робочою арматурою і на опорах зі своєю розрахунковою робочою арматурою. Виходячи з умов уніфікації, в прольотах і на опорах укладають сітки з однаковою робочою арматурою, але розміри цих сіток різні. Існують стандартні рулонні і плоскі сітки, що випускаються заводами, і номенклатура їхня наведена в нормах. При проектуванні плит використовують існуючі стандартні сітки.



а)



б)



в)

Рисунок 1.3 – Армування балкових плит:
а – рулонними сітками (безперервний спосіб); б – плоскими сітками (роздільний); в – окремими стержнями; 1 – робоча арматура; 2 – розподільна арматура

Армування плит окремими стержнями (рис. 1.3, в) застосовують у разі відсутності на будівельному майданчику готових зварених сіток або при малому обсязі робіт, тому що цей спосіб дуже трудомісткий і не індустріальний. Діаметр робочих стержнів може прийматися від 6-ти до 16-ти мм, в окремих випадках цей діаметр може бути і більшим. Крок між робочими стержнями залежить від товщини плити. У плитах із товщиною до 15 см крок стержнів приймають не більше 20 см, у плитах із товщиною 15 см і більше крок становить не більше $1,5 \cdot h_f$. Відповідно до епюри моментів частина прольотної арматури переводиться в опорну робочу за допомогою відгинів. Одночасно відгини сприймають розтягуючі зусилля від поперечної сили, їх виконують під кутом 30° чи 45° .

Площа арматури, що доводиться до опори, повинна складати не менше $1/3$ площі перерізу поздовжніх стержнів, обчисленої за найбільшим прольотним згинальним моментом, до того ж відстань між цими стержнями повинна становити не більше 350 мм. Переріз розподільної (поперечної) арматури повинен становити не менше 10 % площі робочої арматури і не менше 3-х стержнів на 1 м. Плити з товщиною більше ніж 80 мм армують трьома типами стержнів, що чергуються (рис. 1.3, б), менше 80 мм – окремими прямими стержнями і прямими П-подібними скобами, що чергуються, на опорах. Якщо арматура використовується гладкого профілю, то кінцеві ділянки її в зоні опор на стіну мають петлеподібний загин.

Розрахунок і армування другорядної балки. Другорядні балки розраховують аналогічно до балкових плит відповідно до методу граничної рівноваги. На другорядні балки діють навантаження: від власної ваги самої балки, монолітної плити і підлоги, а також змінне навантаження. Навантаження на другорядну балку представляють у вигляді погонного на 1 метр шляхом множення значення обчисленого навантаження (в кН/м^2) на ширину вантажної смуги, рівної кроку другорядних балок.

Якщо число прольотів другорядної балки дорівнює п'яти і більше, то як розрахункову схему (рис. 1.4, б) приймають нерозрізну багатопрольотну (умовно приймається п'ять прольотів) балку, опорами для якої слугують головні балки. За розрахунковий проліт приймають відстань у світлі між гранями головних балок $l_{0i} = l_i - b_{2l}$; при спиранні другорядної балки на стіну розрахунковим прольотом вважається відстань від осі площі спирання на стіні до грані головної балки (рис. 1.4, а).

Якщо ж число прольотів другорядної балки менше п'яти, то розрахункова схема залишається з фактичним числом прольотів. Зусилля в такій балці знаходять за довідковими таблицями.

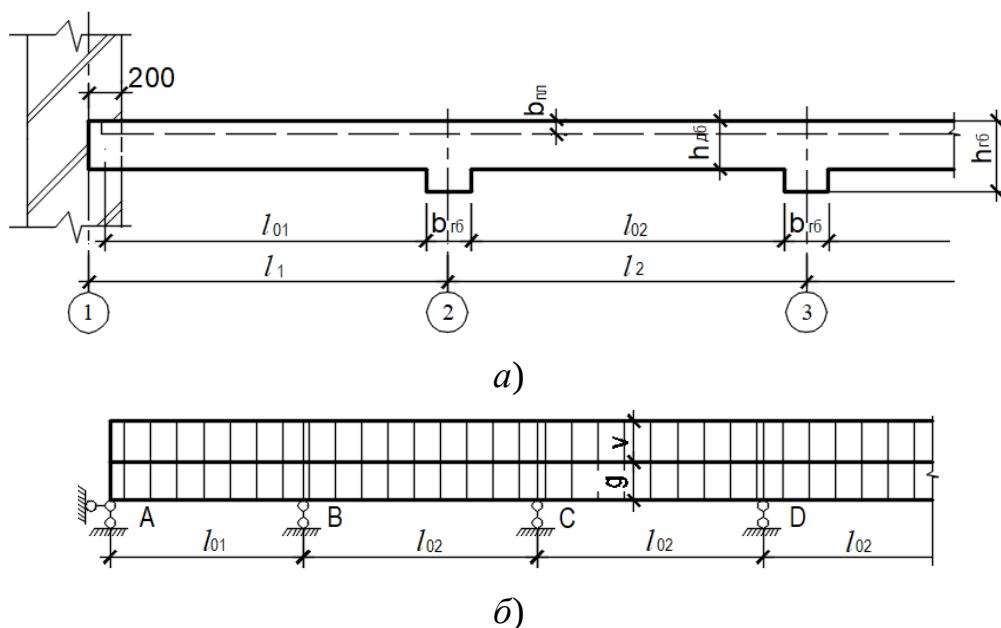


Рисунок 1.4 – Розрахункова схема другорядної балки:

а – схема для визначення розрахункових прольотів; б – розрахункова схема

Розрахункові моменти в балках (дод. Е) при значеннях довжини прольотів, що відрізняються не більше ніж на 20 %, з урахуванням перерозподілу зусиль, дозволяється встановлювати за такими формулами:

– у першому прольоті:

$$M_1 = \frac{q \cdot l_{01}^2}{11} ; \text{ на опорі В } M_B = \frac{q \cdot l_{01}^2}{14} ; \quad (1.5)$$

– у середніх прольотах

$$M_2 = \frac{q \cdot l_{02}^2}{16} ; \text{ на опорах С, Д } M_C = \frac{q \cdot l_{02}^2}{16} . \quad (1.6)$$

З урахуванням впливу різних варіантів завантаження тимчасовим навантаженням прольотів другорядної балки необхідно враховувати побудову огинаючої епюри моментів, що залежить від співвідношення змінного і постійного навантажень (v/g). Для різних співвідношень потрібно знаходити значення надопорного моменту в другому і наступному прольотах, що спричиняють у певних випадках розтягання верхньої зони другорядних балок. Значення таких моментів наведені в додатку Е.

Огинаючи епюру моментів будують залежно від двох розрахункових схем завантаження:

1) повне навантаження $q = v + g$ розміщується в непарних прольотах (1, 3, 5), а умовно постійна $q' = g + v / 4$ в парних прольотах (2, 4);

2) повне навантаження $q = v + g$ розміщується в парних прольотах (2, 4), а $q' = g + v / 4$ в непарних прольотах (1, 3, 5).

Додатком до постійного навантаження тимчасовим $v' = v / 4$ вважається опір головних балок до повороту другорядних балок.

Значення поперечних сил обчислюють за такими формулами:

– на крайній вільній опорі:

$$V_A = 0,4 \cdot (g + v) \cdot l_{01}; \quad (1.7)$$

– на першій проміжній опорі ліворуч:

$$V_{B}^{лів} = 0,6 \cdot (g + v) \cdot l_{01}; \quad (1.8)$$

– на першій проміжній опорі праворуч і наступних опорах:

$$V_{B}^{пр} = 0,5 \cdot (g + v) \cdot l_{02} . \quad (1.9)$$

Різниця у значеннях поперечних сил пояснюється впливом опорних моментів.

Необхідну площу робочої поздовжньої і поперечної арматур одержують відповідно до розрахунків за першою групою граничних станів, використовуваних при розрахунках елементів, що згинаються.

Площа перерізу поздовжньої робочої арматури в нижній зоні балок обчислюють за максимальними прольотними моментами у першому і другому прольотах, а площу перерізу арматури у верхній зоні (над опорами) визначають за максимальними опорними моментами. За розрахунковий переріз другорядної балки в прольоті приймають тавровий переріз із шириною полиці b_f не більше l_{oi} , а над опорами – прямокутний, оскільки в цьому випадку верхня плита потрапляє в розтягнуту зону й у роботі перерізу не бере участі. Ці перерізи розраховують як такі, що згинаються з подвійною арматурою.

Розрахунок і конструювання поперечної арматури в похилих перерізах в зоні опор (на відстані $1/4 \cdot l_{oi}$ виконують на дію поперечних сил, обчислених за формулами (1.7) – (1.9) як для елементів, що згинаються. У середній частині прольоту поперечна арматура встановлюється за конструктивними вимогами ($s = 3/4 \cdot h$), кратна 50 мм, але не більше 500 мм.

Армування другорядних балок може виконуватися звареними каркасами і сітками або в'язаними каркасами і сітками з окремих стержнів (рис. 1.5). Поздовжні робочі стержні каркасів і сіток потрібно розміщувати відповідно до епюр моментів, що огинають балку, заводячи за точки теоретичного обриву стержнів на $20 \cdot d$, де d – діаметр арматури; поперечні стержні встановлюють відповідно до епюр поперечних сил.

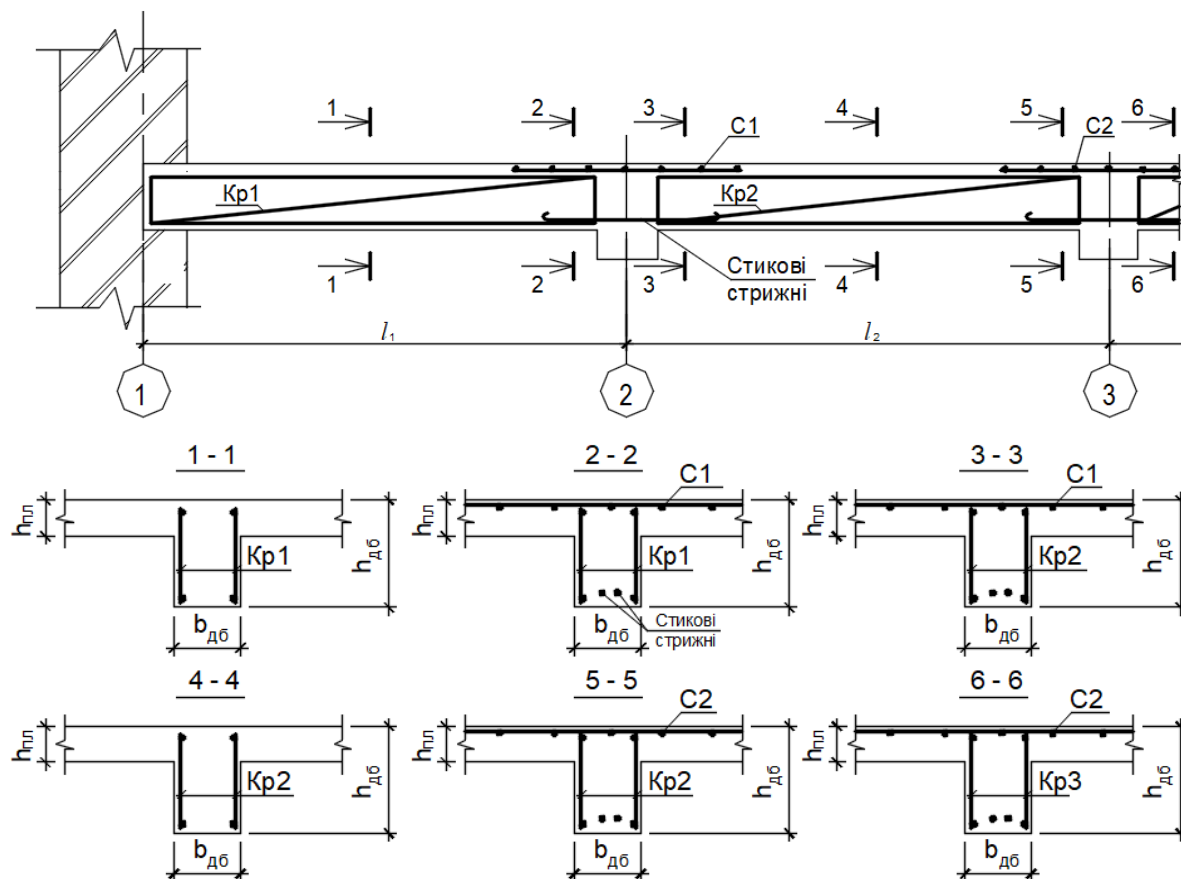


Рисунок 1.5 – Армування другорядної балки
зварними каркасами і плоскими сітками

Якщо кількість каркасів чи окремих стержнів у прольоті становить три, чотири і більше, то мінімум два каркаси або два стержні треба доводити до граневої опори головних балок і опорних торців другорядних балок над стінами, тому що кінцеві ділянки балок повинні сприймати випадкові силові впливи, а також усадку, зміни температури, удари тощо. Каркаси, що доводяться до опор у зоні головних балок, зв'язують за допомогою стикових стержнів, що пропускаються через головні балки. Проектне положення каркасів і сіток в опалубці забезпечується за допомогою спеціальних фіксаторів, що перешкоджають зсуву арматури при заливанні бетоном.

У верхній зоні (переріз над опорами) другорядні балки можуть армуватися рулонними чи плоскими сітками (рис. 1.6), а також надопорними П-подібними каркасами. Розподільча арматура сіток може бути і робочою надопорною арматурою плити.

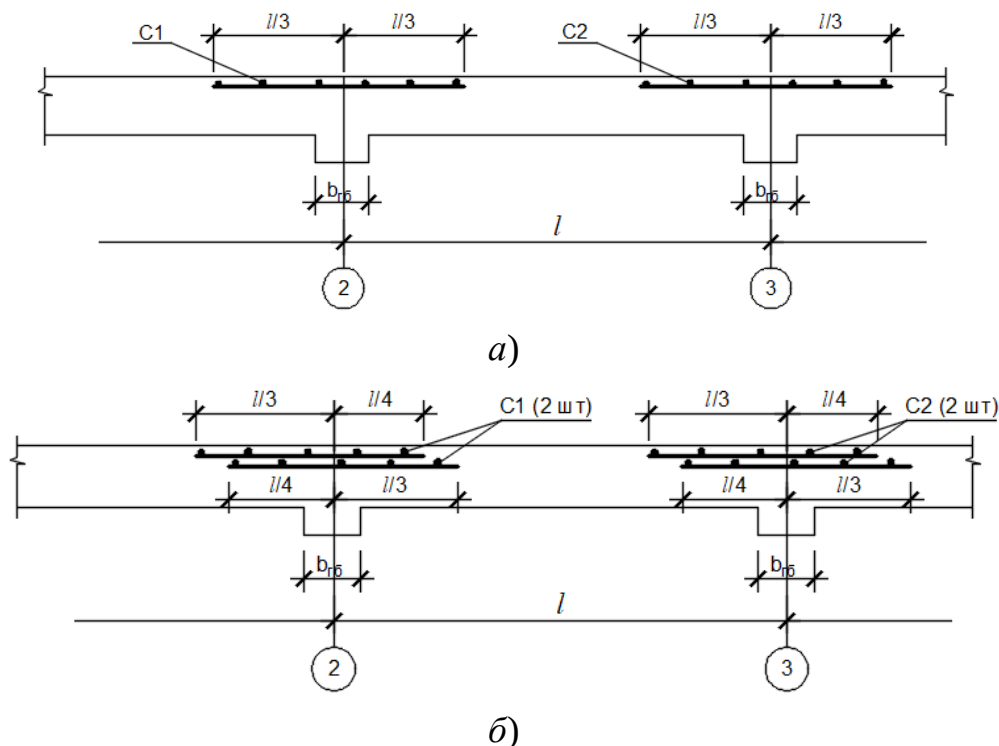


Рисунок 1.6 – Схеми розташування сіток над головними балками:
а – в один ряд; б – в два ряди

Розрахунок і армування головних балок. Зовнішні навантаження на головні балки передаються вже не у вигляді рівномірно розподіленого навантаження, як це було в монолітній плиті і другорядній балці, а у вигляді зосереджених сил, прикладених у місцях спирання другорядних балок. Як розрахунковий проліт для головних балок приймають відстань між осями опор (рис. 1.7, а).

Зовнішні навантаження, прикладені по осях колон, не впливають на значення згинальних моментів і поперечних сил у головних балках, тому їх у розрахунку не враховують. Власна вага головних балок приводиться до зосереджених сил, прикладених у місцях спирання другорядних балок. Розрахункова схема трьохпрольотної головної балки наведена на рисунку 1.7, б.

Висоту перерізу головних балок приймають у межах $(1/8 - 1/15) \cdot l$, а ширину перерізу $b = (0,3 - 0,5) \cdot h$.

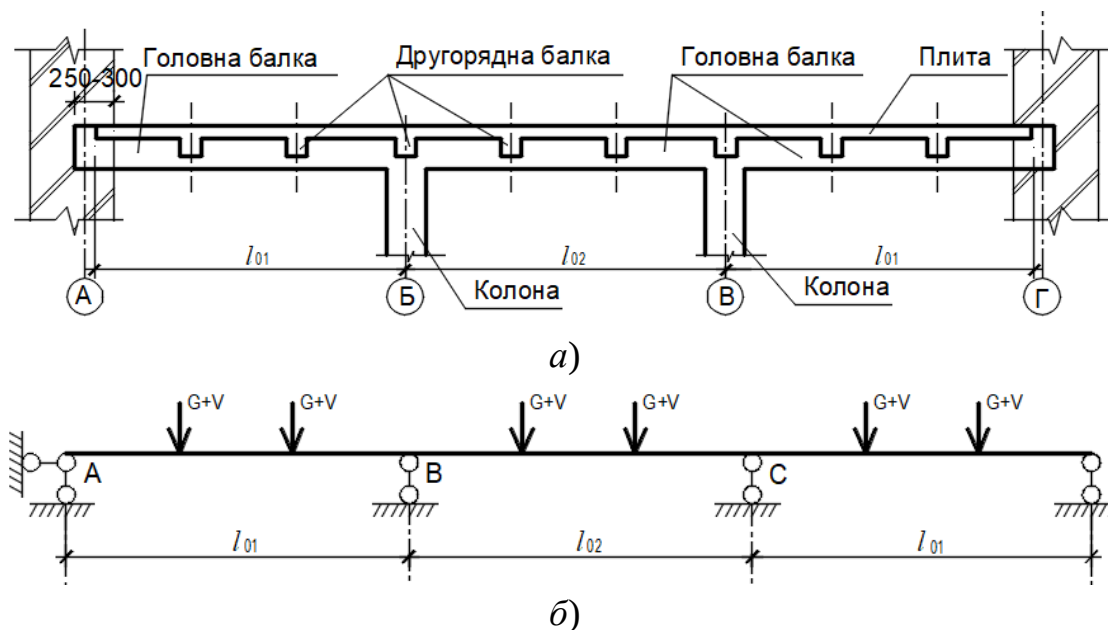


Рисунок 1.7 – До розрахунку головних балок:

а – схема визначення розрахункових прольотів; б – розрахункова схема балки

Особливістю побудови епюр внутрішніх зусиль M і V для головних балок є те, що необхідно будувати для цих балок епюри моментів, які огинають (рис. 1.8), і поперечних сил, тобто необхідно розглядати різні варіанти навантаження прольотів головної балки змінним навантаженням v . Це навантаження може діяти в першому і третьому, у другому і четвертому, у двох суміжних прольотах і т. д.

Для можливості побудови таких епюр існують спеціальні таблиці, які дозволяють за допомогою готових коефіцієнтів визначати в характерних точках величини згинальних моментів і поперечних сил для різних варіантів завантаження. Приклад такої таблиці наведено в додатку Ж.

Після побудови огинаючої епюри моментів роблять у необхідних випадках перерозподіл зусиль (зменшують опорні моменти на 20–30 % і збільшують прольотні на 0,5 від величини знятого з опор моментів)

Підбір площі перерізу робочої арматури в прольотах і на опорах головної балки виконують аналогічно до розрахунку другорядних балок (у прольоті тавровий переріз із відповідними параметрами, на опорі прямокутний переріз). Для підбору арматури на середній опорі приймається розрахунковий момент не по осі опори, а по грані колони, тобто

$$M_{розр}^{on} = M_B - V_B \frac{h_{col}}{2}, \quad (1.10)$$

де h_{col} – висота перерізу колони.

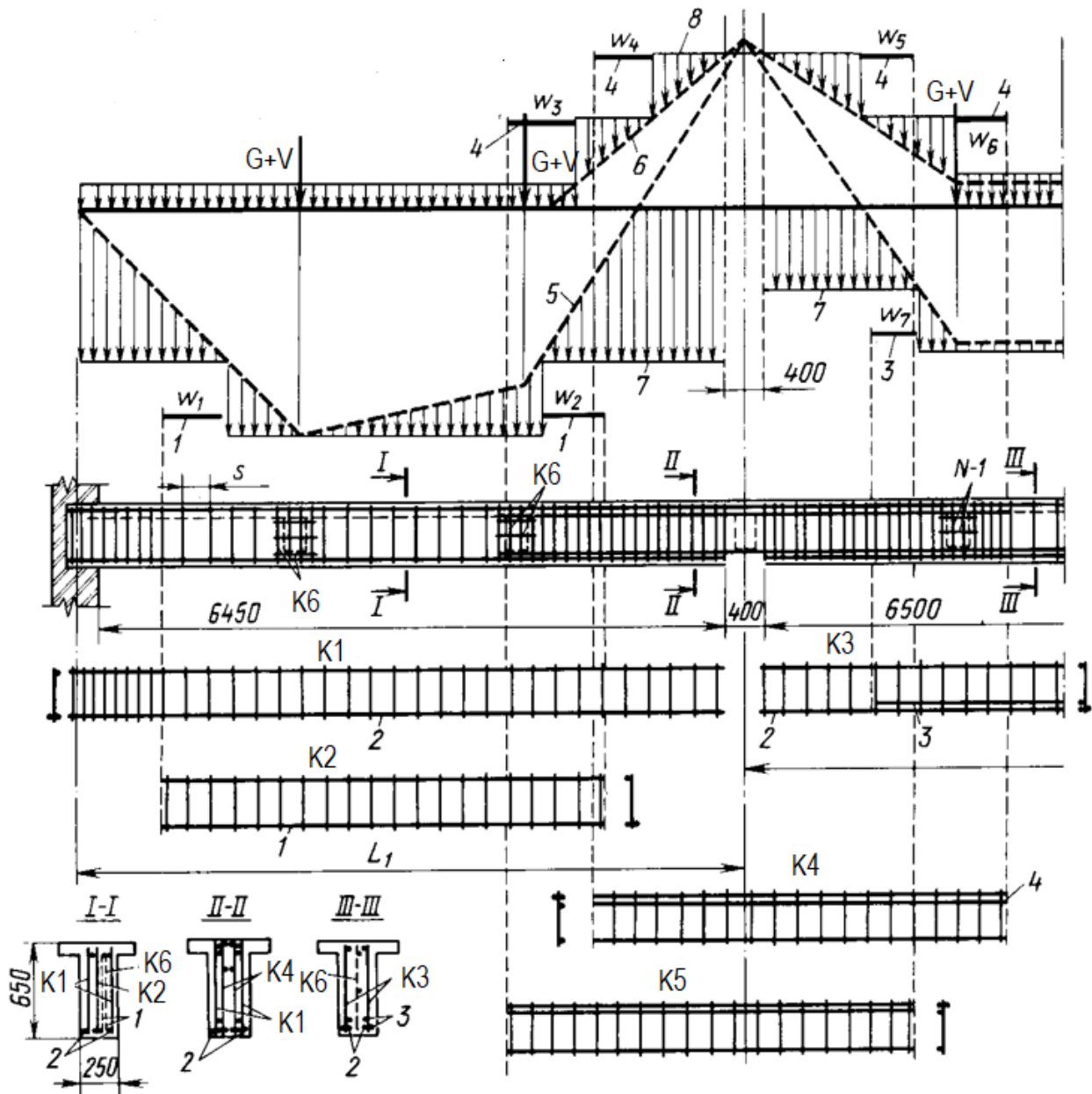


Рисунок 1.8 – Варіант армування головної балки:

K1 – K6 – зварні каркаси; 1–4 ($W_1 – W_7$) – поздовжні робочі стержні відповідних каркасів K_i ; 5, 6 – епюри опорних і прольотних розподілених (теоретичних) моментів відповідно; 7, 8 – те саме дійсних моментів, що витримуються перерізами балки

Похилі перерізи розраховують відповідно до вимог, визначених до розрахунку елементів, що згинаються. Поперечну силу в цьому випадку приймають з коефіцієнтом 1,3 з огляду на можливість зростання поперечної сили при перерозподілі згинальних моментів за довжиною балки.

На ділянках перетину головних і другорядних балок у верхній зоні перетинаються робоча арматура головної і другорядної балок, а також робоча арматура плити, тому при розрахунку опорних перерізів головних балок відстань a від центру ваги розтягнутої робочої арматури до крайнього розтягнутого волокна приймають рівною 70–90 мм.

Армування головної балки виконується плоскими зварними каркасами (рис. 1.8) або окремими стержнями. Каркаси можуть виконуватися прольотними й опорними. У ряді випадків опорну арматуру встановлюють у вигляді окремих стержнів, приварених до плоских прольотних каркасів. Для економії металу в крайніх і середніх прольотах застосовують обрив других нижніх стержнів каркасів відповідно до вимог побудови епюри матеріалів (епюри арматури). Такі ж обриви можуть застосовуватися і для верхньої опорної арматури. Якщо армування виконано окремими стержнями, то прольотну нижню арматуру переводять у верхню, виконуючи відгини під кутом 45–60°. У зонах опор стиснуті стержні плоских зварних каркасів охоплюють коритоподібною сіткою або окремими сполучними стержнями.

Загальна технологія влаштування монолітного ребристого перекриття полягає в тому, що спочатку в опалубку встановлюють зварені чи зв'язані каркаси головних і другорядних балок, нижні їхні стержні зв'язують стиковими стержнями, далі в головних балках розміщують додаткові сітки або каркаси, потім укладають зварені або зв'язані сітки плит, надопорні сітки другорядних балок, після чого проводиться укладання бетонної суміші.

1.2 Монолітні ребристі перекриття з плитами, опертими по контуру

Монолітні ребристі перекриття з плитами, опертими по контуру, є різновидом ребристих плоских перекриттів. Вони складаються з балок, розташованих по осях колон у двох напрямках при співвідношенні сторін у плитах $l_2 / l_1 \leq 2$. Монолітні ребристі перекриття з плитами, опертими по контуру, бувають двох типів – гладкі й кесонні (рис. 1.9). Перші застосовують при прольотах 4–6 м, другі – при великих прольотах, 6–9 м. Застосування перекриттів цього типу здебільшого обумовлюється вимогами архітектурної виразності, оскільки вони менш економні, ніж перекриття з балковими плитами.

Товщина плит гладких перекриттів зазвичай складає 10–14 см, а кесонних – 5–10 см.

Монолітні перекриття з плитами, опертими по контуру, у яких

прольоти плит перебувають у межах 1–2 м, балки мають однакову висоту, а колони розташовуються через декілька прольотів або відсутні взагалі, називають *кесонними перекриттями* (рис. 1.9, б). Цей різновид перекриттів може мати також діагональне розміщення балок (рис. 1.9, в), при якому короткі кутові балки є пружними опорами для більш довгих балок. Кесонні перекриття з поздовжньо-поперечним і діагональним розташуванням балок економічно рівноцінні.

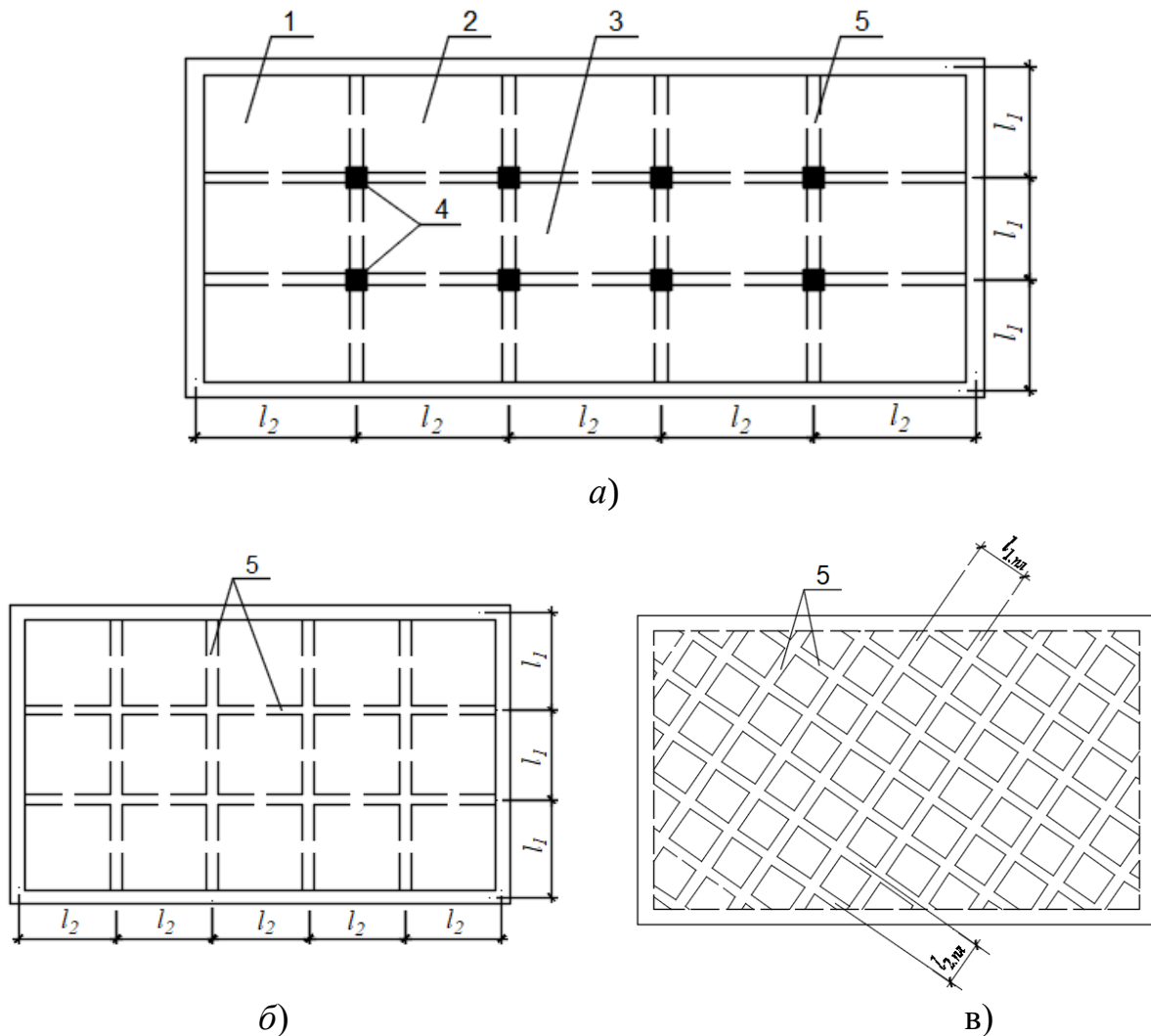


Рисунок 1.9 – Конструктивні схеми ребристих перекриттів з плитами, опертими по контуру:

а – перекриття з поздовжньо-поперечним розташуванням балок уздовж осей колон; б, в – кесонні перекриття; 1 – кутова плита; 2 – перша плита; 3 – середня плита; 4 – колона; 5 – балки

У результаті експериментальних досліджень встановлено характер руйнування плит, опертих по контуру. Зокрема, в разі дії рівномірно розподіленого навантаження в стані руйнування плити, тріщини на її

нижній поверхні утворюються уздовж бісектрис кутів і сходяться посередині вздовж довшої сторони (рис. 1.10, а), а на верхній поверхні плити при її затисненні тріщини утворюються вздовж контура затиснення із заокругленнями в кутах (рис. 1.10, б). У перекриттях із плитами, опертими по контуру, балки працюють як багатопрольотні нерозрізні.

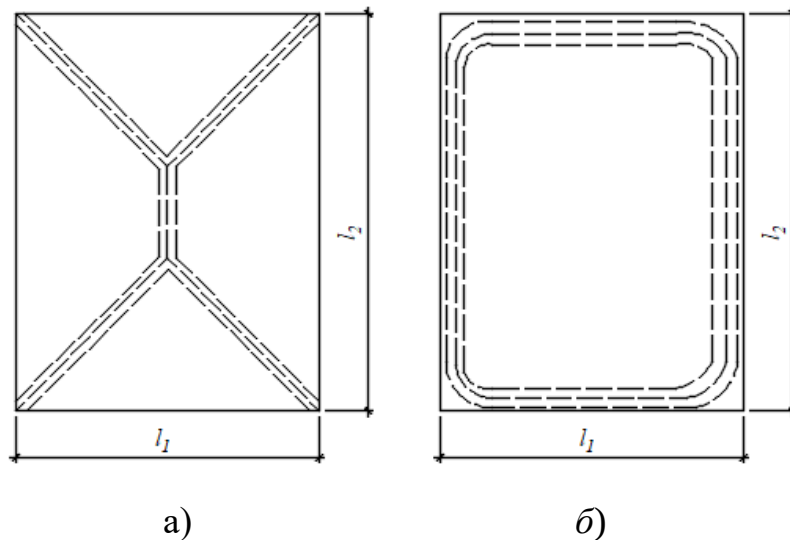


Рисунок 1.10 – Схеми утворення тріщин зверху (а) та знизу (б) плити при її руйнуванні

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

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

Другий метод (метод граничної рівноваги) допускається застосовувати в розрахунках плит, умови експлуатації яких допускають наявність тріщин. Цей метод реалізується кінематичним способом. Суть цього методу полягає в тому, що граничний стан у плиті настає внаслідок утворення системи лінійних пластичних шарнірів у формі конверта (рис. 1.11), при якій плита перетворюється на сукупність твердих дисків, здатних переміщуватися без наступного збільшення зовнішнього навантаження, тобто відбувається кінематичне обертання одного диска щодо іншого.

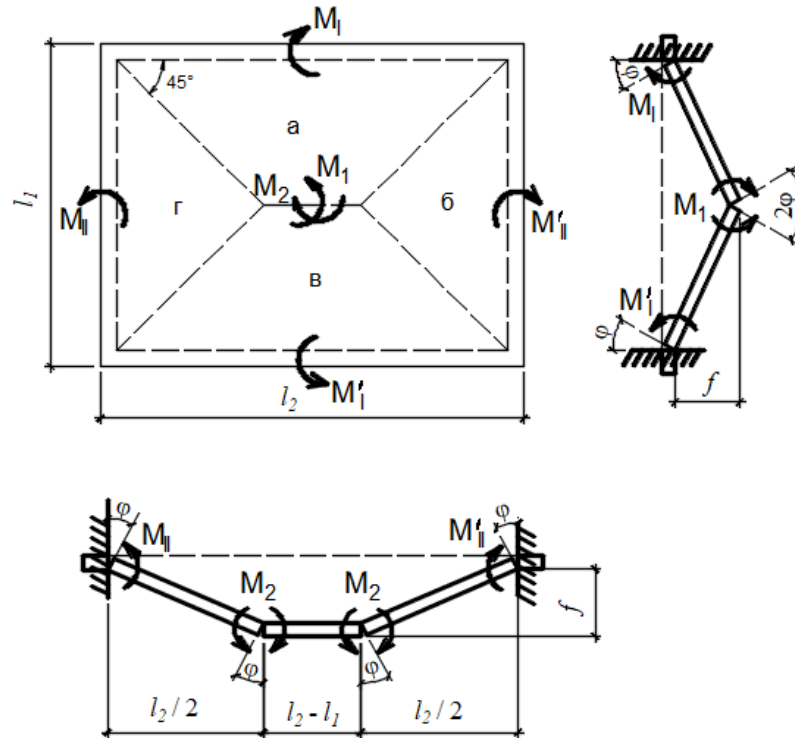


Рисунок 1.11 – Схема розрахунку плит, опертих по контуру:

а, б, в, г – диски, утворені лініями зломів; M_1 і M_2 – прольотні граничні моменти; M_I , M'_{II} , M_{II} , M'_I – опорні граничні моменти; f – прогин плити; φ – кут повороту дисків

Для такої системи рівняння рівноваги виражає рівність між віртуальними роботами W_q та W_M відповідно від зовнішніх навантажень та внутрішніх зусиль при їх можливих переміщеннях, тобто

$$W_q = W_M. \quad (1.11)$$

Якщо 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 чотири опорних M_I , M'_I , M_{II} , M'_{II} (рис. 1.11), рівняння (1.11) можна записати так:

$$\int_A y_q \cdot q \cdot dA = \sum_{i=1}^6 M_i \cdot \varphi_i \cdot l_i, \quad (1.12)$$

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 напрямі дії елементарної сили $q \cdot dA$ від навантаження q на нескінченно малій ділянці площею dA .

У рівнянні (1.12) вираз $\int_A y_q \cdot dA$ становить об'єм фігури переміщення навантаження q в результаті деформування плити. Об'єм цієї фігури

$$V = \frac{f \cdot l_1 \cdot (3 \cdot l_2 - l_1)}{6}. \quad (1.13)$$

Робота W_M внутрішніх моментів M_i на відповідних кутах поворотів φ_i

$$W_M = \sum_{i=1}^6 M_i \cdot \varphi_i \cdot l_i = (M_1 \cdot 2 \cdot \varphi + M_I \cdot \varphi + M'_I \cdot \varphi) \cdot l_2 + \\ + (M_2 \cdot \varphi + M_2 \cdot \varphi + M_{II} \cdot \varphi + M'_{II} \cdot \varphi) \cdot l_1. \quad (1.14)$$

Ураховуючи, що кут повороту дисків – величина мала, можна обрати

$$\varphi \approx \operatorname{tg} \varphi = \frac{f}{0,5 \cdot l_1}. \quad (1.15)$$

Після підстановки (1.13) – (1.15) у (1.12) та виконання необхідних перетворень матимемо:

$$\frac{ql_1^2(3l_2 - l_1)}{12} = l_2(2M_1 + M_I + M'_I) + l_1(2M_2 + M_{II} + M'_{II}), \quad (1.16)$$

де l_1 – менша сторона плити (ширина);

l_2 – більша сторона плити (довжина).

У рівнянні (1.16) маємо 6 невідомих моментів. 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 можна визначити за формулою

$$M_i = f_{yd} \cdot A_{si} \cdot z_b. \quad (1.17)$$

Таким чином, ураховуючи залежність (1.17), можна зробити висновок, що в практичних розрахунках прямокутних плит за рівнянням (1.16) необхідно задавати співвідношення M_2 / M_1 , M_I / M_1 , M'_I / M_1 , M_{II} / M_1 , M'_{II} / M_1 . Межі таких співвідношень установлені досвідом проектування (табл. 1.1). Задаючи співвідношення між розрахунковими моментами, завдання зводять до розв'язання рівняння (1.16) з одним невідомим замість шести невідомих. Зазвичай таким невідомим є прольотний момент у короткому напрямі M_1 . Співвідношення між моментами залежно від співвідношення

прольотів рекомендується приймати в межах 1–2,5; менші значення стосуються кутових плит, великі – середніх внутрішніх.

