

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

Ю.А.КЛІМОВ

**ПРОЄКТУВАННЯ МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ
КОНСТРУКЦІЙ БАГАТОПОВЕРХОВОЇ БУДІВЛИ З
РЕБРИСТИМ ПЕРЕКРИТТЯМ**

Навчальний посібник

*Рекомендовано вченою радою Київського національного
університету будівництва і архітектури як навчальний
посібник для здобувачів спеціальності
192 «Будівництво та цивільна інженерія»*

Київ 2024

УДК 624.012.45

К82

Рецензенти: *В.Д. Кріпак*, канд. техн. наук, професор,
Київський національний університет
будівництва і архітектури)

М.С. Барабаш, д-р. техн. наук, директор
ТОВ ЛІРА САПР

Б.Г. Демчина д-р. техн. наук, професор,
НУ Львівська політехніка

*Затверджено на засіданні вченої ради Київського
національного університету будівництва і архітектури
протокол № 22 від 31 травня 2024 року*

Клімов Ю.А.

К82 Проєктування монолітних залізобетонних конструкцій
багатоповерхової будівлі з ребристим перекриттям:
навчальний посібник. /Ю.А. Клімов. – Київ : КНУБА,
2024. – 148 с.

ISBN ISBN 978-617-520-865-6

Викладені практичні основи проєктування, розрахунку і конструювання будівель з монолітними ребристими перекриттями. Наведений приклад проєктування з відповідними розрахунками і конструюванням конструкцій будівлі з монолітними ребристими балковими плитами - плит перекриття, другорядних і головних балок, колон і фундаментів, що відповідає освітнім компонентам «Залізобетонні конструкції», «Будівельні конструкції».

Навчальний посібник призначений для здобувачів усіх форм навчання спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія».

УДК 624 012

ISBN 978-617-520-865-6

© Клімов Ю.А. 2024

© КНУБА, 2024

© Видавництво Ліра-К, 2024

ЗМІСТ

ПЕРЕДМОВА	7
1. МОНОЛІТНІ ЗАЛІЗОБЕТОННІ ПЕРЕКРИТТЯ	8
1.1 Загальні відомості	8
1.2. Проектування ребристого перекриття з балковими плитами ..	9
1.2.1. Розробка конструктивної схеми перекриття	11
2. РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ПЛИТИ МОНОЛІТНИХ РЕБРИСТИХ ПЕРЕКРИТТІВ	12
2.1. Визначення навантажень на плити	12
2.2. Статична схема плити і визначення зусиль	13
2.3. Розрахунок і конструювання арматури плити	15
3. РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ БАЛОК МОНОЛІТНИХ РЕБРИСТИХ ПЕРЕКРИТТІВ	20
3.1. Навантаження на балки	20
3.2. Визначення зусиль в перерізах другорядних та головних балок.....	22
3.3. Розрахунок і конструювання поздовжньої арматури.....	24
3.4. Розрахунок балок на дію поперечної сили (зріз).....	35
3.4.1. Основні положення	35
3.4.2. Елементи, що не потребують поперечного армування за розрахунком	36
3.4.3. Елементи, що потребують поперечне армування за розрахунком	38
3.4.4. Розрахунок поперечної арматури.....	40
3.4.5. Конструктивні вимоги до поперечного армування	42
3.5. Розрахунок на зріз зони контакту стінки і полиці таврових перерізів	42
3.6. Обвідна епюра розтягуючи зусиль і обрив поздовжньої арматури.....	47
3.7. Вимоги до конструювання залізобетонних згинальних елементів.....	49
3.7.1. Розміщення поздовжньої арматури в перерізах.....	49
3.7.2. Захисний шар бетону	51
3.7.3. Мінімальна і максимальна площа поздовжньої арматури	52

3.7.4. Анкерування поздовжньої арматури балок	52
3.7.5. Конструювання поперечної арматури балок	53
4. РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ МОНОЛІТНИХ КОЛОН.....	55
4.1. Розрахункова схема колон	55
4.2. Навантаження на колону.....	56
4.3. Розрахунок поздовжньої арматури колон.....	57
4.4. Вимоги до конструювання стиснутих елементів	59
4.4.1. Поздовжня арматура	59
4.4.2. Поперечна арматура.....	60
5. РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ ПІД ОКРЕМІ МОНОЛІТНІ КОЛОНИ	61
5.1. Розрахункова схема	62
5.2. Контрольні (розрахункові) перерізи, визначення зусиль і послідовність розрахунків	63
5.3. Основні вимоги до конструювання плитних фундаментів	68
БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК.....	70
ДОДАТКИ.....	71
ДОДАТОК А.....	72
Вихідні данні і зміст проектування монолітних конструкцій багатоповерхової будівлі з ребристими плитами	72
ДОДАТОК Б.....	75
Конструктивна схема, розрахунок і конструювання плити перекриття	75
ДОДАТОК В.....	87
Конструктивна схема, розрахунок і конструювання другорядної балки перекриття	87
ДОДАТОК Г.....	98
Конструктивна схема, розрахунок і конструювання головної балки перекриття	98
Г.1. Конструктивна схема головної балки перекриття.....	98
<i>Г.1.1. Вибір конструктивної, розрахункової схем головної балки та обчислення навантаження</i>	<i>98</i>
Г.2. Визначення зусиль і побудова обвідної епюри моментів головної балки.....	100

Г.3. Розрахунок поздовжньої арматури у перерізах головної балки.....	106
Г.3.1 Армування головної балки окремими стержнями з відгином арматури на опори.....	112
Г.4. Розрахунок поперечної арматури у головній балці.....	114
Г.4.1 Армування опорних перерізів головної балки вертикальною арматурою.....	114
Г.4.2 Армування опорних перерізів головної балки вертикальною та відігнутою поперечною арматурою.....	115
Г.5. Розрахунок міцності на зріз з'єднання полиці і ребра головної балки.....	116
Г.6. Анкерування та обрив поздовжньої арматури головної балки.....	118
ДОДАТОК Д	121
Розрахунок і конструювання колони.....	121
ДОДАТОК Е	125
Розрахунок і конструювання стовбчастого фундаменту з плитою.....	125
ДОДАТОК Ж	134
Характеристичні і розрахункові значення міцності і деформативності бетону.....	134
ДОДАТОК З	135
Характеристичні і розрахункові значення міцності і деформативності арматури.....	135
ДОДАТОК І	135
Значення коефіцієнтів α_m , ξ та ζ	135
ДОДАТОК К	136
Обвідна епюра моментів в нерозрізних балках, що завантажені рівномірно розподіленим навантаженням.....	1367
Таблиця К.1.....	137
Значення коефіцієнта β для визначення ординат від'ємних моментів $M=\beta ql^2$	137
ДОДАТОК Л	137
Зусилля та реакцій в багатопрольотних нерозрізних балках.....	137
Таблиця Л.1.....	138
Моменти, поперечні сили і реакції у двох прольотних балках...	138

Таблиця Л.2	139
Моменти, поперечні сили і реакції у трьох прольотних балках.	139
Таблиця Л.3	141
Моменти, поперечні сили і реакції в чотирьох прольотних балках.	141
Таблиця Л..	144
Моменти, поперечні сили і реакції у п'яти прольотних балках..	144

ПЕРЕДМОВА

Цей посібник є перевиданням Посібника «Розрахунок і конструювання монолітного ребристого перекриття з балковими плитами» [1], який був виданий у 2018 році.

За роки застосування Посібник [1] використовувався здобувачами спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» при виконанні курсового проекту «Монолітні залізобетонні конструкції багатоповерхової будівлі з ребристим перекриттям», а також здобувачами, які навчаються за спеціальністю 191 «Архітектура та містобудування», при виконанні курсових проєктів та курсових робіт.

Метою перевидання Посібника [1] було, його актуалізація з врахуванням досвіду застосування, а саме.

Змінена назва Посібника [1] на «Проектування монолітних залізобетонних конструкцій багатоповерхової будівлі з ребристим перекриттям», яке в більшій ступені відповідає його змісту, тому, що викладені розрахунок і конструювання, а це є проектування, не тільки самого монолітного перекриття, а також колон і фундаментів, які є конструкціями будівлі.

Переформатований текст існуючого Посібника [1] де, зараз, спочатку надані теоретичні основи розрахунку конструкцій будівлі – плити перекриття, другорядних і головних балок, колон і фундаментів, а у додатках - приклад проектування будівлі з монолітним ребристим перекриттям у відповідності з завданням.

Внесені корективи у текст Посібника [1] і виправлені окремі помилки, що були виявлені під час його використання, які мали на меті поліпшення сприйняття здобувачами основних положень проектування залізобетонних конструкцій, зокрема з монолітного залізобетону.

Навчальний посібник призначений для здобувачів усіх освітніх програм спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія».

1. МОНОЛІТНІ ЗАЛІЗОБЕТОННІ ПЕРЕКРИТТЯ

1.1 Загальні відомості

Монолітні залізобетонні перекриття широко застосовують у сучасній будівельній практиці в цивільних, житлових, промислових будівлях та інших спорудах різного призначення.

Основна перевага таких перекриттів полягає у можливості сприймати значні корисні навантаження, мати довільну форму в плані і відносно просте армування.

До основних типів монолітних перекриттів відносяться:

- ребристі перекриття з «балочними» плитами, які працюють в одному напрямку;
- ребристі перекриття з плитами, що працюють в двох напрямках;
- кесонні перекриття з перехресною системою несучих балок;
- плоскі безбалочні перекриття.

Відстань між колонами в таких перекриттях змінюється в межах 6...14 м., а будівельна висота перекриття складає $\left(\frac{1}{15} \dots \frac{1}{20}\right)$ відстані між колонами.

Фрагменти найбільш вживаних схем перекриття показані на рис. 1.

Найчастіше ребристі перекриття складаються з головних та другорядних балок, які об'єднані між собою монолітною плитою. В статичному відношенні балки перекриття класифікуються як нерозрізні статично невизначені конструкції. Опорами другорядних балок є головні балки та стіни, а головних балок – колони повного каркасу або колони і стіни при неповному каркасі.

Статична схема плити залежить від співвідношення L_q / L_k (див. рис. 1) та умов їх обпирання.