У практичних розрахунках визначення значень моментів за (1.16) можна спрощувати. Наприклад, для квадратної плити ($l_2 = l_1 = l$), заармованої так, що у будь-якому перерізі площа поперечного перерізу арматури однакова, тобто $M_1 = M_2 = M_I = M'_I = M_{II} = M'_{II} = M$, із рівняння (1.16) одержимо:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{48}. \quad (1.18)$$

Таблиця 1.1 – Співвідношення між розрахунковими моментами в плитах, опертих по контуру

l_2 / l_1	M_2 / M_1	M_I / M_1 M'_I / M_1	M_{II} / M_1 M'_{II} / M_1
1–1,5	1–0,2	1,3–2,5	1,3–2,5
1,5–2	0,5–0,15	1–2	0,2–0,75

За розрахункові прольоти l_1 і l_2 приймають відстані у просвіті між контурними балками. При спиранні на стіну розрахунковий проліт дорівнює відстані від грані балки до середини площини спирання.

У плит, обрамлених уздовж всього контура балками, виникає розпір, який збільшує їх несучу здатність, тому під час визначення площі арматури значення моментів, обчислених за розрахунками, дозволяється в перерізах середніх прольотів і середніх опор багатопрольотного перекриття залежно від співвідношення ширини ділянки обриву арматури в нижній зоні до меншого прольоту зменшувати на 20 %.

Плити армують плоскими звареними або в'язаними сітками при прольотах $l_1 = 2,5$ м і менше, при прольотах більше 2,5 м використовують рулонні сітки (рис. 1.12). Для сприйняття пролітних згинальних моментів у нижній частині плити укладають додаткову сітку. При армуванні плит вузькими плоскими сітками з поздовжньою арматурою нижні сітки укладають у два шари, з розташуванням робочої арматури у взаємно перпендикулярних напрямках, а верхні сітки укладають над балками з розташуванням робочих стержнів перпендикулярно до осей балок (рис. 1.12).

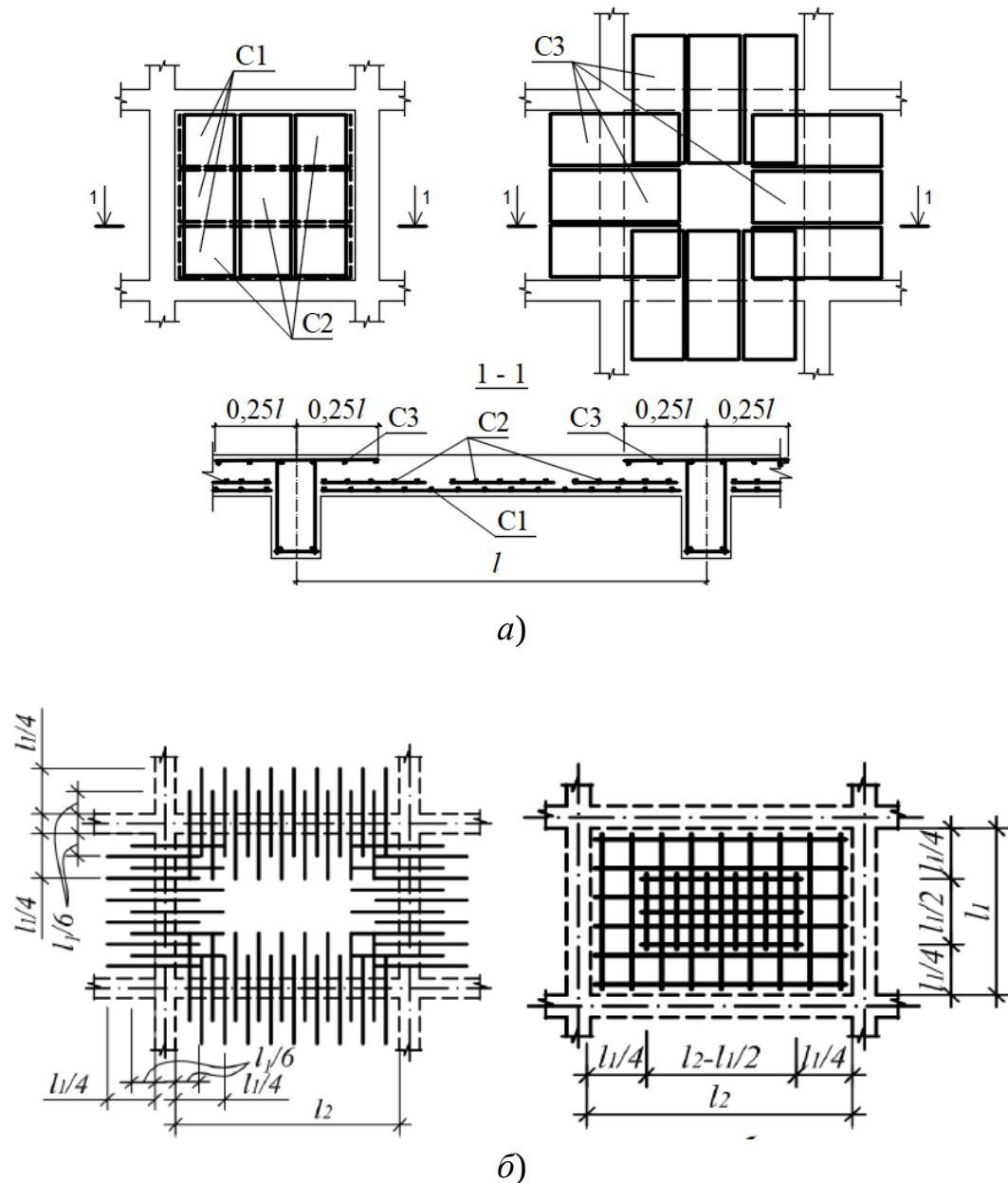


Рисунок 1.12 – Армування плит, опертих по контуру:
а – розкладання нижніх (C1, C2) та верхніх (C3) сіток при армуванні вузькими плоскими сітками; б – варіант армування суцільними сітками (над опорами та знизу в прольотах [10])

Особливості розрахунку і конструювання балок.

За розрахункову схему балок перекриттів із плитами, опертими по контуру, приймають багатопрольотні нерозрізні балки, в яких середні розрахункові прольоти l_1 , l_2 дорівнюють відстані між гранями колон, а крайні – відстаням від осі опори на стіні до грані колон (рис. 1.13).

Спрощено середні розрахункові прольоти прирівнюють до відстаней у просвіті між суміжними балками.

Навантаження, що діє на балку в її прольотах, матиме вигляд трикутників або трапецій (рис. 1.13, б, в), оскільки з достатньою в розрахунках точністю можна вважати, що суцільне навантаження $q = g + v$ із плит на балку передається з двох сторін із трикутно- або трапецієподібних навантажувальних площ-дисків (рис. 3.7; 3.9, а). До того ж, 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 qlb_1 повинні бути однаковими.

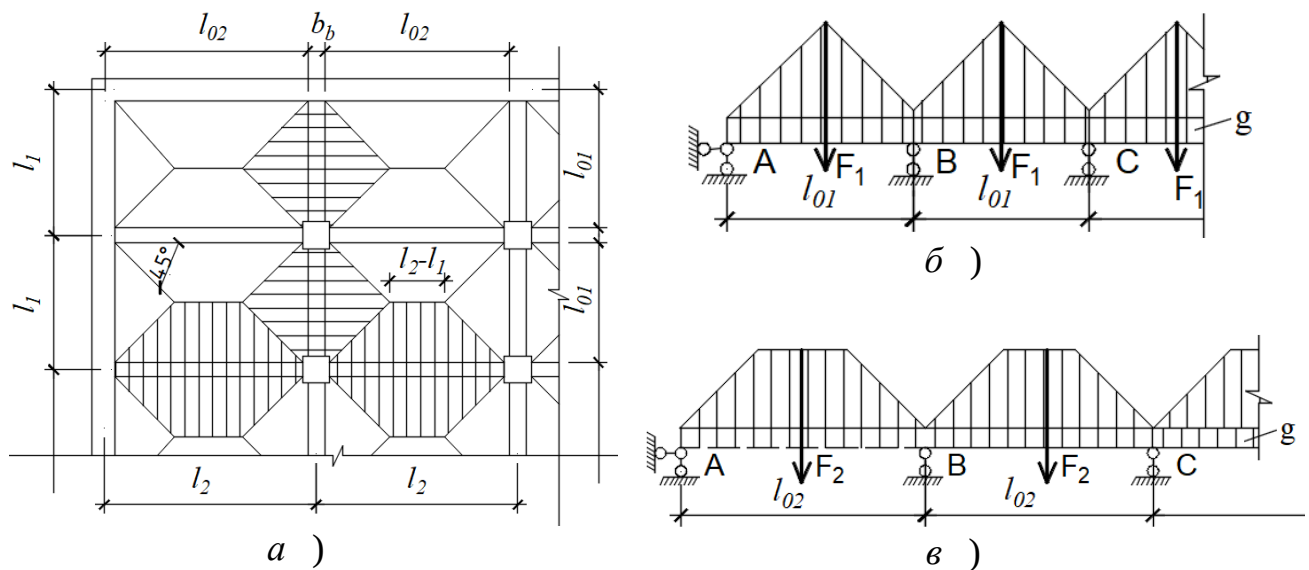


Рисунок 1.13 – До розрахування балок перекриттів із плитами, опертими по контуру:

а – схема розподілу навантажень із плит на балки; б, в – розрахункові схеми балок у напрямі прольотів l_1 та l_2 відповідно

На балки монолітних ребристих перекриттів із плитами, опертими по контуру, передається трапецієподібне F_2 або трикутне F_1 навантаження (рис. 1.13, б, в), інтенсивність якого визначається залежно від співвідношення прольотів плити і вантажної площі, з якої збирають навантаження. Розрахункові прольоти балок приймають рівними відстані у світлі між колонами. Загальне навантаження на балку з трикутною епюрою

$$F_1 = \frac{(g + v) \cdot l_{01}^2}{2}; \quad (1.19)$$

з трапецієподібною епюрою

$$F_2 = \frac{(g + v) \cdot l_{01} \cdot (2 \cdot l_{02} - l_{01})}{2}, \quad (1.20)$$

де g, v – постійне і змінне навантаження на 1 м^2 .

У вільно лежачій балці згинальні моменти від такого навантаження, відповідно, будуть рівними:

$$M_1 = \frac{(g + v) \cdot l_{01}^3}{12}; \quad (1.21)$$

$$M_2 = \frac{(g + v) \cdot l_{01} \cdot (3 \cdot l_{02}^2 - l_1^2)}{24}. \quad (1.22)$$

Крім того, потрібно враховувати рівномірно розподілене навантаження g від власної ваги самої балки і частини перекриття з тимчасовим навантаженням на ній, обумовленим по вантажній смузі шириною, рівною ширині балки b_b .

Згинальні моменти з урахуванням нерозрізненості балок і перерозподілу внутрішніх зусиль становлять:

– у першому прольоті і на першій проміжній опорі

$$M = 0,7 \cdot M_0 + \frac{g \cdot l^2}{11}; \quad (1.23)$$

– у середніх прольотах і на середніх опорах

$$M = 0,5 \cdot M_0 + \frac{g \cdot l^2}{16}, \quad (1.24)$$

де M_0 визначають за формулами (1.21) і (1.22).

У трьохпрольотній балці момент у середньому прольоті потрібно приймати не меншим, ніж момент защемленої балки:

$$M = 0,4 \cdot M_0 + \frac{g \cdot l^2}{24}. \quad (1.25)$$

Поперечні сили можуть прийматися рівними $V_1 = \frac{F_1}{2}$ або $V_2 = \frac{F_2}{2}$ з боку однієї балки.

Порядок підбору площі перерізу арматури і принципи армування контурних балок, що обрамляють плити, такий самий, як і головної балки ребристого перекриття з балковими плитами.

1.3 Монолітні перекриття кесонного типу

Кесонне перекриття – це ребриста конструкція із взаємно-перпендикулярно розташованими ребрами в нижній зоні (рис. 1.9, б, в; 1.14). В кесонних перекриттях прольоти плит дорівнюють 1,0–2,0 м, балки мають однакову висоту, а колони розташовані через декілька прольотів або відсутні взагалі (рис. 1.14). Товщина плит приймається не менше ніж 30 мм.



Рисунок 1.14 – Монолітне перекриття кесонного типу

У конструкції монолітного перекриття кесонного типу бетон видалений із розтягнутої зони перетину, в якій збережені лише ребра, в яких розташована розтягнута арматура. В результаті вдається отримати значну економію матеріалу порівняно з перекриттями суцільного перетину або істотно збільшити прольоти, що перекриваються.

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. 1.9, 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. Армування плит із прольотом до 1,25 м виконують конструктивно: розташовують 4–5 стержнів із дроту класу Вр-I діаметром 3–5 мм на 1 м поперечного перерізу плити в кожному напрямі.

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

Для смуг, розташованих посередині плит, вільно опертих уздовж контура (рис. 1.9, б), згинальні моменти на одиницю ширини визначають у напрямі розмірів l_1 , l_2 за формулами

$$M_1 = \frac{(g + v)_1 \cdot l_{s2} \cdot l_1^2}{8}; \quad M_2 = \frac{(g + v)_2 \cdot l_{s1} \cdot l_2^2}{8}; \quad (1.26)$$

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

$$(g + v)_1 = \frac{(g + v) \cdot l_2^4}{l_1^4 + l_2^4}; \quad (g + v)_2 = \frac{(g + v) \cdot l_1^4}{l_1^4 + l_2^4};$$

l_1 і l_2 – розміри приміщення в плані;

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

Згинальні моменти в бічних балках, які сприймають менше навантаження, визначають з умови, що прогини балок однакової жорсткості пропорційні моментам, які, своєю чергою, пропорційні навантаженням. У розрахунках можуть бути використані таблиці, що містяться в довідниковій літературі.

Кесонні перекриття набули широкого застосування в практиці будівництва низки європейських країн, зокрема, в Іспанії, Великобританії та інших країнах. Тут під час будівництва адміністративних будівель найбільш часто застосовуються каркасні конструктивні системи з влаштуванням кесонних перекриттів.

Перекриття, що зводяться, становлять монолітну кесонну структуру, сформовану за допомогою пластмасової опалубки – пластмасових форм розміром в плані 80 см × 74 см і заввишки 20–40 см. Форми розташовуються на певній відстані одна від одної, утворюючи порожнини для бетонування взаємно перпендикулярних армованих монолітних балок з відстанню по осях 80 см × 80 см. Над формами розміщують арматурну сітку, покриваючи поверхню форм монолітним бетоном не менше 5 см завтовшки. В результаті утворюється монолітна залізобетонна кесонна структура загальною висотою 25–45 см залежно від висоти пластмасових форм. На ділянці сполучення перекриття з монолітної колоною влаштовують суцільну монолітну залізобетонну плиту.

У кесонної частини перекриття товщина ребер змінюється від низу до верху від 10-ти до 20-ти см. Порожнистість кесонного перекриття досягає 50 %.

Для влаштування кесонного перекриття використовують спеціальний комплект опалубки, що складається з телескопічних стійок, металевої обрешітки, що розташовується з урахуванням розмірів пластмасових

кесонноутворювачів. По латах розкладають кесонноутворювачі – інвентарні форми, що мають незначну адгезію до бетону і легко видаляються після набору бетоном розпалубочної міцності. Кесонноутворювачі мають невелику вагу і розкладаються і знімаються вручну. Пластмасові форми з великою точністю фіксуються на металевих прогонах.

1.4 Балкові збірні перекриття

1.4.1 Компонування конструктивної системи

Збірні перекриття завдяки своїй індустріальності набули великого поширення.

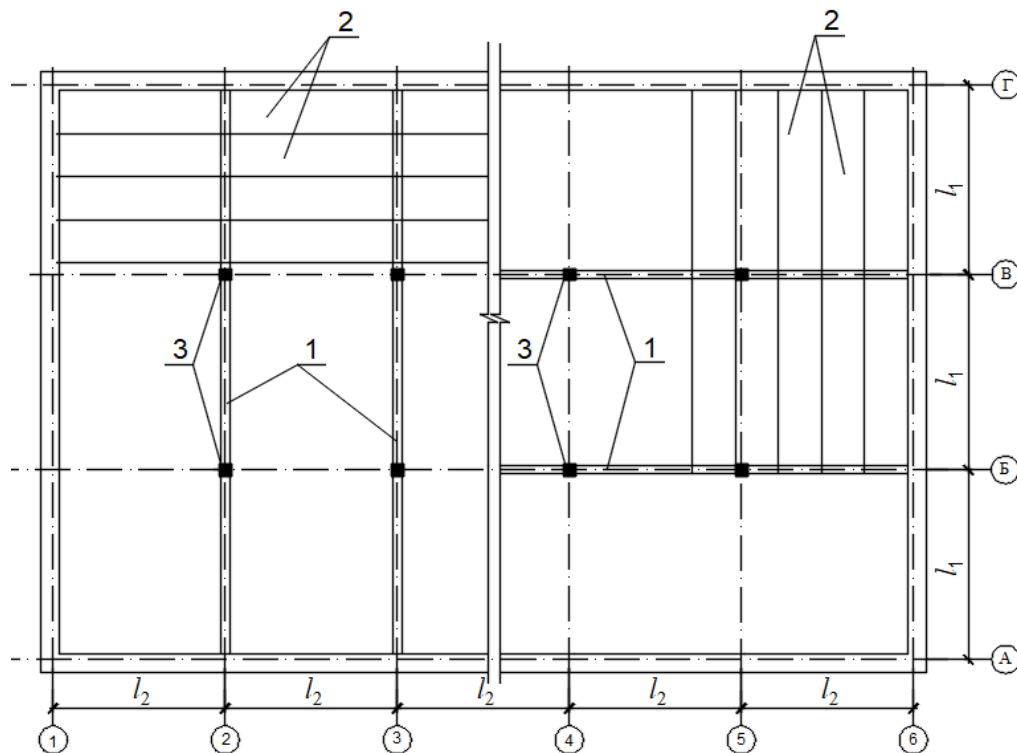
Конструктивні вирішення таких перекриттів ґрунтуються на єдиній модульній системі, що надає можливість скоротити кількість типорозмірів конструкцій. Будівництво провадять зі збірних залізобетонних елементів за типовими серіями при уніфікованих сітках колон. Вартість перекриттів може становити 20–25 % вартості багатоповерхової будівлі. Отже, зниження вартості конструкції перекриття надасть можливість істотно зменшити вартість усієї будівлі.

Збірні балкові перекриття – це плоскі перекриття, які монтуються із попередньо виготовлених на заводах окремих елементів – *плит та ригелів* (рис. 1.15). *Ригелі* опираються на колони та стіни і розташовуються упоперек або уздовж будинку (рис. 1.15). Навантаження в таких перекриттях із плит передається на ригелі, а з ригелів на колони і стіни. Ригелі разом із колонами утворюють рами.

При проєктуванні збірних перекриттів komponують 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 й осадковими швами; визначення напрямку розташування ригелів; вибір розмірів прольоту і кроку ригелів, способу опирання на них плит, типу та розмірів плит перекриття. Під час komponування 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. Зокрема, в разі розташування ригелів упоперек будівлі (рис. 1.15, б) її

поперечна жорсткість буде максимальною, але освітленість стелі приміщень буде найгіршою.



а)

б)

Рисунок 1.15 – Збірне балкове перекриття:

а – розташування ригелів уперек будівлі; б – ригелі уздовж будівлі;

1 – ригель; 2 – плита перекриття; 3 – колона

У промислових будівлях для забезпечення просторової жорсткості потрібно надавати перевагу поперечному напрямку ригелів. У житлових та громадських будівлях зазвичай застосовують поздовжній напрям ригелів, що полегшує планувальні рішення.

У панельних безкаркасних будівлях застосовують збірні перекриття, що складаються із суцільних або порожнистих плит, опертих на стіни.

Проектуючи перекриття, зазвичай складають кілька варіантів конструктивної схеми і з них вибирають оптимальний за економічними показниками.

Залежно від призначення об'ємно-планувальних рішень та навантажень на перекриття всі залізобетонні вироби для збірних балкових перекриттів поділяються на три *групи* [10].

Перша група включає міжвидові збірні залізобетонні конструкції для будівництва як промислових, так і цивільних будівель із координаційною сіткою колон 3 м × 6 м, 6 м × 6 м, (6 + 3 + 6) м × 6 м, 9 м × 6 м при висоті

поверхів 3,3 м; 3,6 м; 4,2 м; 4,8 м. Інколи висота першого поверху може становити 6,0 м та 7,2 м. Плити перекриттів ребристі, заввишки 300 мм, і багатопорожнисті, заввишки 220 мм. Ригелі із тавровим поперечним перерізом 450 мм і 600 мм заввишки 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 мм × 400 мм та виготовляються із 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 м; 6,0 м; 7,2 м і тавровий переріз заввишки 450 мм, 600 мм. Плити багатопорожнисті з номінальною довжиною 3,0 м; 6,0 м; 7,2 м; 9,0 м мають висоту 220 мм, а довжина становить 12 м – 300 мм. Також застосовують плити типу Т та 2Т. Опіраються плити на полиці ригелів таврового поперечного перерізу з висотою 450 мм і 600 мм. Розміри поперечного перерізу колон 300 мм × 300 мм та 400 мм × 400 мм. З'єднання ригелів із колонами таке саме, 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 м × 6 м, м × 9 м, (9+3+9) м × 6 м, 12 м × 6 м, а висота поверхів складає 4,2 м; 4,8 м; 6,0 м; 7,2 м. Верхні поверхи можуть мати прольоти 18 м та 24 м. При довжині ригелів до 6-ти м застосовують багатопорожнисті плити перекриттів із висотою 220 мм та ребристі плити з висотою 300 мм; при довжині ригелів 9 м і 12 м застосовують ребристі плити з висотою 300 мм та 400 мм. Плити опіраються на полиці ригелів із тавровим поперечним перерізом із висотою 450 мм для прольотів 6 м і 600 мм для прольотів 6 м та 9 м. Розміри поперечного перерізу колони – 400 мм × 400 мм, 400 мм × 500 мм та 400 мм × 600 мм. Ригелі опіраються на консолі колон і з'єднуються з ними жорстко.

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

1.4.2 Проектування плит перекриттів

У збірних балкових перекриттях застосовують *ребристі, багатопорожнисті* (рис. 1.16, а, б). та *суцільні* плити. Витрати залізобетону на плити складають близько 65 % загального об'єму, що витрачається на плити, ригелі та колони.

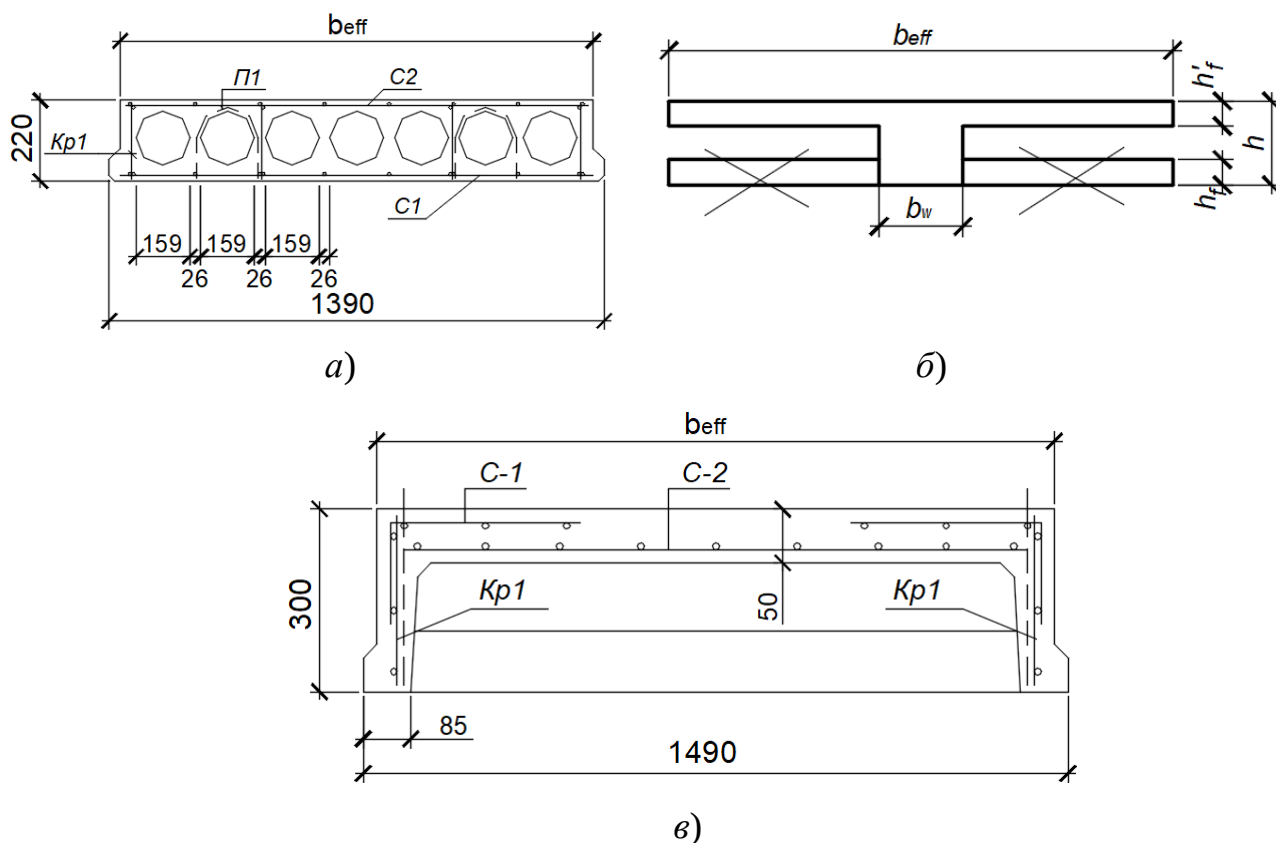


Рисунок 1.16 – Плити збірних балкових перекриттів:

а – багатопорожнисті; б – розрахунковий приведенний переріз; в – ребристі

Для порівняння плит використовують такі техніко-економічні показники: зведена товщина бетону та витрати арматурної сталі ($\text{кг}/\text{м}^2$) залежно від характеристичного нормативного значення навантаження. Стосовно 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 найекономічнішими є плити з овальними порожнинами, але виготовлення їх трудомістке.

Статичний розрахунок плит ребристих, багатопорожнистих, типу Т та 2Т здійснюють як однопролітних шарнірно опертих із кінців балок, завантажених рівномірно розподіленим навантаженням з інтенсивністю $q = (g + v) b_{\text{пл}}$, де g – навантаження від маси підлоги (покрівлі) та

плити, v – змінне навантаження на плиту.

Розрахунковий проліт l_0 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 за формулами (рис. 1.17, а, б) відповідно:

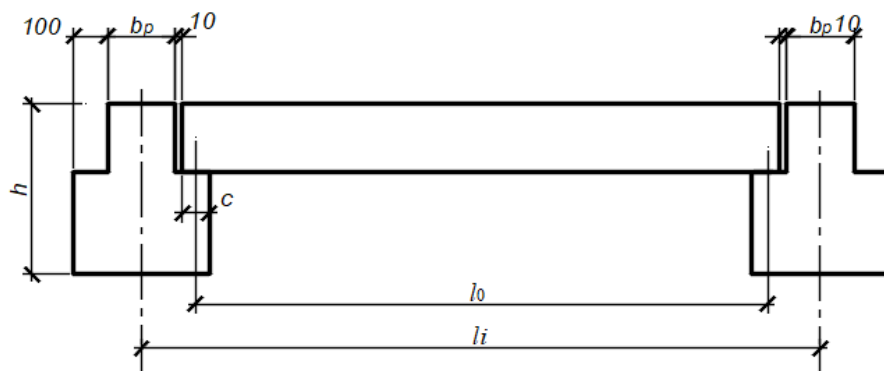
$$l_0 = l_i - b_p - 2 \cdot 10 - c; \quad (1.27)$$

$$l_0 = l_i - b_p - 2 \cdot 30 - c, \quad (1.28)$$

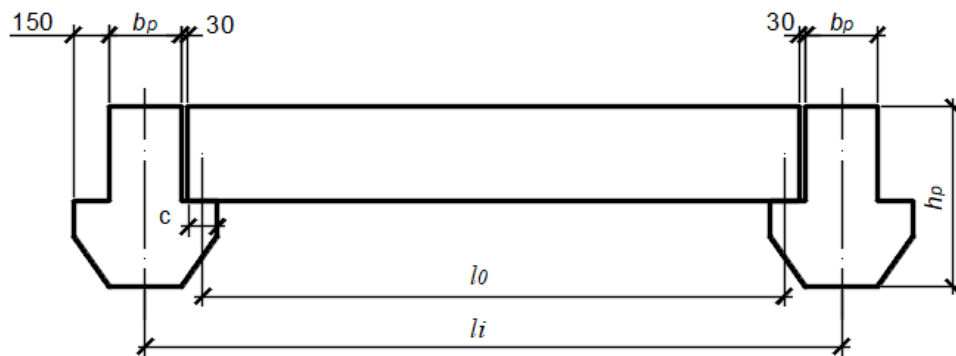
де l_i – крок ригелів;

c – ширина площини опирання плит на полиці ригеля;

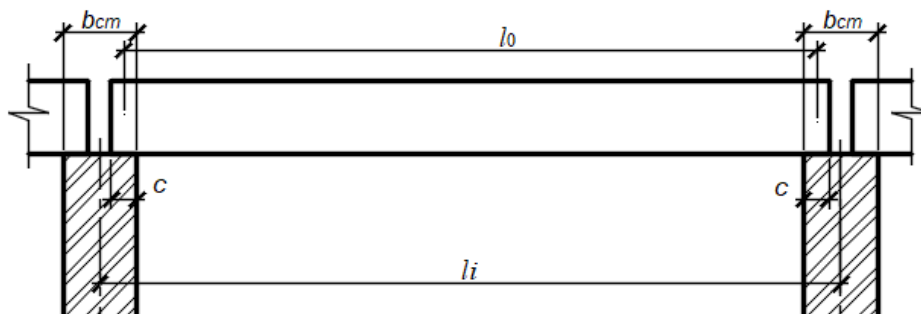
10 (30) – зазор між ригелем та плитою для вільного монтажу плити.



а)



б)



в)

Рисунок 1.17 – Схеми опирання збірних плит на ригелі і стіни:

а, б – на збірні ригелі; в – на несучу стіну

Якщо плита опирається на стіни, то при визначенні прольоту l_0 потрібно враховувати, що довжину опирання плит на цегляні стіни визначають шляхом розрахування кладки на місцеве стиснення і приймають її не менше 75-ти мм для плит із прольотом до 4 м і не менше 120-ти мм – для плит із більшими прольотами.

На поздовжніх бокових гранях плит передбачені заглиблення, в яких після замонолічування швів утворюються шпонки, які забезпечують сумісну роботу плит на зсув у вертикальному та горизонтальному напрямках. Таке з'єднання плит перетворює перекриття на 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 змінне навантаження на перекриття $v \geq 10 \text{ кН/м}^2$, то при замонолічуванні шви армують сідлоподібними каркасами, таким чином, перетворюючи плити на нерозрізні.

Армування плит здійснюють зварними сітками та каркасами (рис. 1.16), також застосовують попередньо напружену арматуру. Площа поперечного перерізу поздовжньої арматури встановлюється на підставі розрахування 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 із ребрами вниз (рис. 1.16, б) здійснюється, як для перерізів таврової форми з шириною полиці b_{eff} та шириною ребра b_w , що дорівнює сумарній ширині поздовжніх ребер. За наявності в 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 шляхом розрахунку міцності плити встановлено, що нейтральна лінія у тавровому перерізі розташовується в полиці, то в таких випадках розрахунок міцності плит здійснюють, як для прямокутних перерізів із шириною b_{eff} . Якщо нейтральна лінія перетинає ребро таврового перерізу, розрахунок ведуть з урахуванням його стиснутої ділянки. Але такого положення нейтральної лінії при проектуванні плит краще уникати внаслідок збільшення висоти плити або класу її бетону.

Ребристі плити з ребрами вниз виготовляють із шириною 740 мм, 935 мм, 1 485 мм, 2 985 мм, висотою 300 мм, 400 мм, довжиною 5 650 (5150) мм та 5550 (5050) мм і застосовують переважно в промисловому будівництві. Найпоширеніші з них мають розміри в плані 1,5 м × 6,0 м, також застосовують у будівництві плити з шириною 3 м. Ребристі плити складаються із двох або трьох поздовжніх ребер, з'єднаних поперечними ребрами й тонкою полицею. Для виготовлення ребристих плит використовують бетон класу C12/15 – C30/35. Полиці плит армують зварними сітками зі звичайного дроту класу Вр-I (B500), ребра армують зварними каркасами зі стержнів арматури класу A240C, A500C і дроту класу Вр-I. Для попереднього напруження в плитах застосовується стержнева арматура класів A600, A800, A1000, високоміцний дріт класів Вр1200, Вр1300, Вр1400, Вр1500 та канати K1400 (К-7), K1500 (К-7), K1500 (К-19). Плити з прольотами менше 6-ти м виготовляють, як правило, без попередньо напруженої арматури.

Розрахунок міцності плит із ребрами вгору проводиться як для прямокутного перерізу і з шириною, що дорівнює сумарній ширині всіх поздовжніх ребер. Армування таких плит аналогічне до армування балкових плит монолітних ребристих перекриттів.

Багатопорожністі плити – це тонкостінні залізобетонні конструкції, в яких мінімальна товщина полиці становить 30 мм, а ребер – 25–35 мм. Їх виготовляють із шириною 940 мм, 1 190 мм, 1 490 мм, 2 985 мм та висотою 220 мм, 300 мм (рис. 2.25, б; 2.26, б). Довжина плит – 2 650 мм, 5 650 мм, 6 650 мм, 8 650 мм.

У розрахунках багатопорожнистих плит конструктивні поперечні перерізи зводять до розрахункових двотаврових (рис. 1.16, б). Але оскільки вважається, що бетоном нижньої полиці перерізу зусилля не сприймаються, то двотавровий переріз розглядається, як тавровий із шириною полиці b_{eff} та шириною ребра b_w , що дорівнює сумарній ширині поздовжніх ребер. Під час зведення конструктивного перерізу багатопорожнистих плит до розрахункового двотаврового перерізу круглі або овальні отвори замінюються еквівалентними, відповідно, квадратними або прямокутними отворами з тією самою площею і моментом інерції при співпадінні центрів ваги. Спрощено круглі отвори замінюють квадратними зі сторонами $0,9 \varnothing$, а овальні отвори замінюють прямокутними з розмірами $0,95h_1$ і $0,95b_1$.

Між ребрами плит з овальними каналами верхня полиця працює на місцевий згин, тому крок поперечних стержнів класу Вр-I з діаметром 4 мм,

що укладаються у вигляді сітки, визначають із урахуванням дії згинального моменту $M = q \cdot l^2/16$ (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 із висотою 300 мм дозволяється поперечну арматуру не встановлювати на тих ділянках, на яких похилі тріщини не утворюються. В коротких плитах допускається застосовувати змішане армування, коли до 50 % стержнів попередньо не напружують. Зведена товщина бетону плит із круглими каналами становить 120–150 мм і з витратою арматури 8,5–10 кг / м². Багатопорожнисті плити виготовляють із бетонів класу C12/15 – C20/25, для їх армування застосовують зварні сітки зі звичайного дроту класу Вр-I. Для попереднього напруження в плитах застосовується стержнева арматура діаметром 10–18 мм класів А600, А800, А1000, високоміцний дрід класів Вр1200, Вр1300, Вр1400, Вр1500 та канати К1400 (К-7), К1500 (К-7).

Суцільні плити можуть бути одно- або двошаровими. Верхній шар зазвичай 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 становить 120–160 мм, витрати арматури в плитах без попереднього напруження досягають 14–16 кг / м² і 10–14 кг / м² у попередньо напружених. Розрахунок плит за міцністю виконують як однопролітних вільно опертих балок із прямокутним поперечним перерізом. Армування таких плит аналогічне до армування 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 всіх плит виготовляють із арматури класу А240С, розташовуючи їх в чотирьох кутах із зачепленням або приварюванням до основної арматури.

1.4.3 Проєктування ригелів

Ригелі балкових збірних перекриттів – це горизонтальні або похилі елементи рам, на які спираються плити (рис. 1.18). Форма поперечного

перерізу ригелів (рис. 1.19) 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. 1.18, б), у промислових – прямокутник або тавр із полицями зверху або знизу (рис. 1.18, а).

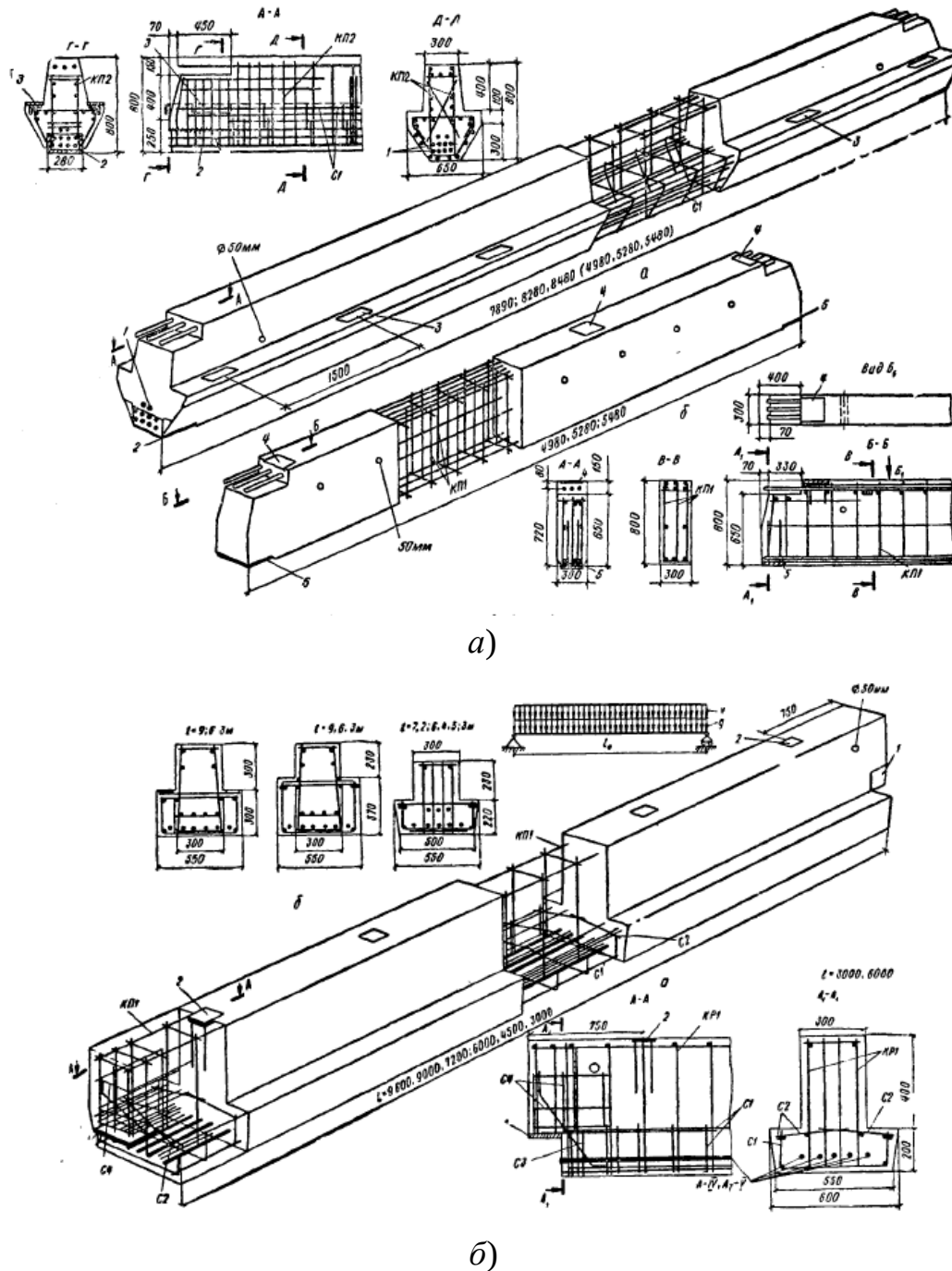


Рисунок 1.18 – Типи ригелів перекриттів:
а – промислових будівель; б – цивільних будівель

Прольоти ригелів уніфіковані і мають номінальну довжину 6 м, 9 м, 12 м.

Виготовляють ригелі однопрольотними й стикують біля бокових граней колон. Ригелі з довжиною до 6-ти м виготовляють із бетону класів С12/15 – С30/35 та без попереднього напруження, понад 6 м – попередньо напруженими з бетонів класу С20/25 – С30/35. Висота їх поперечного перерізу приймається в межах $1/8 - 1/12$ прольоту. Для цивільних будівель зазвичай застосовують ригелі з висотою 450 мм, 600 мм, а для промислових – із висотою 800 мм. Ширина перерізу ригелів становить 0,3–0,4 м висоти.

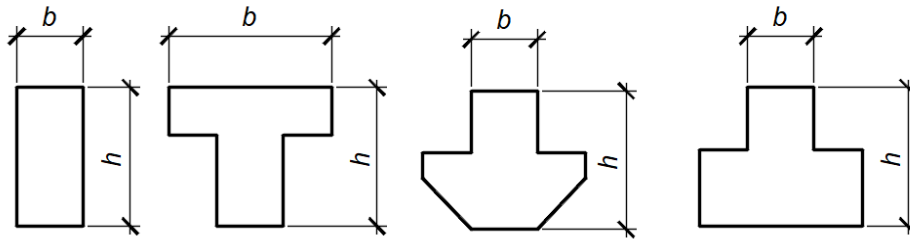


Рисунок 1.19 – Форма поперечного перерізу ригелів

Зусилля для проектування ригелів визначають за статичними розрахунками рам. *Розрахунок збірних ригелів* із шарнірним опиранням на крайніх опорах і з різницею в довжинах прольотів до 10 % та з жорсткістю не менше трикратної жорсткості колон виконують як нерозрізні головних балок монолітного ребристого перекриття. Навантаження на ригелі рам у розрахункових схемах від плит може прийматися рівномірно розподіленим (якщо на ригель опираються багатопорожнисті або суцільні плити) або зосередженим (у випадках опирання на ригель ребристих плит). При кількості зосереджених зусиль понад чотири 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 змінного v навантажень.

Максимальні значення моментів у прольотах ригелів визначають при завантаженні їх суцільним постійним навантаженням g від маси перекриття та тимчасовим навантаженням v через проліт (рис. 1.20, а, б). Максимальне абсолютне значення моменту на опорі визначають при постійному суцільному навантаженні g та одночасній дії на нього тимчасового навантаження v на двох суміжних із цією опорою прольотах і далі через проліт (рис. 1.20, в, г). Одержані епюри згинальних моментів об'єднують в обвідну епюру і проводять їх перерозподіл з урахуванням явища утворення пластичних шарнірів.

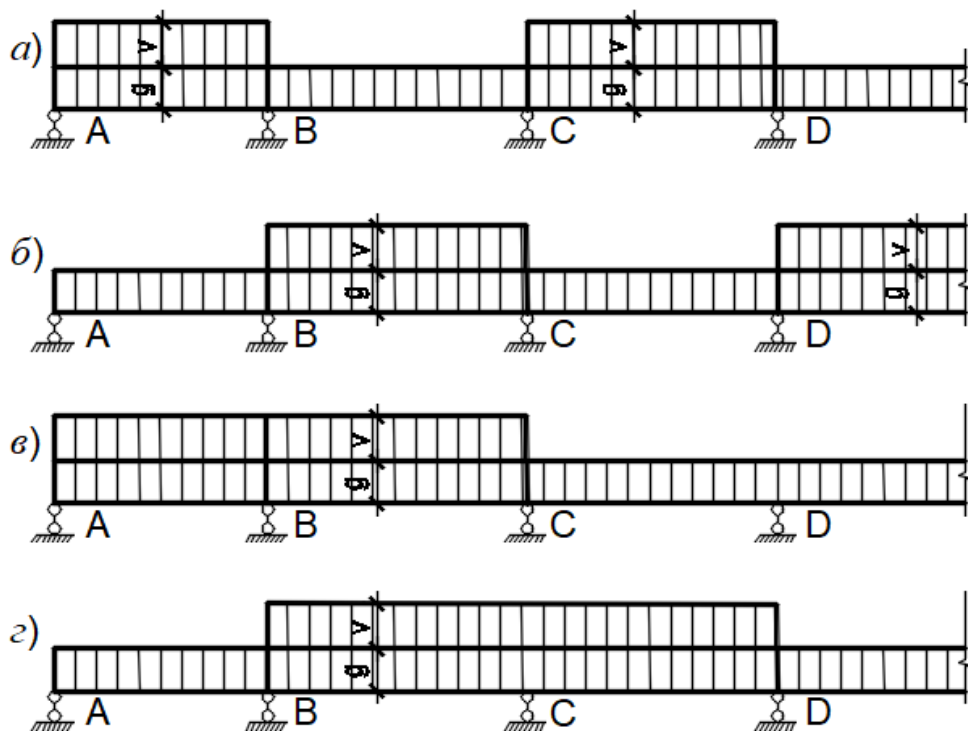


Рисунок 1.20 – Розрахункові схеми нерозрізних ригелів:
а, б – для визначення максимальних моментів в прольотах;
в, г – для визначення максимальних моментів на опорах

Армування ригелів із довжиною до 6-ти м здійснюють за допомогою плоских зварних каркасів із арматури класу А500С. Поздовжня робоча арматура приймається з діаметром 12–32 мм. Діаметр поперечної арматури, відповідно до технологічних вимог зварювання, обирають у межах 6–10 мм (рис. 1.18). Ригелі з попереднім напруженням армують стержнями класу А600, А800, А1000. Також застосовують канати К-7 (К1400, К1500).

Особливістю ригелів для багатоповерхових будинків є армування місць їх прилягання 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 його верхній частині. Приклади армування ригеля з підрізкою в опорній частині подано на рисунку 1.18.

1.4.4 Стикування ригелів

Збірні ригелі зазвичай виготовляють однопрольотними і стикують біля бічних граней колон, якщо застосовують каркас із лінійних елементів. У цьому випадку ригелі опирають на залізобетонні або металеві (оббетоновані) консолі

колон. В опорних частинах ригелів установлюють додаткову арматуру і закладні деталі, а також влаштовують випуски арматурних стержнів залежно від типу стику ригелів.

Стики ригелів з колонами проєктують залежно від характеру їх роботи за одним із трьох типів: *шарнірним, пружнопластичним, жорстким*. Перші два типи стиків на практиці конструктивно укладають на консолях, третій – на консолях або без консолей (рис. 1.21–1.23) [10].

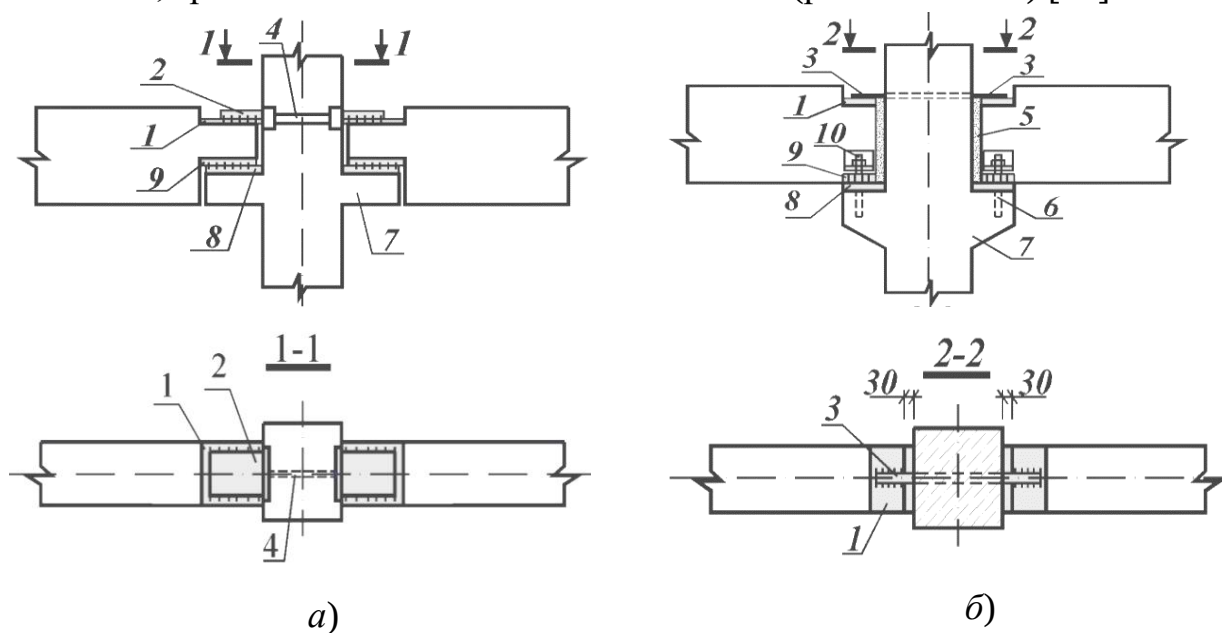


Рисунок 1.21 – Шарнірні стики [10]:

а – сховані на консолях; б – на консолях; 1 – закладні деталі зверху ригеля; 2 – стиковальна смуга (необов'язково); 3 – стиковальний стержень; 4 – закладні деталі колони; 5 – шов замонолічування; 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. 1.21). Перевагою цих стиків є простота виготовлення та монтажу, а тому в практиці будівництва їх застосовують широко. Особливо часто їх застосовуються під час спорудження багатоповерхових будівель, у складі в'язевих каркасів.

Недолік шарнірних стиків – значна витрата бетону та арматури, оскільки шарнірне стикування не дозволяє раціонально перерозподіляти згинальні моменти уздовж ригелів. Шарнірний стик може мати два конструктивні різновиди. Перша (шарнірний стик схований на консолях) – ригелі з підрізками опираються на консолі зі штампованого або зварного металевих коритоподібного профілю, при цьому знизу і зверху

за допомогою закладних деталей їх приварюють до закладних деталей колон (рис. 1.21, а). Друга (шарнірний стик на консолях) – ригелі опираються на короткі консолі з вутами і за допомогою закладних деталей приварюють знизу до закладних деталей консолей, а зверху – до стержнів, пропущених через наскрізні отвори в колонах (рис. 1.21, б). Перша конструкція стику застосовується в каркасах багатоповерхових цивільних будівель, друга – в каркасах промислових будівель зі значними навантаженнями на перекриття. Конструкція шарнірних стиків (особливо перший різновид) 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, на пружнопластичні або жорсткі.

Пружнопластичний стик застосовується як у цивільному, так і в промисловому будівництві. Найдоцільніше його виконувати при стикуванні попередньо напружених ригелів. Ці стики проєктують 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. У цивільному будівництві їх виконують у вигляді безконсольного стику (рис. 1.22), а в промисловому – на консолях (рис. 1.23).

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 отримання якісного замонолічування.

Жорсткі стики на консолях відрізняються від шарнірних стиків на консолях тільки тим, що площа стикувальних стержнів обирається за умови забезпечення сприймання ними повного розрахункового опорного моменту. Зокрема, зазвичай у стиках ригелів таврового профілю (рис. 1.23), на відміну від стиків ригелів прямокутного профілю, стикувальні стержні розташовують ззовні колон.

Розрахунок стиків включає розрахунок опорної консолі та стикувальних стержнів.

Розрахункова схема визначення площі стикувальних стержнів зображена на рисунку 1.24, а, відповідно до неї розрахункове зусилля розтягу в стику

$$N = M_{Ed} / Z, \quad (1.29)$$

де M_{Ed} – опорний момент, який діє в стикові;

z – плече внутрішньої пари сил, яке для замонолічених стиків дорівнює відстані від центра ваги стиснутої зони бетону знизу ригеля до центра ваги перерізу з'єднувальних стержнів (або пластин), а в стиках без замонолічування – відстані між центрами ваги верхньої і нижньої арматури ригеля.

Використовуючи залежність (1.29), площу перерізу арматури, за допомогою якої стикуються ригелі, визначають за формулою

$$A_s = N / f_{yd}. \quad (1.30)$$

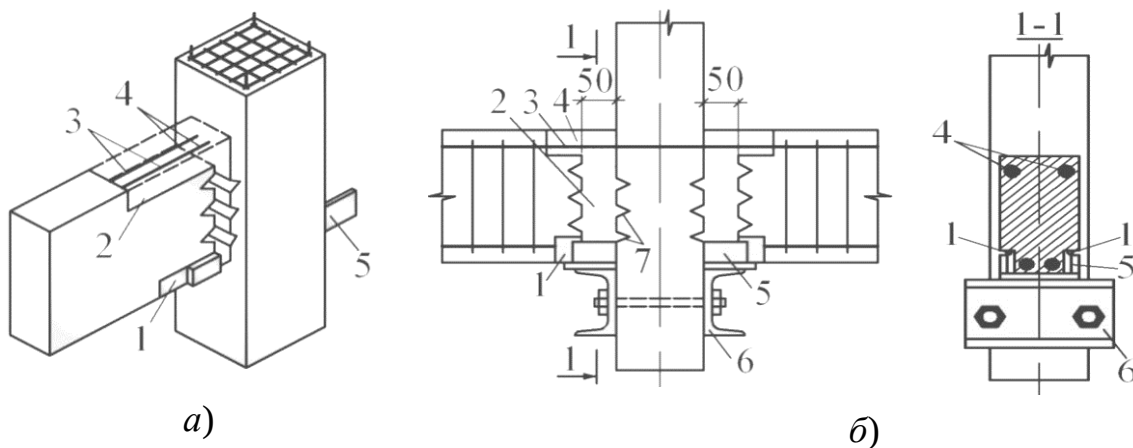


Рисунок 1.22 – Жорсткий безконсольний стик:

а – загальний вигляд; б – вигляд збоку; 1 – випуск нижньої арматури для зварювання із закладними деталями колони; 2 – бетон замонолічування; 3 – випуски верхньої робочої арматури ригеля; 4 – стикувальні стержні; 5 – нижня закладна деталь колони; 6 – здійманий монтажний столик; 7 – шпонки

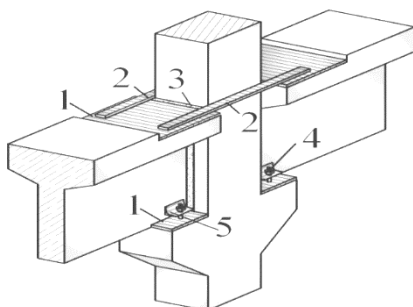
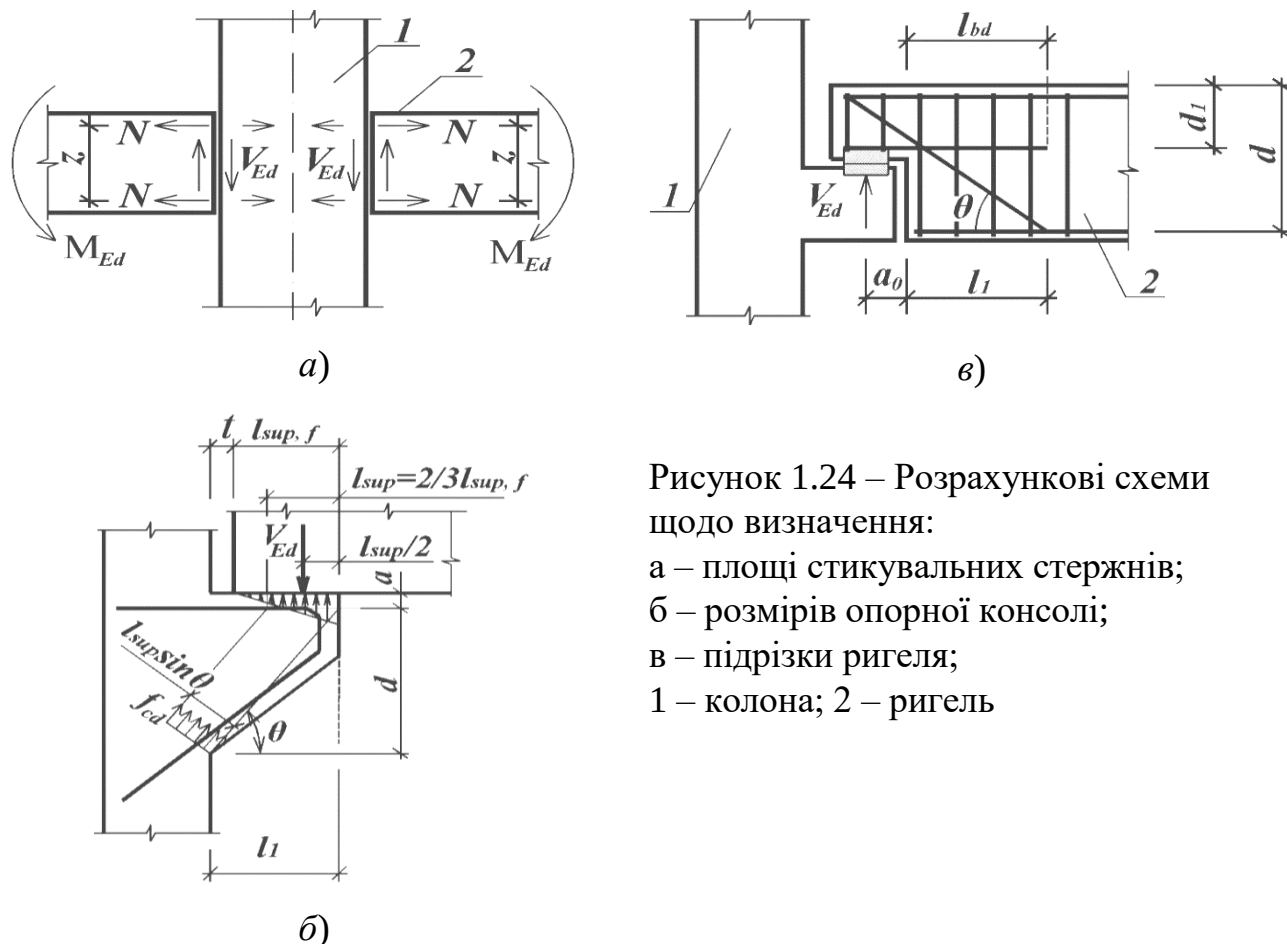


Рисунок 1.23 – Жорсткий стик ригелів таврового профілю на консолях: 1 – закладні деталі ригеля; 2 – стикувальні стержні; 3 – шов замонолічування; 4 – анкерні болти; 5 – монтажні кутики

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. 1.24, б):

$$l_1 = \frac{V_{Ed}}{f_{cd} \cdot b_{mh} + t}. \quad (1.31)$$



Конструкція короткої консолі з визначеною за формулою (1.31) 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 прилягання 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 такою формулою (рис. 1.24, б):

$$A_s = \frac{1,25 \cdot V_{Ed} \cdot l_0}{f_{yd} \cdot \zeta \cdot d}. \quad (1.32)$$

де 1,25 – коефіцієнт, що враховує підвищені вимоги до надійності роботи вузла;

$$l_0 = t + \frac{2 \cdot l_{sup} f}{3};$$

$l_{sup,f}$ – фактична довжина ділянки опираючого ригеля;

ζ – відношення значення плеча внутрішньої пари сил.

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

Міцність похилих перерізів у кінці підрізки ригелів (рис. 1.24, 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 такій умові:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta}{s}, \quad (1.33)$$

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

$$f_{ywd} A_{sw} + f_{ywd} A_{s,inc} \sin \theta \geq V_{Ed} (1 - d_1 / d), \quad (1.34)$$

де V_{Ed} – поперечна сила в перерізі підрізки;

$z = 0,9 d_1$;

s – крок хомутів;

θ – значення кута, 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 з довжиною $l_1 = V_{Ed} / q_{sw} + s$.

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

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (1.35)$$

або її можна обчислити за формулою

$$l_{bd} = \frac{2 \cdot (V_{Ed} - f_{ywd} \cdot A_{sw1} - f_{ywd} \cdot A_{s,inc} \cdot \sin \theta)}{q_{sw} + a_0 + 10 \cdot d_s}, \quad (1.36)$$

де $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$ – коефіцієнти, які враховують, відповідно, вплив форми стержнів, мінімальної товщини захисного шару бетону, стримувального 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 наприкінці підрізки і не враховуються під час визначення величини $q_{sw} = f_{ywd} A_{sw} / s$;

a_0 – відстань від точки прикладання реакції в опорі консолі до кінця підрізки;

d_s – діаметр стержнів, які обриваються.

1.5 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. 1.25).

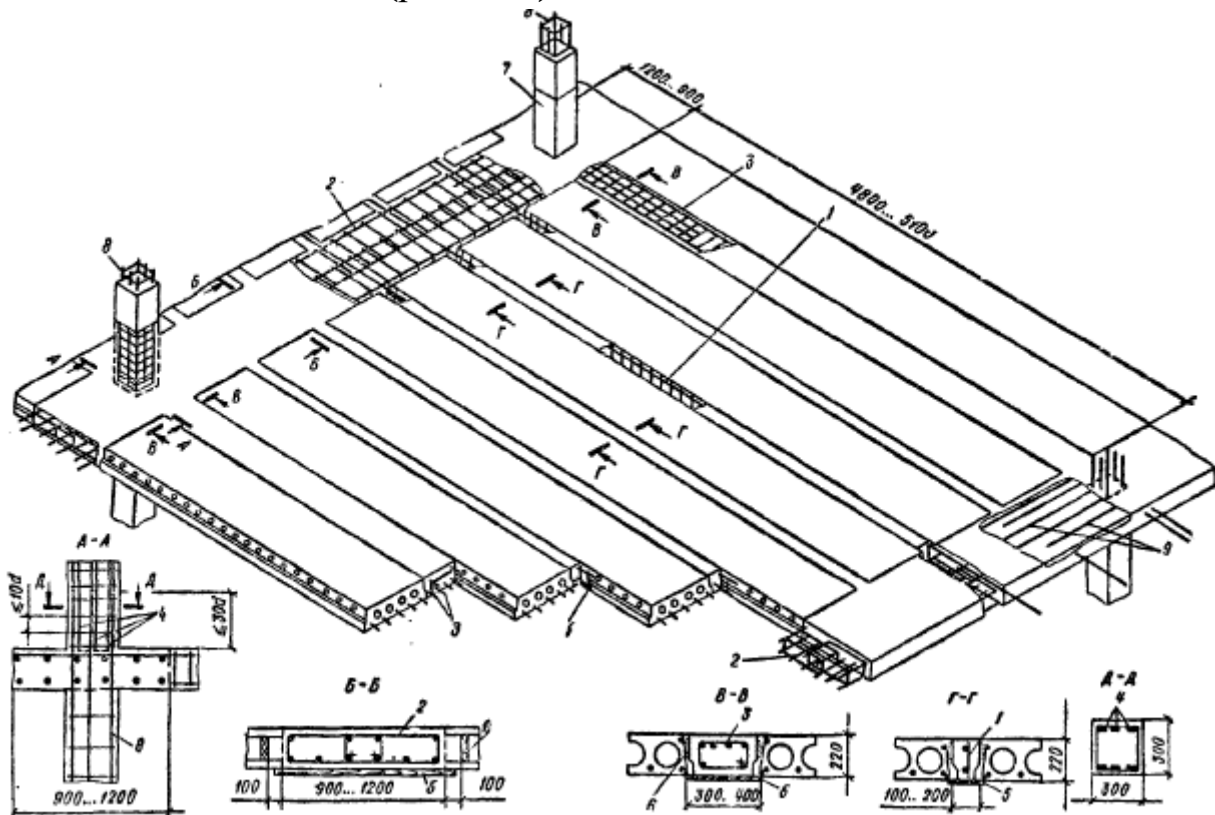


Рисунок 1.25 –Збірно-монолітне перекриття: 1–3 – каркаси; 4 – стикові стержні; 5 – опалубка; 6 – шпонка; 7 – монолітна ділянка; 8 – каркас збірної частини; 9 – хомути; 10 – заглушка

Збірні елементи таких перекриттів є основою для монолітного залізобетону. В цих елементах розташовують основну арматуру, зазвичай попередньо напружену. Додаткову арматуру розташовують на ділянках із монолітного залізобетону. Бетон монолітних ділянок приймають класу C12/15, раціональним є застосовування бетону на поруватих заповнювачах. Для збірних елементів використовують бетон класу C16/20, C25/30.

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 забезпечується випущеними хомутами. Нерозрізненості утворених головних і другорядних балок досягають додатковим армуванням їх опорною арматурою. Конструкції збірно-монолітних балкових перекриттів містять до 30-ти % монолітного бетону.

Розрахунки збірно-монолітних перекриттів виконують для двох стадій – зведення та експлуатації. На першій стадії, тобто до стану досягання монолітним бетоном проєктної 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 A500C. У головних балках зазвичай розташовують зварні або зв'язані каркаси зі сталі класу A500C або A400C.

1.6 Безбалкові перекриття

Безбалкові перекриття є різновидом плоских перекриттів і застосовуються в тих будинках і спорудах, де використовується регулярна сітка колон з квадратної чи близької до неї комірки з розмірами 4 м × 4 м; 5 м × 5 м; 6 м × 6 м. Такі перекриття більш економні за витратою матеріалів (включаючи загальну товщину перекриття), більш гігієнічні і естетично привабливі для обслуговуючого персоналу. Саме тому такі перекриття зазвичай використовуються в харчовій промисловості, на підприємствах точного

машинобудування, у складських приміщеннях, у демонстраційних залах і виставкових павільйонах (рис. 1.26).

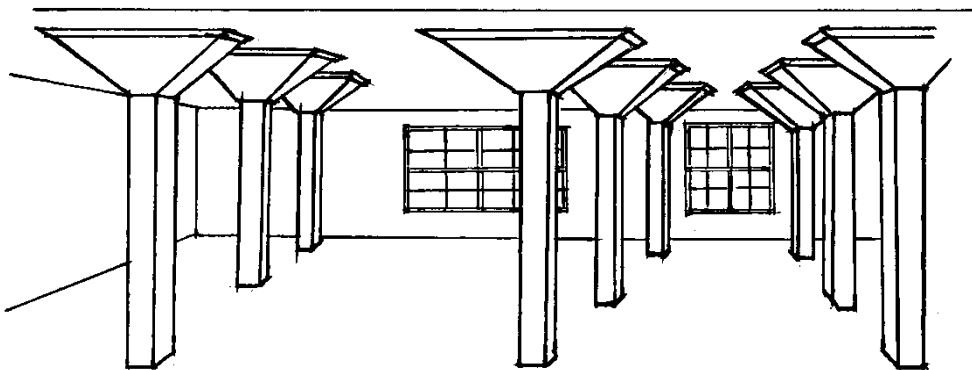


Рисунок 1.26 – Монолітне безбалкове перекриття з капітелями

У сучасній практиці будівництва можуть застосовуватися *монолітні безбалкові, збірні й збірно-монолітні перекриття*.

1.6.1 Безбалкові монолітні перекриття

Безбалкові монолітні перекриття менш економні, ніж збірні, але досить прості за формою і мають дуже гарну архітектурну виразність. Їх застосовують у спорудах, де передбачаються гладкі стелі: корпуси холодильників, м'ясокомбінатів, годинникової промисловості, складів, резервуарів та ін.

Перевагами цих перекриттів, окрім іншого, є можливість їх застосування для будівель різноманітної конфігурації в плані; поліпшення освітленості приміщень, як наслідку відсутності ребер; полегшення прокладання комунікацій; зниження загальної висоти будівлі.

Основний принцип компонування безбалкового перекриття полягає в тому, що монолітна плита спирається безпосередньо на колони без додаткових ребер чи балок. Щоб не відбулося продавлювання плити над колоною, над ними влаштовують спеціальні опорні подушки, такі колони називають капітелями. Останнім часом розповсюдженим є тип плоских перекриттів, застосовуваний у монолітному безкаркасному пластинчастому будівництві без капітелей (рис. 1.27). Такі перекриття переважно виготовляють у так званій тунельній опалубці.

Монолітні безбалкові перекриття мають такі переваги щодо монолітних балкових: менша будівельна висота; менша складність виконання робіт; відсутність на стелі виступаючих елементів ребер; велика економність при тимчасовому корисному навантаженні на перекриття понад 10 кН/м².

Товщину монолітної плити приймають з умови її необхідної міцності в межах $\delta_{пл} = (1/32 \div 1/35)l_2$, де l_2 – довжина більшого прольоту, тобто товщина плити становить 120–160 мм, у деяких випадках – 200–240 мм. Приймають клас бетону C16/20 – C25/30.



Рисунок 1.27 – Монолітне безбалкове перекриття без капітелей

Такі перекриття працюють на згин в двох напрямках та на продавлювання. Згинальні моменти визначаються, як і в плитах, опертих по контуру.

Розрахункова модель руйнування елементів від продавлювання зображена на рисунку 1.28.

Армувати плиту поперечною арматурою не потрібно в разі виконання такої умови:

$$v_{Ed,\sigma} \leq v_{Rd,c,\sigma}, \quad (1.37)$$

де $v_{Ed,\sigma}$ – напруження зрізу при продавлюванні у контрольному перерізі:

$$v_{Ed,\sigma} = \beta \frac{V_{Ed}}{ud}; \quad (1.38)$$

де β – коефіцієнт зсуву з поправкою на передачу моментів (в разі відсутності моментів $\beta = 1$) (якщо прольоти в будівлі відрізняються менше ніж на 25 %, то можна приймати, що $\beta = 1,15$ для внутрішніх колон);

$\beta = 1,4$ – для крайніх колон;

$\beta = 1,5$ – для кутових колон;

V_{Ed} – продавлююча сила;

u – довжина контрольного периметру; $u = 2[(4d + h_k) + (4d + b_k)]$;

d – середня робоча товщина плити ($d = \frac{d_x + d_y}{2}$);

$v_{Rd,c,\sigma}$ – напруження опору перерізу на продавлювання;

$$v_{Rd,c,\sigma} = \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot K \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} \geq v_{\min}, \quad (1.39)$$

при відсутності поздовжніх зусиль в плиті

ρ_l – коефіцієнт армування плити: $\rho_1 = \sqrt{\rho_{1,x} \cdot \rho_{1,y}} \leq 0,02$;

$$v_{\min} = 0,035 \cdot \sqrt{K^3 \cdot f_{ck}}.$$

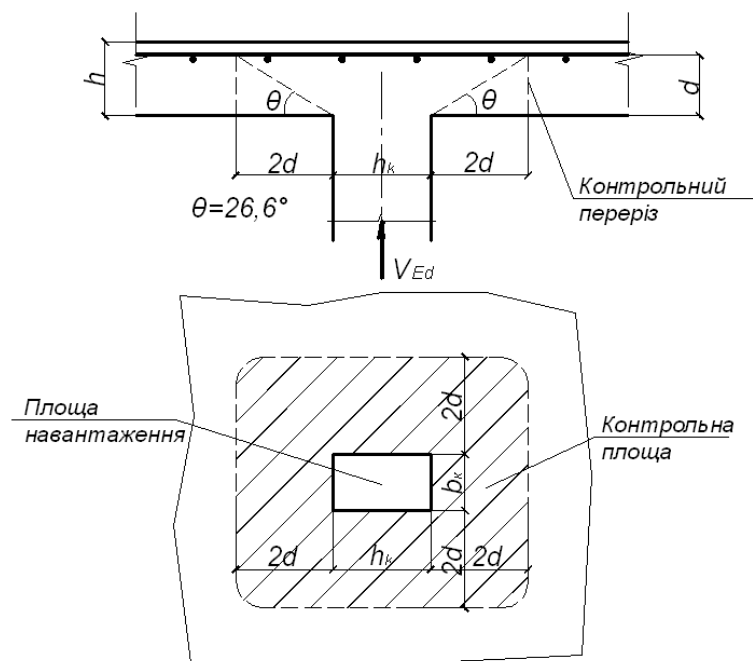


Рисунок 1.28 – Розрахункова модель руйнування елемента від продавлювання

Крім того, виконується перевірка на зріз по грані колони:

$$v_{Ed,\sigma} \leq v_{Rd,max,\sigma}, \quad (1.40)$$

де $v_{Rd,max,\sigma}$ – максимальні напруження зрізу по периметру перерізу колони:

$$v_{Rd,max,\sigma} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}, \quad (1.41)$$

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right).$$

Поперечна арматура потрібна, якщо $V_{Ed,\sigma} > V_{Rd,c,\sigma}$.

Армування виконують в зоні від $0,3 \cdot d$ від грані колони до зовнішнього периметру u_{out} (рис. 1.29):

$$u_{out} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{v_{Rd,c,\sigma} \cdot d}. \quad (1.42)$$

$$\text{Відстань від грані колони до зовнішнього периметру } C = (u_{out} - u) / 2\pi. \quad (1.43)$$

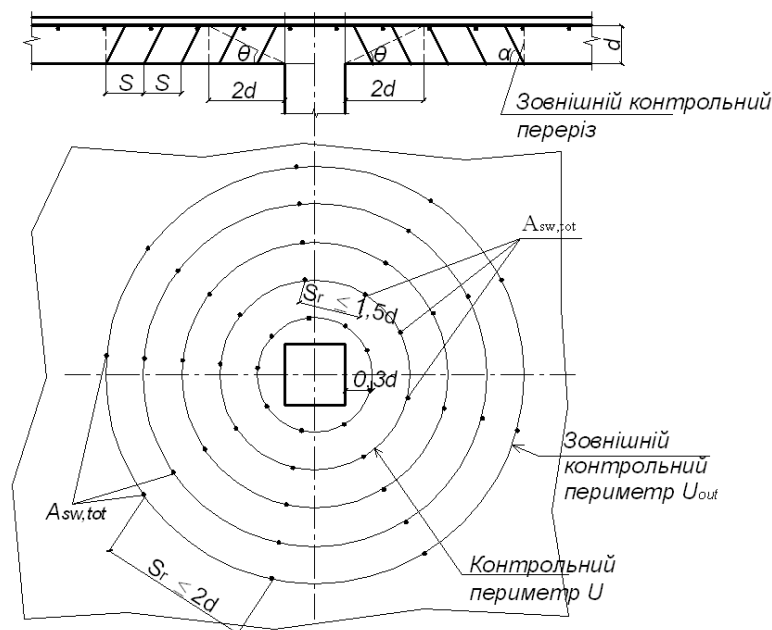


Рисунок 1.29 – Поперечне армування плити перекриття проти продавлювання

Необхідну кількість поперечної арматури визначають:

- на контрольному периметрі u ;
- на зовнішньому периметрі u_{out} ;
- на контрольному периметрі:

$$A_{sw,tot} = \frac{u \cdot d \cdot (v_{Ed,\sigma} - 0,75 \cdot v_{Rd,c,\sigma}) \cdot s_r}{1,5 \cdot d \cdot f_{ywd,eff} \cdot \sin \alpha}, \quad (1.44)$$

де s_r – крок поперечної арматури по кільцю периметру u ($s_r \leq 1,5 \cdot d$),

$$f_{ywd,eff} = 250 + 0,25 \cdot d \leq f_{ywd}, \text{ МПа};$$

де α – кут нахилу поперечної арматури до площини плити.

– на зовнішньому периметрі:

$$A_{sw,tot} = \frac{u_{out} \cdot d \cdot (v_{Ed,\sigma} - 0,75 \cdot v_{Rd,c,\sigma}) \cdot s_r}{1,5 \cdot d \cdot f_{ywd,eff} \cdot \sin \alpha}, \quad (1.45)$$

де s_r – крок поперечної арматури по кільцю периметра u_{out} ($s_r \leq 2 \cdot d$).

У кожному випадку виконують перевірку напруження зсуву в плиті по грані колони:

$$v_{Ed,\sigma} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} \leq v_{Rd,max,\sigma}, \quad (1.46)$$

де $u_0 = 2 \cdot (c_1 + c_2)$ – периметр перерізу внутрішньої колони;

$u_0 = c_2 + 3 \cdot d \leq c_2 + 2 \cdot c_1$ – для крайньої колони;

$u_0 = 3 \cdot d \leq c_1 + c_2$ – для кутової колони;

$v_{Rd,max,\sigma}$ визначають за (1.41).

Капітелі колон (рис. 1.29) застосовують із метою забезпечення достатньої жорсткості з'єднання плити з колоною, зменшення розрахункової довжини прольоту плити, більш рівномірного розподілу згинальних моментів уздовж плити й забезпечення достатньої міцності плити на продавлювання її колоною.

Капітелі колон на підставі досвіду проєктування залежно від значення навантаження на перекриття поділяють на три типи (рис. 1.29): I тип – при навантаженнях ≤ 10 кН/м²; II та III типи – при навантаженнях > 10 кН/м². При цьому в розрахунках спрощено припускають, що кут нахилу граней капітелі до поверхні плити становить 45°, це відповідає схемі розподілу опорного тиску в бетоні (за вимогами 4.8 норм [2] такий кут може коливатись у межах 26,6–45°).