1.2. Проектування ребристого перекриття з балковими плитами

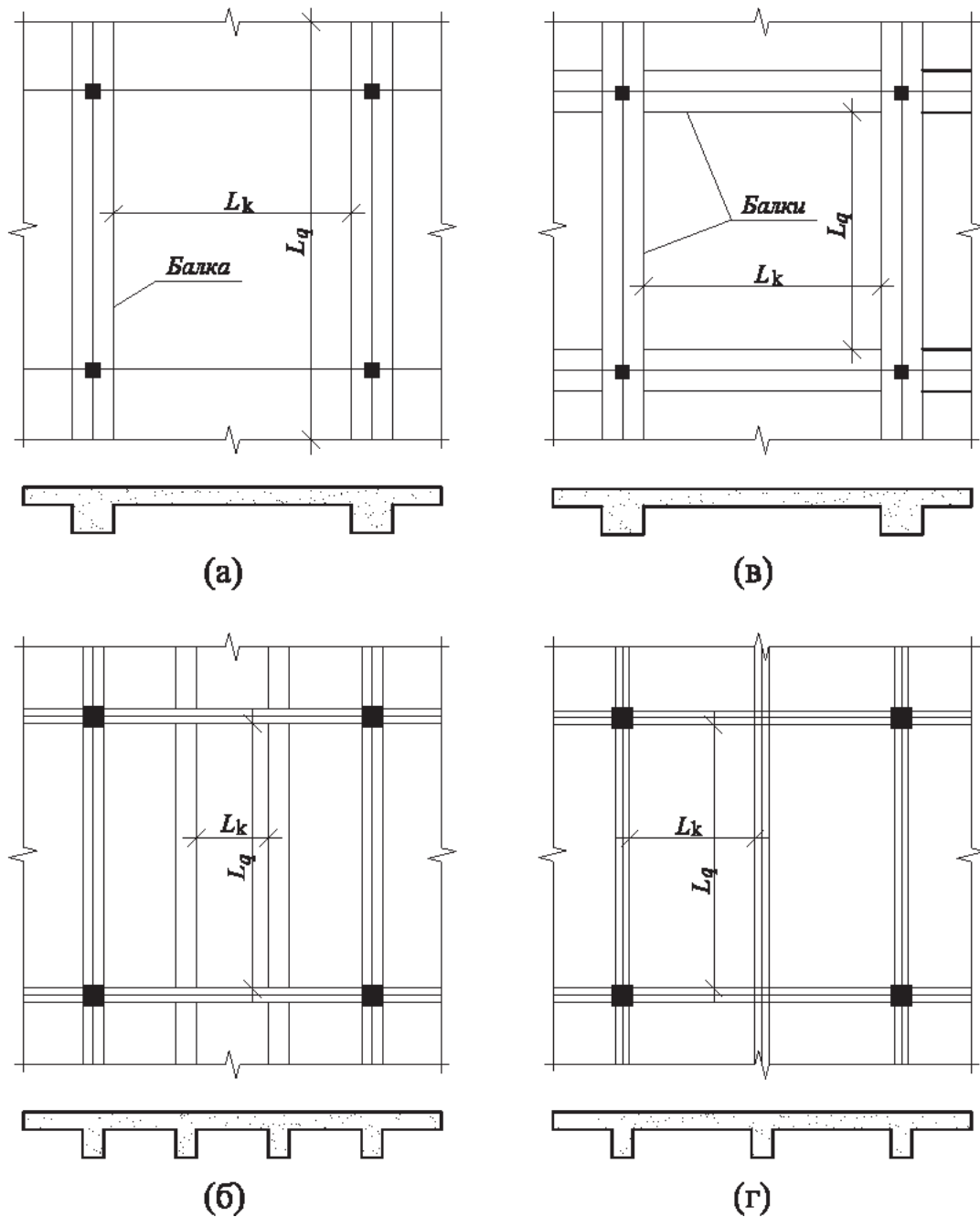


Рис. 1. Основні типи монолітних ребристих плит:

(а), (б) – плити, що працюють в одному напрямку ($L_q/L_k > 3$);

(в), (г) – плити, що працюють в двох напрямках ($L_q/L_k \leq 3$).

В учбовому процесі здобувачі виконують розрахунки і конструювання монолітних залізобетонні конструкції багатоповерхової будівлі з ребристим перекриттям, що є першим

кроком у вивченні розрахунків та конструюванні залізобетонних конструкцій і являє собою процес проєктування, класичного монолітного перекриття, при розробці якого реалізуються основні положення теорії залізобетону, які були отримані здобувачами при вивченні курсу.

Розрахунок і конструювання конструкцій будівлі виконують відповідно до вихідних даних, наведених у відповідному завданні. на проєктування (додаток А).

Обсяг проєктування – 3 аркуші креслень формату А2 або 6 листів формату А3, пояснювальна записка – 30...45 стор.

Виконання проєктування передбачає:

- вибір конструктивної схеми перекриття і розробку (в масштабі 1:100 або 1:200) перерізу будівлі, вузлів обпирання плит та балок на стіни;

- обчислення навантажень і статичний розрахунок всіх елементів перекриття, а також колон і фундаментів;

- розрахунок за першою групою граничних станів всіх конструкцій (плит, головних та другорядних балок, колони та фундаменту) з визначенням поздовжньої і поперечної арматури;

- розрахунок на зріз міцності з'єднання полиці та ребра таврових перерізів другорядної чи головної балки;

- визначення довжини анкерування та побудову епюри розтягуючих зусиль у поздовжній арматурі головної балки;

- конструювання всіх розрахункових елементів у відповідності до чинних нормативних документів.

При виконанні статичних розрахунків нерозрізних плит та балок, як правило, користуються спрощеними методами визначення зусиль. В той же час, при визначенні зусиль в елементах перевага віддається використанню програмних комплексів «LIRA», «SCAD» та ін.

Всі розрахунки і конструювання залізобетонних конструкцій будівлі виконують у відповідності до чинних в Україні нормативних документів з проєктування залізобетонних конструкцій [2] - [6], які здобувачі можуть порівняти з відповідними рахунками і конструюванням

залізобетонних конструкцій за нормативними документами, що діють у країнах ЄС [7].

Графічну частину проєкту виконують переважно за програмою «AutoCAD».

Приклад завдання і повний об'єм проєктування, яке включає в себе розрахунки і конструювання плити перекриття, другорядних і головних балок, колон і фундаментів наведені у додатках А...Е.

1.2.1. Розробка конструктивної схеми перекриття

Конструктивна схема перекриття – це схема розташування колон та головних і другорядних балок. Довільні (наведені у завданні, Додаток А) розміри будівель в осях дають можливість призначати кількість другорядних балок в прольотах головних балок з конструктивних міркувань.

Головні балки, зазвичай, розташовують паралельно короткій, рідше довгій стороні будівлі. Прольоти головних балок приймають в межах 6...9 м, крок головних балок (відстань між їх осями) - 6...8 м.

Другорядні балки розміщують з кроком 1,2...3,0 м. Довжина прольотів другорядних балок дорівнює кроку головних балок.

Всі кроки другорядних балок приймають однаковими, крім крайніх, які можуть бути меншими середніх на 5...10%, що зменшує моменти в крайніх прольотах плити.

Призначення кроку і прольотів другорядних і головних балок виконують з урахуванням співвідношення розмірів плит в плані.

Товщину плити вибирають з умови, що $h = \left(\frac{1}{12} \dots \frac{1}{20} \right) L_k$ (де L_k - менший прольот плити) і приймають в межах 70...150 мм. Товщину плит для перекриттів із змінним навантаженням $v > 13,5$ кПа призначають – $h = 100 \dots 150$ мм.

Корисну висоту другорядних балок приймають з умови $d = \left(\frac{1}{12} \dots \frac{1}{20} \right) L$, де L - прольот балки. Повна висота балок становить $h = d + a$, де $a = 40 \dots 50$ мм (a -відстань від розтягнутої

фібри до центру ваги поздовжньої арматури). Найчастіше висоту другорядних балок приймають 350, 400, 450, 500 мм, а ширину $b_w = 180...300$ мм.

Корисну висоту головних балок приймають $d = \left(\frac{1}{12} \dots \frac{1}{15}\right) L$, де L - прольот балки, а повну висоту - $h = d + 80...120$ мм. Ширину головних балок приймають $b_w = \left(\frac{1}{3} \dots \frac{1}{2}\right) h \approx 250...400$ мм.

Зазвичай, переріз колони приймають квадратним або прямокутним. Менша сторона колони не може бути меншою за 300 мм. В будь-якому випадкові розмір поперечного перерізу мусить бути більшим ширини головної балки на 100...150 мм.

Початкові розміри перерізів в процесі розрахунку другорядних і головних балок, а також колон можуть змінюватися у межах 25...50 мм без перерахунку навантажень від їх власної ваги.

Приклад конструктивної схеми перекриття з балочними плитами наведений у додатку Б (рис. Б.1, рис. Б.2).

2. РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ПЛИТИ МОНОЛІТНИХ РЕБРИСТИХ ПЕРЕКРИТТІВ

2.1. Визначення навантажень на плити

Навантаження на плити визначають на 1 м^2 їх площі у відповідності до [6] від таких дій:

А. Постійне навантаження:

- вага підлоги;
- вага підстиляючих та ізоляційних шарів (стяжка, вирівнюючий шар з керамзитобетону, асфальт або ін.)

$$q_1 = t \cdot \rho \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_n, \text{ кПа} \quad (1)$$

де t – товщина шару матеріалу;

ρ – щільність матеріалу, т/м^3 ;

$\gamma_1 = 9,81$;

γ_n – коефіцієнт надійності за відповідальністю γ_n за [5];
шар гідро- пароізоляції;
власна вага плити

Б. Змінні навантаження (за завданням на проектування).

Розрахункові значення постійних та змінних навантажень приймають з урахуванням коефіцієнту надійності за навантаженнями $\gamma_f > 1$.

Відповідно до [6] коефіцієнти $\gamma_f > 1$ приймають:

- для підлоги та власної ваги плити – 1,1
- для підстилюючих шарів – 1,3
- для змінного (корисного) навантаження – 1,2.

Приклад обчислення повного навантаження на 1 м² плити наведений у додатку Б, таблиця Б.1

2.2. Статична схема плити і визначення зусиль

Статична (розрахункова) схема плит залежить від умов обпирання плит на несучі конструкції та від відношення сторін L_q / L_k (рис. 2):

- при $L_q / L_k > 3$ плита розглядається як «балочна», тобто як така, що працює переважно в короткому напрямку;
- при $L_q / L_k \leq 3,0$ плита розглядається як така, що працює в двох напрямках.

В першому випадкові розрахункову опорну і прольотну арматуру встановлюють в одному (короткому) напрямку. При $L_q / L_k \leq 3,0$ – прольотну і опорну арматуру розташовують в двох напрямках.