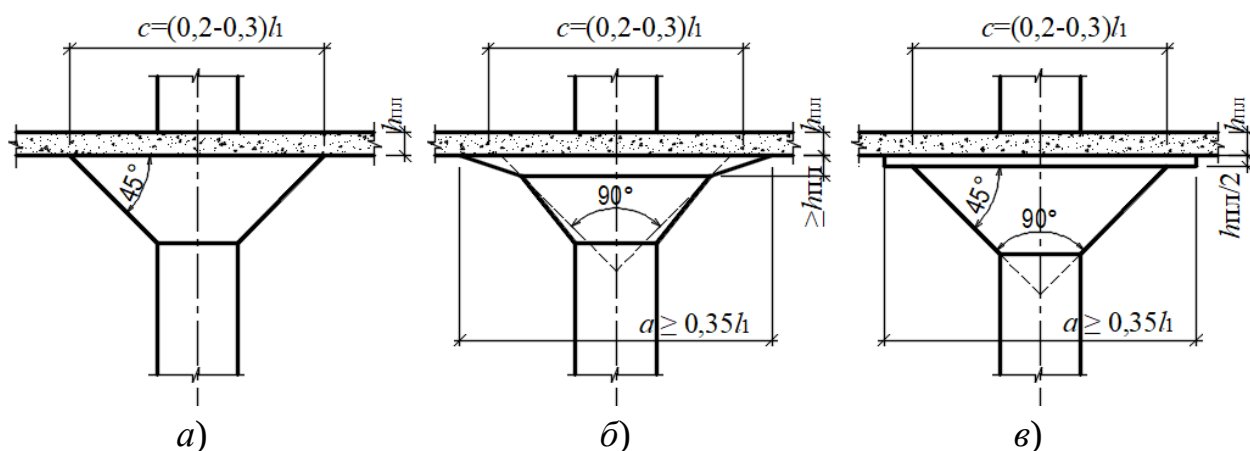


Рисунок 1.29 – Типи капітелей монолітних безбалкових перекриттів:

а – усічена піраміда (I тип); б – подвійна усічена піраміда (II тип);

в – з додатковою надкапітельною плитою (III тип)

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 (1.37).

Практика проєктування капітелей свідчить про те, що, як правило, *капітелі колон* армують з конструктивних міркувань стержнями $\varnothing = 8\text{--}10\text{ мм}$ для сприймання зусиль, які виникають унаслідок усадки бетону та перепаду температури (рис. 1.30).

Виходячи з характеру руйнування плит, який встановлюють за результатами експериментальних досліджень, монолітні безбалкові перекриття розраховують за методом граничної рівноваги при двох схемах завантаження – смугового чи суцільного (рис. 2.38 [10]).

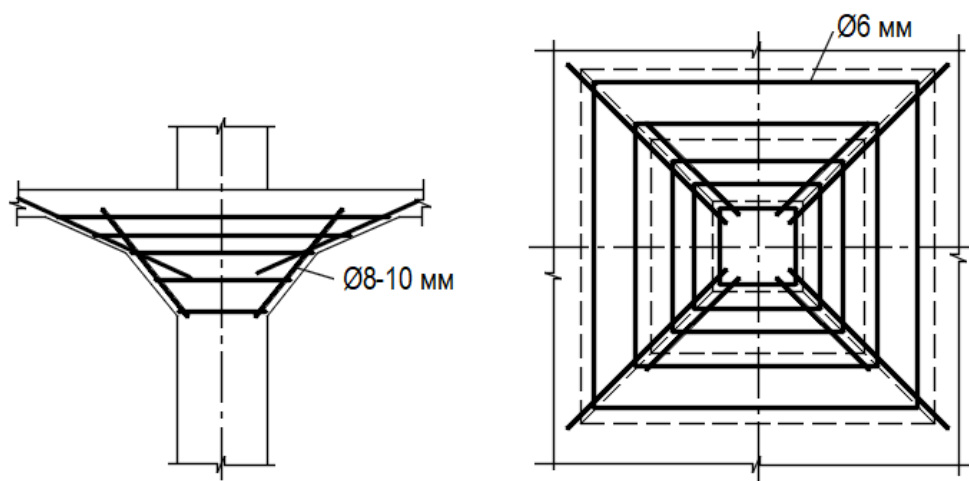


Рисунок 1.30 – Схеми армування капітелей колон монолітного безбалкового перекриття

Перша схема руйнування виникає при смуговому завантаженні перекриття через проліт (рис. 1.31, а). При цьому в граничному стані рівноваги у завантажених плитах утворюються по три паралельні пластичні лінійні шарніри (рис. 1.31, а, в): два опорних зверху на відстанях s_1 від осі кожної із колон залежно від форми і розмірів капітелі і один пролітний унизу вздовж осі завантаженого прольоту. Пролітні й опорні пластичні лінійні шарніри розділяють плиту перекриття вздовж завантаженого прольоту на два жорсткі диски.

У разі зламу окремої смуги з утворенням двох жорстких дисків, з'єднаних трьома лінійними шарнірами, середню панель розраховують за умови, що сума опорного і прольотного моментів, сприйманих перерізом плити в пластичних

шарнірах $M_{sup} = f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot z_{sup}$ і $M_l = f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot z_l$, дорівнюють балковому моменту плити з шириною l_2 і прольотом $l_1 - 2 \cdot c_1$, тобто в напрямі l_1 :

$$\frac{q \cdot l_2 \cdot (l_1 - 2 \cdot c_1)^2}{8} = f_{yd} \cdot (A_{s1} \cdot z_{sup} + A_{s2} \cdot z_l), \quad (1.47)$$

аналогічно в напрямі прольота l_2 :

$$\frac{q \cdot l_1 \cdot (l_2 - 2 \cdot c_2)^2}{8} = f_{yd} \cdot (A_{s1} \cdot z_{sup} + A_{s2} \cdot z_l), \quad (1.48)$$

де q – сумарне навантаження на 1 м^2 плити;

c_1, c_2 – відстань від опорних пластичних шарнірів до осі найближчих до них рядів колон у напрямі l_1 ;

A_{s1} – площа перерізу арматури в опорному пластичному шарнірі в межах однієї панелі;

A_{s2} – площа перерізу арматури в прольотному пластичному шарнірі в межах однієї панелі;

z_{sup} і z_l – плече внутрішньої пари сил в опорному і прольотному пластичних шарнірах, $z_{sup} \approx z_l \approx 0,9 \cdot \delta_{nl}$.

Друга схема руйнування плити виникає в разі суцільного завантаження перекриття (рис. 1.31, б). При цьому завантаженні в граничному стані рівноваги в плитах утворюються лінійні пластичні шарніри, розташовані у взаємно перпендикулярних напрямках (рис. 1.31, г): зверху – уздовж кожної осі колон і знизу – уздовж осі кожного прольоту.

Відповідно до другої схеми руйнування кожна плита ділиться лініями зломів на чотири жорсткі 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 виглядає так:

$$\frac{q \cdot l_1^3}{8} \cdot \left[1 - 2 \cdot \frac{c}{l} + \frac{4}{3} \cdot \left(\frac{c}{l} \right)^3 \right] \leq f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot z_l \left(\theta_{sup} \cdot \frac{z_{sup}}{z_l} + \theta_l \right), \quad (1.49)$$

де c – катет прямокутного трикутника, що відламується від чверті панелі ($c = 0,1 \cdot l_1$).

Під час розрахування середніх панелей рекомендується приймати $\theta_{sup} = 0,5 - 0,67$; $\theta_l = 0,33 - 0,5$; c/l у межах $0,08 - 0,12$.

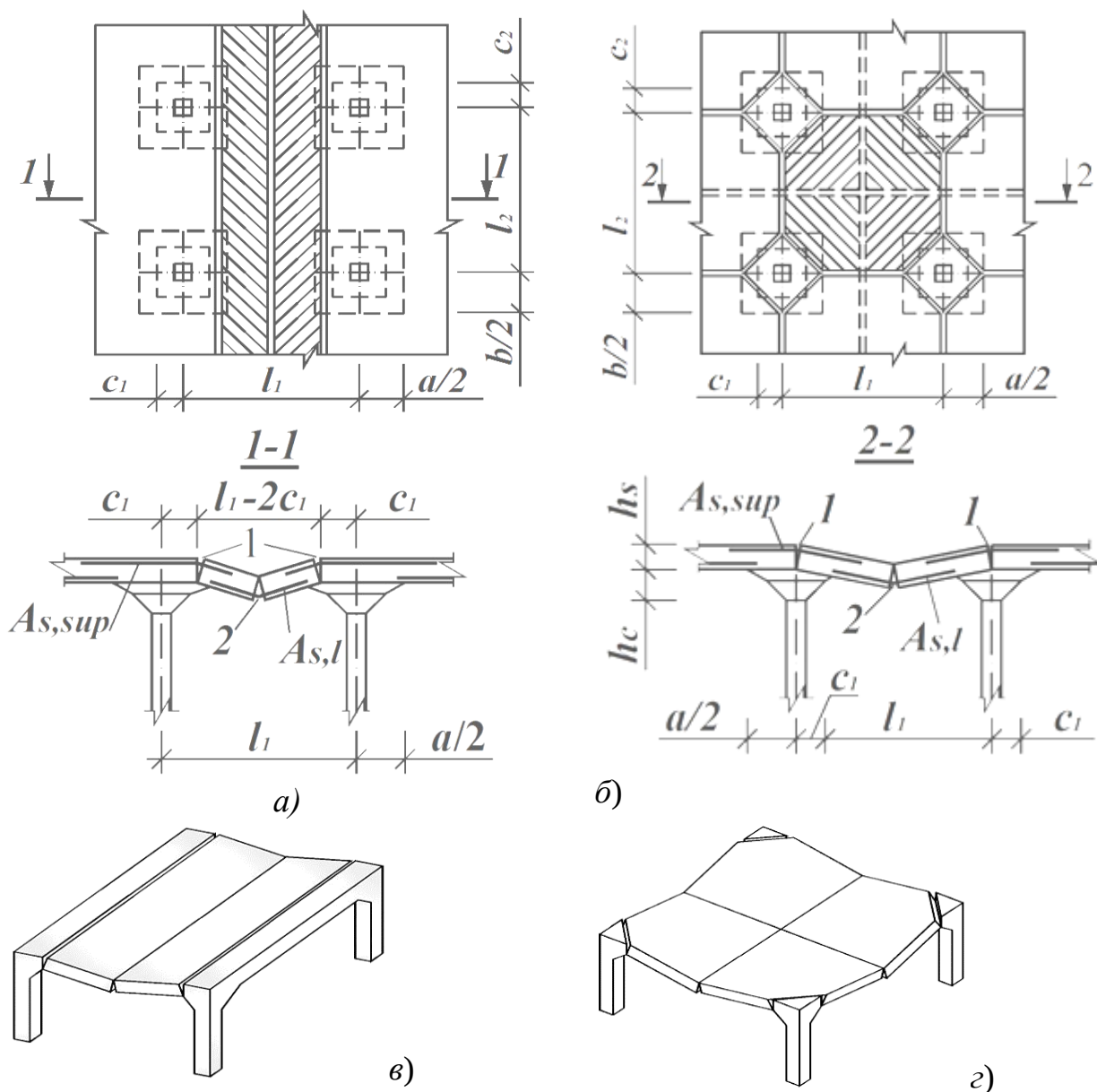


Рисунок 1.31 – Схеми руйнування безбалкових перекриттів [10]:

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

Монолітна безбалкова плита армується рулонними або плоскими звареними сітками. Прольотні моменти сприймаються сітками, покладеними знизу, а опорні моменти – сітками, покладеними зверху.

Застосовані для армування безбалкової плити вузькі сітки з поздовжньою робочою арматурою на ділянках, де розтягуючі зусилля виникають у двох напрямках, укладають у два шари по двох взаємно перпендикулярних напрямках (рис. 1.32).

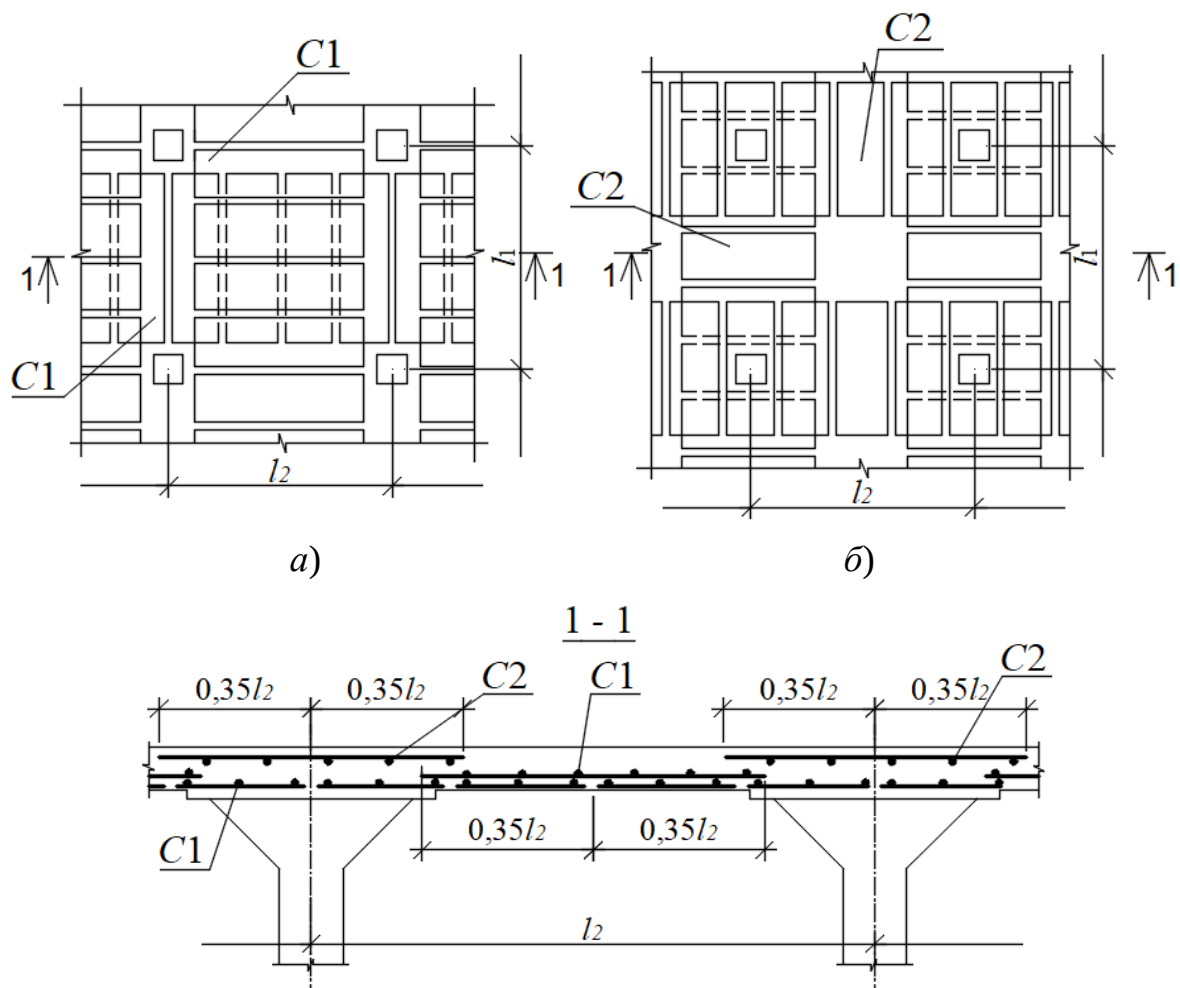


Рисунок 1.32 – Схема армування безбалкового перекриття вузькими сітками:
а – розкладка нижніх сіток; б – розкладка верхніх сіток

1.6.2 Безбалкові збірні перекриття

Безбалкові збірні перекриття за суттю своєї роботи рівноцінні безбалковим монолітним, але відрізняються від них тим, що складаються із трьох збірних елементів: *капітелей, міжколонних та прольотних плит* (рис. 1.33, а).

Переваги таких перекриттів – індустріалізація робіт під час зведення залізобетонних перекриттів, які сприймають значні навантаження. В типових рішеннях безбалкових збірних перекриттів застосовують координаційну сітку колон із розмірами 6 м × 6 м, капітель має висоту 600 мм з отвором для пропуску колон, пролітні плити виготовляють із розмірами в плані 2 960 мм × 2 980 мм, а міжколонні – 3 280 мм × 2 980 мм. Товщина плит становить 160–180 мм. Для виготовлення плит застосовують бетон класів C20/25 – C25/30, для капітелей – бетон класів C16/20 – C32/40.

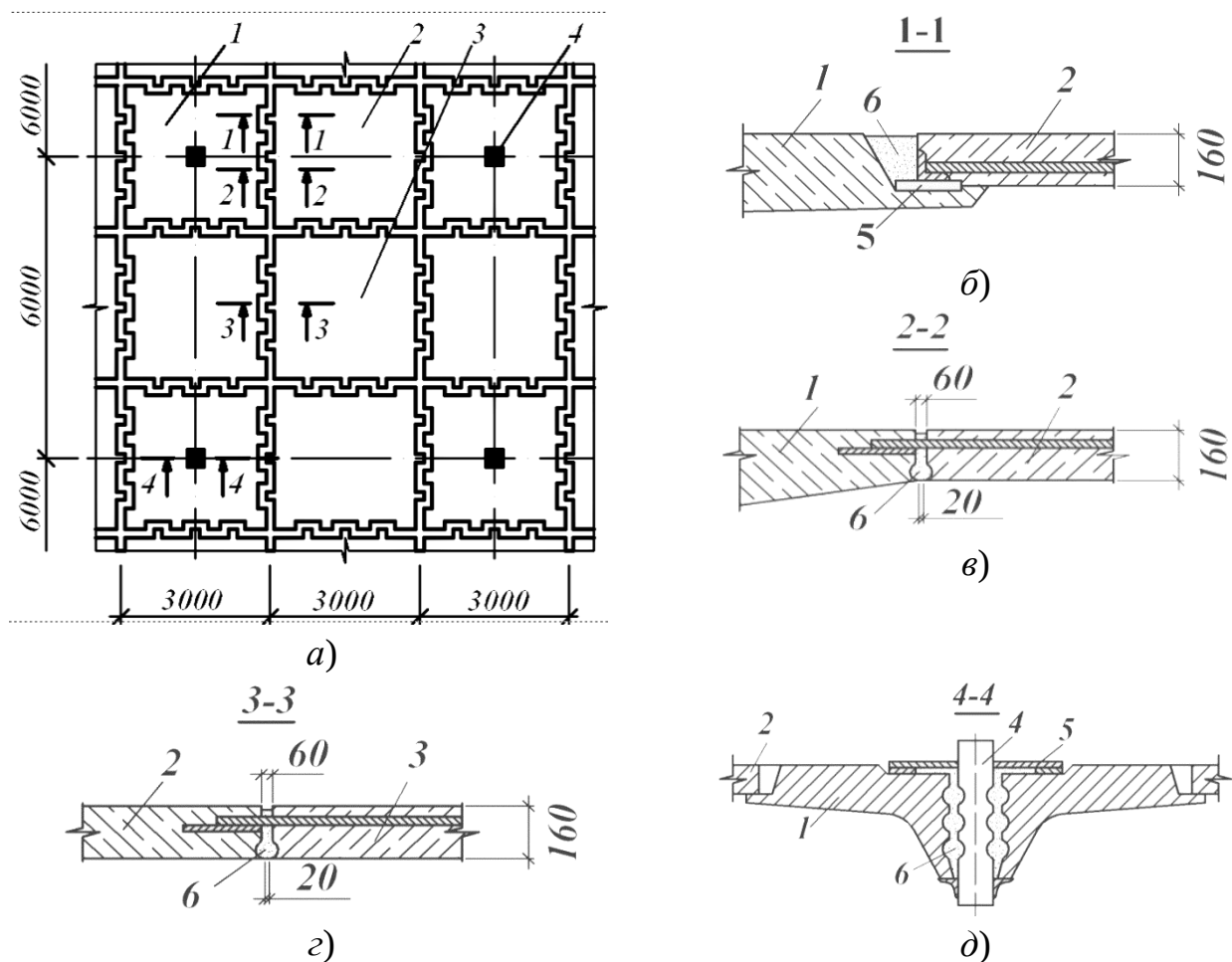


Рисунок 1.33 – Безбалкове збірне перекриття (рис. 2.40, [10]:

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

Після встановлення капітелей на металеві випуски з колон вони з'єднуються з ними шляхом зварювання закладних деталей (рис. 1.33, д). На внутрішній поверхні капітелей і на поверхні колон в межах стика є горизонтальні пази, які призначені для утворення шпонкового з'єднання капітелі з колоною після замонолічування стиків. Міжколонні плити установлюють на капітелі (рис. 1.33, б), а прольотні спирають випусками арматури на міжколонні (рис. 1.33, г). Після остаточного монтажу елементів у проєктне положення виконують їх з'єднання шляхом зварювання випусків арматури із закладними деталями (рис. 1.33, в).

Жорсткість перекриття в його роботі при сприйманні горизонтальних навантажень забезпечується шпонковим з'єднанням плит після старанного замонолічування пазів уздовж периметра кожної плити (рис. 1.33, б, в, г).

Безбалкові збірні перекриття застосовують для сприймання значень

тимчасових навантажень $v = 5\text{--}30$ кПа.

Розрахунок перекриття включає статичний розрахунок рам із жорсткими вузлами і розрахунок прольотних плит, опертих по контуру на міжколонні плити, що виконують роль ригелів у 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 ($2,5$ кН/м²). 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 $0,9 H$, а в стадії монтажу – H .

Розрахунок прольотних плит виконують за методом граничної рівноваги як вільно опертих по контуру. Значення прольотних згинальних моментів в разі однакового армування плит в обох напрямках за формулою (1.16) при умові $M_I = M'_I = M_{II} = M'_{II} = 0$ буде таким:

$$M_1 = M_2 = q l^2 / 24. \quad (1.50)$$

Значення згинальних моментів у міжколонних плитах визначають, як для багатопрольотних нерозрізних балок із урахуванням перерозподілу зусиль за залежністю

$$M_I = M_{sup} = q l^2 / 16, \quad (1.51)$$

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 всіх 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 із розмірами в плані $2\,980$ мм $\times$ $2\,980$ мм або двохмодульних плит із розмірами в плані $2\,980$ мм $\times$ $5\,980$ мм (рис. 1.34, а, б). Товщина усіх плит – 160 мм. Виготовляють плити з бетону класів С20/25 – С25/30, а для їх армування використовуються арматурна сталь класів А240С, А500С та дрiт 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. 1.34, позиція 7) з арматурою колон за допомогою з'єднувальних деталей (рис. 1.34, 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. 1.34, позиція 9). У міжколонних плитах уздовж двох протилежних сторін влаштовані опорні столики з 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. 1.34, позиція 10) для влаштування між плитами стику «Передерія», який забезпечує в граничному стані роботи перекриття сприймання ним згинального моменту зі значенням до 50 кН·м/м.

Надколонні плити у каркасній безкапітельно-безбалковій конструктивній системі становлять консолі. Ригелями-кладками між ними є міжколонні плити, завдяки чому просторовий каркас цієї 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.

1.6.3 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. 1.35). Ці перекриття дозволяють уникнути перевитрат арматури при індустріалізації робіт. Об'єм монолітного бетону може складати 50 % від загальних витрат бетону на перекриття.

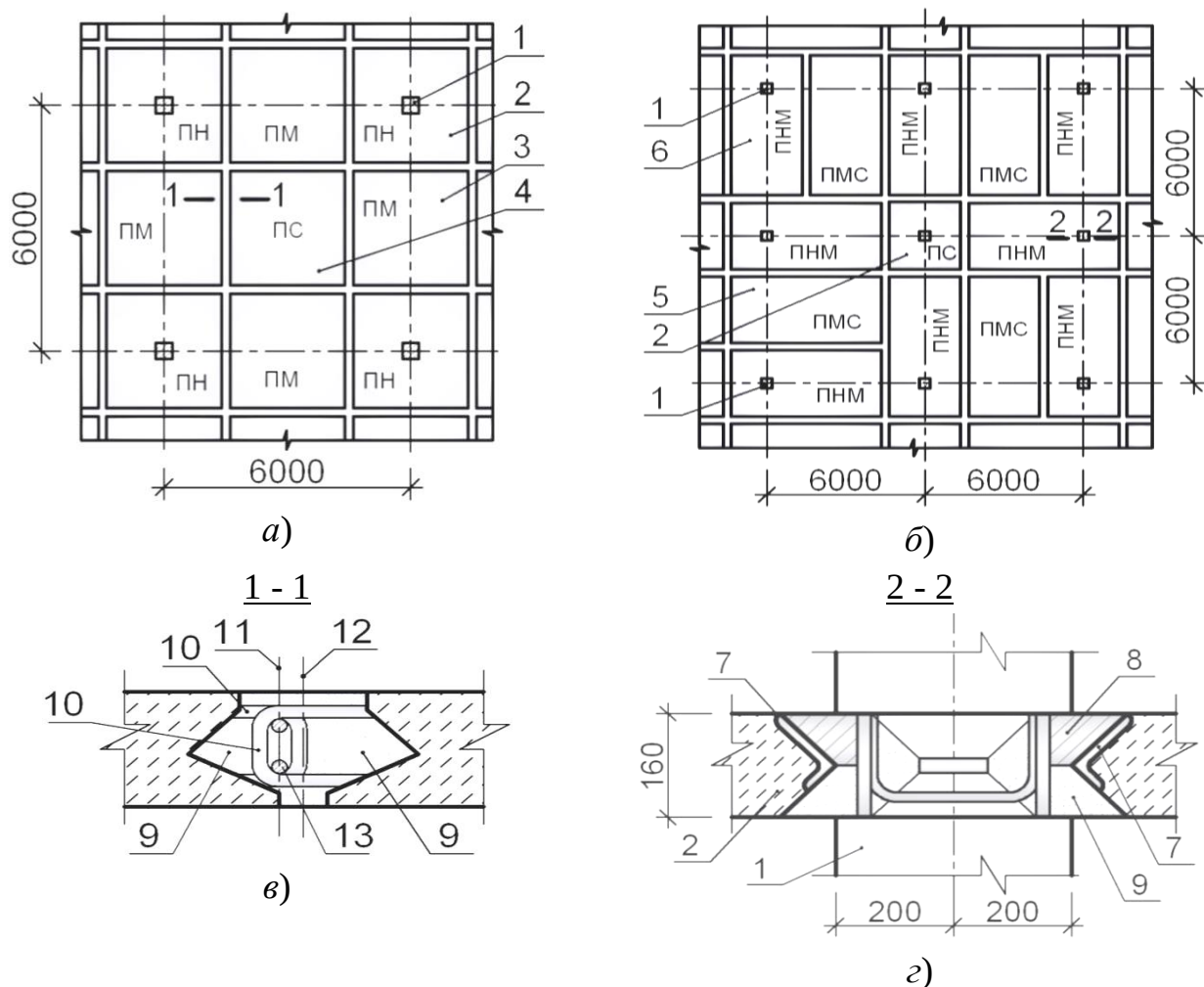


Рисунок 1.34 – Безкапітельно-безбалкове збірне перекриття (рис. 2.41 [10]:
 а – загальний вигляд перекриття з одномодульних плит; б – загальний вигляд перекриття з двохмодульних плит; в – з’єднання плит стиком «Передерія»;
 г – стик надколонної плити з колоною; 1– колона; 2 – надколонна плита;
 3 – міжколонна плита; 4 – середня плита; 5 – міжколонна плита двохмодульна; 6 – надколонна плита двохмодульна; 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 2Ø10A500С

Збірні елементи виконують попередньо напруженими і на першому етапі виконання перекриття вони слугують опалубкою для монолітного бетону. Всі плити, як міжколонні, так і прольотні, 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.

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

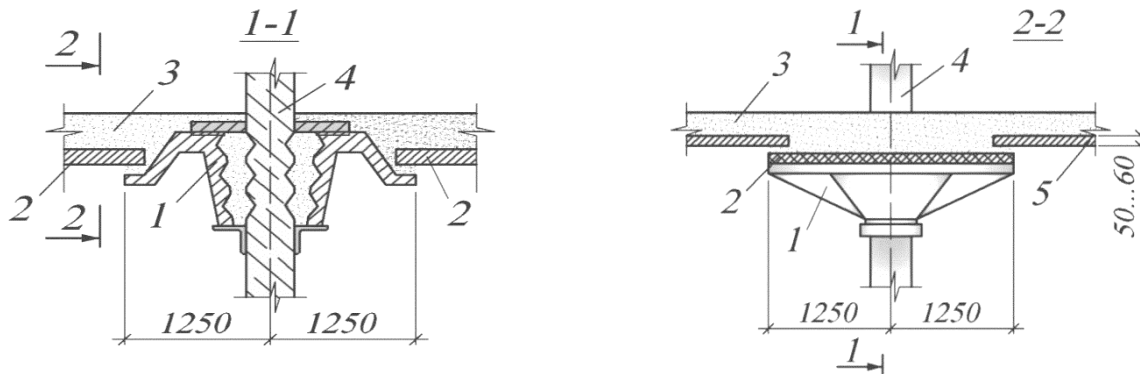


Рисунок 1.35 – Безбалкове збірно-монолітне перекриття:

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

2 ЗАЛІЗОБЕТОННІ ФУНДАМЕНТИ БУДІВЕЛЬ

2.1 Загальні відомості

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

Фундаменти будівель і споруд можуть бути запроектовані як на природній, так і на штучній основі.

Глибина закладання фундаменту залежить від інженерно-геологічних умов будівництва, від наявності підвалу або інших підземних рівнів (поверхів), від наявності, конструкції і глибини закладання фундаментів сусідніх будівель.

При виборі типу фундаменту під ту чи іншу споруду необхідно враховувати всі зазначені вище фактори.

Для зовнішніх стін без підвалів глибина закладання фундаментів

$$d_h = d_f + 0,1 \text{ м}, \quad (2.1)$$

де d_f – глибина промерзання ґрунту.

При опаленні приміщень до температури 0–20 °С глибина закладання фундаменту може бути зменшена на величину коефіцієнта $k_h = 0,4–1,0$.

У разі наявності підвалу $d_h = H_{\text{підвалу}} + (0,4 - 0,5)$ м.

У разі наявності сусідніх будівель глибину закладання фундаменту приймають такою, щоб виключити взаємний вплив сусідніх будівель.

По матеріалу фундаменти виконують бетонними, залізобетонними, бутовими, цегляними.

Залізобетонні фундаменти, на відміну від бутових та бетонних, добре працюють не тільки на стиск, але й на згинання і можуть бути трьох типів: *окремі* (стовпчасті) – під кожен колон; *стрічкові* – під ряди колон, а також під несучі стіни; *суцільні* (плитні) – під усю будівлю чи споруду (рис. 2.1).

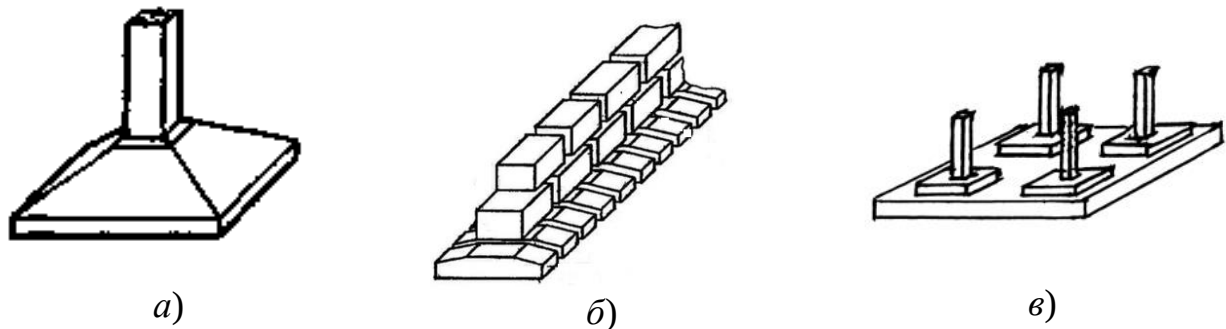


Рисунок 2.1 – Типи залізобетонних фундаментів:

а – окремий; б – стрічковий; в – суцільний

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

Стрічкові фундаменти під ряди колон застосовують у тих випадках, коли підшви окремих фундаментів достатньо близько розташовані одні від одних, що зазвичай спостерігається в умовах слабких ґрунтів та в разі дії великих навантажень. Стрічкові фундаменти доцільно застосовувати на основах із неоднорідних ґрунтів та при дії різних зовнішніх навантажень, оскільки такі фундаменти вирівнюють нерівномірне 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.

За способом виготовлення фундаменти поділяються на монолітні,

збірні та збірно-монолітні. Збірні та монолітні фундаменти за конструктивними ознаками практично однакові і відрізняються лише тим, що збірні фундаменти доставляють на будівельний майданчик у готовому для застосування вигляді, а монолітні виготовляють на місці їх використання. Від загальної вартості будівлі витрати на фундаменти становлять 4–6 %.

2.2 Окремі фундаменти під колону

2.2.1 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 a в напрямі дії згинального моменту (рис. 2.2, 2.3). Усі розміри фундаменту рекомендується приймати кратними 300 мм.

У позацентрово завантажених фундаментах відношення сторін підшови обирається 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 підшови.

За формою окремі фундаменти під колони проєктують пірамідальні (рис. 2.2) та з уступами (рис. 2.3). Пірамідальні фундаменти за витратою матеріалів більш економні, але й більш трудомісткі і застосовуються зрідка.

Уступчасті фундаменти можуть мати один (при висоті до 0,45 м), два (при висоті до 0,9 м) та три уступи (рис. 2.3). Загальну висоту, висоту нижнього уступу та площу фундаменту визначають шляхом розрахунку. Верх фундаменту приймають таким: при монолітних колонах – на рівні верху фундаментної балки, а в разі її відсутності – на позначці 0,05 м; при збірних колонах – на позначці 0,15 м. Висоти уступів приймають кратними 100 мм, а розміри в плані і по висоті кратними 300 мм.

Фундаменти виготовляють з бетону класу не нижче ніж C12/15 і армують по підшві зварними чи зв'язаними сітками зі сталі класу A500C. Широко використовують вузькі зварні сітки завширшки 800–3 000 мм з робочою арматурою через 200 мм в одному напрямі. Сітки укладають у два шари у взаємно перпендикулярних напрямках. При ширині фундаменту до 3 м сітка може бути одна з робочими стержнями в двох напрямках. Діаметри стержнів приймають не менше ніж 10 мм, а вздовж сторін розміром понад 3 м – 12 мм.

Якщо сітки зв'язані і ширина фундаменту перевищує 3 м, половину стержнів (через один) вкорочують до 0,8 повної їхньої довжини.

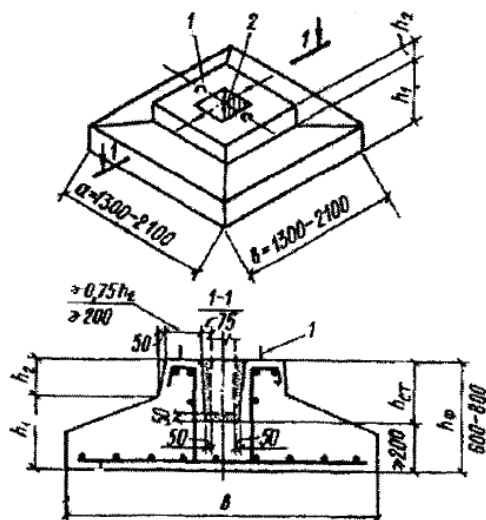


Рисунок 2.2 – Пірамідальний залізобетонний фундамент:
1 – петлі; 2 – гніздо (стакан);
3 – фундаментна плита (цільна або блочна)

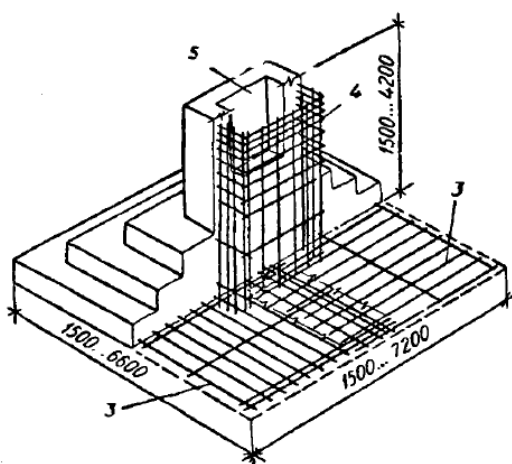
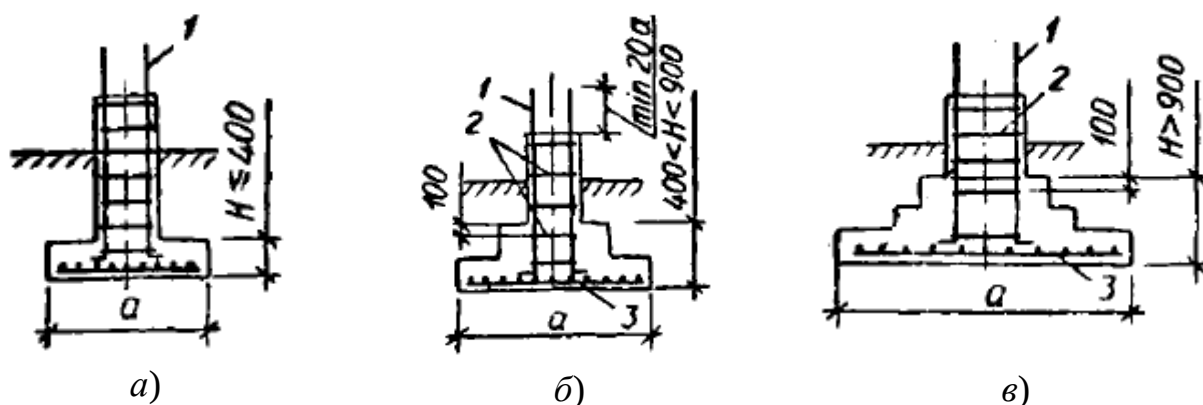


Рисунок 2.3 – Залізобетонні окремі фундаменти з уступами:
а – з одним уступом; б – з двома уступами; в – з трьома уступами;
г – під збірну колону;
1 – випуски арматури каркасів;
2 – хомути; 3 – зварна сітка; 4 – зварна сітка стакана; 5 – гніздо для колони

Захисний шар бетону до арматури призначають при наявності бетонної підготовки 35 мм, а в разі її відсутності – 70 мм.

Фундаменти з'єднують із монолітними колонами випусками арматури з

підколонника, площа поперечного перерізу якої дорівнює розрахунковому перерізу арматури біля низу колони. Довжина випусків має забезпечувати стик стержнів, який роблять вище від рівня підлоги.

Зазори між стінками колони і стаканом мають бути такими: знизу – 50 мм, зверху – 75 мм.

Товщина стінок стакана зверху має бути не менше ніж 200 мм. Стінки стакана (підколонника) армують згідно з розрахунком горизонтальними зварними сітками і поздовжніми стержнями (рис. 2.3, з). Стержні сіток розташовують у зовнішніх і внутрішніх площинах стінок (поздовжні – тільки у зовнішніх). Діаметр стержнів сіток приймають не менше ніж 0,25 діаметра поздовжніх стержнів підколонника і не менше ніж 8 мм. Після встановлення колон стакани замоноличують бетоном класу не нижче ніж C8/10 і не нижче від класу бетону фундаменту, зменшеним на 5 МПа.