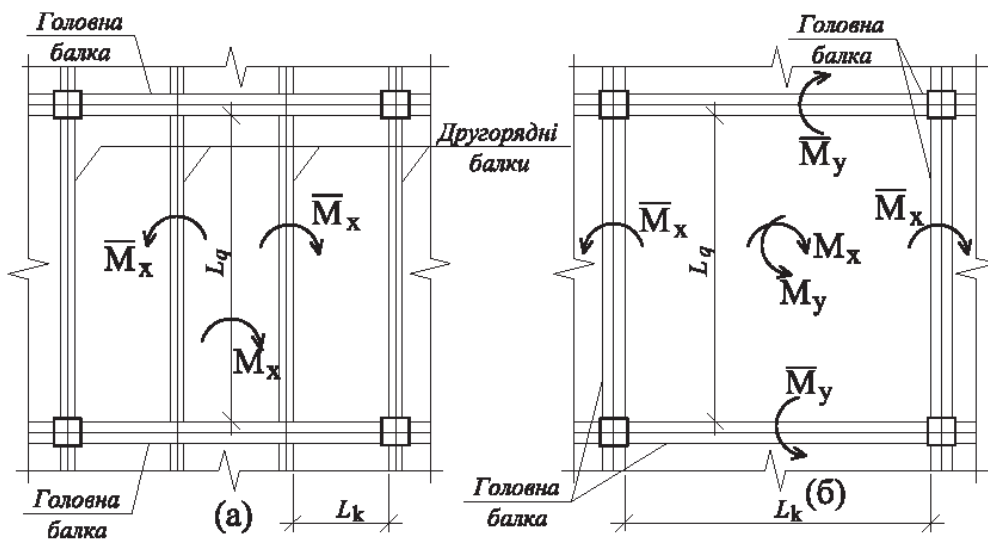


Рис. 2. До визначення статичних схем плит:

- (а) – плити, що працюють в одному напрямку;
- (б) – плити, що працюють в двох напрямках.

Розрахунковою схемою плити при $L_q / L_k > 3$ є нерозрізна балка шириною 1 м, вільною опорою якої служить стіна, а проміжними опорами – другорядні балки (рис. 3).

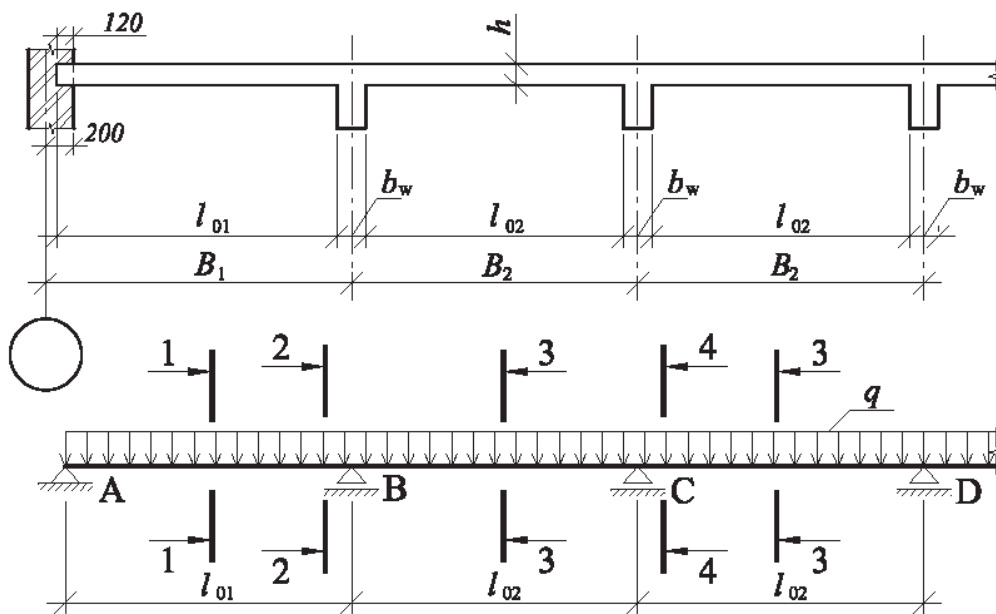


Рис. 3. Конструктивна та розрахункова схеми плити, що працює в одному напрямку.

Моменти в розрахункових перерізах плити, що працює в одному напрямку обчислюються з урахуванням пластичних деформацій бетону:

$$M_{1-1} = ql_{01}^2 / 11; \quad M_{2-2} = ql_{01}^2 / 14, \quad (2)$$

або

$$M_{1-1} = M_{2-2}; \quad M_{3-3} = M_{4-4} = ql_{02}^2 / 16 \quad (3)$$

Зазвичай, поперечні сили сприймаються бетоном перерізу плит, тому поперечну арматуру в плитах не встановлюють.

Розрахункові моменти в прольотах і на опорах плити, що працює у двох напрямках, визначають за методом граничної рівноваги, або за допомогою обчислювальних комплексів «LIRA» або «SCAD».

2.3. Розрахунок і конструювання арматури плити

Незалежно від того, за якою розрахунковою схемою визначені моменти, площу арматури в перерізах монолітних плит визначають як для прямокутного перерізу шириною 1 м з одиничною арматурою за алгоритмом табл.1, або подвійною арматурою – табл. 2. Розрахунковий переріз плити в прольоті наведений на рис. 4.

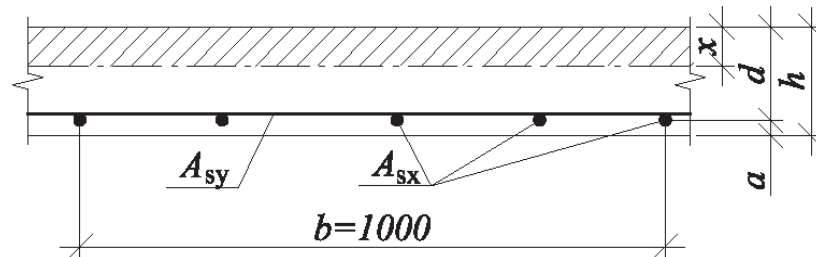


Рис. 4. Армуння прольотного перерізу плит по позитивному моменту.

Плиту армують стержнями з дроту Вр-I або арматури класів А240С, А400С, А500С діаметром 4-5 мм (Вр-I) і 6...16 мм (А240С, А400С, А500С), які розташовують з кроком не більше 200 мм (при $h \leq 200$ мм) у вигляді зварних рулонних чи плоских сіток (рис. 5) або окремих стержнів (рис. 6). Арматуру розташовують в розтягнутих зонах плити відповідності зі знаком згинальних моментів.

Деталі армування плит наведені на рис. 5 та рис. 6.

**Алгоритм визначення площі розтягнутої арматури
прямокутних перерізів з одиночним армуванням:**

<u>Вихідні дані:</u> $M; b; h; c; f_{cd}; \varepsilon_{cu3,cd}; f_{yd}; E_s; \rho_{max} = 0,04; \rho_{min} = 0,0013$	
№ п/п	Алгоритм
1	$d = h - c$
2	$\alpha_m = M / bd^2 f_{cd}$
3	$\xi = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}}{0,8}$
4	$\zeta = (1 - 0,4\xi)$
5	$\xi_R = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + f_{yd} / E_s}$
6	Якщо $\xi \leq \xi_R$, то перейти до п. 7; Якщо $\xi > \xi_R$, то виконати розрахунок перерізу з подвійною арматурою за табл.2.
7	Якщо $\zeta \leq 0,95$, то перейти до п. 8; Якщо $\zeta > 0,95$, то прийняти $\zeta = 0,95$ і перейти до п. 8.
8	$A_s = M / f_{yd} d \zeta$, мм ² ., перейти до п. 9.
9	$\rho = (A_s / bd)$
10	Якщо $\rho_{min} < \rho \leq \rho_{max}$, то конструюють переріз, в інших випадках необхідно змінити вихідні дані і перейти до п. 1.

**Алгоритм визначення площі розтягнутої арматури
прямокутних перерізів з подвійним армуванням**

<u>Вихідні дані:</u>	
$M; b; h; c; c'; f_{cd}; \varepsilon_{cu3,cd}; f_{yd}; E_s; \rho_{max} = 0,04; \rho_{min} = 0,0013$	
№ п/п	Алгоритм
1	$d = h - c$
2	$\alpha_m = M / b d^2 f_{cd}$
3	$\xi = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}}{0,8}$
4	$\zeta = (1 - 0,4\xi)$
5	$\xi_R = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + f_{yd} / E_s}$
6	Якщо $\xi \leq \xi_R$, то переріз з одиночним армуванням за табл.1; Якщо $\xi > \xi_R$, то перейти до п.7.
7	$x_R = \xi_R d$
8	$M_R = 0,8 x_R b f_{cd} (d - 0,4 x_R)$
9	$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu,3} (1 - c' / x_R)$
10	Якщо, $\varepsilon'_s \leq f_{yd} / E_s$ то, $\sigma'_s = \varepsilon'_s E_s$, МПа; Якщо $\varepsilon'_s > f_{yd} / E_s$, то $\sigma'_s = f_{yd}$, МПа.
11	$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu,3} \left(\frac{d}{x_R} - 1 \right) \leq f_{yd} / E_s$
12	$\sigma_s = \varepsilon_s E_s$
13	$A'_s = (M - M_R) / (\sigma'_s (d - c'))$
14	$A_s = 0,8 x_R b (f_{cd} / \sigma_s) + A'_s (\sigma'_s / \sigma_s)$
15	$\rho_t = (A_s / b d) 100\%$
16	$\rho_{tot} = (A_s + A'_s) / b d$
17	Якщо $\rho_{min} < \rho_t$ і $\rho_{tot} \leq \rho_{max}$, то конструюють переріз, в інших випадках необхідно змінити вихідні дані і перейти до п. 1.