У пальових фундаментах тиск від колон на палі передається через ростверк – залізобетонну плиту, яка розподіляє тиск колон на палі. Фундамент з'єднують зі збірною колоною за допомогою стакана з подальшим його замоноличуванням. Палі верхнім кінцем замурують у ростверк.

Розміри ростверка і підколонника визначають шляхом розрахунку і приймають у плані й по висоті кратними 300 мм.

Ростверк розраховують на згинання та продавлювання і армують відповідно до діючих зусиль.

Глибина замурування колон визначається вимогами анкерування їхньої поздовжньої арматури залежно від класу сталі, класу бетону й перерізу колон і приймається для стиснутих стержнів $10d - 18d$, а для розтягнутих – $20d - 35d$ (d – діаметр робочої арматури колони).

Для фундаментів з підвищеним стаканом товщина його стінок залежить від перерізу колони, ексцентриситету поздовжньої сили, її приймають у межах 0,2–0,3 висоти перерізу колони.

Шляхом розрахунку визначають розміри підшви фундаменту, його висоту, площу поперечного перерізу арматури та висоту першого уступу, а для фундаментів із підвищеною стаканною частиною – площу перерізу поздовжньої та поперечної арматури стакана.

Розміри підшви фундаменту визначають за розрахунком основи по деформаціям згідно з [11].

Попередньо розміри підшви фундаментів будівель визначають за умовним розрахунковим опором R_0 , який встановлюють за даними інженерно-геологічних умов або за табличними значеннями норм. До того ж тиск ґрунту

від основної комбінації навантажень при $\gamma_f = 1$ умовно вважають рівномірно розподіленим по підшві, що допускається для центрально навантажених фундаментів.

Для позacentрово навантажених фундаментів епюра тиску ґрунту може бути трапеціювата або трикутна; при цьому найбільший крайовий тиск не має перевищувати $1,2 \cdot R_0$, а при двовісному позacentровому навантаженні – $1,5 \cdot R_0$.

2.2.2 Розрахунок центрально завантажених фундаментів

Розрахунок центрально завантажених фундаментів здійснюють у два етапи: спочатку розраховують основу, в результаті чого отримують розміри підшви, а потім розраховують тіло фундаменту, тобто визначають загальну його висоту h , висоту окремих уступів h_i та площу перерізу арматури (рис. 2.4).

Розміри підшви фундаменту (перший етап розрахунку) визначають у припущенні, що середній реактивний тиск p на основу під підшвою фундаменту розподіляється за лінійним законом, наприклад, у вигляді прямокутної епюри (рис. 2.4). Таке припущення спрощує розрахунок і, як підтверджують експериментальні дослідження, не спричиняє помилок.

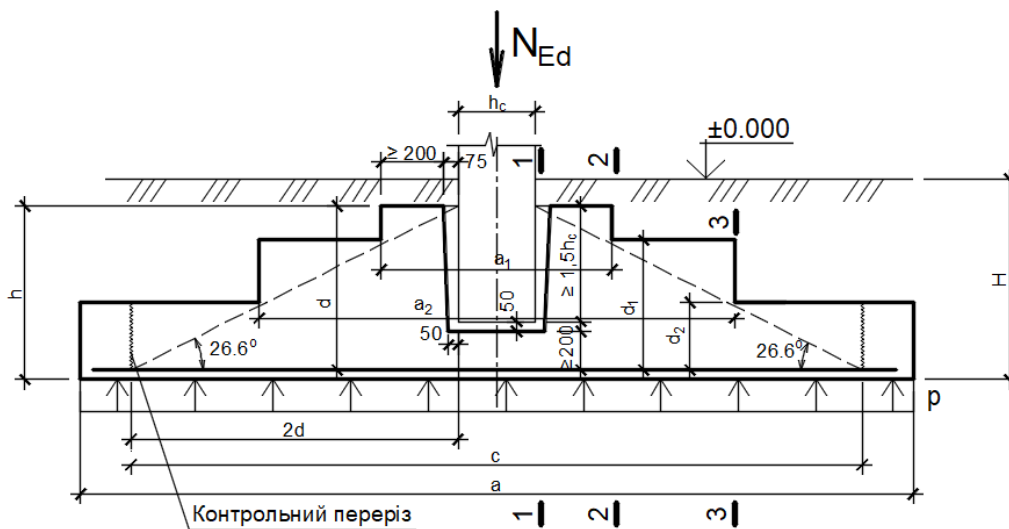


Рисунок 2.4 – До розрахунку центрально навантаженого фундаменту

Розрахункова величина площі підшви фундаменту

$$A_{\phi} = \frac{N_{Ed}}{\gamma_{fm} (R - \rho_m \cdot H)}, \quad (2.2)$$

де N_{Ed} – навантаження на фундамент від колони;

γ_{fm} – середня величина коефіцієнта надійності за навантаженням по всіх елементах будівлі (приймають $\gamma_{fm} = 1,15$);

R – розрахунковий опір ґрунту;

ρ_m – середнє значення густини залізобетону фундаменту і ґрунту над ним (приймають $\rho_m = 20 \text{ кН/м}^3$).

У центральнo завантажених фундаментах підoшва має форму квадрата з розміром сторони $a = \sqrt{A_\phi}$. Визначені таким чином розміри сторін підoшви центральнo завантаженого фундаменту округлюють у більшу сторону до значень, кратних 300 мм.

Фактичний розрахунковий тиск на ґрунт

$$p = \frac{N}{A} + \rho_m \cdot H. \quad (2.3)$$

Розрахунок тіла фундаменту виконують з метою забезпечити його несучу 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. 2.4), а розколювання відбувається уздовж двох вертикальних перерізів, які перпендикулярні до бокових граней фундаменту і проходять через вісь перерізу колони.

Розрахунки за такими схемами виконують на розрахункові граничні значення навантажень.

Розрахунок на продавлювання необхідно виконувати відповідно до вимог норм ([2], 4.8).

Опір фундаменту під колону на продавлювання перевіряють на контрольному периметрі в межах $2d$ від контуру колони (рис. 2.5).

Приведена результуюча продавлююча сила для розрахунку

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}, \quad (2.4)$$

де V_{Ed} – сумарне вертикальне навантаження на основу;

ΔV_{Ed} – рівнодіюча реакції ґрунту в межах контрольного перерізу мінус власна вага фундаменту G_ϕ .

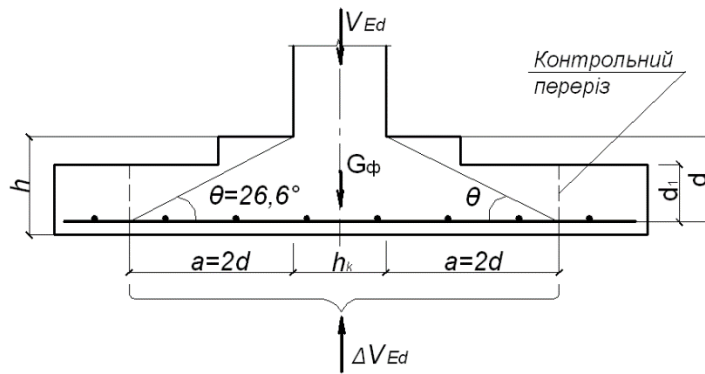


Рисунок 2.5 – Розрахункова модель руйнування фундаменту від продавлювання

При центральному стиску фундаменту напруження зрізу

$$v_{Ed,\sigma} = \frac{v_{Ed,red}}{u \cdot d} \leq v_{Rd,c,\sigma}, \quad (2.5)$$

$$v_{Rd,c,\sigma} = C_{Rd,c} \cdot K \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} \cdot \frac{2d}{a} \geq v_{min} \cdot \frac{2d}{a}; \quad (2.6)$$

де a – відстань від контуру колони до розглядуваного контрольного периметру.

Армування фундаменту по підшві встановлюють шляхом розрахунку несучої здатності уступів фундаменту в нормальних перерізах 1-1, 2-2 та 3-3 (рис. 2.4) на дію відповідних згинальних моментів M_{1-1} , M_{2-2} , M_{3-3} в цих перерізах, як для консольних балок із робочими висотами d , d_1 , d_2 відповідно (рис. 2.4):

$$M_{1-1} = 0,125 \cdot p \cdot a \cdot (a - h_k)^2; \quad (2.7)$$

$$M_{2-2} = 0,125 \cdot p \cdot a \cdot (a - a_1)^2; \quad (2.8)$$

$$M_{3-3} = 0,125 \cdot p \cdot a \cdot (a - a_2)^2. \quad (2.9)$$

Необхідна кількість арматури, яку потрібно установити в підшві для сприймання зусиль розтягу від дії моментів M_{i-i} у перерізах уздовж усієї ширини фундаменту b , визначається за такою умовою:

$$A_{s1} = \frac{M_{1-1}}{0,9 \cdot f_{yd} \cdot d}; \quad (2.10)$$

$$A_{s2} = \frac{M_{2-2}}{0,9 \cdot f_{yd} \cdot d_1}; \quad (2.11)$$

$$A_{s32} = \frac{M_{3-3}}{0,9 \cdot f_{yd} \cdot d_2}. \quad (2.13)$$

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

2.2.3 Розрахунок позацентровано завантажених фундаментів

Позацентровано завантажені фундаменти зазнають одночасної дії поздовжньої сили N , моменту M та поперечної сили V (рис. 2.6). Фундаменти в плані проєктують прямокутними з більшим розміром у напрямі дії моменту.

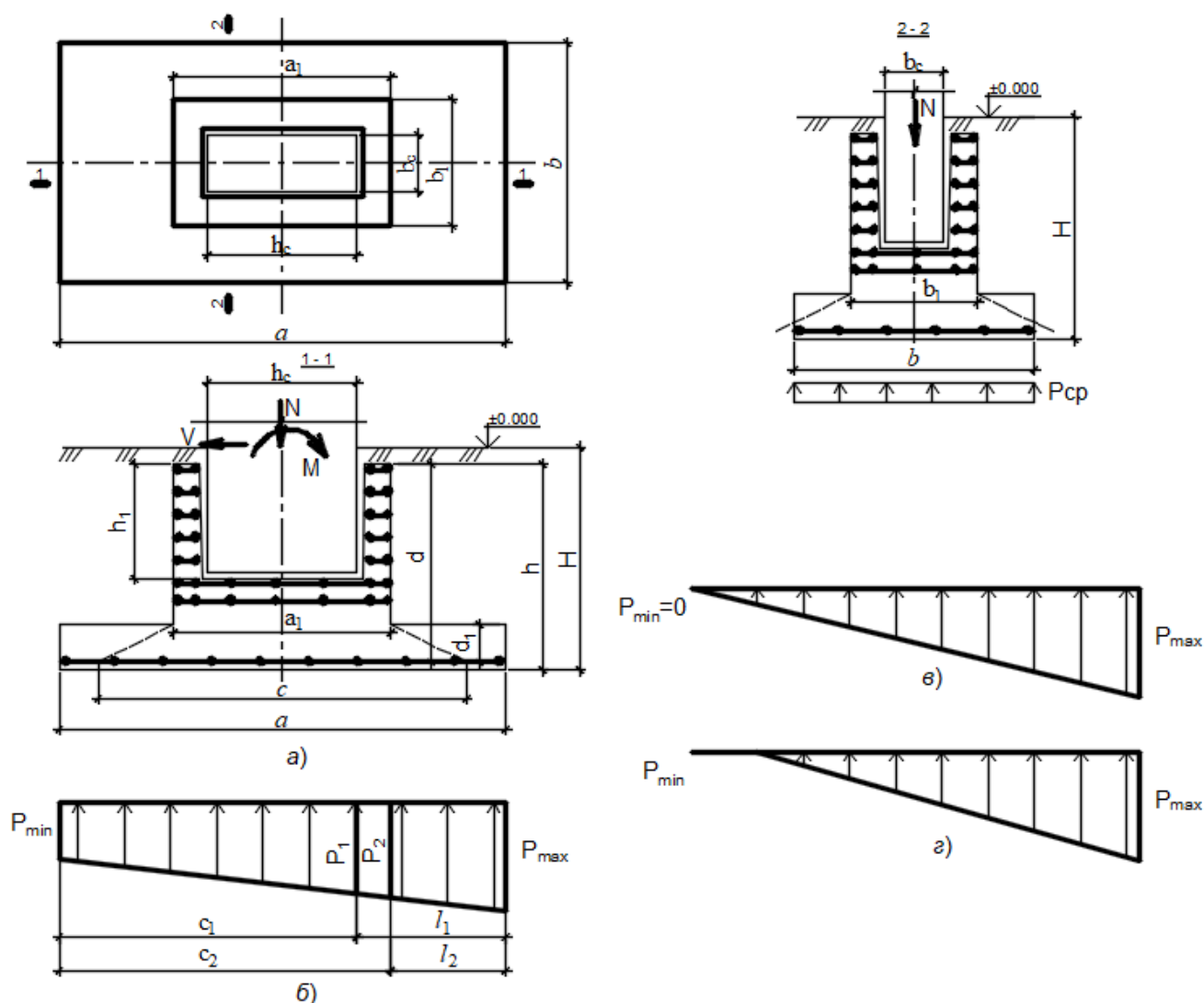


Рисунок 2.6 – Позацентровано завантажений фундамент:
 а – план, розрізи 1-1, 2-2 зі схемою прикладання навантажень;
 б, в, г – епюри реактивного тиску ґрунту основи

Необхідну площу позацентровано завантаженого фундаменту попередньо визначають як центрально завантаженого, використовуючи формулу (2.2)

з коефіцієнтами 1,2–1,6 із метою урахування впливу згинального моменту:

$$A = a \cdot b = \frac{(1,2 \dots 1,6) \cdot N}{R - \rho_m \cdot H}. \quad (2.14)$$

Обчисливши за формулою (2.14) площу підшви фундаменту, розміри її сторін визначають за допомогою додаткового до (2.14) співвідношення $b/l = 0,6\text{--}0,8$. Використовуючи прийняті таким чином значення сторін a 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. 2.6, б, в, г) за такою формулою:

$$p_{\max, \min} = \frac{N_{\text{tot}}}{a \cdot b} \pm \frac{M_{\text{tot}}}{W} = \frac{N_{\text{tot}}}{a \cdot b} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e_0}{a} \right), \quad (2.15)$$

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:

$$N_{\text{tot}} = N + A \cdot \gamma_m \cdot H, \quad (2.16)$$

$$M_{\text{tot}} = M + V_c \cdot h, \quad (2.17)$$

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

Розміри підшви фундаменту вважаються достатніми, якщо виконуються такі умови:

$$p_{\max} \leq 1,2 R, \quad (2.18)$$

$$p_{\text{cp}} = (p_{\max} + p_{\min}) / 2 \leq R. \quad (2.19)$$

У промислових будівлях із мостовими кранами вантажопідйомністю понад 75 т обов'язково приймають $p_{\min} \geq 0,25 p_{\max}$ (рис. 2.6, б), а при вантажопідйомності менше ніж 75 т допускається приймати $p_{\min} = 0$ (рис. 2.6, в), тобто відривання фундаменту від ґрунту не допускається. Ця вимога, як видно з формули (2.15), буде виконуватись, якщо $a \geq 6 e_0$.

У будівлях без кранів допускається виключення з роботи не більше ніж $1/4$ підшви фундаменту (рис. 2.6 г). З метою зменшення ексцентриситету при дії згинальних моментів доцільно зміщувати фундамент відносно осі

колони в напрямі дії згинального моменту M_{tot} . Якщо зміщення буде дорівнювати e_0 , то фундамент штучно буде завантажений центрально.

Висоту позacentрово завантаженого фундаменту визначають із розрахунку на продавлювання та конструктивні вимоги аналогічно до розрахунків для центрально завантаженого фундаменту. Висоту нижнього уступу і товщину дна стакана 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.

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 $e_0 = \frac{M_{tot}}{N_c}$:

$$P_{\max, \min} = \frac{N_c}{A} \pm \frac{M_{tot}}{W} = \frac{N_c}{l \cdot b} \left(1 \pm \frac{6e_0}{l} \right), \quad (2.20)$$

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 (рис. 2.6), у напрямі дії моменту M_{tot} (в напрямку a) для перерізу 1-1 (по грані колони)

$$p_1 = \frac{(p_{\max} - p_{\min})c_1}{a} + p_{\min}; \quad (2.21)$$

$$M_{1-1} = bl_1^2 \frac{2p_{\max} + p_1}{6}; \quad (2.22)$$

для перерізу 2-2 (по грані уступу)

$$p_2 = \frac{(p_{\max} - p_{\min})c_2}{a} + p_{\min}; \quad (2.23)$$

$$M_{2-2} = bl_2^2 \frac{2p_{\max} + p_2}{6}. \quad (2.24)$$

У напрямі, перпендикулярному до площини дії моменту M_{tot} (в напрямі b) для перерізу 3-3 (по грані колони) та в перерізу 4-4 (по грані уступу)

$$M_{3-3} = 0,125 \cdot p_{cp} \cdot a \cdot (b - b_c)^2; \quad (2.25)$$

$$M_{4-4} = 0,125 \cdot p_{cp} \cdot a \cdot (b - b_1)^2. \quad (2.26)$$

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

$$A_{s,i-i} = \frac{M_{i-i}}{0,9 \cdot d_{i-i} \cdot f_{yd}}, \quad (2.27)$$

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

Діаметр та кількість стержнів у кожному напрямі підосви фундаменту підбирають за більшим значенням площі $A_{s,i-i}$, розрахованим за формулою (2.27).

2.3 Стрічкові фундаменти

2.3.1 Стрічкові фундаменти під стіни

Стрічкові фундаменти під стіни виконують переважно збірними. Вони складаються із блоків-подушок, на які вкладені фундаментні блоки (рис. 2.7, а, б). Блоки-подушки застосовують із постійною або змінною товщиною. Вони можуть бути суцільні (прямокутного чи трапецієподібного профілю), ребристі, порожнисті, їх вкладають щільно один до одного або із проміжками.

Розрахунок блоків подушок виконують тільки у напрямі, 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. 2.7, б).

Товщину суцільної подушки h визначають шляхом розрахунку на дію поперечної сили $V_{Ed} = p \cdot l$ у припущенні відсутності поперечної арматури з метою її економії.

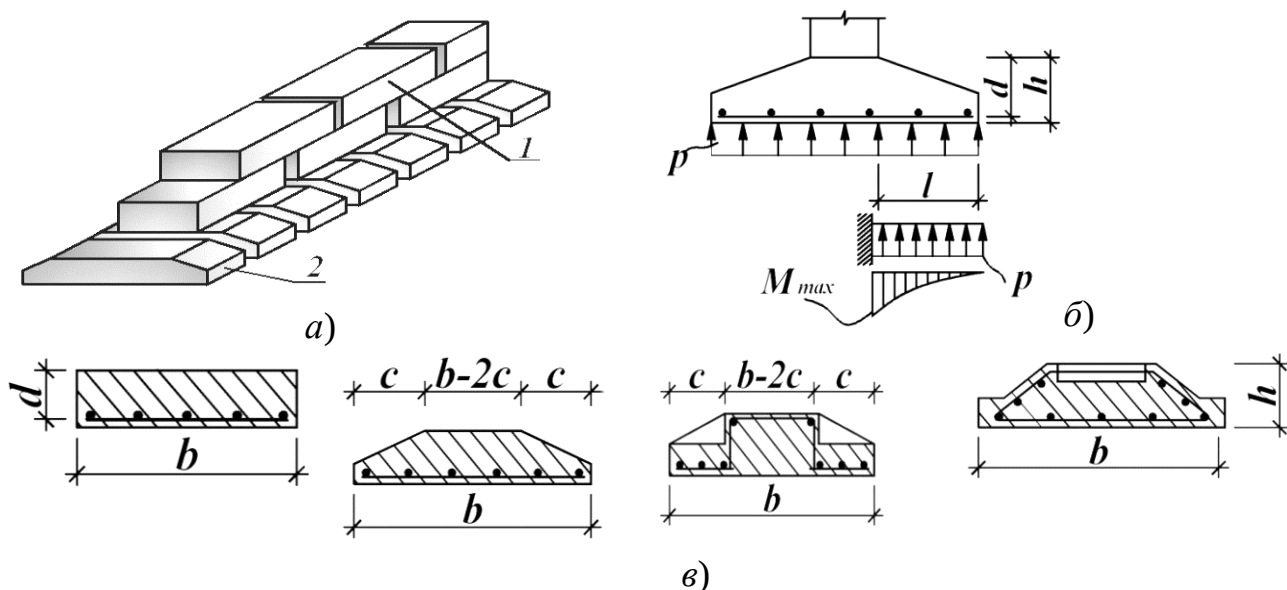


Рисунок 2.7 – Збірний стрічковий фундамент під стіни [10]:

а – загальний вигляд; б – схема розрахування міцності блоків-подушок; в – типи блоків-подушок; 1 – фундаментні блоки; 2 – блоки-подушки

Робочу арматуру в блоку-подушці вкладають упоперек до поздовжньої осі фундаменту (рис. 2.7, б). Площу перерізу робочої арматури на 1 погонний метр довжини фундаменту обчислюють за формулою

$$A_s = \frac{M}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}}, \quad (2.28)$$

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

Арматуру в напрямі поздовжньої осі фундаменту укладають із конструктивних міркувань.

2.3.2 Стрічкові фундаменти під ряди колон

Стрічкові фундаменти під ряди колон улаштовують у двох взаємно перехрещених або в одному напрямі (рис. 2.8, а, 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 проєктують такою, щоб було непотрібно 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 напрямі стрічковий фундамент під ряд колон працює на згин, як балка, що зазнає дії зосереджених навантажень, які передаються колонами зверху і розподіленого реактивного тиску ґрунту знизу, тобто як нерозрізна балка, що лежить на пружній основі, опорами для якої є колони, а навантаженням – реактивний тиск ґрунту. Епюра розподілу цього тиску залежить від жорсткості фундаменту й деформативних властивостей ґрунту.

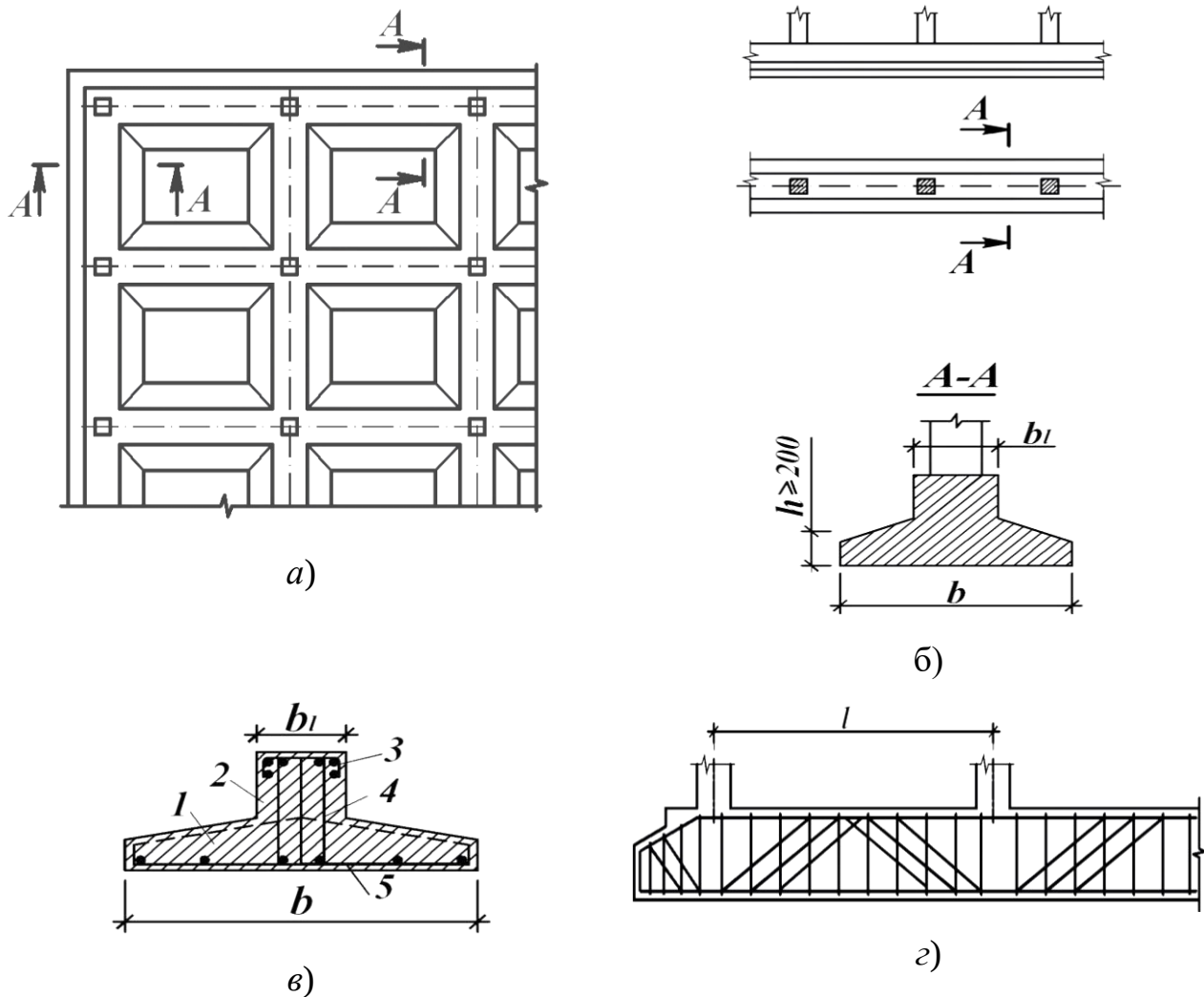


Рисунок 2.8 – Стрічковий фундамент під ряди колон:

- а – 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 якої зверху прикладене навантаження, що передається колонами, а знизу – реактивним відпором ґрунту. Розміри площі підшви стрічкового фундаменту в такому випадку визначають як позacentрово завантажених фундаментів уздовж стрічки. Якщо навантаження вздовж стрічки симетричне, то епюра реактивного тиску ґрунту матиме вигляд прямокутника, при несиметричному – трапеції.

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

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

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 (2.28). Робочу арматуру в полицях розташовують перпендикулярно до поздовжньої осі стрічкового фундаменту під колони.

Армування ребер поперечного перерізу стрічкового фундаменту здійснюють зварними або зв'язаними каркасами подібно до правил армування нерозрізних балок (рис. 2.8, в, г). 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 двох при ширині ребра $b \leq 400$ мм, не менше трьох при $b = 400\text{--}800$ мм та не менше чотирьох при $b > 800$ мм. Плоскі каркаси об'єднують у просторові шляхом приварювання до поздовжніх верхніх робочих стержнів з'єднувальних стержнів або шляхом укладання на них зварних сіток.

При застосуванні для армування ребер зв'язаних каркасів кількість вертикальних хомутиків у поперечному перерізі повинна становити не менше чотирьох при $b = 400\text{--}800$ мм і не менше шести при $b > 800$ мм. Хомути

виконують замкнутими зі стержнів діаметром ≥ 8 мм та з кроком не більшим ніж $15 \varnothing$.

У ребрах також укладають безперервну поздовжню верхню та нижню арматуру в кількості $\rho_l = 0,2\text{--}0,4\%$ з кожного боку для урахування можливого нерівномірного завантаження фундаменту і нерівномірного осідання основи.

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

2.4 Суцільні фундаменти

Суцільні залізобетонні фундаменти поділяються за конструктивними ознаками на три типи: плитні безбалкові, плитні балкові і коробчасті (рис. 2.9). У плитних балкових фундаментах доцільнішим є розташування балок (ребер) знизу плити, оскільки в разі наявності підвалу спрощується влаштування його підлоги.

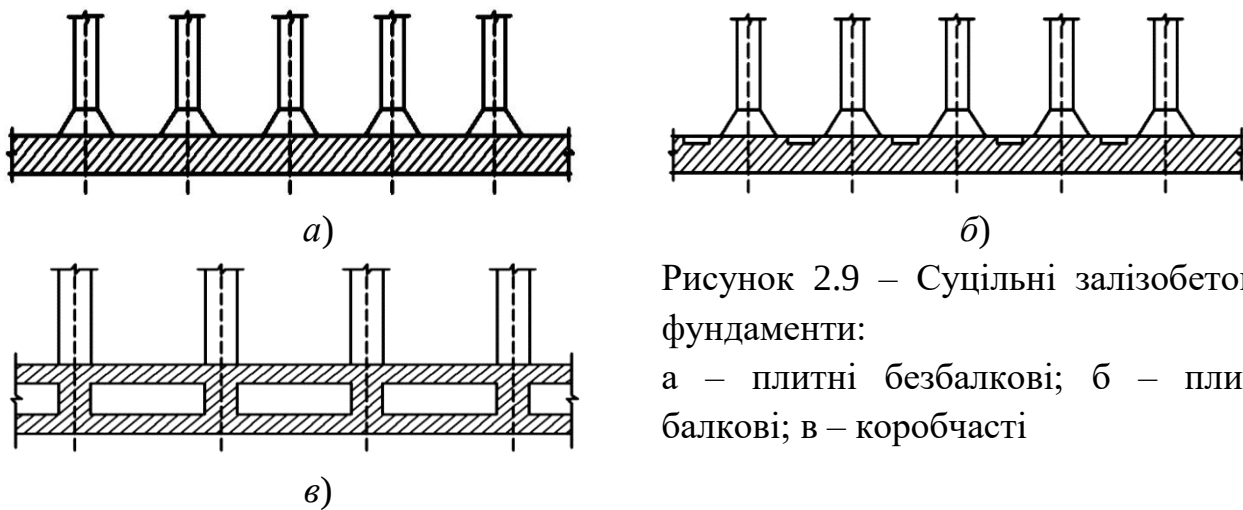


Рисунок 2.9 – Суцільні залізобетонні фундаменти:
а – плитні безбалкові; б – плитні балкові; в – коробчасті

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

За конструктивними рішеннями суцільні фундаменти можна розглядати, як аналоги залізобетонних монолітних перекриттів – ребристих чи безбалкових, опорами для яких є колони та стіни, а навантаженням – реактивний тиск ґрунту. Розподіл реактивного тиску по підшві 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 напрямі. Розгортають їх у взаємно перпендикулярних напрямках. Для утримання верхніх сіток у проєктному положенні під них підставляють монтажні каркаси.

Суцільні фундаменти армують аналогічно до вимог армування залізобетонних перекриттів, викладених у розділі 1.

3 БАГАТОПОВЕРХОВІ БУДІВЛІ

3.1 Конструктивні системи будівель

Конструктивна система будівлі – це сукупність вертикальних і горизонтальних несучих конструкцій, що забезпечують її міцність, жорсткість та стійкість. У практиці будівництва розрізняють такі конструктивні системи: каркасні, стінові (безкаркасні), стовбурові та комбіновані (наприклад, каркасно-стовбурові, панельно-блокові, каркасно-блокові, каркасно-панельні). 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 екології тощо), вимоги економічних розрахунків.

За призначенням багатоповерхові будівлі бувають промислові і цивільні. Будівлі всіх конструктивних систем можуть бути виконані в збірному, монолітному та збірно-монолітному залізобетоні. Поширені будівлі зі збірних залізобетонних конструкцій, виконані відповідно до уніфікованих схем із типових елементів.

Каркасні промислові будівлі мають різне призначення: підприємства легкої та харчової промисловості (млини, м'ясокомбінати, холодильники), хімічні, приладобудівні, радіотехнічні заводи, гірничозбагачувальні фабрики, адміністративно-побутові будівлі промислових підприємств. У цивільному будівництві – це готелі, лікувальні та інші установи, житлові будинки.

Висота їх коливається в широких межах, і якщо промислові будівлі бувають заввишки до 14-ти поверхів, то цивільні – до 20 і більше. Ширина промислових будівель при природному освітленні може досягати 36 м, а цивільних, як правило, не перевищує 14 м.

У каркасних будівлях основні несучі елементи – це залізобетонні рами. Такі споруди зазвичай зводять зі збірних типових конструктивних елементів із

повним каркасом при навісних чи самонесучих стінах із залізобетонних панелей і рідше з *неповним каркасом*, коли перекриття опираються на середні ряди колон і зовнішні несучі стіни, викладені з цегли. 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'язей і плит перекриттів (рис. 3.1), а стіни в них навісні або самонесучі. У будівлях із неповним каркасом стіни несучі, тобто, перекриття опираються на середні ряди колон і зовнішні стіни.

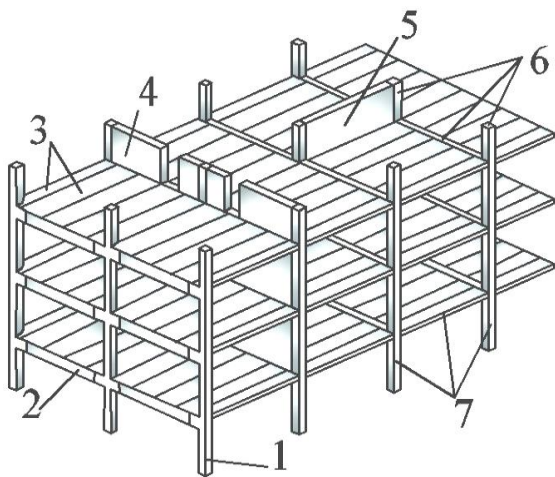


Рисунок 3.1 – Каркас

багатоповерхової будівлі:

1 – колона; 2 – ригель; 3 – плити перекриття; 4 – поперечна діафрагма;

5 – поздовжня діафрагма;

6 – рама із жорсткими вузлами;

7 – рама із шарнірними вузлами

Рами каркасних будівель розділяють на збірні елементи за кількома схемами: на прямолінійні із однопрольотних ригелів та колон без консолей (рис. 3.2, а); на прямолінійні елементи у вигляді однопрольотних ригелів і колон із виносними консолями (рис. 3.2, б); на хрестоподібні колони з вкладними ригелями (рис. 3.2, в); на окремі рами із вкладними ригелями (рис. 3.2, г). Дві останні системи каркасів мають значні переваги порівняно з першими, оскільки за цими схемами стики збірних елементів проєктують у місцях дії найменших згинальних моментів. Але, незважаючи на це, найбільшого поширення набули каркаси, що монтуються із прямолінійних елементів, через їх переваги щодо інших у зручності заводського виготовлення.

Усі багатоповерхові рами застосовують з уніфікованою координаційною сіткою колон.

Усі типи багатоповерхових рам каркасів мають уніфіковану сітку колон: у промислових будівлях прольоти рам (номінальні довжини ригелів) зазвичай дорівнюють 6, 9 або 12 м, а відстані між рамами (крок) – 6 або 12 м. Висота

приміщень у таких будівлях кратна 1,2 м (3,6; 4,8; 6 м). Колони проєктують із прямокутним перерізом розміром 400 мм × 400 мм та 400 мм × 600 мм.

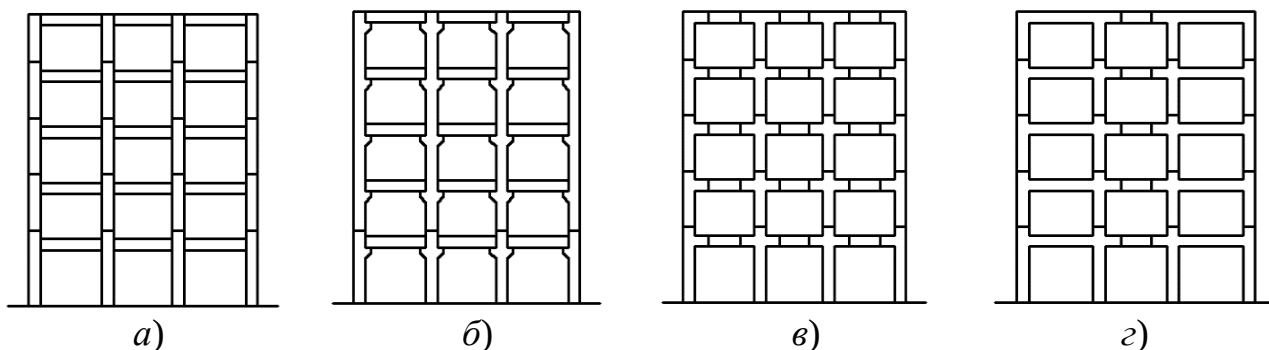


Рисунок 3.2 – Схеми членування рам багатоповерхових каркасних будівель на окремі елементи: а, б – прямолінійні з колонами без консолей або з консолями; в – хрестоподібні колони із вкладними ригелями; г – окремі рами із вкладними ригелями

Прольоти можуть бути збільшені до 12 м або 18 м. При цьому економиться робоча площа на 6–8 % за рахунок зменшення кількості колон, що надає можливість збільшити потужність підприємства при встановленні на поверсі більшої кількості одиниць устаткування. Іноді для підвищення універсальності будівлі і зручності розміщення устаткування промислові будівлі проєктують із технічними поверхами і прольотами міжповерхових перекриттів 18 м і більше. При цьому в міжфермовому просторі технічних поверхів розміщують підсобні і допоміжні виробництва, склади сировини, напівфабрикатів і готових виробів, побутові та адміністративні приміщення, а також інженерні комунікації.

У цивільних будівлях прольоти рам, як правило, становлять 3,4; 5,6; 7,2; 9 та 9,6 м при їхньому кроці 3; 6; 7,2; 9 та 12 м, а висота поверхів – 2,8; 3,3 та 3,6 м; додаткова висота здебільшого для перших поверхів – 4,2; 4,8; 6 та 7,2 м. Збірні колони каркаса виготовляють заввишки на 2–5 поверхів із перерізом 300 мм × 300 мм або 400 мм × 400 мм. Необхідного підвищення несучої здатності колон нижніх поверхів досягають шляхом збільшення відсотка армування або класу бетону чи застосування жорсткої арматури. Ригелі каркаса мають різну форму поперечного перерізу залежно від призначення будівель та їх конструктивного вирішення. На ригелі рам укладають плити перекриттів із номінальною довжиною 6; 7,2; 9 або 12 м. Плити можуть бути порожнистими, ребристими, суцільними, типу «Т» та «подвійне Т», коробчасті.

До каркасних належать також будівлі зі збірно-монолітних конструкцій, які споруджують методом піднімання поверхів або перекриттів. При цьому

житлові будинки та готелі проєктують із використанням методу піднімання поверхів, оскільки в них багато перегородок. Для будівель із невеликою кількістю перегородок (торговельних, навчальних) доцільно застосовувати метод піднімання перекриттів.

У таких будівлях пакет плоских плит перекриттів, поділених прокладками, послідовно бетонують на рівні підлоги першого (цокольного або підвального) поверху. При підніманні перекриттів каркас формують знизу вгору, і в процесі монтажу він становить систему консольних або нерозрізних стояків. У разі піднімання поверхів каркас формують згори вниз. Крок колон у житлових будівлях приймають 4,2–6,6 м, а в громадських він може бути збільшений до 7,2–12 м при перекриттях кесонного або ребристого типів.

У каркасних будівлях вертикальні навантаження переважно сприймають рами каркаса, а горизонтальні – каркас будівлі або діафрагми жорсткості залежно від прийнятої конструктивної системи – рамної, в'язової, *рамно-в'язової* або *змішаної*.

В разі застосування *рамної системи* каркас будівлі становить систему поперечних і поздовжніх рам із жорсткими вузлами (рис. 3.1, 3.3, *а*), які сприймають як вертикальні навантаження, так і горизонтальні від вітру, що передаються через стіни та перекриття. Рамні системи використовують, як правило, у будівництві промислових будівель. До переваг рамних каркасів можна віднести чіткість роботи всіх конструктивних елементів, рівномірність деформування всіх рам у загальній системі каркаса, зручність розміщення технологічного устаткування у зв'язку з відсутністю поперечних стін.

Недоліки рамних каркасів: складність і трудомісткість виконання жорстких вузлів та збільшення розмірів перерізів колон нижніх поверхів у зв'язку зі збільшенням згинальних моментів у них від вітрового навантаження.

В'язеві каркасні системи застосовують як у промисловому, так і в цивільному будівництві, але здебільшого під час зведення цивільних будівель. У в'язевих каркасах основні несучі елементи – це ригельні або безригельні рами з шарнірними вузлами та система діафрагм жорсткості (рис. 3.3, *б*). У в'язевих системах каркасів усі вертикальні навантаження сприймають рами каркаса, а горизонтальні (вітрові) – системи діафрагм жорсткості, об'єднані дисками перекриттів. Діафрагмами жорсткості є стіни сходових кліток, ліфтових шахт, системи поперечних, поздовжніх стін та перегородок завтовшки не менше ніж 120 мм, а із залізобетону – не менш ніж 60 мм. Діафрагми, що складаються із системи плоских елементів, мають різноманітні форми перерізу: плоскі, кутові, двотаврові, хрестові і у вигляді ядер жорсткості. Під час

компонування таких будівель потрібно намагатися забезпечувати мінімальну кількість діафрагм та їх симетричне розміщення у плані будівлі. Діафрагми виконують у вигляді поперечних чи поздовжніх комбінованих стін жорсткості, які включають суцільні плити, з'єднані за допомогою зварювання закладних деталей із колонами каркаса.

Переваги в'язевих каркасів: шарнірні вузли, які спрощують і пришвидшують монтаж, а також зумовлюють однакові типорозміри ригелів і конструкції вузлів та їхніх з'єднань із колонами. Загальна витрата сталі у в'язевих каркасах більша, ніж у рамних унаслідок шарнірного з'єднання ригелів із колонами.

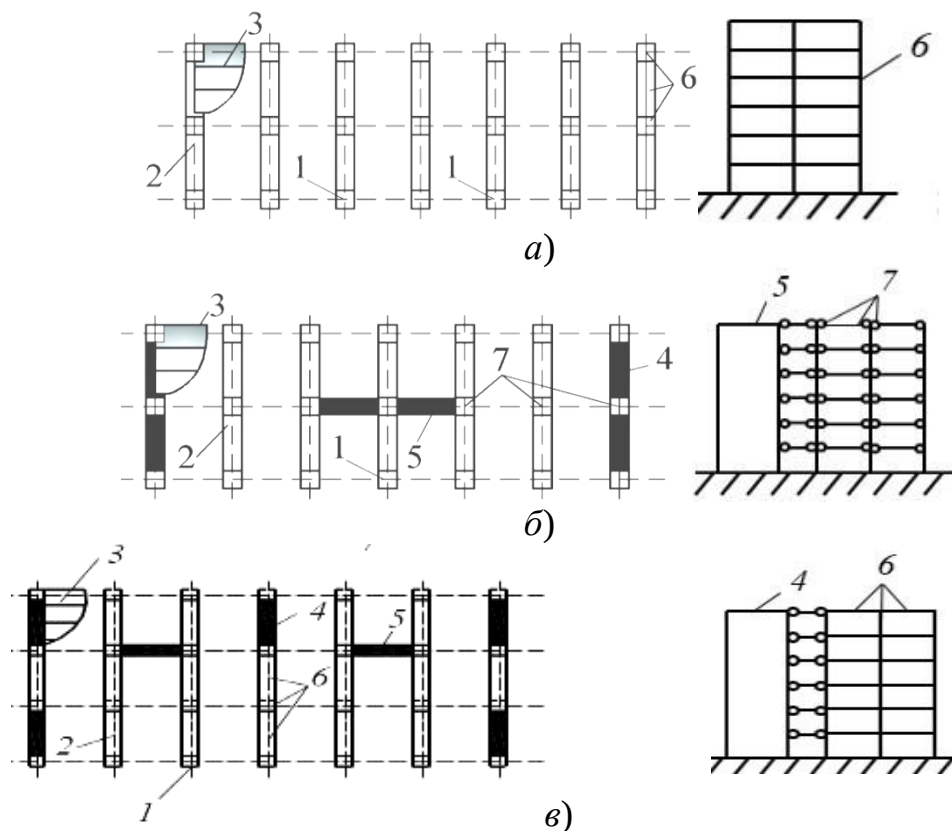


Рисунок 3.3 – Системи каркасів багатоповерхової будівлі:

а – рамний каркас; б – в'язевий каркас; в – рамно-в'язевий каркас; 1 – колона; 2 – ригель; 3 – плити перекриття; 4 – поперечна діафрагма; 5 – поздовжня діафрагма; 6 – рама із жорсткими вузлами; 7 – рама із шарнірними вузлами

При *рамно-в'язевих каркасних системах* (рис. 3.3, в) будівлі вертикальні навантаження сприймає каркас із рам з жорсткими вузлами, а горизонтальні (вітрові) – каркас і діафрагми, до того ж розподіляються вони пропорційно до їхньої жорсткості. Жорсткість діафрагм при такій системі каркаса можна зменшувати, оскільки частину навантаження від вітру сприймає каркас.

При значних відстанях між діафрагмами жорсткості потрібно враховувати

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 тощо). Як правило, діафрагми жорсткості розташовують у плані будівлі рівномірно та ув'язують із її об'ємно-планувальним рішенням.

Рамно-в'язеві каркаси також потрібно застосовувати, коли виникає потреба скоротити кількість діафрагм жорсткості у в'язевих каркасах.

Недоліком рамно-в'язевих каркасів є те, що вони під час виконання жорстких стиків зі збірного залізобетону потребують значних витрат арматурної сталі та праці.

Змішані каркаси – це такі конструктивні системи багатоповерхових будівель, в яких в одному напрямі (як правило, поперечному) використовуються рамні конструкції із жорсткими вузлами, а в іншому горизонтальні навантаження передаються на в'язі (зазвичай металеві).

Ця система широко застосовується в промисловому будівництві: в одній багатоповерхових промислових будівлях, у яких розташування жорстких діафрагм та в'язів у поперечному напрямі перешкоджає здійсненню технологічного процесу.

В'язеві та рамно-в'язеві каркаси будівель у разі застосування діафрагм жорсткості із замкнутою формою у плані у вигляді просторових стовбурів відносять до *каркасно-стовбурових* (рис. 3.4, а).

Каркасні будівлі, у яких вертикальними несучими конструкціями є одночасно і каркас, і стіни (наприклад, зовнішні міжсекційні стіни, або стіни сходових кліток), називаються *каркасно-стіновими*. Такі будівлі проєктують з безригельними каркасами або з ригельним каркасом, у якому з'єднання ригелів із колоною не жорстке.

До *стовбурових* відносять такі конструктивні системи багатоповерхових будівель, у яких міцність, просторова жорсткість та стійкість забезпечуються вертикальною несучою конструкцією у вигляді просторового стовбура – ядра жорсткості (рис. 3.4). Ці стовбури споруджують як монолітні, так і збірні. Такі конструктивні системи застосовують під час спорудження будівель до 60-ти поверхів заввишки, вони можуть мати не один, а декілька стовбурів.

За способом опирання міжповерхових перекриттів розрізняють консольні, етажеркові та підвісні стовбурові будівлі (рис. 3.4, б, в, г). Консольні стовбурні будівлі характеризуються тим, що в них кожне перекриття може консольно

опиратися на стовбур. У підвісних будівлях усі поверхи можуть бути підвішені до оголовка зверху стовбура або групи з 5–9 поверхів підвішуються до проміжних консольних опор. Якщо перекриття опираються на єдиний консольний міст в основі стовбура або на рівномірно розміщені по висоті стовбура консольні мости, то такі будівлі належать до етажеркових стовбурних будівель.

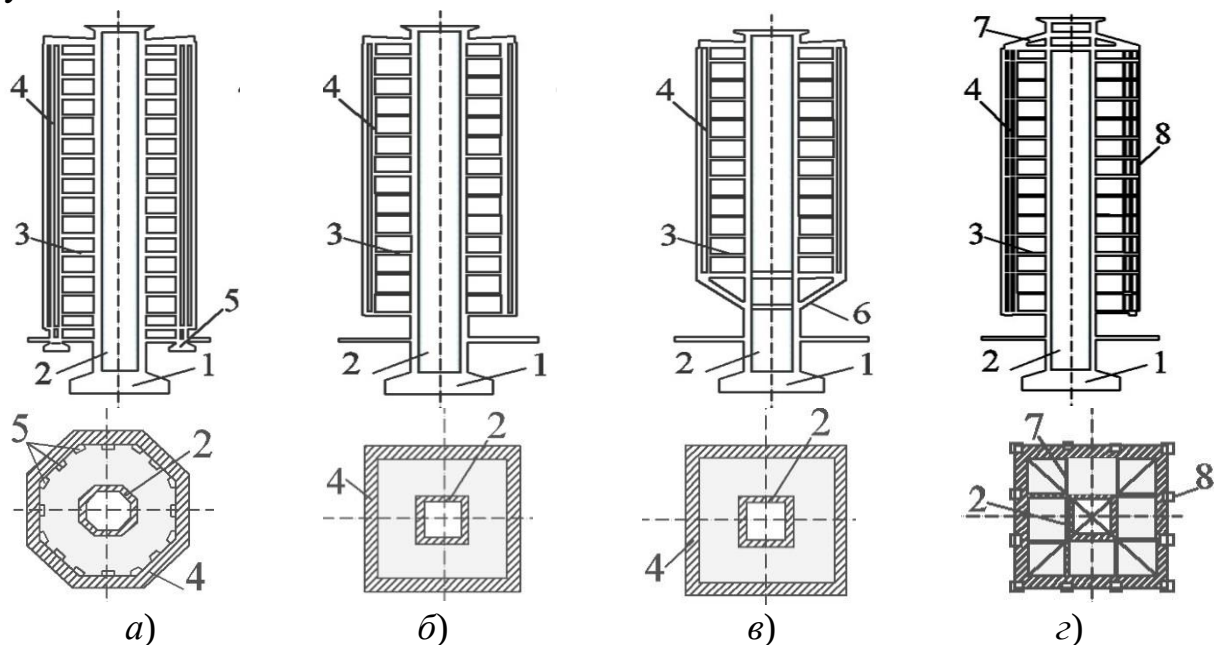


Рисунок 3.4 – Стовбурні (з ядрами жорсткості) конструктивні системи будівель: а – стовбурно-каркасна; б – стовбурна з консольними поверхами; в – стовбурна з етажерковим розташуванням поверхів; г – стовбурна з підвісними поверхами;

1 – фундамент; 2 – стовбур (ядро жорсткості); 3 – перекриття; 4 – стіна;
5 – колона; 6 – опорна консоль при основі; 7 – несучі конструкції підвісок
поверхів; 8 – підвіска

До переваг будівель стовбурної системи належать підвищена опірність щодо вітрових і сейсмічних навантажень, стійкість до нерівномірних деформацій основ, що надає можливість застосовувати їх у будівництві в разі відкритих територій, а також мала площа забудови і відносно невеликий об'єм фундаментів.

Стінові (безкаркасні) будівлі заввишки 9, 12, 16 і більше поверхів дуже поширені у цивільному, особливо житловому, будівництві. Такі будівлі складаються зі стін та перекриттів, що безпосередньо опираються на стіни. Стіни можуть бути збірні панельні, з монолітного залізобетону, з великих бетонних блоків.

Використовують три основні конструктивні системи безкаркасних будівель: перехресно-стінова з поперечними і поздовжніми несучими стінами (рис. 3.5, а); поперечно-стінова з поперечними несучими стінами (рис. 3.5, б); поздовжньо-стінова з поздовжніми несучими стінами (рис. 3.5, в). Ці будівлі проєктують із малопрольотними (до 4,5 м) та середньопрольотними (до 7,2 м) перекриттями з плит, що опираються на несучі стіни. Малопрольотні перекриття застосовують переважно у перехресно-стінових системах, при цьому плити перекриттів опираються на стіни по контуру або по трьох сторонах (двох довгих і одній короткій). Для дев'ятиповерхових житлових будівель найекономічнішою щодо витрати сталі, бетону та цементу, а також щодо трудомісткості є поперечно-стінова система.

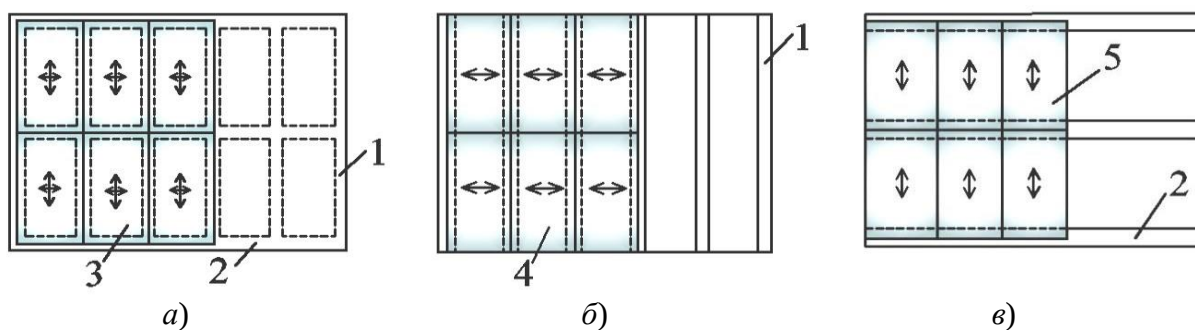


Рисунок 3.5 – Стінові конструктивні системи будівель:

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

Розміщення поперечних стін на відстані 3,6 м і менше одна від одної дає змогу досягти великої просторової жорсткості будівель, їх можна зводити до 25-ти поверхів заввишки. Збільшують кількість поверхів таких будівель також за рахунок розміщення поперечних стін у вигляді збірно-монолітних діафрагм жорсткості зі спарених збірних панелей, між якими укладають шар монолітного бетону, на всю ширину будівлі.

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 використовувана *каркасно-панельна* конструктивна система будівель.

Крупнопанельні будівлі (рис. 3.6) зазвичай проєктують для цивільного

будівництва. Це готелі, гуртожитки, житлові будинки, в яких архітектурно-проектувальні рішення у вертикальному напрямі зазвичай однотипні з частим розміщенням внутрішніх стін і з необхідною звукоізоляцією між приміщеннями. Такі будівлі сягають до 20-ти поверхів зазвичай. Плити опирають на стіни по контуру на чотири або три сторони. При використанні плит перекриттів із середніми розмірами прольотів застосовують перехресно-стінові, поперечно-стінові або поздовжньо-стінові конструктивні системи. Перехресно-стінова та поперечно-стінова конструктивні системи найбільш економічні – у них плити перекриттів опираються на внутрішні стіни, що дозволяє укрупнювати зовнішні стінові панелі.

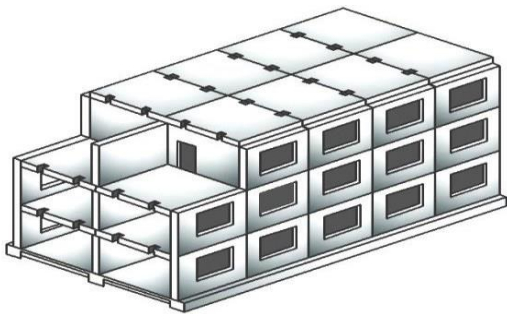


Рисунок 3.6 – Загальний вигляд крупнопанельної будівлі

Просторова жорсткість та стійкість крупнопанельних будівель забезпечуються з'єднанням плит перекриттів та панелей стін між собою за допомогою зварювання закладних металевих деталей і замонолічування 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 із 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 проєктують такі типи горизонтальних стиків: *платформові, монолітні, контактні, комбіновані*.

Спряження внутрішніх стін із перекриттями зазвичай виконують із платформовими стиками, зовнішніх – із платформовими і комбінованими.

За витратами матеріалів крупнопанельні будівлі зі збірного залізобетону

не поступаються перед каркасними, а їх трудомісткість майже в 1,5 рази менше. Але переваги панельних будівель зменшуються в разі необхідності зміни планувальних рішень у напрямі вертикалі, необхідності використання нижніх поверхів для приміщень цивільного призначення (магазини, їдальні, кафе тощо). Зокрема, приміщення для торгівлі прибудовують до основної будівлі, використовуючи при цьому для виконання допоміжних функцій об'єм нижніх поверхів. Крупнопанельні будівлі з висотою понад 25 поверхів не можуть сприймати горизонтальні навантаження, тому передбачають додаткові конструктивні заходи – застосовуються жорсткі монолітні залізобетонні діафрагми.

Об'ємно-блокові будівлі (рис. 3.7) 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 виконуються в умовах заводу. Планувальні рішення об'ємно-блокових будівель обмежені незначною варіантністю розміщення блоків у плані (рис. 3.7, д).

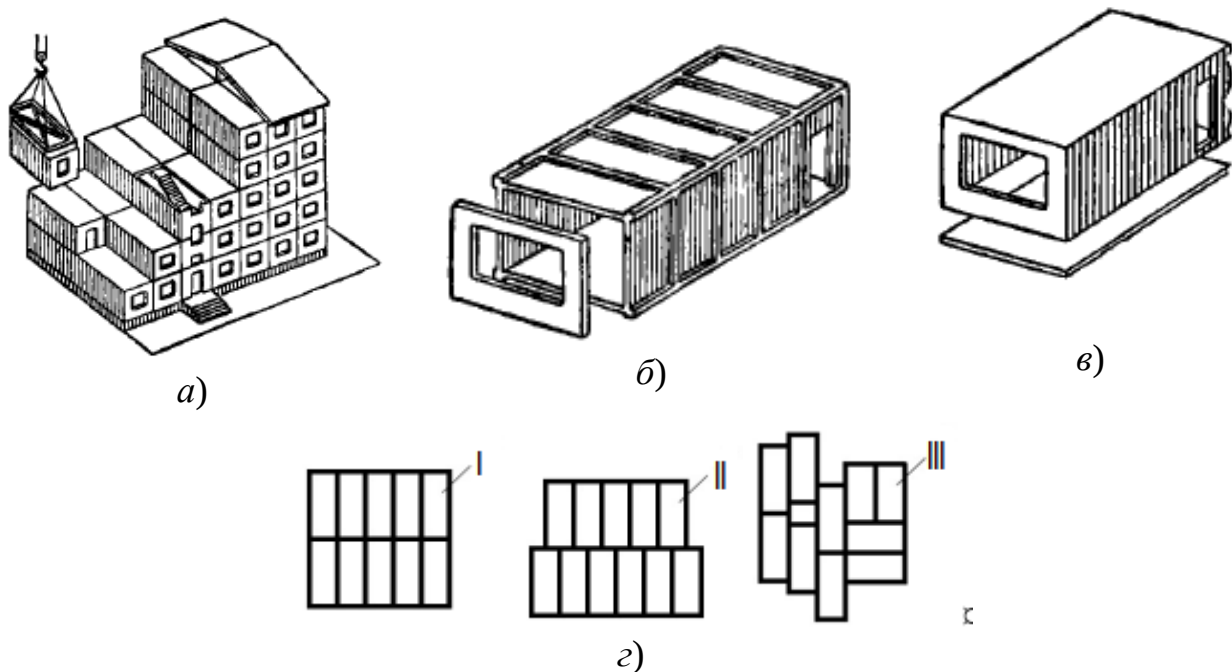


Рисунок 3.7 – Будівля з об'ємних блоків:

а – загальний вигляд; б – об'ємний «блок-стакан лежачий»; в – «блок-ковпак»; г – варіанти розміщення блоків у плані; І – співосьове розміщення блоків; ІІ – розміщення блоків зі зсувом уздовж профільної осі; ІІІ – розміщення блоків із їх западанням або виступанням

Міцність, просторова жорсткість і стійкість об'ємно-блокових

будівель забезпечуються опорою 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 за умови міцності можна не з'єднувати один з одним по вертикалі. Але для обмеження деформації стиків від нерівномірних деформацій основи фундаментів та інших впливів об'ємні блоки з'єднують між собою на рівні їх верху металевими в'язями. Щоб запобігти взаємному зміщенню блоків по вертикалі, їх з'єднують на рівні цоколя фундаменту.

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 понад 10 поверхів заввишки, 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. 3.7).

Конструктивне рішення будівлі із об'ємних блоків обирають з урахуванням містобудівельних та архітектурно-планувальних рішень, особливостей наявної заводської бази, вимог уніфікації конструктивних елементів і їх поєднання, 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 можуть бути 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 розрізняють блоки залежно від форми граней:

вони можуть бути прямокутними, зі скісними кутами та криволінійні. Залежно від сприймання навантажень блоки можуть бути несучі або не несучі. Найбільш поширені несучі блоки.

За схемою сприймання навантажень несучі блоки поділяються на тип А, коли навантаження передається на них у вигляді зосередженого по кутах, та тип Б, коли навантаження передається рівномірно по всьому периметру або уздовж протилежних сторін. Блоки виготовляють як із важкого, так і з легкого бетону класу не нижче С8/10.

У спорудженні об'ємно-блокових будівель можуть застосовуватися три типи конструкції блоків: «блок-стакан лежачий», «блок-стакан», «блок-ковпак» (рис. 3.7). Але найбільшого поширення набули два типи блоків: «блок-стакан лежачий», відкритий зі сторони зовнішньої стіни суцільноформований коробковий елемент із приставною панеллю зовнішньої стіни, і «блок-ковпак», відкритий зі сторони підлоги суцільноформований коробковий елемент із приставною плитою підлоги. Кожен із цих типів блоків має свою конструкцію вузлів горизонтального стику.

Стіни і плиту підлоги «блоків-стаканів лежачих» виготовляють ребристими, із ребрами ззовні кроком 1 000–1 100 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 з товщиною 60–100 мм. Пливу підлоги допускається виконувати плоскою із контурними ребрами.

Об'ємні «блоки-ковпаки» проектують гладкими, із місцевим потовщенням стін зовні уздовж контурних ребер блоків. Товщина поздовжніх стін цих блоків із важкого бетону становить не менше ніж 55 мм, а із легких бетонів – не менше ніж 80 мм. Товщина поперечних стін із будь-якого бетону може становити від 80 мм до 90 мм. Пливу підлоги виконують ребристою із контурними ребрами висотою не менш ніж 160 мм при товщині плити не менше ніж 50 мм. У разі застосування плити підлоги без проміжних ребер товщину плити обирають не менше ніж 80 мм.

Недоліком об'ємно-блокових будівель у цілому є обмеженість об'ємно-планувальних рішень.

Панельно-блокова система будівлі становить поєднання несучих об'ємних блоків із плоскими конструкціями панелей стін та плит перекриттів, які заповнюють вільні проміжки між блоками (рис. 3.8, а). Ця схема дає змогу одержати більшу кількість варіантів планувальних рішень порівняно з об'ємно-блоковою. Заводська готовність елементів будівлі

становить 55–65 %. При спорудженні будівель за цією системою рекомендується опирати плити перекриттів на несучі об'ємні блоки і на несучі стінові панелі. До того ж плити перекриттів на блоки можуть опиратися безпосередньо або на консольні виступи зверху блока.

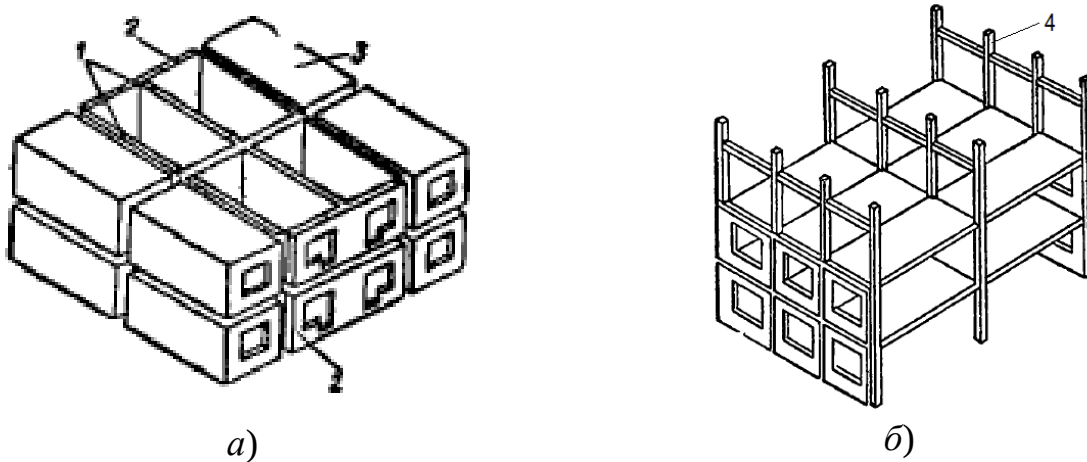


Рисунок 3.8 – Варіанти панельно-блокових та каркасно-панельних систем будівель:

а – панельно-блокова; б – каркасно-панельна; 1 – внутрішня стінова панель; 2 – зовнішня стінова панель; 3 – об'ємний блок; 4 – залізобетонний каркас

Панельно-блокова система простіша, ніж об'ємно-блокова, але вона потребує додаткових витрат металу і призводить до зменшення корисної площі.

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 стальними в'язями, привареними до закладних деталей.

Каркасно-панельні будівлі набули поширення у житловому та цивільному будівництві (рис. 3.8, 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 з висотою до 16-ти поверхів. Діафрагми розташовують уздовж із кроком, кратним 6 м, але не менше ніж 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 крок зазвичай становить 6 м. У неповних каркасах колони зовнішніх рядів відсутні, а несучими елементами в цих

місцях є стіни зі збірних стінових панелей.

Комбіновані будівлі становлять поєднання по вертикалі панельних або об'ємно-блокових конструктивних систем будівель із каркасними.

Комбіновані будівлі зазвичай мають вигляд будівель, розташованих на монолітних або збірних рамах. 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.

Монолітні та збірно-монолітні будівлі проєктують переважно за стіноюю конструктивною системою. Будівлі за таким способом спорудження вирізняються великою різноманітністю об'ємно-планувальних і архітектурно-конструктивних рішень.

При індустріальних методах зведення ці будівлі конкурентоздатні порівняно зі збірними. При відповідному техніко-економічному обґрунтуванні у монолітному та збірно-монолітному домобудуванні застосовують стовбурові та каркасно-стовбурові 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.

У вертикальному напрямі застосовують *торцеве, фронтальне і фронтально-торцеве спряження стін* [10].

У разі застосування торцевого з'єднання між щитами опалубки встановлюють вертикальний щит-розділювач, за допомогою якого торець набуває хвилястої, гладкої або шпонкоподібної форми (рис. 3.9, а, б, в). Цей щит має вирізи, через які пропускають горизонтальну з'єднувальну арматуру.

При фронтальному з'єднанні (рис. 3.9, г, д, е) у місці прилягання 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 бетонуватися.

Фронтально-торцеве з'єднання застосовують у разі використання у спряжуваних стінах різних за видами або класами бетонів. При такому з'єднанні між щитами опалубки внутрішніх стін, там де вони прилягають до зовнішніх стін, встановлюють дрібновічкову сітку. Цю сітку прикріплюють

до просторового каркаса, що розміщується на перетині зовнішньої стіни із внутрішньою. Після цього зазвичай зовнішні стіни бетонують на всю висоту поверху, а потім внутрішні стіни.

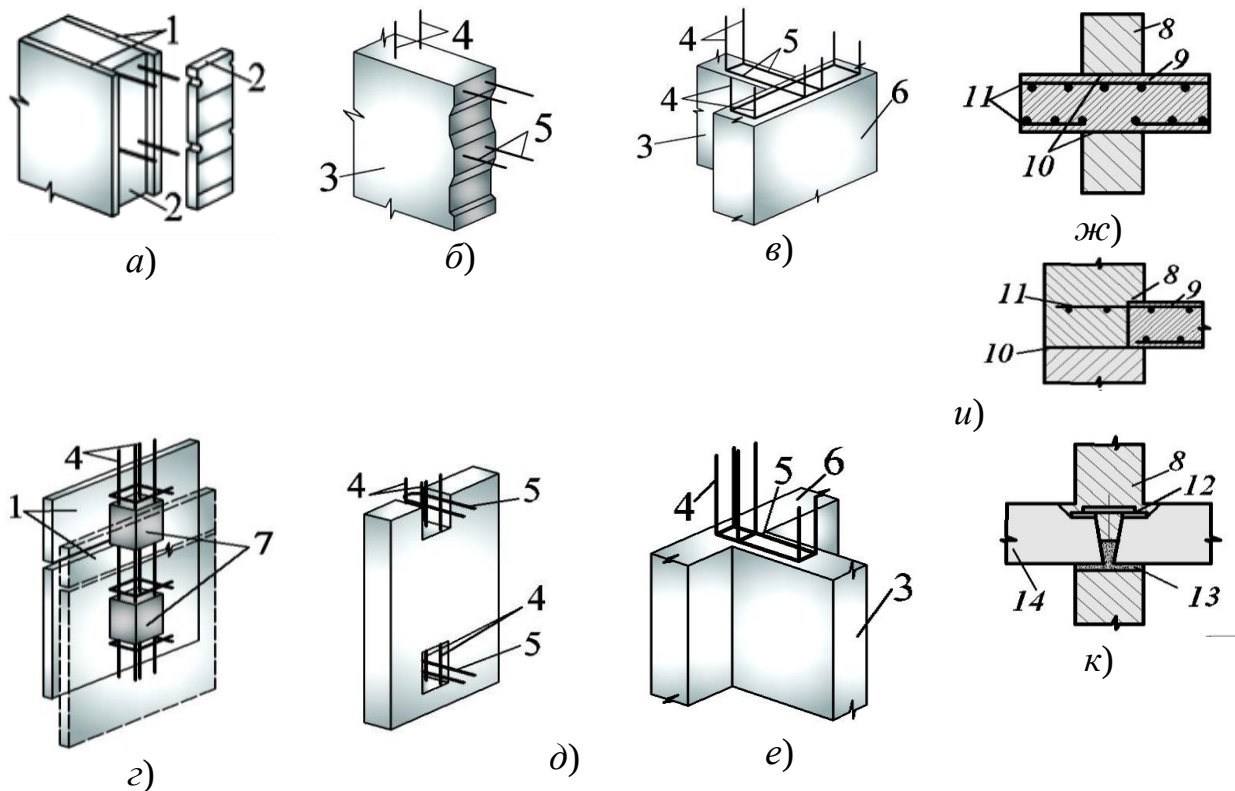


Рисунок 3.9 – Вузли спряження монолітних стін між собою та з перекриттям:
 а – установка опалубки поперечних стін; б – вигляд торця стіни із шпонками;
 в, е – загальний вигляд з'єднання поперечних та поздовжніх стін;
 г – розташування вертикальних арматурних каркасів і шпонкоутворювачів між щитами опалубки; д – розташування арматурних випусків у шпонкових отворах; ж – контактний стик внутрішніх стін; и – 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

Вузли горизонтальних стиків плит перекриття із монолітними стінами залежно від типу плит та способу передавання зусиль стику проєктують *контактними, платформовими або комбінованими*.

У контактних стиках зусилля стиску передається тільки через монолітний бетон стін (рис. 3.9, 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. 3.9, к).

Комбіновані стики утворюють поєднанням контактного вузла із платформовим.

Для підвищення несучої здатності вузлів у місцях спряження стін установлюють вертикальну арматуру (рис. 3.9, позиція 4).

3.2 Основні відомості про розрахунок каркасних будівель

У загальному вигляді прямий *розрахунок каркасних будівель* може бути представленим такою схемою: вибір розрахункової схеми (моделі) будівлі; виявлення всіх 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 проєктування розрахунок каркасних будівель становить собою зворотне завдання, а саме: спочатку призначається конструктивна несуча система з характеристиками її елементів, а потім виконується перевірка здатності конструкцій сприймати 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*. 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.

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 за програмами SCAD, ЛІРА та ін.

При *рамній системі* каркаса його розрахункову схему в загальному випадку можна подати у вигляді багатоповерхової багатопрольотної рами з жорсткими вузлами (рис. 3.10, а). Розрахункову довжину стояків рам приймають рівною висоті поверху, а розрахунковий проліт ригеля – відстані між осями стояків.

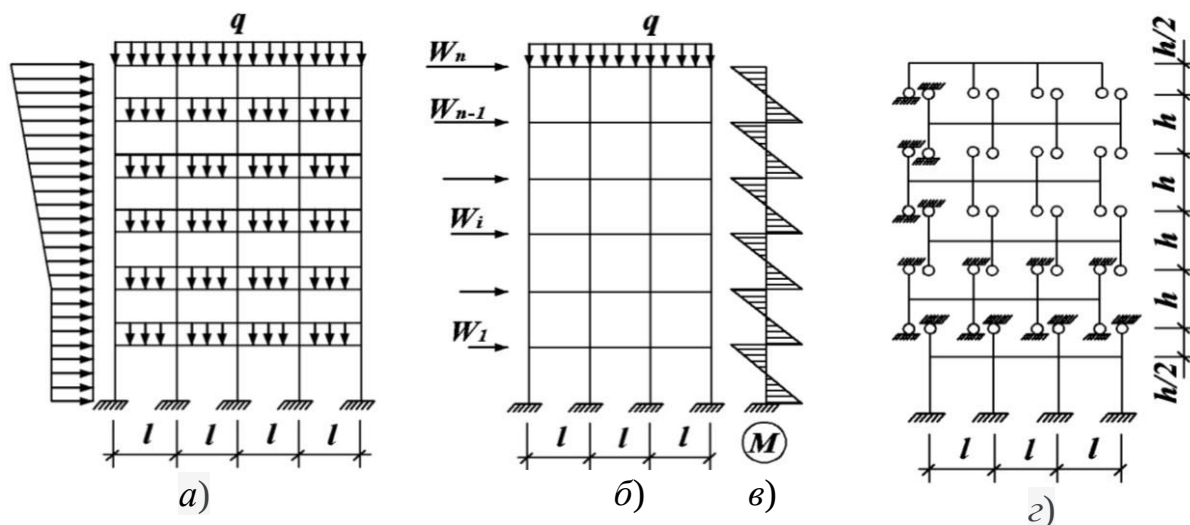


Рисунок 3.10 – Розрахункові схеми будинків із рамними системами каркасів [10]:

а – 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 з орієнтовного призначення перерізів конструкцій для визначення навантаження від їхньої ваги та погонних жорсткостей. Спочатку значення робочої висоти ригеля наближено визначають із залежності

$$d = \sqrt{\frac{(0,6 \dots 0,8) \cdot M_0}{f_{cd} \cdot b}}, \quad (3.1)$$

де $M = \frac{(g + v) \cdot l_0^2}{8}$ – згинальний момент у ригелі, обчислений, як для однопрольотної, вільно опертої балки з розрахунковим прольотом l_0 , завантаженої постійним g і тимчасовим v навантаженнями із розрахунковими

значеннями. Ширину ригеля b приймають у межах $(0,3-0,5) \cdot h$. При цьому дотримуються рекомендацій конструювання, згідно з якими в прямолінійних ригелях багатопрольотних рам $h = (1/12-1/16) l_0$, а в однопрольотних рамах $h = (1/10-1/12) l_0$. Площу перерізу колон (також приблизно) визначають за формулою

$$A_c = \frac{(1,2 \dots 1,5) \cdot N}{f_{yd}}, \quad (3.2)$$

де N – значення поздовжньої сили, обчисленої відповідно до завантажувальної площі.

Обчислені за формулами (3.1) і (3.2) розміри поперечних перерізів колон і ригелів округлюють до уніфікованих розмірів, за якими остаточно підбирають типові конструкції. За розмірами підібраних типових конструкцій 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 кожену 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 багатопрольотні рами з рівними прольотами (або такими, що відрізняються один від одного не більше ніж на 20 %) заміняють трьохпрольотними рамами (рис. 3.10, б). При цьому вважають, що згинальні моменти в середніх прольотах багатопрольотної рами дорівнюють згинальним моментам середнього прольоту розрахункової трьохпрольотної 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. 3.10, в). Це дає підстави членувати багатоповерхову раму на три типи одноповерхових рам – першого, середнього і верхнього поверхів (рис. 3.10, г) з висотою стояків від опори до ригеля, рівною половині висоти поверху.

Таким чином, статичний розрахунок багатоповерхової рами в пружній стадії зводиться до визначення згинальних моментів в одноповерхових симетричних трьохпрольотних рамах при різноманітних комбінаціях завантажень тимчасовим навантаженням. Розрахунок кожної із цих рам

можна виконувати наближеним методом за допомогою таблиць на дію найбільш невигідних сполучень постійного g та різних комбінацій тимчасового навантаження v . Значення опорних згинальних моментів ригелів рами обчислюють за формулою

$$M = (\alpha \cdot g + \beta \cdot v) \cdot l^2, \quad (3.3)$$

де α і β – табличні коефіцієнти (дод. Е), які обирають 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 цього 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, обчисленими за формулою (3.3).

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 моменти і поперечні сили для різних можливих комбінацій постійного та тимчасового навантаження зводять в одну обвідну епюру й виконують перерозподіл зусиль 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. 3.10, б). При такому завантаженні нульові точки епюри моментів у всіх стояках вище першого поверху будуть розташовані посередині висоти поверху, а в стояках першого поверху (при заземленні стояків у фундаментах) на відстані $(2/3) \cdot h$ від обрізу фундаменту (рис. 3.10, в).

Поперечна сила V_i n -поверхової рами на рівні i -того перекриття дорівнює сумі горизонтальних вище розташованих сил:

$$V_i = W_n + W_{n-1} + \dots + W_{i+1} + W_i. \quad (3.4)$$

Ця сила розподіляється між окремими стояками (колонами) i -того поверху пропорційно до їхніх жорсткостей за формулою

$$V_{cj} = \frac{V_i \cdot B_{cj}}{\sum_{j=1}^m B_{cj}}, \quad (3.5)$$

де V_{cj} – поперечна сила в j -тому стояку;

B_{cj} – жорсткість j -того стояка i -того поверху;

m – кількість 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 $\beta < 1$.