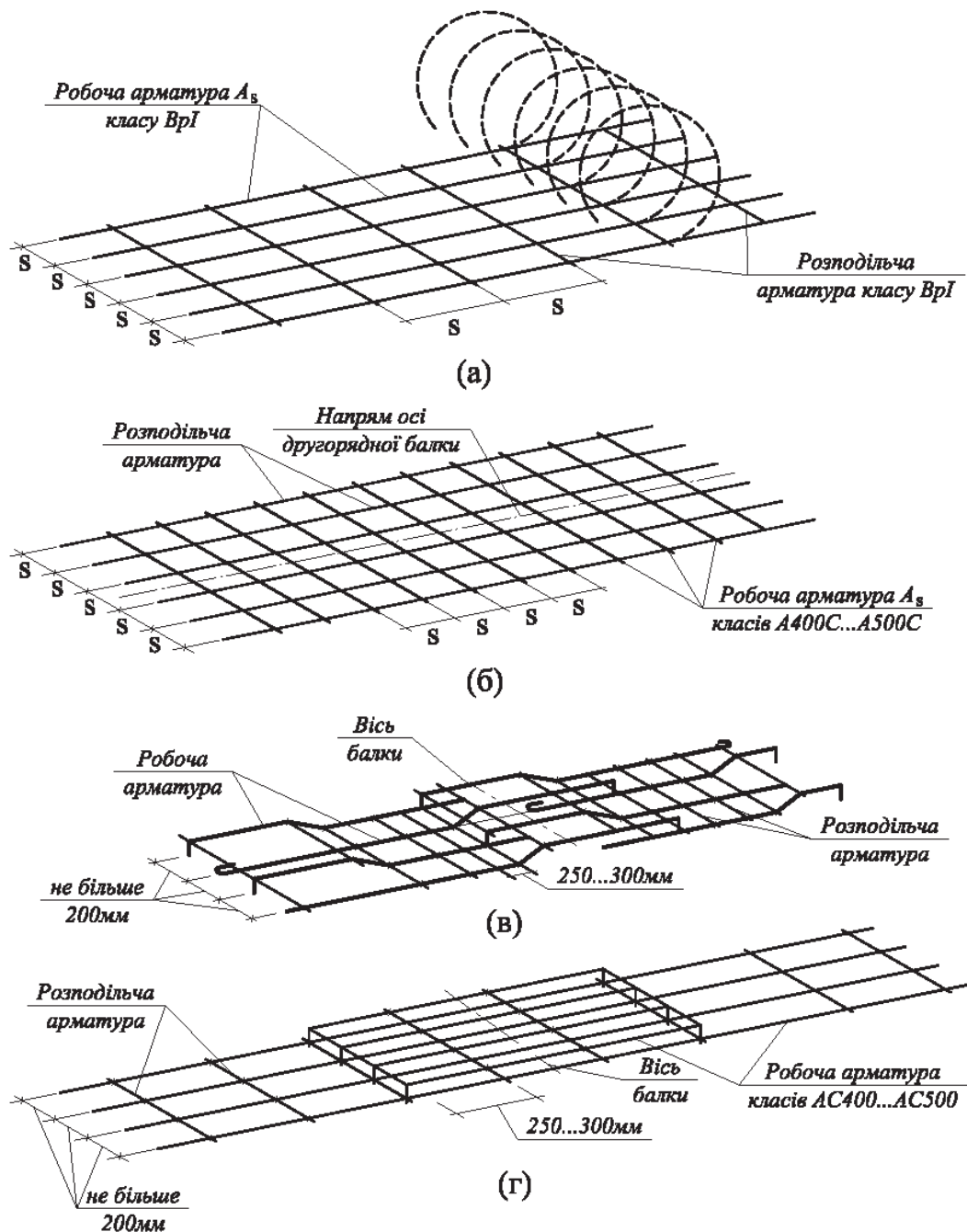


Рис. 5. Арматурні вироби для армування плит:

- (а) – рулонна сітка з робочими поздовжніми стержнями;
- (б) – плоска сітка із поперечними робочими стержнями;
- (в), (г) – в'язані сітки із окремих стержнів.

При роздільному армуванні окремими стержнями в місцях перетину стержні з'єднують в'язаним дротом. Принцип армування опорних зон плит наведено на рис. 6.

Приклад розрахунку та конструювання плити перекриття наведений у додатку Б.

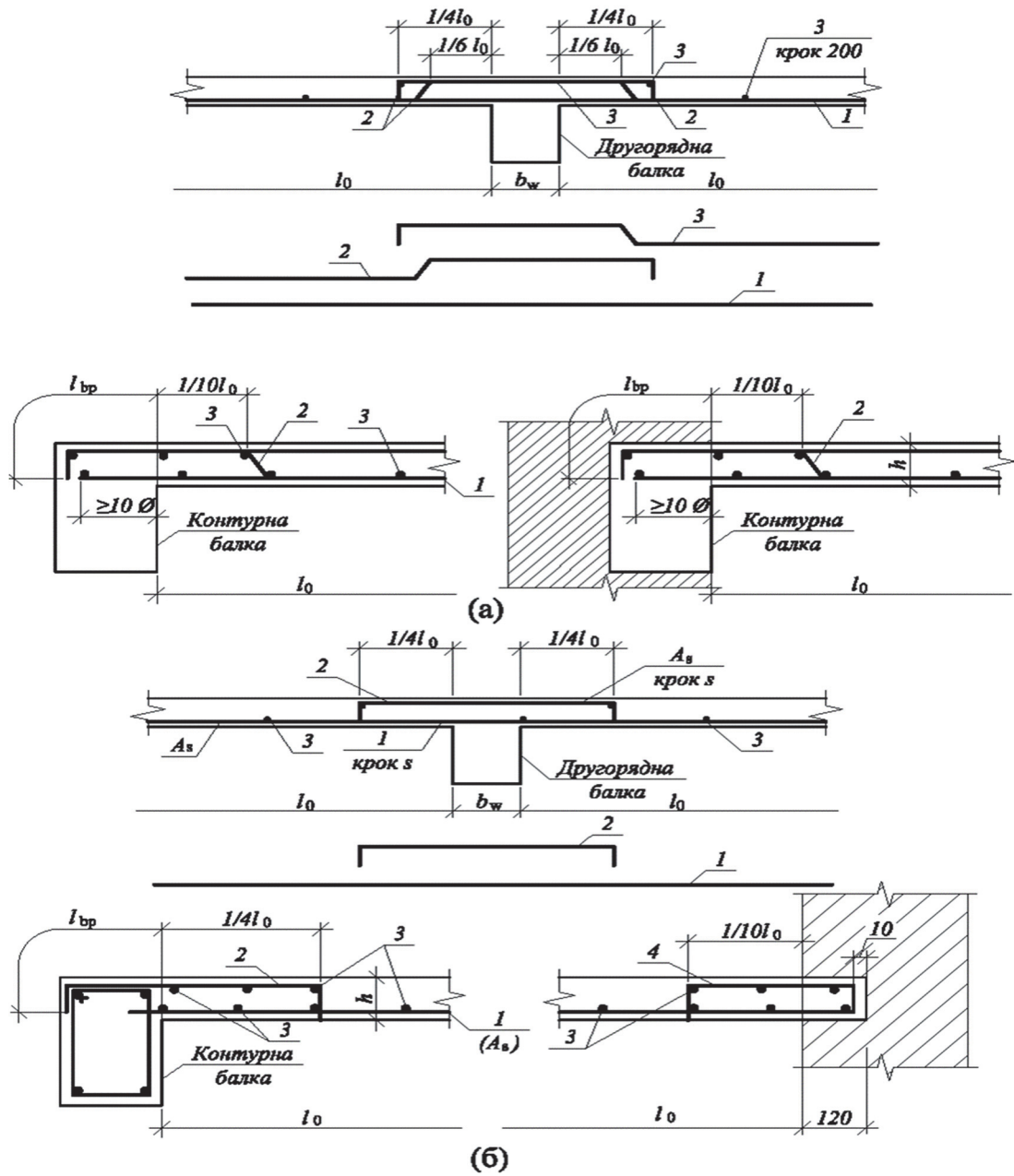


Рис. 6. Варіанти армування окремими стержнями на «вільних» і проміжних опор:
 1 – прольотна арматура, 2, 4, 5 – опорна арматура,
 3 – конструктивна арматура

3. РОЗРАХУНОКІ КОНСТРУЮВАННЯ БАЛОК МОНОЛІТНИХ РЕБРИСТИХ ПЕРЕКРИТТІВ

Крім плит, до складу монолітного перекриття входять другорядні та головні балки, статична схема яких класифікується як нерозрізна багато прольотна балка з перерізом таврового профілю.

Опорами для другорядних балок є стіни та головні балки, а для головних балок – цегляні стіни з пілястрами та внутрішні колони відповідних рядів (рис. Б.2).

3.1. Навантаження на балки

Балки сприймають постійні та змінні навантаження. За комбінацією моментів від постійних та змінних навантажень будують обвідні епюри моментів та поперечних сил.

Основна комбінація навантаження для розрахунку балок:

$$G_k \cdot \gamma_{f,G} + Q_k \gamma_{f,Q}, \quad (4)$$

де

G_k та Q_k - відповідно характеристичні значення постійних та змінних рівномірно розподілених або зосереджених навантажень;

$\gamma_{f,G}$, $\gamma_{f,Q}$ - коефіцієнти надійності за навантаженням за [6].

Для другорядних балок, які завантажені рівномірно розподіленим навантаженням, повне постійне навантаження від маси плити, підлоги та власної ваги ребра балки збирається із смуги перекриття, рівній кроку другорядних балок B_1 (рис. 7):

$$q_g = \left[g \cdot B_1 + (h_{\text{др.б.}} - h_{\text{пл.}}) \cdot b_{\text{др.б.}} \cdot \rho \right] \gamma_{f,G}, \text{кН/м} \quad (5)$$

де g - вага плити з підлогою (див. табл. Б.3).

Розрахункове значення змінного навантаження, відповідно, визначається за:

$$q_v = v \cdot \gamma_{f,Q} \cdot B_1, \text{кН/м} \quad (6)$$

де B_1 - відстань між осями другорядних балок.

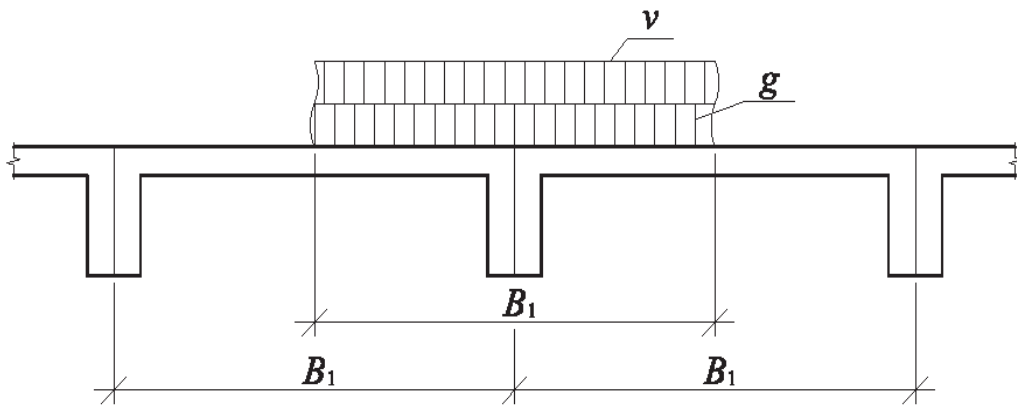


Рис. 7. Вантажна смуга для другорядної балки

Приклад розрахункової схеми другорядної балки та обвідної епюри моментів наведений на рис. 8.

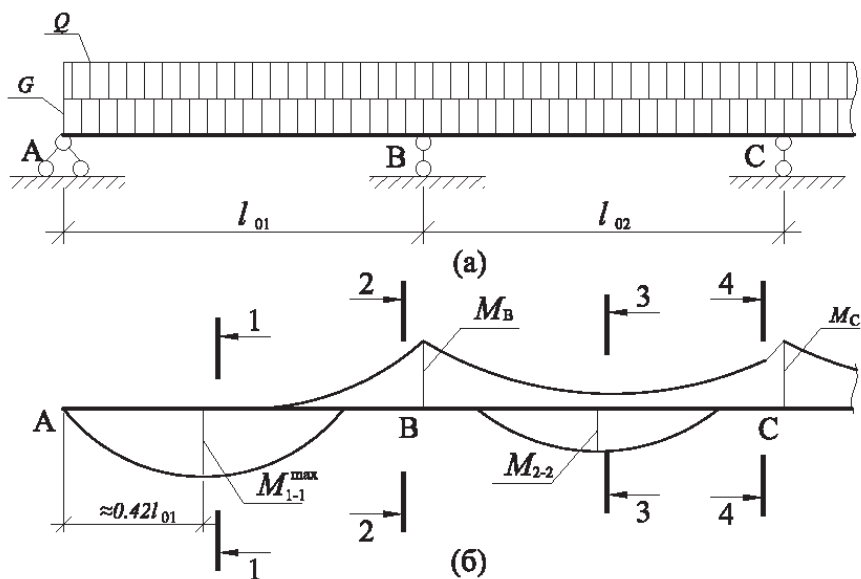


Рис. 8. Розрахункова схема (а) і обвідна епюра моментів (б) другорядної балки;
1-1...4-4 – розрахункові перерізи

Для головних балок, навантаженням на які є зосереджені сили від постійного навантаження, що дорівнюють реакціям другорядних балок з урахуванням ваги ділянок головних балок довжиною, що дорівнює кроку другорядних балок та тимчасові зосереджені сили Q , що дорівнюють реакціям другорядних балок від змінного (тимчасового) навантаження v :

$$G = q_g (B_1 \cdot L) + B_1 (h_{2.б.} - h_f) \rho \cdot \gamma_{f,G}, \quad (7)$$

$$Q = q_v (B_1 \cdot L), \quad (8)$$

де $h_{2.б.}$ та h_f - відповідно висота головної балки і товщина плити;

q_g та q_v - відповідно, розрахункові значення рівномірно розподілених навантажень, що передаються на головну балку від другорядних.

3.2. Визначення зусиль в перерізах другорядних та головних балок

Для розрахунку перерізів нерозрізних балок обчислюють ординати обвідної епюри моментів та поперечних сил від комбінацій завантаження всіх прольотів постійним навантаженням і найбільш не вигідним завантаженням прольотів тимчасовим навантаженням.

Для побудови обвідних епюр моментів користуються табличними даними додатків К і Л або результатами обчислень, що отримані за допомогою програмних комплексів «LIRA», «SCAD» та інших.

В другорядних балках максимальні моменти в прольотах та на опорах визначають з урахуванням можливого перерозподілу зусиль під впливом пластичних деформацій бетону за спрощеними залежностями:

- в першому прольоті другорядної балки на відстані $0,42L_1$ від вільної опори та на першій проміжній опорі перерізу 1-1 та 2-2:

$$M_{1-1} = \frac{(q_g + q_v)l_{01}^2}{11} \quad (9)$$

- в інших прольотах та на опорах (перерізи 3-3; 4-4):

$$M_B = M_C = M_{33} = \frac{(q_g + q_v)l_{02}^2}{16} \quad (10)$$

Максимальні поперечні сили на опорах:

$$Q_A = 0,4(q_g + q_v)l_{01} \quad (11)$$

$$Q_B^{лів} = 0,6(q_g + q_v)l_{01} \quad (12)$$

$$Q_B^{прав} = 0,5(q_g + q_v)l_{02} \quad (13)$$

Проміжні значення моментів вздовж другорядних балок визначають за додатком К в залежності від співвідношення q/v .

Загальний вигляд обвідної епюри моментів другорядної балки наведено на рис. 8б.

Для головних балок обвідну епюру моментів та поперечних сил обчислюють шляхом завантаження парних і непарних прольотів змінними навантаженнями Q у комбінації з постійним навантаженням G .

Приклад комбінацій навантажень для чотирьохпрольотної балки наведено на рис.9, де для максимального моменту у першому прольоті змінне навантаження розташовують у першому і третьому прольотах, у другому прольоті – у другому і четвертому, на опорі В – у першому і другому, на опорі С – у другому і третьому.

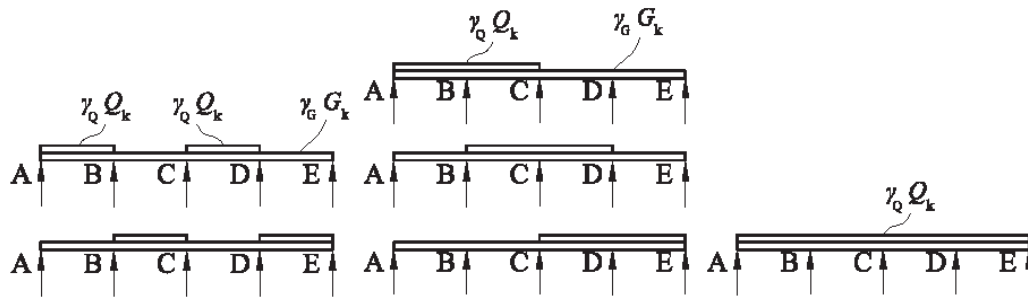


Рис. 9. Варіанти завантаження чотирьохпрольотної балки постійним та змінним навантаженням

Загальний вигляд обвідної епюри моментів головної балки наведено на рис. 10.

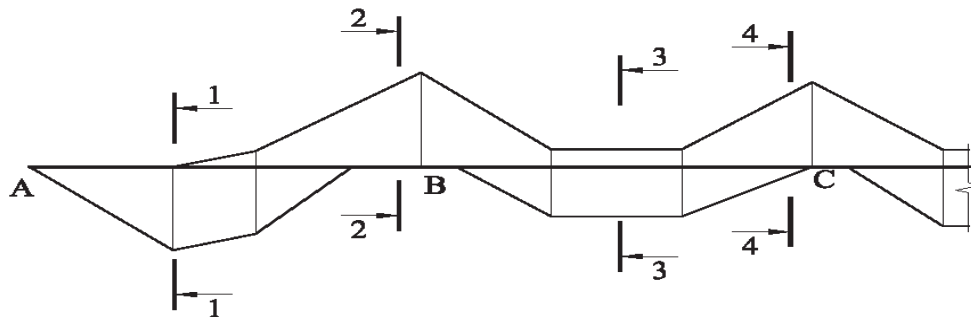


Рис. 10. Загальний вигляд обвідної епюри моментів головної балки;
1-1...4-4 – розрахункові перерізи

3.3. Розрахунок і конструювання поздовжньої арматури

Нерозрізні другорядні та головні балки в усіх перерізах мають тавровий профіль. Арматуру в перерізах визначають і розташовують відповідно до знаку згинального моменту.

Перерізи 1-1 та 3-3 розраховують на позитивні моменти як таврові (див. алгоритм табл. 5). Здебільшого в таких перерізах $x < h_f$, що надає можливість розглядати їх як прямокутні шириною $b = b_{eff}$ (рис. 11, а).

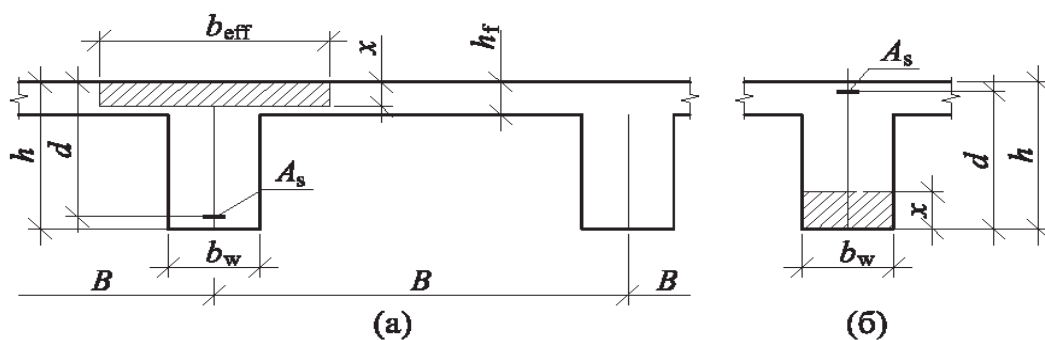


Рис. 11. Розташування нейтральної осі в перерізах таврового профілю:

а – в стиснутій полиці, б – в ребрі балки (перерізи 2-2, 4-4)

Розтягнуту арматуру опорних перерізів 2-2 і 4-4 (за від'ємними моментами), визначають як в прямокутних перерізах шириною $b = b_w$ з тієї причини, що стиснута зона знаходиться знизу (рис. 11, б).

Відповідно до вимог [2, 3], розрахункова ширина стиснутих полиць нерозрізних білок з умови їх ефективної роботи при стисканні обмежується величиною b_{eff} , що визначається за формулою (14), до якої входять величини, позначені на рис. 12.

$$b_{eff} = b_w + b_{eff.1} + b_{eff.2}, \quad (14)$$

$$\text{де } b_{eff.1} = (0,2b_1 + 0,1l_0) \leq 0,2l_0 \leq b_1,$$

$$b_{eff.2} = (0,2b_2 + 0,1l_0) \leq 0,2l_0 \leq b_2.$$

Зазвичай, для визначення арматури в згаданих вище перерізах користуються алгоритмом табл. 3, умовні позначення у поперечному перерізі наведені на рис.13.

Кількість стержнів поздовжньої арматури та їх розташування уточнюють після розрахунків перерізів за поперечною силою (див. п. 3.4).

При першому наближенні розрахункову висоту перерізу d визначають при $a = 60...70$ мм.

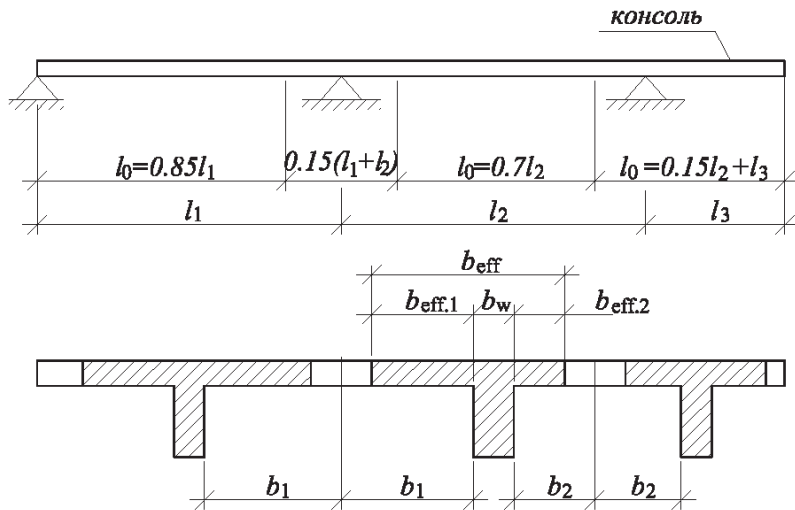


Рис. 12. Визначення l_0 та розрахункової ширини полиці b_{eff}

Основний принцип армування балок – розташувати поздовжню арматуру в розтягнутих зонах відповідно до знаку згинальних моментів та правил, викладених в п. 3.7.

Балки армують:

- окремими стержнями, частину яких відгинають і використовують як опорну арматуру, одночасно передаючи на відігнуті ділянки зусилля зрізу (рис. 13);
- лінійними стержнями без відгинів (рис. 14);
- зварними каркасами і окремими стержнями (рис. 15).

При армуванні балок прямолінійними стержнями або каркасами, поперечну силу сприймають тільки поперечні вертикальні стержні.