Обчислені за формулою (3.5) значення поперечних сил використовують для визначення згинальних моментів у стояках поверхів, розташованих вище першого, за формулою

$$M = \frac{V_c \cdot h}{2}. \quad (3.6)$$

У стояках першого поверху моменти M_t і M_b у верхньому і нижньому перерізах відповідно обчислюють так:

$$M_t = \frac{V_c \cdot h}{3}; \quad M_b = \frac{V_c \cdot 2 \cdot h}{3}. \quad (3.7)$$

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 підставі яких отримують обвідні епюри моментів. На підставі цих епюр з метою врахування проявів пластичних деформацій бетону здійснюють перерозподіл зусиль у ригелях та обчислюють остаточні їхні розрахункові 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 верху будівлі від дії вітру більше ніж на 1/1 000 висоти будівлі.

При визначенні переміщень використовують дані досліджень, згідно з якими вважається, що для будівель із відношенням їх висоти до ширини $H/b < 4$ горизонтальні переміщення багатоповерхової рами здебільшого зумовлені взаємним зміщенням кінців стояків (перекосів поверхів). При цьому кути цих перекосів $\psi = c/h$ (де c – лінійне переміщення, h – висота поверху) приймаються однаковими для всіх стояків цього поверху (рис. 3.11). Якщо розглядати раму, в якій стояки і ригелі мають однакову погонну жорсткість (рами монотонної структури), то кут перекосу i -того яруса в таких рамах

$$\psi_i = V_i / k, \quad (3.8)$$

де V_i – ярусна поперечна сила, визначена за формулою (3.4);

k – зсувна жорсткість багатоповерхового рамного каркасу, $k = h/c$;

$$c = \frac{h^2 \cdot \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{r} \right)}{12} \quad \text{— для монотонних рам;}$$

r і s – суми погонних жорсткостей, відповідно, ригелів та стояків поверхів рами.

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 тангенс кута нахилу дотичної до лінії прогинів:

$$\psi(x) = y'(x) = V_f(x) / k. \quad (3.9)$$

Інтегрування виразу (3.9) дає залежність для визначення прогину будівлі на будь-якій висоті x :

$$y(x) = \int_0^x \left(\frac{V_f(x)}{k} \right) dx. \quad (3.10)$$

Використавши у формулі (3.10) залежність поперечної сили $V_f(x) = \omega \cdot (H - x)$ від рівномірно розподіленого навантаження $\omega(x) = \omega$, можна одержати значення прогину верху будівлі при $x = H$:

$$y(H) = \frac{\omega \cdot H^2}{2 \cdot k}. \quad (3.11)$$

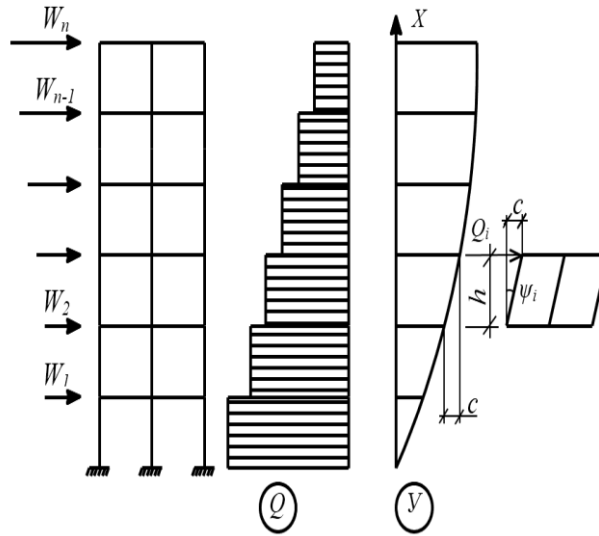


Рисунок 3.11 – До визначення переміщень будинку із рамною системою каркасу

Розрахунок будівель із в'язевою та рамно-в'язевою системою каркаса – завдання більш складне, ніж розрахунок рамних систем. Це 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, значною кількістю поверхів тощо.

В'язеві та рамно-в'язеві каркаси, як несучі системи багатопверхових 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 обирають 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 набула, 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 в'язі між ними замінюються континуальними, тобто безперервно розподіленими по висоті будівлі (рис. 3.12, 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. 3.12, б). Вертикальні елементи приймають защемленими жорстко або пружно-піддатливо. Разом із в'язями вони чинять опір згинанню, стискові та зсуву.

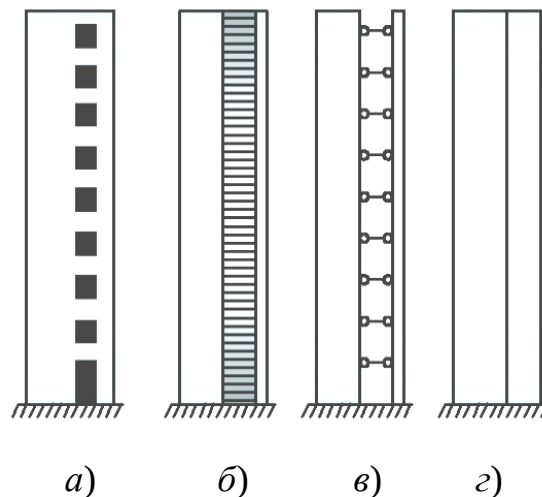


Рисунок 3.12– Розрахункові моделі однов'язевої діафрагми:

а – дійсна конструкція; б – дискретно-континуальна модель; в – консольна модель з шарнірними в'язями; г – консольна модель з абсолютно жорсткими в'язями

У загальному випадку така система зазнає косого згинання та позacentрового стиску із стисненням крутінням.

Застосування дискретно-континуальної моделі надає можливість задачу щодо 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.

Різновидом дискретно-континуальної моделі є консольна модель, у якій усі в'язі зсуву вважаються або шарнірними, або абсолютно жорсткими (рис. 3.12, 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 становлять 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 багатоповерхових будівель із в'язевою та рамно-в'язевою схемами каркасів дискретно-континуальна, як свідчить досвід практики, найбільш універсальна й зручна для розрахування складних несучих систем. Ця модель в практиці проєктування окремих типів будівель дозволяє обходитися без ЕОМ. Наприклад, у симетричних будівлях із жорсткими у своїй площині перекриттями плоскопаралельну несучу систему (рис. 3.13, а), утворену тільки рамами і суцільними діафрагмами, заміняють узагальненою рамно-в'язевою системою (рис. 3.13, б).

Жорсткість діафрагми у прийнятій розрахунковій схемі дорівнює сумі жорсткостей вертикальних діафрагм каркаса в розглядуваному напрямі, а жорсткість рами – сумарній жорсткості всіх ригелів та стояків рам каркаса в тому ж напрямі.

Розрахункові залежності для рамно-в'язевої схеми (рис. 3.13, а) можна одержати, наприклад, із рівняння рівноваги поперечних сил у вертикальних елементах:

$$V_d(x) + V_f(x) = V_0(x), \quad (3.12)$$

де V_d та V_f – поперечні сили, які, відповідно, сприймаються діафрагмою жорсткості та рамою;

V_0 – поперечна сила від дії зовнішнього навантаження, яка визначається як і для консольної балки.

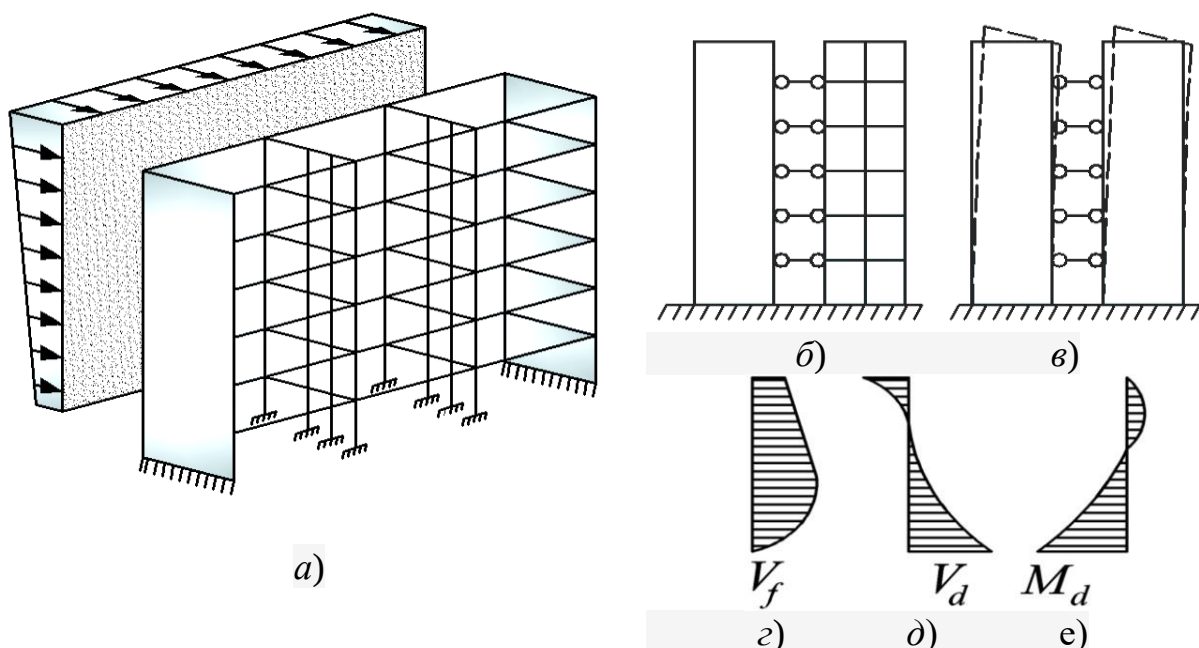


Рисунок 3.13 – До розрахунку будинків із в'язевою та рамно-в'язевою системами каркасів:

а – плоскопаралельна 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 отримуємо, що поперечна сила V_f зв'язана з прогином у будівлі залежністю (3.10), а поперечну силу V_d для суцільного стержня можна визначити за відомою із курсу опору матеріалів залежністю

$$V_d = -B_d \cdot y''', \quad (3.13)$$

де B_d – жорсткість розрахункової суцільної діафрагми.

Із (3.12) із урахуванням (3.9) та (3.13) можна отримати, що

$$B_d \cdot y''' - k \cdot y'(x) + V_0(x) = 0. \quad (3.14)$$

Після диференціювання (3.14) отримуватимемо:

$$B_d \cdot y'''' - k \cdot y''(x) - \omega(x) = 0. \quad (3.15)$$

Позначивши наведені переміщення $y_1 = B_d \cdot y$ та виконавши перетворення, для плоскої рамно-в'язевої системи одержимо таке рівняння:

$$s^2_2 \cdot y_1'''' - y_1'' - s^2_2 \cdot \omega(x) = 0, \quad (3.16)$$

розв'язок якого є таким:

$$y_1 = A_1 + A_2 \cdot s_2 \cdot \varphi + A_3 \cdot ch\varphi + A_4 \cdot sh\varphi + y_{1,P}, \quad (3.17)$$

$$\text{де } s_2 = \sqrt{\frac{B_d}{k}};$$

$\varphi = x / s_2$ – 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:

$$y_1(0) = 0; y_1'(0) = 0; y_1''(\lambda) = 0; y_1'(\lambda)/s_2^2 - y_1'''(\lambda) = 0. \quad (3.18)$$

Із формули (3.17) можна отримати вираз для визначення переміщення при $\omega(x) = \omega$:

$$y_1 = \omega \cdot s_2^4 \left(\lambda \cdot \varphi - \frac{\varphi^2}{2} - \chi \cdot ch\varphi - \lambda \cdot sh\varphi - \chi \right), \quad (3.19)$$

$$\text{де } \lambda = \frac{H}{s_2} - \text{характеристика жорсткості будівлі, } \chi = \frac{1 + \lambda \cdot sh\lambda}{ch\lambda}.$$

Використовуючи вираз для визначення прогину, можна також одержати формули для зусиль у діафрагмі та рамі:

$$V_d = -y_1''', V_f = y_1' / s_2^2, M_d = -y_1''. \quad (3.20)$$

Якщо побудувати епюри зусиль за формулами (3.20), то, як зрозуміло зі схеми (рис. 3.13, з, д, е), 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 до розрахунків рамних систем. Значення величин M_d та V_d використовуються в розрахунках перерізів діафрагм.

Прогин верху будівлі, згідно з (3.19), обчислюється за формулою

$$y(H) = \frac{y_1 \cdot H}{B_d} = \frac{\omega \cdot H^2}{2 \cdot k} \left[1 - \frac{2 \cdot (\chi - 1)}{\lambda^2} \right]. \quad (3.21)$$

Як впливає із порівняння (3.21) із (3.11), 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 потрібно враховувати додатковий кут повороту, що виникає як результат наявності такого фактора.

Розрахунок в'язевих систем, які приводяться до плоско-паралельних, також можна виконати, використовуючи рівняння (3.15). Наприклад, для систем, до складу яких входять суцільні діафрагми, а рами із жорсткими вузлами відсутні, розрахункове рівняння одержують шляхом виключення з (3.15) члена, який характеризує опір рамної частини. Тоді отримаємо:

$$B_d \cdot y''' - \omega(x) = 0. \quad (3.22)$$

Формула (3.22) – відоме рівняння форми зігнутого консольного стержня. Такий же результат можна одержати при використанні консольної розрахункової моделі (рис. 3.13, в), що, як відзначалося вище, є окремим випадком дискретно-континуальної моделі. Експериментальні дані досліджень роботи пружних моделей, а також порівняння результатів розрахунків будівель на підставі точних методів із даними розрахунків на підставі дискретно-континуальної моделі показали, що застосування дискретно-континуальної моделі в розрахунках будівель забезпечує достатню точність розрахункових величин.

Аналіз (3.22) з 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. 3.3. а). На діафрагми вони передаються із зовнішніх стін через перекриття у місцях прилягання до діафрагми. Тому будівлі із в'язевими каркасами в *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. 3.3, б). Зовнішні стіни у розрахунках за такими схемами можна приймати по вертикалі у вигляді багатопрольотної балки з опорами на 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 в разі, якщо кількість поверхів 5 і більше. У

практиці проектування для розрахунку в'язевих систем інколи застосовують консольну модель, як окремий випадок дискретно-континуальної (рис. 3.12). 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 в межах до 25 % у розрахунках замінюються на діафрагми з еквівалентними перерізами постійної жорсткості.

У розрахунках на дію вертикального навантаження ригелі 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 розташованих вище поверхів та розглядуваного поверху. Рівнодійну навантажень від розташованих вище поверхів прикладають із випадковими ексцентриситетами e_a . А рівнодійну вертикального навантаження від ригелів цього поверху прикладають із ексцентриситетом

$$e_1 = \frac{\Delta N_i \cdot l_i}{\sum N_i}. \quad (3.23)$$

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 центра ваги перерізу колони;

$\sum N_i$ – сума опорних реакцій від ригелів.

Колону на вертикальні навантаження розраховують при повному завантаженні (постійного з тимчасовим) обох прилеглих до неї ригелів і в разі відсутності тимчасового навантаження на одному із ригелів.

Загальний розрахунковий ексцентриситет прикладання поздовжнього зусилля у площині ригелів

$$e = \frac{N_0 \cdot e_a + \sum N_i \cdot e_i}{N_0 + \sum N_i}. \quad (3.24)$$

де N_0 – поздовжня сила в колоні від дії навантаження, що передається від розташованих вище 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 із висотою 50 м і більше потрібно перевіряти також пришвидшення коливань верхніх поверхів від пульсації вітру. Воно не повинно перевищувати $0,1 \text{ м/с}^2$.

3.3 Основні відомості про розрахунок панельних будівель

Розрахунок багатопверхових панельних будівель становить завдання 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 проєктування панельних будівель рекомендується 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'язання великої кількості рівнянь, що можливо тільки на ЕОМ.

З метою спрощення розрахунків просторові несучі системи крупнопанельних будівель розчленовують на плоскі. При такому спрощенні просторову систему представляють у вигляді двох незалежних одна від одної систем вертикальних несучих стін (діафрагм) – поперечної (рис. 3.14, а) та поздовжньої (рис. 3.14, б), кожна з яких сприймає навантаження від вітру у відповідному напрямі. 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.

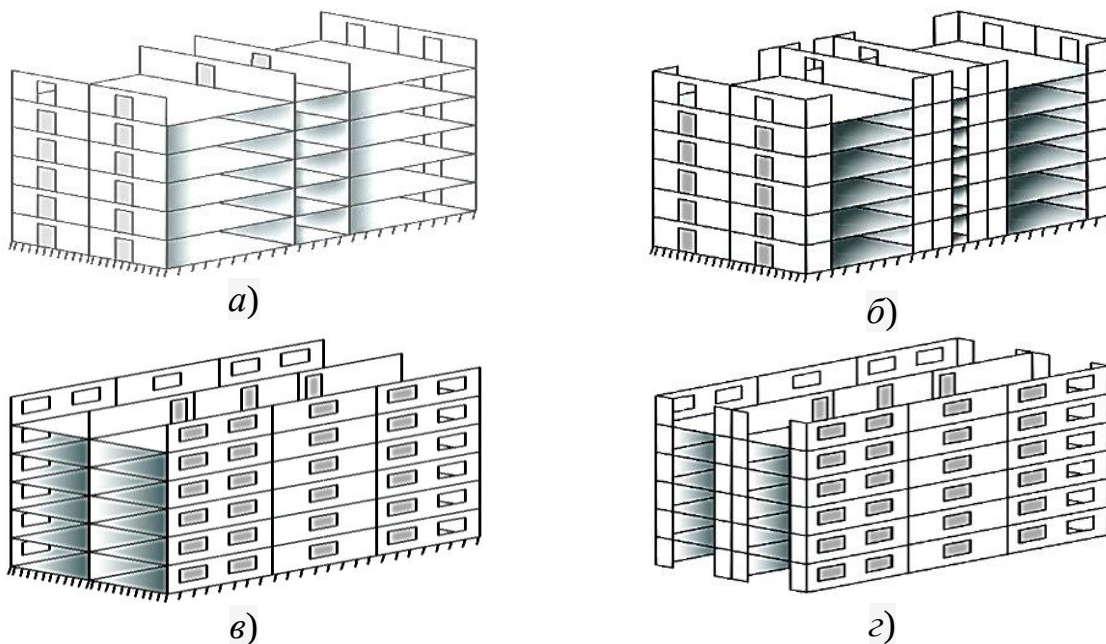


Рисунок 3.14 – Розрахункові схеми крупнопанельних будівель [10]:

а, б – із поперечним розташуванням діафрагм без урахування та з урахуванням впливу поздовжніх стін; в, г – із поздовжнім розташуванням діафрагм без урахування та з урахуванням впливу поперечних стін

У розрахунках ураховують вплив наявності стін у перпендикулярному напрямі залежно від величини жорсткості вертикальних в'язів. Це здійснюють за допомогою безрозмірного параметра

$$\mu = \sqrt{\frac{\gamma \cdot H}{\lambda_{sh}}} \quad (3.25)$$

де H – висота поверху;

λ_{sh} – коефіцієнт піддатливості при зсуві в'язів між суміжними панелями поверху;

γ – коефіцієнт жорсткості з'єднання панелей стін, що визначається за формулою

$$\gamma = \frac{1}{E_1 \cdot A_1} + \frac{1}{E_2 \cdot A_2} + \frac{L^2}{\sum EI} \quad (3.26)$$

де $E_1 \cdot A_1$, $E_2 \cdot A_2$ – поздовжня жорсткість панелей, з'єднаних в'язями;

$\sum EI = E_1 I_1 + E_2 I_2$ – 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;

A_1, A_2 – площі горизонтальних перерізів панелей;

I_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. 3.14, б, г). Це вказує на те, що розрахунковий поперечний переріз плоскої діафрагми потрібно приймати складним: двотавр, швелер і т. ін. Для випадків, коли $\mu \leq 2/n$, поперечний переріз діафрагми приймається прямокутним (рис. 3.14, а, в).

Консольна схема для розрахунків найпростіша (рис. 3.12, в). Вона не потребує застосування ЕОМ і становить систему стояків, які з'єднані гнучкими в'язями зсуву ($\mu < 2/n$). Цю схему застосовують і при абсолютній жорсткості ($\mu \geq 12/n$) в'язів між стояками, але тоді всі стояки розглядають як єдиний суцільний консольний стержень (рис. 3.12, г). Зусилля в такій схемі визначаються дуже просто. Поздовжня сила N у горизонтальному перерізі стояка дорівнює сумі вертикальних навантажень, що передаються з відповідної навантажувальної ділянки. Визначені загальний згинальний момент M та поперечна сила V від горизонтального навантаження розподіляються між консольними стояками пропорційно до їхніх згинальних жорсткостей за формулою (3.5).

Дискретні схеми становлять багатоповерхову багатопролітну раму. Ригелі в ній – це зосереджені на рівні перекриттів в'язі між стояками. Статичний розрахунок за цією схемою виконують на ЕОМ за звичайними методами будівельної механіки.

При застосуванні *дискретно-континуальної схеми* діафрагми розглядаються як плоскі складені стержні (рис. 3.12, 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 на дає достатньо точні значення зусиль M, V, N .

Розрахунок прийнятої розрахункової системи можна виконувати наближеними методами окремо для кожного виду 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 з кінцевими значеннями коефіцієнта жорсткості μ , необхідно ураховувати можливий перерозподіл зусиль між окремими стояками. Це зумовлено різницею поздовжніх деформацій стояків внаслідок неоднаковості їх завантаження, модулів пружності, конструкції стику тощо. Як це відбувається, можна розглянути на прикладі несучого елемента із двох стояків, між якими як в'язь використовується перемичка (рис. 3.15). Від дії поздовжніх зусиль N_1^0 та N_2^0 стояки зазнають деформацій $\varepsilon_1 < \varepsilon_2$.

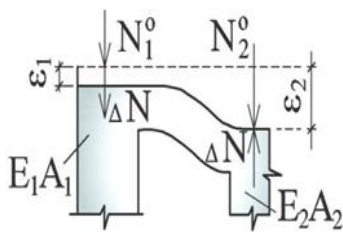


Рисунок 3.15 – Схема впливу в'язі на перерозподіл зусиль між стояками

Оскільки $\varepsilon_1 < \varepsilon_2$, це призводить до згинання перемички. У результаті частина вертикального навантаження ΔN від стояка, який зазнав більшої деформації, за допомогою перемички (в'язі) перерозподілиться на менш zdeформований стояк. Ураховуючи це, можна записати залежності для визначення зусиль N_1 та N_2 у стояках:

$$\varepsilon_1 = \frac{N_1^0}{E_1 \cdot A_1}; \quad \varepsilon_2 = \frac{N_2^0}{E_2 \cdot A_2}, \quad (3.27)$$

$$N_1 = N_1^0 + \Delta N; \quad N_2 = N_2^0 - \Delta N, \quad (3.28)$$

$$\Delta N = \frac{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2) \cdot K_i^v}{\gamma}; \quad (3.29)$$

де γ визначається за (3.26) при $L^2 / \Sigma EI = 0$, оскільки згин відсутній;

K_i^v – коефіцієнт, що враховує жорсткість стовпів при стиску, вплив піддатливості в'язів між стовпами і рівень поверху, для якого здійснюють розрахунок (рис. 5.22 [10]), та кількість поверхів;

Зусилля зсуву V_i у в'язі від перерозподілу вертикального навантаження в i -тому поверсі

$$V_i = \Delta N_i - \Delta N_{i+1}, \quad (3.30)$$

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 і для балки із защемленими кінцями з прольотом l_{0i} у просвіті за формулою

$$M_i = 0,5 \cdot V_i \cdot l_{0i}. \quad (3.31)$$

У розрахунках на дію постійних вертикальних навантажень рекомендується визначати зусилля у конструкціях крупнопанельної будівлі з урахуванням зміни розрахункової схеми залежно від двох випадків.

Перший (зимовий монтаж): вважається, що до закінчення монтажу будівлі деформації усадки бетону стін і в'язів не виявляються, а перерозподіл вертикальних навантажень можливий тільки між стояками, між якими як в'язь використовуються перемички. Якщо забезпечується збільшення міцності бетону штучно (наприклад, за рахунок прогрівання бетону стика), допускається ураховувати опір зсуву шпонкових з'єднань.

Другий (літній монтаж): умовно вважається, що за час монтажу будівлі деформації усадки бетону стиків і панелей повністю виявляються, і в'язі у вигляді перемички, як складових збірних панелей, включаються в роботу одночасно зі зведенням чергового поверху, а шпонкові в'язеві стики – із відставанням на два поверхи.

При визначенні розрахункових значень поздовжніх зусиль N_1 і N_2 від постійного навантаження за формулою (3.28) із знаком «+» обирається 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 короточасного за дією навантажень. Повне розрахункове зусилля від вертикального навантаження визначають, як суму постійного, довгочасного та короточасного за дією навантажень.

У розрахунках на дію горизонтально прикладених навантажень (рис. 3.16) складений елемент зазнає не тільки згинання, але і взаємного зсуву його складових – стояків. У результаті в місцях з'єднань перемички зі стояками виникають 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 до згинальних жорсткостей $E_1 I_1$ та $E_2 I_2$, тому на рівні i -того поверху

$$M_i^0 = M_{1i} + M_{2i} + N_i \cdot l, \quad (3.32)$$

а на рівні защемлення стояків

$$M_0^0 = M_{10} + M_{20} + N_0 \cdot l. \quad (3.33)$$

Між собою моменти у стояках зв'язані залежністю

$$M_{10} = \frac{(M_{10} + M_{20}) \cdot E_1 \cdot I_1}{\sum E \cdot I}. \quad (3.34)$$

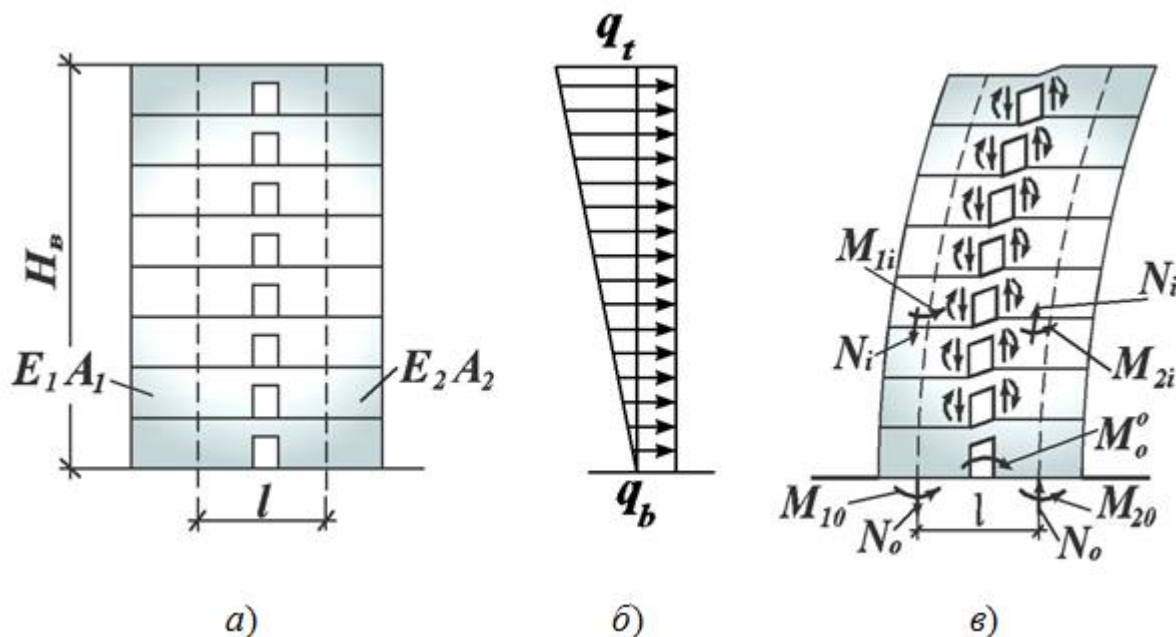


Рисунок 3.16 – Розрахункова схема діафрагми з прорізами на дію вітрового тиску [10]:

а – загальний вигляд поперечної стіни-діафрагми; б – навантаження від тиску вітру; в – схема деформування поперечної стіни-діафрагми

У разі застосування дискретно-континуальної розрахункової схеми із двох стояків зусилля N_i визначатиметься за формулою

$$N_i = \frac{\varepsilon_1^h \cdot K_{i1}^h + \varepsilon_2^h \cdot K_{i2}^h}{\gamma}, \quad (3.35)$$

$$\varepsilon_1^h = \frac{q_b \cdot H_b^2 \cdot l}{2 \sum E \cdot I}, \quad (3.36)$$

$$\varepsilon_2^h = \frac{(q_t - q_b) \cdot H_b^2 \cdot l}{6 \sum E \cdot I}, \quad (3.37)$$

де K_{i1}^h, K_{i2}^h – коефіцієнти, що визначаються за графіками (рис. 5.22, [10]);
 H_b – висота будівлі;

μ – безрозмірний параметр, що підраховується за формулою (3.25);

γ – коефіцієнт жорсткості з'єднання стояків, визначається за формулою (3.26);

$\sum EI$ – загальна жорсткість стояків, при визначенні якої модуль деформацій бетону приймається з урахуванням піддатливості горизонтальних швів із цементного розчину.

Використовуючи (3.32), підраховують значення моментів у стояках на рівні i -того поверху за формулами

$$M_{1i} = \frac{(M_i^0 + N_i \cdot l) \cdot E_1 \cdot I_1}{\sum E \cdot I}. \quad (3.38)$$

$$M_{2i} = \frac{(M_i^0 + N_i \cdot l) \cdot E_2 \cdot I_2}{\sum E \cdot I}. \quad (3.39)$$

Поперечна сила у перемичці цього поверху

$$V_i^h = N_i - N_{i+1}, \quad (3.40)$$

а згинальний момент

$$M_i = 0,5 \cdot V_i^h \cdot l_{0i}. \quad (3.41)$$

За такою ж методикою розраховують складені елементи зі стояків, з'єднаних в'язями у вигляді шпонок або закладних деталей. При цьому необхідно пам'ятати, що моменти у в'язях $M = 0$.

Одержані в розрахунках за однією зі схем зусилля використовують для перевірки міцності та тріщиностійкості стінових панелей будівлі.

У панелях із 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

$$l_0 = k_{fl} \cdot k_{wl} \cdot H', \quad (3.42)$$

де $k_{fl} = 0,8-1,0$ – коефіцієнт, яким урахується часткове заземлення панелі на 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. Цей вплив беруть до уваги, якщо ширина панелі $b < 3 \cdot H'$ при опиранні її на чотири сторони і $b < 1,5 \cdot H'$ – на три сторони. Відповідно для таких умов

$$k_{wl} = \frac{b \left(2 - \frac{b}{3 \cdot H'} \right)}{3 \cdot H'}, \quad (3.43)$$

$b < 1,5 \cdot H'$ – на три сторони:

$$k_{wl} = \frac{2 \cdot b \left(2 - \frac{2b}{3 \cdot H'} \right)}{3 \cdot H'}, \quad (3.44)$$

у всіх інших випадках $k_{wl} = 1$.

Стінову панель потрібно розраховувати на позацентровий стиск у її площині, а також із її площини від дії поздовжньої сили N , прикладеної, відповідно, із ексцентриситетами:

$$e_{ob} = \frac{M_b}{N}, \quad e_{oh} = e_a + \frac{M_h}{N}, \quad (3.45)$$

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. В 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 до неї прикладені безпосередньо. Перемичка розглядається як балка із защемленими опорами. Міцність перемички перевіряється у похилих та нормальних перерізах. Нормальні перерізи розглядають у місцях защемлення і посередині 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 розташованих вище 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 із висотою понад 9 поверхів необхідно виконувати розрахунок на нерівномірність осадок опор з урахуванням висоти будівлі, її конструктивної системи, характеристик основи фундаментів.

3.4 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 їх 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 із шириною в один блок, виділений двома перерізами,

перпендикулярними до поздовжньої осі будівлі.

Розрахунок будівель із об'ємних блоків ґрунтується на таких передумовах: жорсткість в'язей 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 розрахунку на перекося нехтують; грані об'ємних блоків, за винятком плити підлоги, приймають ізотропними, а їх прогини малими; у середньому перерізові товщину стін Δ з невеликим перекосям 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, які сприймають навантаження по кутах (тип А), розрахункову схему приймають за рисунком 3.17, а, а для блоків, які сприймають навантаження уздовж усього периметра (тип Б), розрахункова схема відповідає рисунку 3.17, б. За цими розрахунковими схемами об'ємні блоки розраховують, як просторові системи з урахуванням сумісної роботи вертикальних стін.

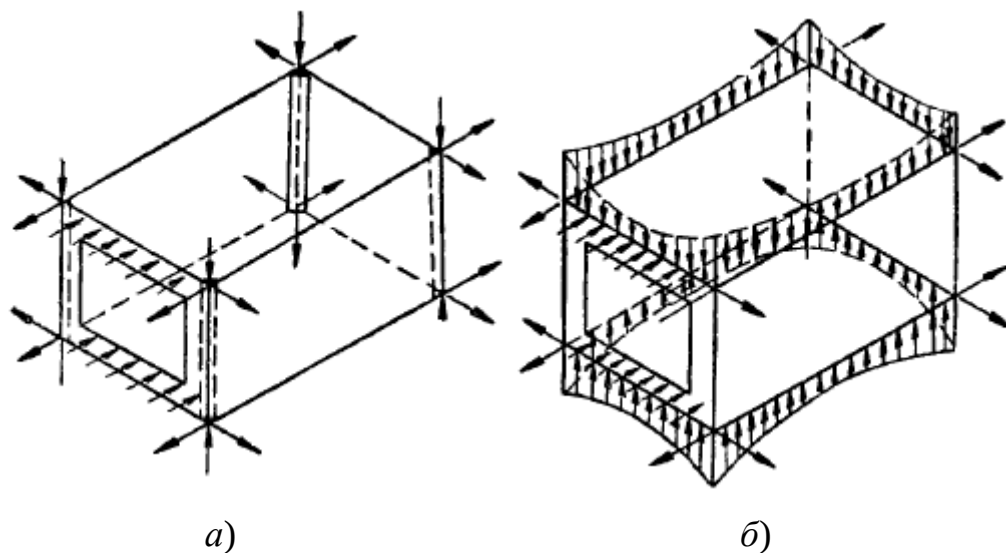


Рисунок 3.17 – Схема передавання навантажень, що діють на об'ємні блоки:
а – оперті по кутах (тип А); б – оперті по контуру (тип Б)

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. Прикладається це навантаження із ексцентриситетами

відносно центра ваги горизонтального перерізу блока. Спрямовані ексцентриситети уздовж головних осей плану блока. Значення згинальних моментів у горизонтальному перерізі блока

$$M_x = F \cdot e_x; \quad M_y = F \cdot e_y, \quad (3.46)$$

де F – рівнодійна усіх вертикальних навантажень для цього 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

$$F = 0,25 \cdot k \cdot (G_1 \cdot n + \psi_n \cdot v \cdot n + G_2 + S) + F_h; \quad (3.47)$$

де k – коефіцієнт, який ураховує вплив горизонтальних в'язів між стовпами із блоків і можливість нерівномірного опирання ($k = 1,2$ – для будівель до 9 поверхів заввишки);

G_1 – навантаження від маси одного блока верхніх поверхів;

n – кількість розташованих вище поверхів у будівлі над розрахунковим;

ψ_n – коефіцієнт сполучень для тимчасового навантаження;

v – тимчасове корисне навантаження у приміщенні цього блока;

G_2 – навантаження від маси плити стелі блока;

S – навантаження від маси снігу в межах площі цього блока;

$F_h = \frac{b \cdot h^2 \cdot q_w}{4 \cdot l}$ – вертикальна складова навантаження від вітру;

b – ширина блока;

h – висота будівлі над розрахунковим блоком;

l – довжина блока;

q_w – навантаження від тиску вітру.

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 ніж 1,8 при транспортуванні і 1,5 при монтажу. При цьому розрахункові опори бетону обирають із коефіцієнтом 0,7 у розрахунках для

об'ємних блоків і 0,5 – для плоских елементів. Можливий прогин вільного кута блока з 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 монтажники 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 $0,25 \cdot F$, але кількість поверхів n у формулі (3.47) обирається на один більше. Ребро блока розраховують на позацентровий стиск. У його перерізі ураховують ділянки прилеглих стін, розміром у шість її товщин у кожную 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. 3.18, *а*), на рівні кожного поверху або через один поверх (рис. 3.18, *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 в поперечному напрямі, 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 замінюють еквівалентною трапецієподібною епюрою з ординатами (рис. 3.18):

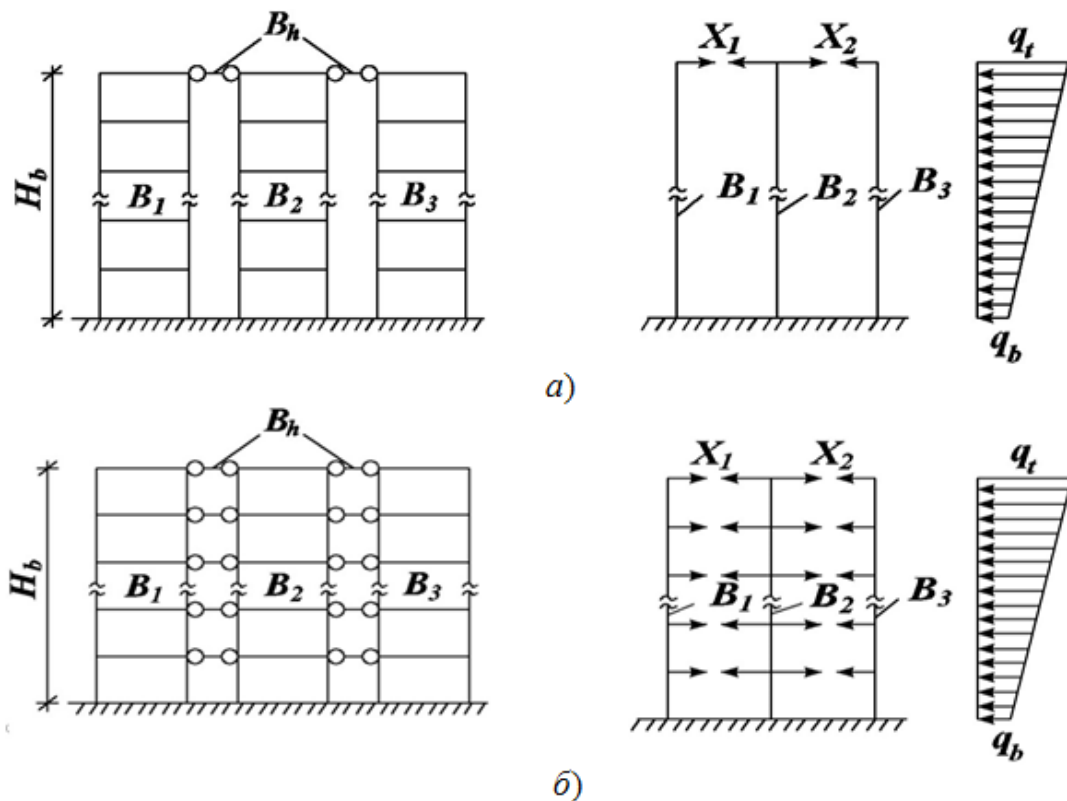


Рисунок 3.18 – Розрахункові схеми поперечника
об'ємно-блокового будинку [10]:

а – з шарнірними в'язями на рівні покриття;

б – те ж саме на рівні перекриття всіх поверхів або через один поверх

$$q_t = q_b + q_m = \frac{2 \cdot (3 \cdot M_0 - V_0 \cdot H_b)}{H_b^2}, \quad (3.49)$$

$$q_m = \frac{6 \cdot (2 \cdot M_0 - V_0 \cdot H_b)}{H_b^2}, \quad (3.48)$$

$$q_b = \frac{2 \cdot (2 \cdot V_0 \cdot H_b - 3 \cdot M_0)}{H_b^2}, \quad (3.50)$$

де H_b – висота будівлі;

M_0 і V_0 – момент і поперечна сила в защемленні стояка від дії вітрового навантаження з епюрою, побудованою відповідно до [6].