Як правило, розрахунку нерозрізних балок за моментами та перерізів на поперечну силу (зріз) передують їх ескізне проектування.

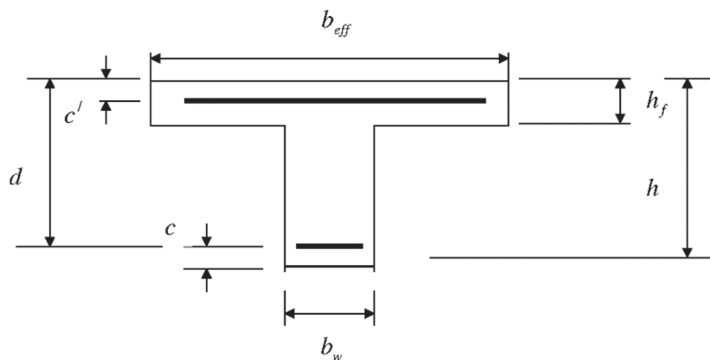
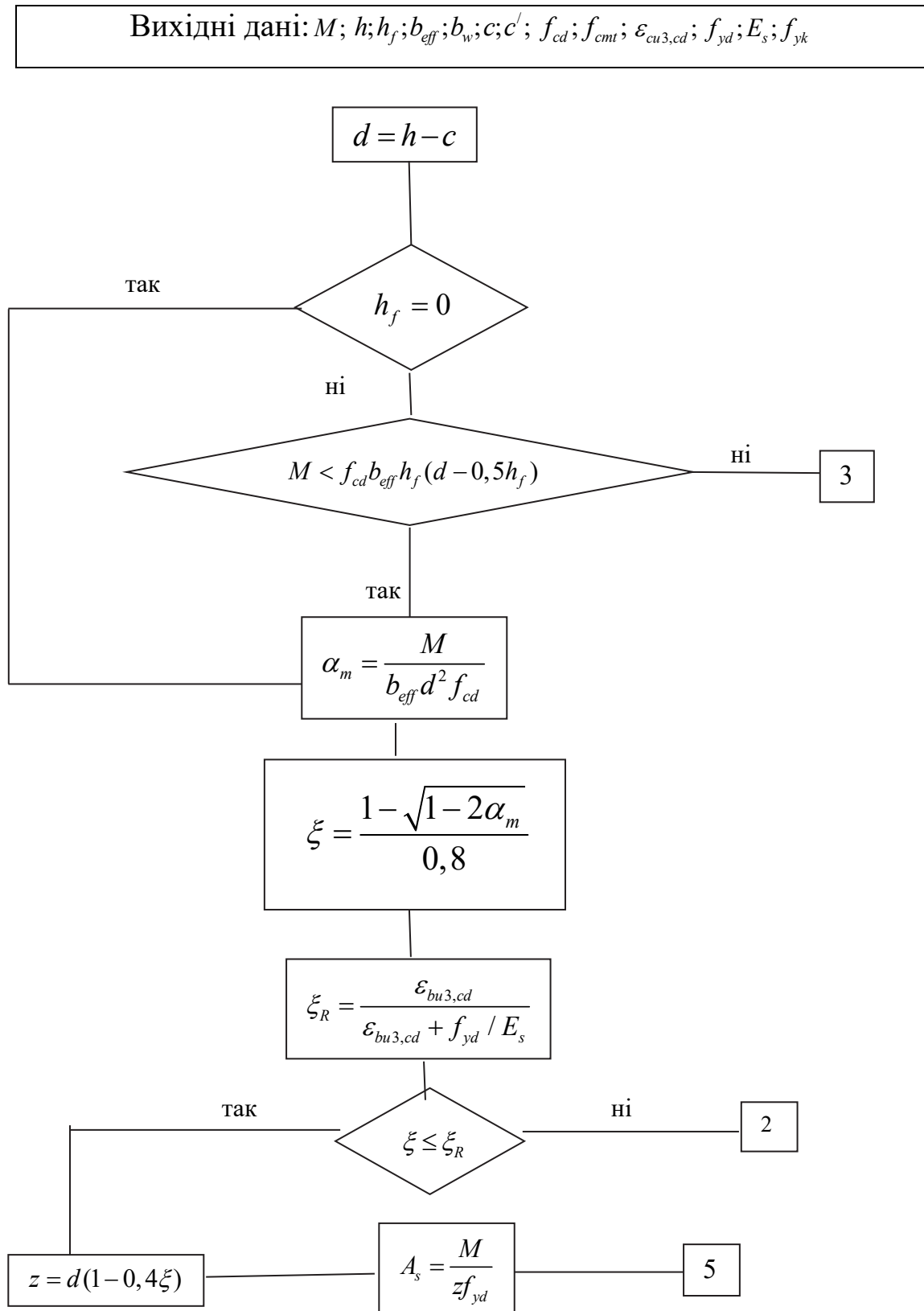
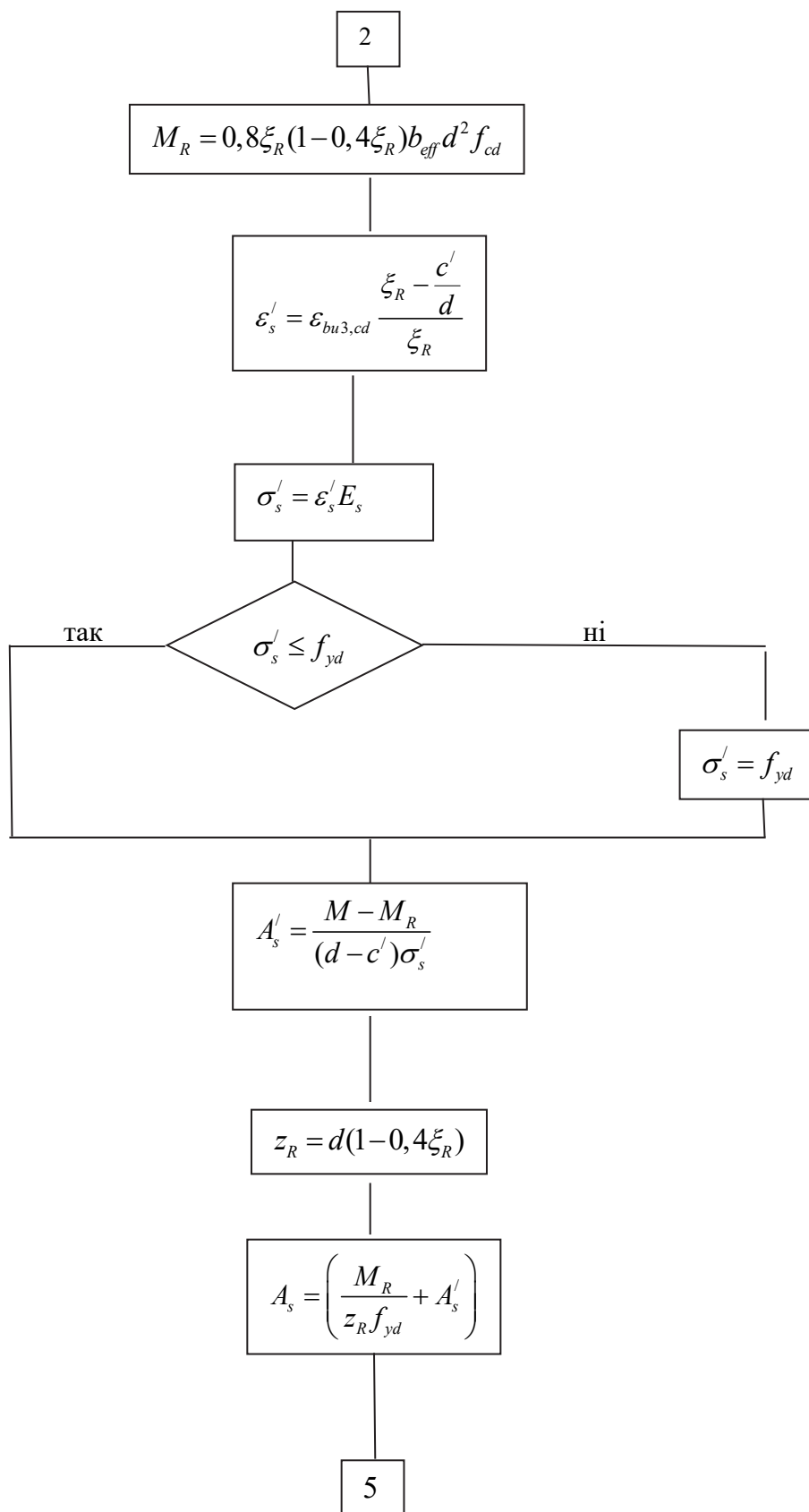
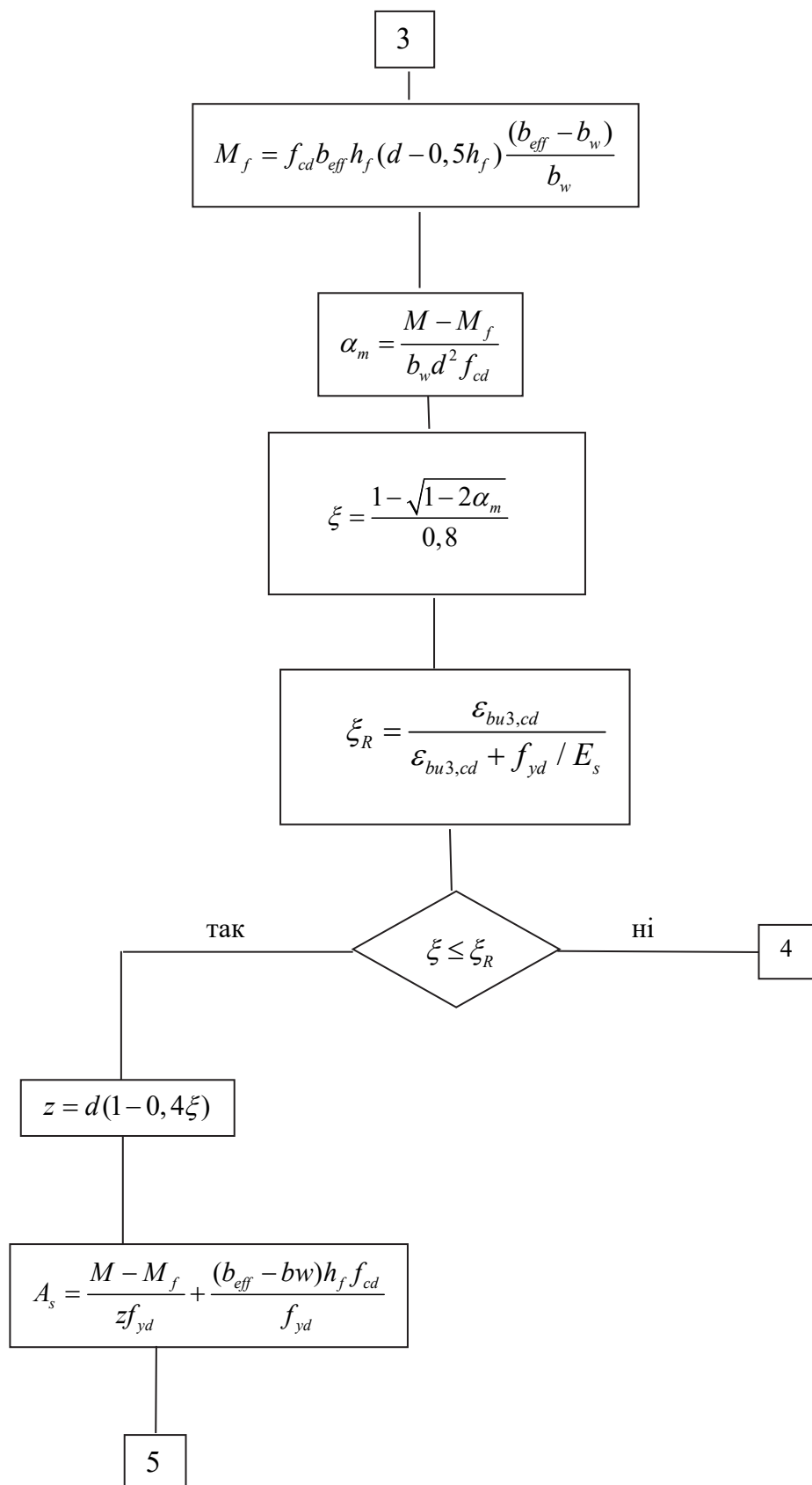