Отримані із приблизного розрахунку значення зусиль, як правило, дещо завищені порівняно з даними розрахунків, що ґрунтуються на просторових системах. На значення цих зусиль розраховують блоки обох типів.

Об'ємні блоки типу Б (рис. 3.17, б) розраховують на дію рівномірно

розподіленого по контуру навантаження з інтенсивністю

$$N_F = \frac{\Delta \cdot F}{A} + \Delta \cdot \left(\frac{M_x \cdot y}{I_x} \pm \frac{M_y \cdot x}{I_y} \right), \quad (3.51)$$

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. 3.18);

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 .

Для приблизного розрахунку блока типу Б розрахункову схему приймають у вигляді замкнутої рами з 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 цієї рами, 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. 3.19). Якщо товщина стін блока внизу 50 мм і менше, нижній ригель із стояками з'єднують шарнірно.

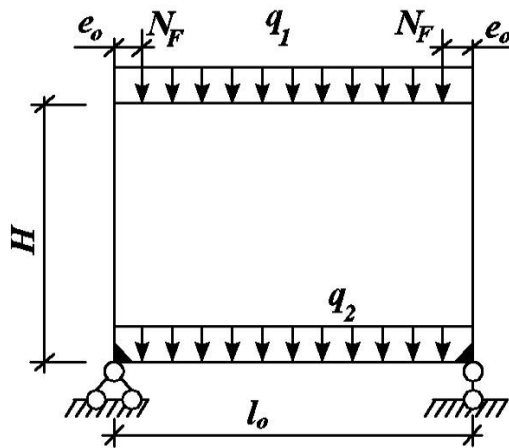


Рисунок 3.19 – Розрахункова схема блоків типу Б

Навантаження N_F прикладають із ексцентриситетом e_0 , який урахує зміщення блоків при монтажу. До рами прикладають такі 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 в 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 за необхідності 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 під час їх виготовлення, транспортування 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 майданчики.

Зусилля та деформації в окремих елементах об'ємних блоків від дії горизонтальних навантажень і нерівномірної осадки основи визначають шляхом розрахування будівлі в цілому як системи об'ємних блоків.

3.5 Колони багатоповерхових будівель

Колони багатоповерхових будівель можуть бути збірними або монолітними і є частиною каркаса будівель. Їх розрахунок залежить від конструктивної і розрахункової схеми каркаса. Поширення набули збірні типові колони квадратного або прямокутного перерізу.

Збірні колони *промислових будівель* (рис. 3.20) при рамних каркасах із жорсткими вузлами і збірних балкових перекриттях мають такі розміри поперечного перерізу: 400 мм × 400 мм, 450 мм × 450 мм або 400 мм × 600 мм. Колони таких будівель при висоті поверху 3,6 м виготовляють із висотою на три поверхи, якщо висота більша – на два поверхи. Колони наступних поверхів виконують на один або два поверхи залежно від їх загальної кількості.

Для опирання ригелів збірних балкових перекриттів у колонах передбачаються консолі (рис. 3.20). В колонах передбачають закладні деталі для кріплення стінових панелей, рам для вікон, в'язей, ригелів, а також арматурні випуски для стику ригелів із колонами.

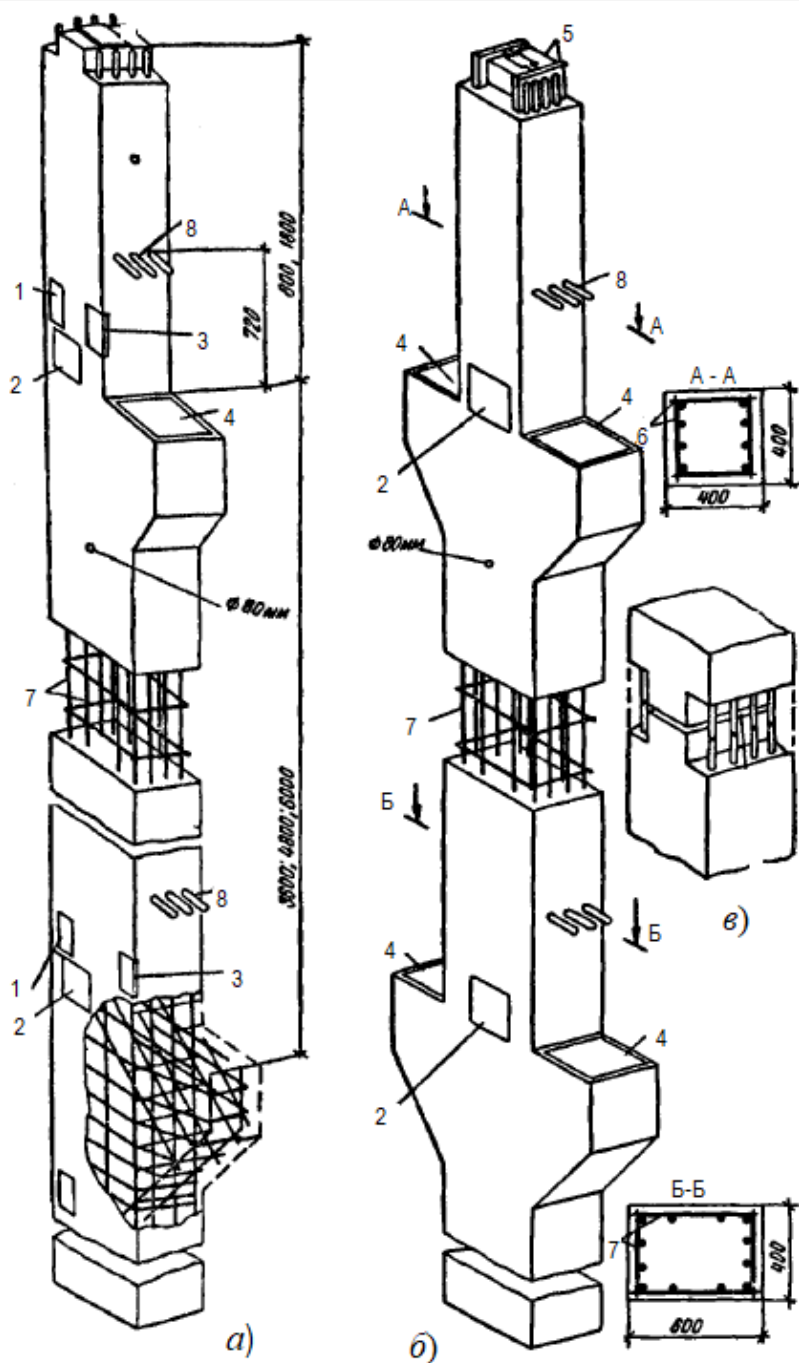


Рисунок 3.20 – Збірні колони з консолями багатоповерхових промислових будівель: а – крайня; б – середня колона; в – стик колон зі зварюванням арматурних випусків; 1–4 – закладні деталі; 5 – металева обойма з кутиків та листів; 6, 7 – просторові арматурні каркаси колон; 8 – арматурні випуски для стиків із ригелями

Для будівель із безбалковими перекриттями колони виготовляють без консолей (рис. 3.21, а). В колонах передбачають спеціальні закладні деталі, до яких приварюють монтажні сталі столики для опирання капітелей. У місці прилягання капітелей по периметру колони зроблено пази для утворення бетонних шпонок під час замонолічування стику. Переріз збірних безконсольних колон – 450 мм × 450 мм.

Колони розраховують на позацентрове і косе позацентрове стискання.

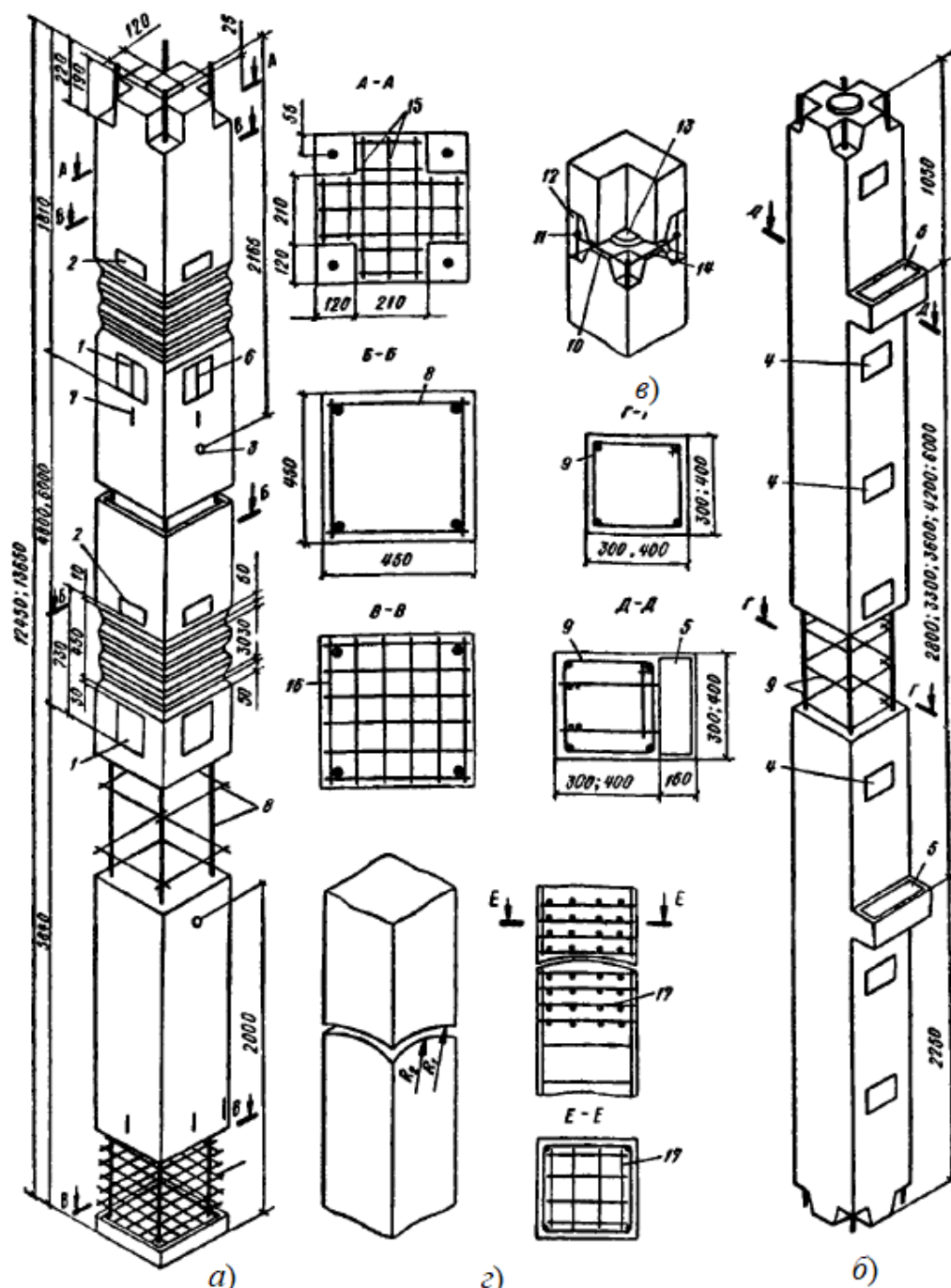


Рисунок 3.21 – Збірні колони багатоповерхових будівель:

а – із безбалковими перекриттями; б – із в'язевим каркасом, в – жорсткий стик колон із ванним зварюванням чотирьох робочих стержнів; г – шарнірний стик колон; 1–5 – закладні деталі; 6 – позначка, що фіксує вісь закладної деталі; 7 – позначка геометричних осей; 8 і 9 – арматурні каркаси; 10 – заливання цементним розчином; 11 – ванне зварювання; 12 – бетон замонолічування; 13 – центрувальний бетонний виступ; 14 – додатковий хомут; 15–17 – сітки непрямого армування

Для *цивільних будівель* і у зв'язкових каркасах передбачено колони з перерізом 300 мм × 300 мм (рис. 3.21, б) при кількості поверхів будівлі не п'яти і навантаженні до 8 кН/м² й перерізом 400 мм × 400 мм при більшій кількості поверхів і навантаженні понад 8 кН/м². Колони мають також закладні деталі для кріплення ригелів, діафрагм жорсткості та стінових панелей. Стик колон розміщується на 640 мм вище від рівня підлоги. Виконують його за допомогою ванного зварювання арматурних випусків (рис. 3.21, в).

Колони виготовляють із бетонів класів С16/20 – С40/50 і армують каркасами з поздовжньою робочою арматурою зі сталі класу А500С та поперечною зі сталі класів А240С, А400С.

Торці колон мають зварні сітки для збільшення міцності бетону на місцеве стискання.

Стики збірних колон можуть бути жорсткими або шарнірними. У промислових будівлях стики, як правило, жорсткі з ванним зварюванням випусків поздовжньої робочої арматури, розміщених у підрізках (рис. 3.20, 3.21) із наступним замонолічуванням стиків. Форма і розміри підрізок визначаються кількістю стержнів, що стикаються. Торці колон, що стикаються, мають центруючі бетонні виступи або прокладку на нижній колоні у вигляді сталеної пластини завтовшки 3–6 мм. Перед замонолічуванням у зоні підрізок встановлюють один або два замкнуті хомути, які охоплюють зварені випуски арматури.

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 сприйматися центруючим виступом і випусками робочої арматури. Розрахунок з урахуванням пропозиції норм [2, 4.10] можна виконати за формулою

$$N \leq 0,75 \cdot A_{c0} \cdot (f_{cd} \cdot \varphi_b + \varphi \cdot \rho_{xy} \cdot f_{yd,xy}) + 0,5 \cdot \varphi_s \cdot f_{yd} \cdot A_s, \quad (5.52)$$

$$\text{де } \varphi_b = \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3,0;$$

A_{c1} – площа перерізу колони без підрізок, 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 застосування 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 з радіусом $(1,2-1,5) \cdot h$ (h – розмір більшої сторони перерізу) та ввігнуту сферичну поверхню з радіусом на 5–8 % більшу, ніж радіус випуклої поверхні.

3.6 Діафрагми

Діафрагми – це складові елементи в'язевих або рамно-в'язевих каркасів у вигляді жорстких дисків (панелей) (рис. 3.22), з'єднаних із колонами шляхом зварювання закладних сталєних деталей. 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 опираання плит перекриття (рис. 3.22, б).

Панелі-діафрагми без консолей розташовують у площинах, перпендикулярних до напрямку ригелів.

Діафрагми із колонами працюють сумісно, що забезпечується зварюванням закладних сталєних деталей панелей-діафрагм та колон.

Діафрагми виготовляють із важкого бетону класу C16/20 і C20/25 із товщиною 140, 180 мм. Армують панелі-діафрагми по периметру двома зварними сітками і вертикальним каркасом (рис. 3.22, а). Консолі діафрагм армують горизонтальними каркасами. Зусилля у діафрагмах визначають у процесі статичного розрахунку каркасу будівлі. Розрахунок перерізів діафрагм на міцність виконують як позацентрово стиснутих елементів.

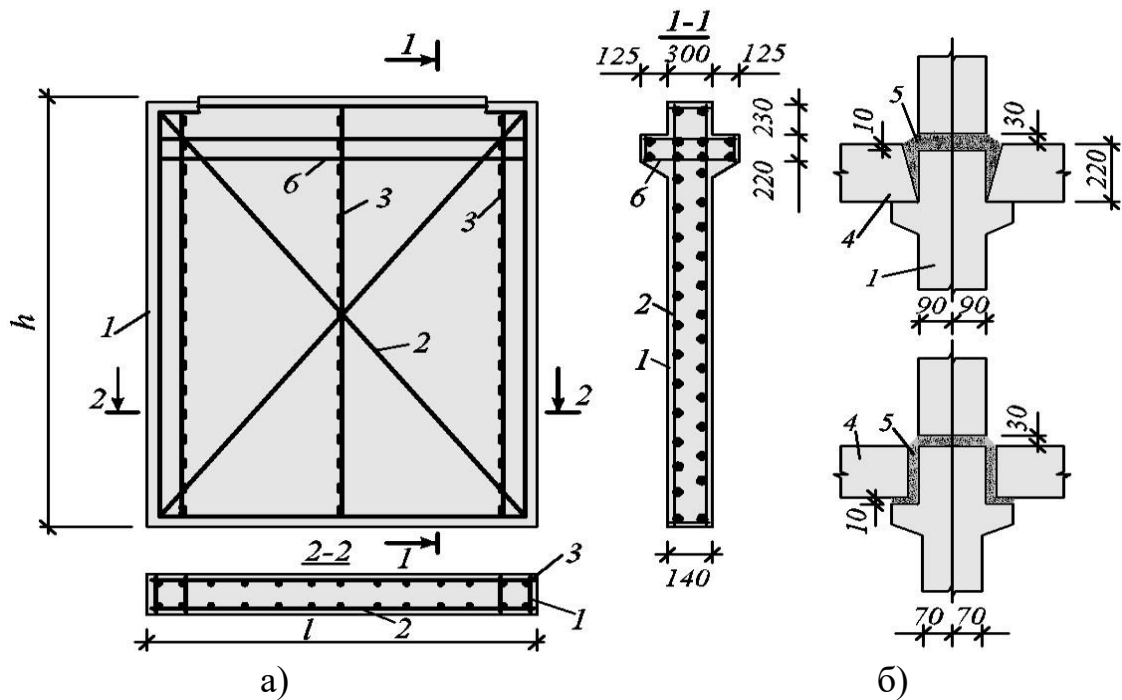


Рисунок 3.22 – Залізобетонна панель – діафрагма жорсткості:

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; 6 – арматурні каркаси консолей діафрагми

3.7 Панелі зовнішніх та внутрішніх стін

Панелі зовнішніх стін можуть бути одношарові чи багатошарові. Одношарові панелі, як правило, виготовляють із легкого або ніздрюватого бетону. У багатошарових панелях зовнішній шар із важкого або легкого бетону не менш як 100 мм завтовшки, теплоізоляційний шар – із поруватих пластмас, жорстких мінераловатних або фібролітових плит.

Панелі зовнішніх стін армують вертикальними та горизонтальними каркасами. В одношарових панелях вертикальні каркаси розташовані по торцях і по довжині панелі з кроком не більше ніж 1,5 м. Горизонтальні поперечні каркаси розташовують уздовж зовнішніх горизонтальних кромek панелі, а також над і під просвітами. Діаметр поздовжніх стержнів каркасів приймають не менше ніж 5 мм, а хомутив – 4 мм із кроком не більше ніж 300 мм. Перемички, на які опираються плити перекриттів, армують згідно з розрахунком.

Двошарові панелі мають подвійне армування: несучий внутрішній шар містить двобічне армування з поздовжніх стержнів поперечних каркасів та

сіток; зовнішній теплоізоляційний шар із великопоруватого бетону армують сіткою.

У тришарових панелях зовнішній і внутрішній шари армують аналогічно до одношарових панелей, а сполучні ребра між ними – каркасами.

Панелі внутрішніх стін проєктують одношаровими з важкого бетону або з бетону на поруватих заповнювачах, ніздрюватого, автоклавного, силікатного. Панелі з прорізами рекомендується робити замкнутими із залізобетонною перемичкою та арматурним каркасом знизу прорізу. Панелі можуть бути бетонні. Тоді їх армують однією сіткою, розташованою біля грані панелі, яка повернута до піддона форми, і зварними каркасами по периметру панелі. Зварну сітку виготовляють із дроту класу Вр-I з діаметром 5 мм.

Залізобетонні панелі рекомендується армувати поперечними вертикальними каркасами, розташованими через 0,4 м і менше і об'єднаними в арматурний блок горизонтальними каркасами зверху і знизу панелі та окремими стержнями, розташованими з кроком 0,5–0,6 м (рис. 3.23). Поздовжні стержні вертикальних та горизонтальних каркасів виготовляють зі сталі класу А500С із діаметром не менше ніж 8 мм, поперечні стержні каркасів – зі сталі класу Вр-I з діаметром 5 мм.

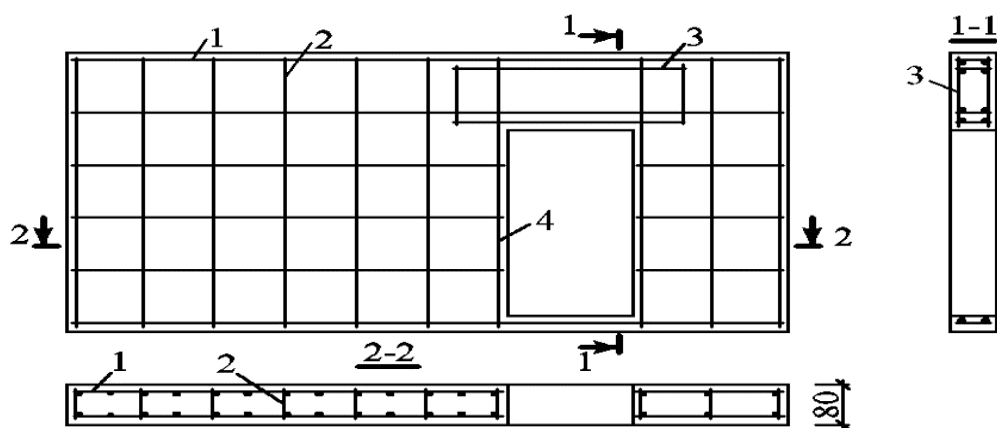


Рисунок 3.23 – Панель внутрішньої несучої стіни та її армування:

- 1 – горизонтальні арматурні каркаси; 2 – вертикальні арматурні каркаси;
3 – арматурний каркас перемички; 4 – арматурні каркаси обрамлення прорізів

Перемички над дверними прорізами армують за розрахунком як балки з затиснутими опорами на експлуатаційні навантаження та навантаження під час монтажу і транспортування панелей. Просторова арматура каркаса перемички складається переважно з двох плоских каркасів, які заходять за грані прорізу не менше ніж на 500 мм і зв'язані з горизонтальною арматурою простінків.

СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. ДБН В.2.6.-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Зі зміною № 1. Актуалізований текст в останній редакції із внесеними змінами. – Чинний від 2011–07–01. – Актуалізований текст чинний від 2020–06–01 – Київ : Мінрегіонбуд України, 2020. – 71 с. (Державні будівельні норми України).
2. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Чинний від 2011–06–01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с. (Державні будівельні норми України).
3. ДСТУ Б В.2.6-154:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Збірно-монолітні конструкції. Правила проектування. – Чинний від 2011–06–01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 31 с. (Національний стандарт України).
4. ДСТУ Б В.2.6-205:2015 Настанова з проектування монолітних бетонних і залізобетонних конструкцій будівель та споруд. – Чинний від 2016–01–01. – Київ : Мінрегіон України, 2015. – 28 с. (Національний стандарт України).
5. ДСТУ Б В.2.6-145 2010 Конструкції будинків і споруд. Захист бетонних та залізобетонних від корозії. Загальні технічні вимоги. Чинний від 2010–10–26. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2010. – 77 с. (Національний стандарт України).
6. ДБН В.1.2-2:2006 зі зміною № 1 та № 2 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження та впливи. Норми проектування. Актуалізований текст в останній редакції із внесеними змінами – Чинний від 2007–01–01 (Зміна № 1 – чинний від 2007-10-01, зміна № 2 – чинний від 2020–06–01). – Київ : Мінбуд України, 2020. – 75 с. (Державні будівельні норми України).
7. Залізобетонні конструкції : підручник / А. Я. Барашиков, Л. М. Буднікова, Л. В. Кузнецов, Є. Ф. Лисенко, І. О. Русінов ; за заг. ред. А. Я. Барашикова. – Київ : Вища школа, 1995. – 591 с.
8. Залізобетонні конструкції : підручник / П. Ф. Вахненко, А. М. Павліков, О. В. Горик, В. П. Вахненко ; за заг. ред. П. Ф. Вахненко. – Київ : Вища школа, 1999. – 508 с.
9. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНіП 2.03.01-84* і

EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / В. М. Бабаєв, А. М. Бамбура, О. М. Пустовойтова, П. А. Резнік, Є. Г. Стоянов, В. С. Шмуклер ; за заг. ред. В. С. Шмуклера. – Харків : Золоті сторінки, 2015. – 208 с.

10. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини : підручник / А. М. Павліков. – [2-ге вид., випр.]. – Полтава : ПолтНТУ, 2017. – 284 с.

11. ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. – Чинний від 2019-01-01. – Київ : Мінрегіон України. – 2018. – 42 с. (Державні будівельні норми України).

ДОДАТОК А

Характеристики міцності і деформативності бетону

	Клас міцності бетону									
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
$f_{ck,cube}, МПа$	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
$f_{cm,cube}, МПа$	19	25	32	38	45	51	58	64	71	77
$f_{cd}, МПа$	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	25	27,5	30	33
$E_{cm}, МПа$	23	27	30	32,5	34,5	36	37,5	39	39,5	40
$E_{ck}, ГПа$	20	23	26	29	31	32	34	35	36	37
$E_{cd}, ГПа$	16,3	20	23	25	27	28,5	30,5	32	33	34
$\varepsilon_{cl,ck}, ‰$	1,61	1,66	1,71	1,76	1,81	1,86	1,9	1,94	1,98	2,02
$\varepsilon_{cl,cd}, ‰$	1,58	1,62	1,65	1,69	1,72	1,76	1,8	1,84	1,87	1,91
$\varepsilon_{cu1,ck}, ‰$	4,4	4,15	3,85	3,55	3,25	3,0	2,83	2,63	2,5	2,4
$\varepsilon_{cu1,cd}, ‰$	3,7	3,59	3,44	3,28	3,1	2,93	2,72	2,57	2,43	2,29
$\varepsilon_{c3,ck}/ ‰$	0,55	0,65	0,71	0,76	0,82	0,91	0,94	1,03	1,1	1,16
$\varepsilon_{c3,cd}, ‰$	0,52	0,58	0,63	0,68	0,72	0,77	0,83	0,86	0,91	0,97
$\varepsilon_{cu3,ck}, ‰$	3,96	3,73	3,46	3,2	2,93	2,7	2,55	2,37	2,25	2,16
$\varepsilon_{cu3,cd}, ‰$	3,33	3,23	3,1	3,0	2,8	2,64	2,45	2,31	2,19	2,06

Примітки до таблиці 1.1:

$\varepsilon_{cl,cd}$ – деформації при максимальних напруженнях при розрахунку за першою групою граничних станів;

$\varepsilon_{cl,ck}$ – деформації при максимальних напруженнях при розрахунку за другою групою граничних станів;

$\varepsilon_{cu1,cd}$ – граничне значення деформації при розрахунку за першою групою граничних станів;

$\varepsilon_{cu1,ck}$ – граничне значення деформації при розрахунку за другою групою граничних станів;

$\varepsilon_{c3,cd}$ – максимальна деформація пружної частини дволінійної діаграми $\sigma_c - \varepsilon_c$ при розрахунку за першою групою граничних станів;

$\varepsilon_{c3,ck}$ – максимальна деформація пружної частини дволінійної діаграми $\sigma_c - \varepsilon_c$ при розрахунку за другою групою граничних станів;

$\varepsilon_{cu3,cd}$ – граничне значення деформації за дволінійною діаграмою $\sigma_c - \varepsilon_c$ при розрахунку за першою групою граничних станів;

$\varepsilon_{cu3,ck}$ – граничне значення деформації за дволінійною діаграмою $\sigma_c - \varepsilon_c$ при розрахунку за другою групою граничних станів.

ДОДАТОК Б

Граничні значення ξ_R / α_R

Клас бетону	ξ_R / α_R для арматури класу			
	A240C	A400C	A500C	B500
C12/15	0,757/0,422	0,657/0,387	0,613/0,37	0,591/0,361
C16/20	0,751/0,42	0,65/0,385	0,606/0,367	0,584/0,358
C20/25	0,743/0,418	0,64/0,381	0,596/0,363	0,574/0,354
C25/30	0,737/0,416	0,633/0,378	0,588/0,36	0,566/0,35
C30/35	0,724/0,412	0,618/0,372	0,571/0,352	0,54/0,339
C35/45	0,696/0,402	0,585/0,358	0,53/0,334	0,517/0,328

ДОДАТОК В

Розрахункові опори арматури. Модуль пружності

Клас арматури	Розрахунковий опір арматури при розрахунку за І групою граничних станів, МПа			Модуль пружності $E_s \cdot 10^4$, МПа
	при розтягу		при стиску f_{yd}'	
	у поздовжньому напрямі f_{yd}	у поперечному напрямі при розрахунку похилих перерізів f_{ywd}		
A240C	225	170	225	21
A400C	365	285	365	21
A500C				
Ø8...22	435	300	435	21
Ø25...40	415	300	415	
B500	415	300	375	19

ДОДАТОК Г
Значення коефіцієнтів α_m , ξ та ζ

ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m
0,01	0,996	0,008	0,26	0,896	0,186	0,51	0,796	0,325
0,02	0,992	0,016	0,27	0,892	0,193	0,52	0,792	0,329
0,03	0,988	0,024	0,28	0,888	0,199	0,53	0,788	0,334
0,04	0,984	0,031	0,29	0,884	0,205	0,54	0,784	0,339
0,05	0,980	0,039	0,3	0,880	0,211	0,55	0,780	0,343
0,06	0,976	0,047	0,31	0,876	0,217	0,56	0,776	0,348
0,07	0,972	0,054	0,32	0,872	0,223	0,57	0,772	0,352
0,08	0,968	0,062	0,33	0,868	0,229	0,58	0,768	0,356
0,09	0,964	0,069	0,34	0,864	0,235	0,59	0,764	0,361
0,1	0,960	0,077	0,35	0,860	0,241	0,6	0,760	0,365
0,11	0,956	0,084	0,36	0,856	0,247	0,62	0,752	0,373
0,12	0,952	0,091	0,37	0,852	0,252	0,64	0,744	0,381
0,13	0,948	0,099	0,38	0,848	0,258	0,66	0,736	0,389
0,14	0,944	0,106	0,39	0,844	0,263	0,68	0,728	0,396
0,15	0,940	0,113	0,4	0,840	0,269	0,7	0,720	0,403
0,16	0,936	0,120	0,41	0,836	0,274	0,72	0,712	0,410
0,17	0,932	0,127	0,42	0,832	0,280	0,74	0,704	0,417
0,18	0,928	0,134	0,43	0,828	0,285	0,76	0,696	0,423
0,19	0,924	0,140	0,44	0,824	0,290	0,78	0,688	0,429
0,20	0,920	0,147	0,45	0,820	0,295	0,8	0,680	0,435
0,21	0,916	0,154	0,46	0,816	0,300	0,85	0,660	0,449
0,22	0,912	0,161	0,47	0,812	0,305	0,9	0,640	0,461
0,23	0,908	0,167	0,48	0,808	0,310	0,95	0,620	0,471
0,24	0,904	0,174	0,49	0,804	0,315	1	0,600	0,480
0,25	0,900	0,180	0,50	0,800	0,320	—	—	—

$$\alpha_m = 0,8 \cdot \xi(1 - 0,4 \cdot \xi); \zeta = (1 - 0,4 \cdot \xi)$$

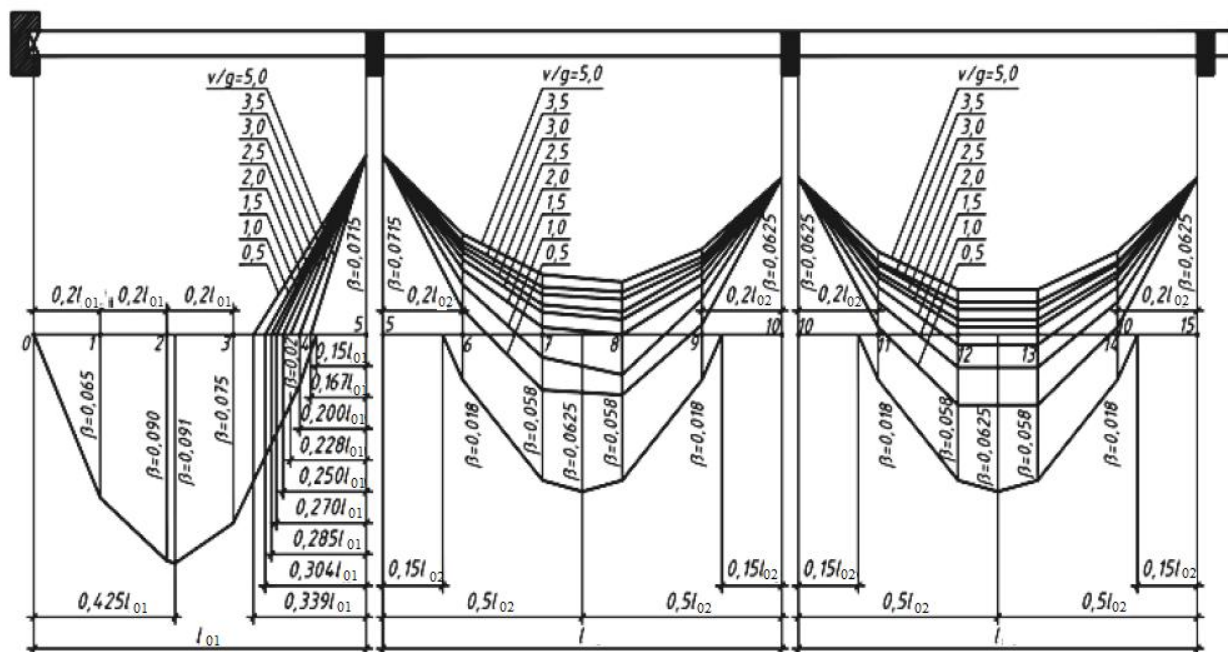
ДОДАТОК Д

Сортамент арматурної сталі за ДСТУ 3760:2019

Діаметр, мм	Розрахункова площа поперечного перерізу, см ² , за кількості стержнів									Теоретична вага, кг	Діаметри для арматури класів			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240C	A400C	B500 (Bp-1)	
3	0,071	0,141	0,212	0,283	0,353	0,424	0,495	0,565	0,636	0,055			+	
4	0,126	0,251	0,377	0,502	0,628	0,754	0,879	1,005	1,130	0,099			+	
5	0,196	0,393	0,589	0,785	0,982	1,178	1,375	1,571	1,767	0,154			+	
5,5	0,238	0,48	0,71	0,95	1,19	1,43	1,67	1,90	2,14	0,187	+			
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,41	1,7	1,98	2,26	2,54	0,222	+	+	+	
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	0,302				
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	+	+	+	
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	0,617	+	+		
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888	+	+		
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208	+	+		
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	1,578	+	+		
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	1,998	+	+		
20	3,142	6,28	9,42	12,56	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	2,466	+	+		
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984	+	+		
25	4,909	9,82	14,73	19,63	25,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,84	+	+		
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	4,83	+	+		
32	8,043	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38	6,31	+	+		
36	10,179	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61	7,99	+	+		
40	12,566	25,13	37,7	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	9,865	+	+		

ДОДАТОК Е

Величини коефіцієнтів β для визначення моментів у середніх прольотах балок та на опорах залежно від співвідношення навантажень v/g . Епюри розрахункових ординат додатних і від'ємних моментів $M = \beta \cdot (g + v) \cdot l_0^2$



Таблиця Е.1 – Значення коефіцієнта β_i для знаходження ординат негативних моментів у середніх прольотах балок залежно від співвідношення змінного і постійного навантаження v/g

v/g	Номери точок									
	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0,5	-0,01	0,022	0,024	-0,004	-0,0625	-0,003	0,028	0,028	-0,003	-0,0625
1	-0,02	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	-0,030	-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	-0,035	-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	-0,038	-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	-0,040	-0,024	-0,021	-0,034	-0,0625	-0,033	-0,018	-0,018	-0,033	-0,0625

ДОДАТОК Ж

Згинальні моменти і поперечні сили

нерозрізних трьохпрольотних балок з рівними прольотами

При рівномірно розподіленому навантаженні $M = (\alpha g + \beta v)l^2$; $V = (\gamma g + \delta v)l$.

При зосередженому навантаженні $M = (\alpha G + \beta V)l$; $V = \gamma G + \delta V$.

Схема навантаження	Прольотні моменти		Опорні моменти		Поперечні сили					
	M_1	M_2	M_B	M_C	V_A	V_B^I	V_B^{II}	V_C^I	V_C^{II}	V_D^I
	0,08	0,025	-0,1	-0,1	0,4	-0,6	0,5	-0,5	0,6	-0,4
	0,101	-0,05	-0,05	-0,05	0,45	-0,55	0	0	0,55	-0,45
	-0,025	0,075	-0,05	-0,05	-0,05	-0,05	0,5	-0,5	0,05	0,05
	по розрахунку	по розрахунку	-0,117	-0,033	0,383	-0,617	0,583	-0,417	0,033	0,033
	по розрахунку	по розрахунку	-0,067	-0,017	0,433	-0,667	0,083	+0,083	-0,017	-0,017
	0,244	0,067	-0,267	-0,267	0,733	-1,267	1	-1	1,267	-0,733
	0,289	-0,133	-0,133	-0,133	0,866	-1,133	0	0	1,133	-0,866
	-0,044	0,2	-0,133	-0,133	-0,133	-0,133	1	-1	0,133	0,133
	по розрахунку	по розрахунку	-0,311	-0,089	0,689	-1,311	1,222	-0,778	0,089	0,089
	по розрахунку	по розрахунку	-0,178	-0,044	0,822	-1,178	0,222	0,222	0,044	-0,044

Електронне навчальне видання

ПСУРЦЕВА Ніна Олексіївна

ЗАЛІЗОБЕТОННІ ТА КАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

Розділ 1

Залізобетонні конструкції

(для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти всіх форм навчання зі спеціальності G19 – Будівництво та цивільна інженерія, освітньо-професійна програма «Промислове та цивільне будівництво»)

Відповідальний за випуск *К. В. Спіранде*

Редактор *О. А. Норик*

Комп'ютерне верстання *Н. О. Псурцева*

План 2024, поз. 154Л

Підп. до друку 26.05.2026. Формат 60×84/16

Ум. друк. арк. 7,8.

Видавець і виготовлювач:

Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова,
вул. Чорноглазівська, 17, Харків, 61002.

Електронна адреса: office@kname.edu.ua

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:

ДК № 8386 від 14.07.2025.