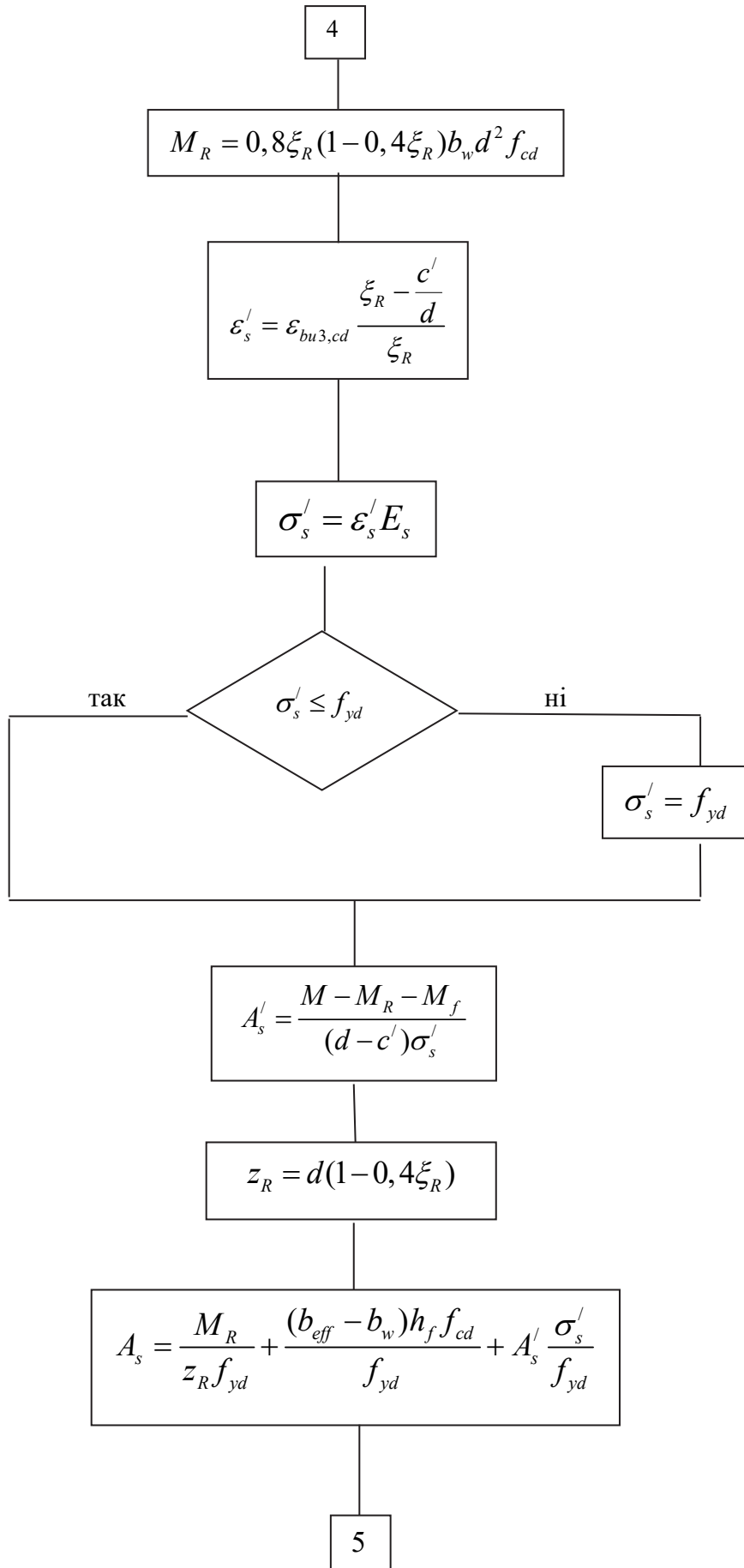
Рис. 13. Поперечний переріз елемента і умовні позначення у таблиці 5.

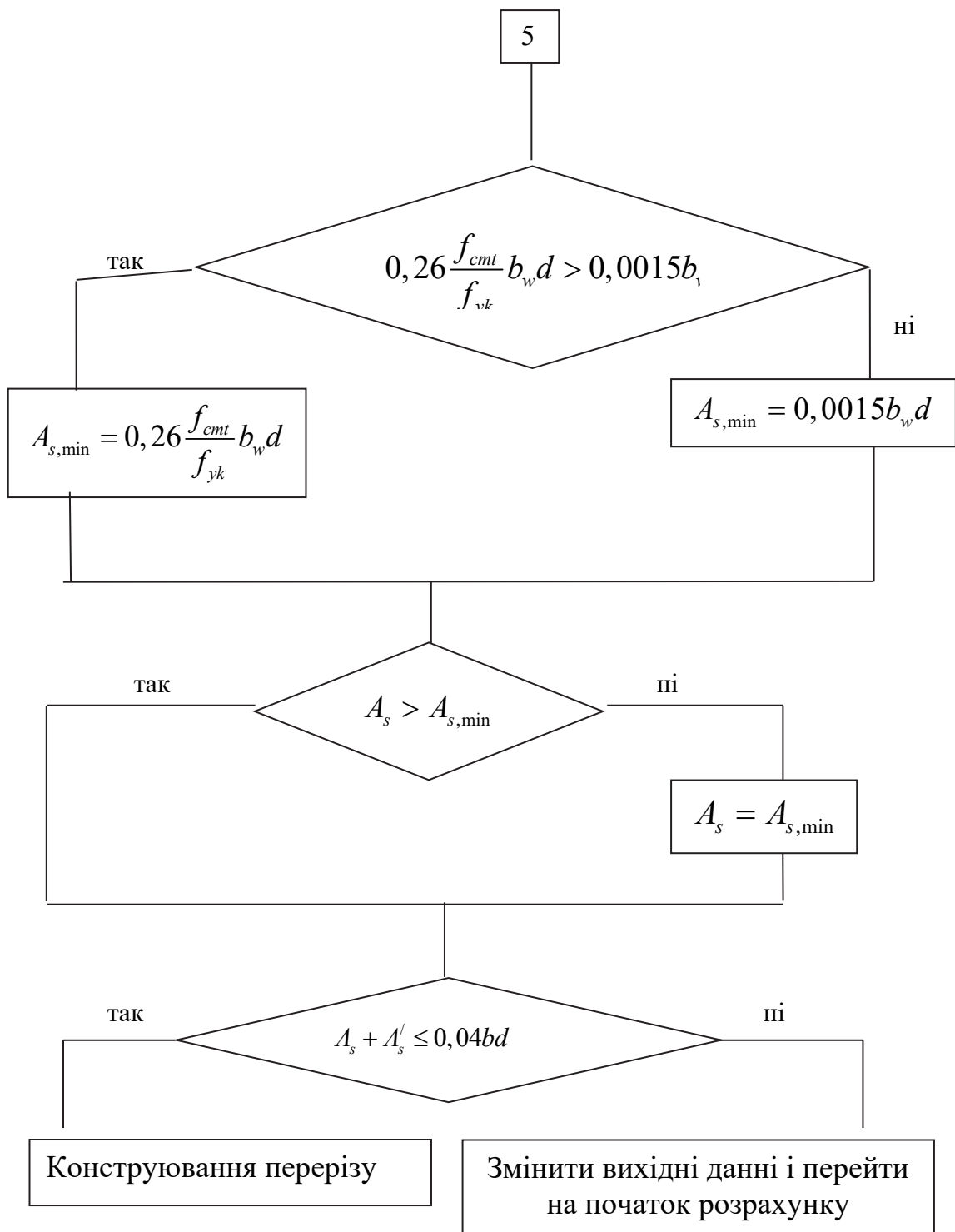
Алгоритм розрахунку перерізів з полицею в стиснутій зоні











:

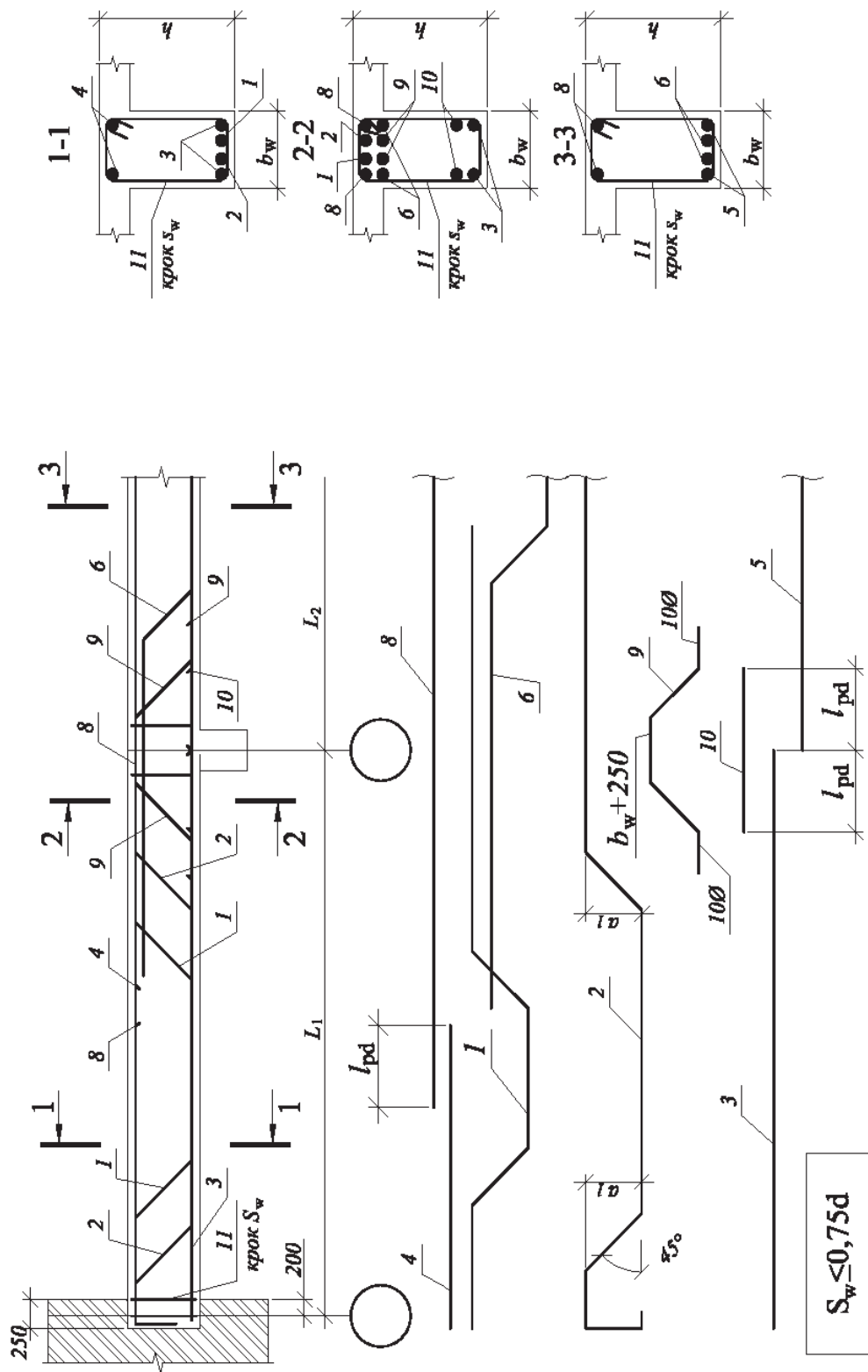


Рис. 14. Схема армування другорядної балки окремими стержнями при $V_{Ed} < V_{Rd,c}$.

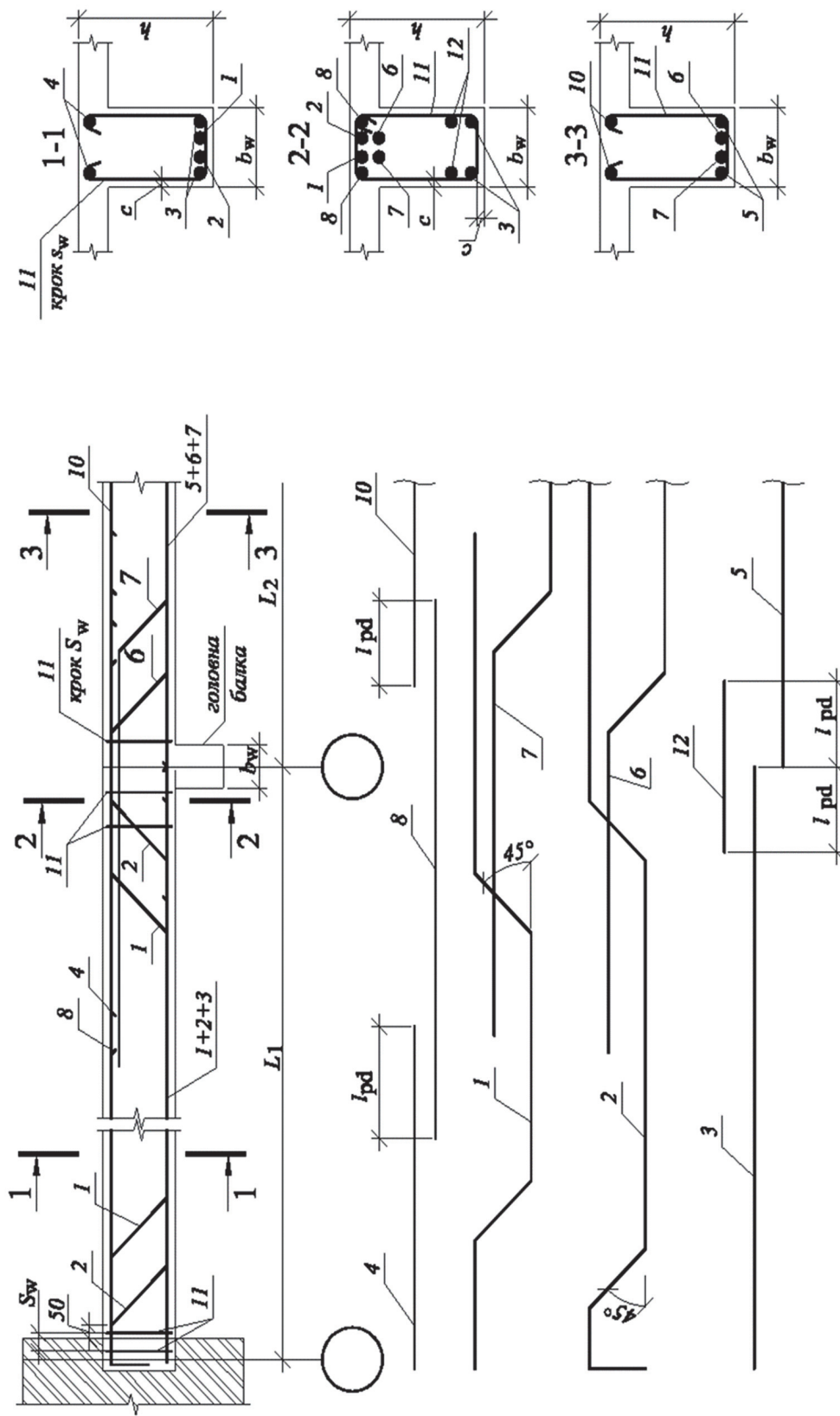


Рис. 15. Схема армування другорядної балки окремими стержнями (без «уток»)

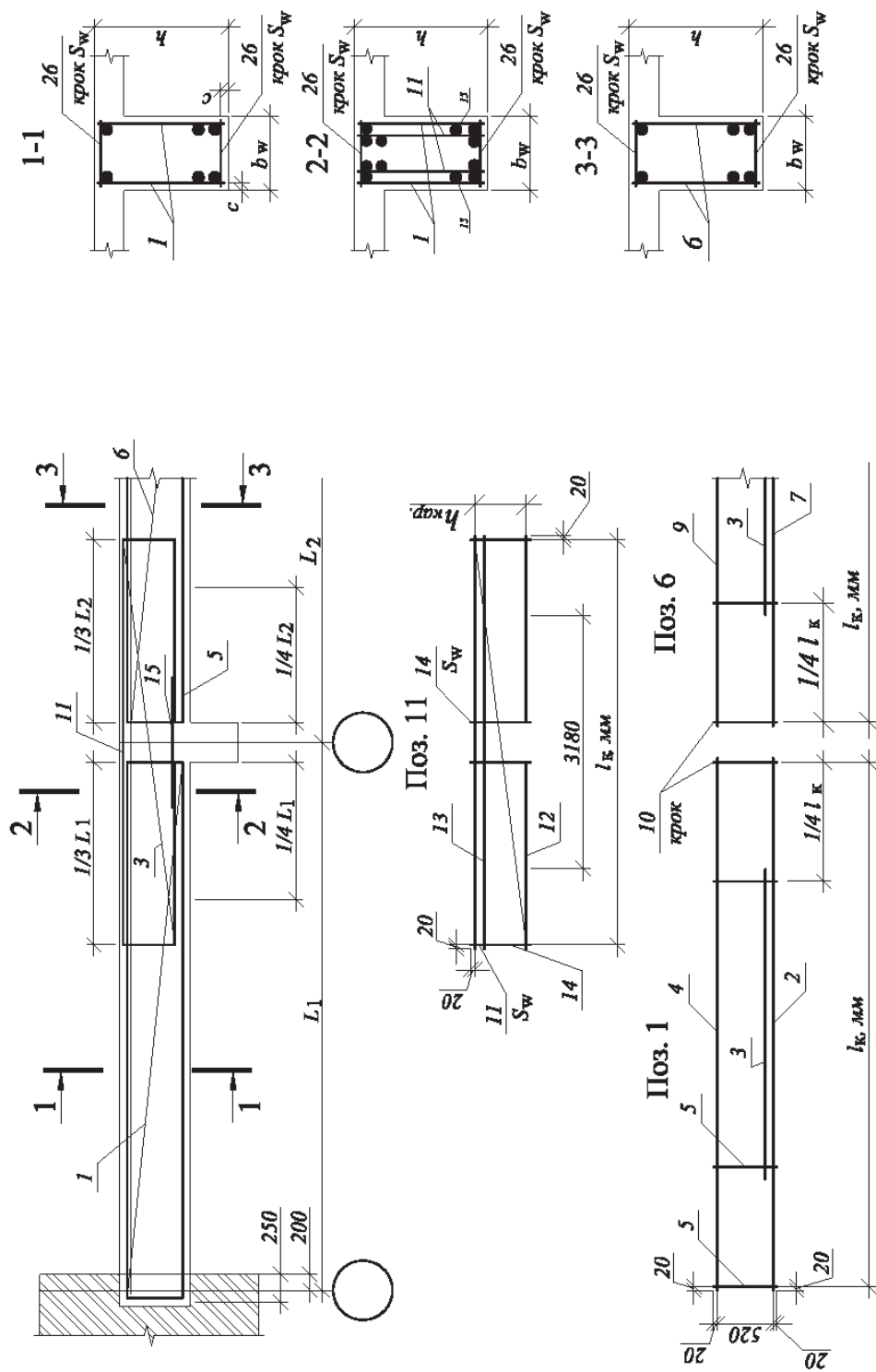


Рис. 16. Приклад схеми армування другорядної балки зварними каркасами

3.4. Розрахунок балок на дію поперечної сили (зріз)

3.4.1. Основні положення

На зріз (поперечну силу) розраховують перерізи 2-2 та 4-4 (рис.10), в яких розрахункові поперечні сили максимальні, а також зони приєднання плити до ребра балок таврового перерізу.

Розрахункова поперечна сила другорядної балки на вільній опорі визначається за формулою:

$$V_{Ed} = Q_{\max} - qd \quad (15)$$

Зазвичай, головні балки завантажені зосередженими силами. Поперечні сили на ділянці від опори до найближчої сили постійні і тому:

$$V_{Ed} = Q_{\max} \quad (16)$$

При розрахунках балок на зріз застосовують такі позначення:

$V_{Rd,c}$ - розрахункове значення поперечної сили, яку може сприйняти похилий переріз без поперечного армування;

$V_{Rd,s}$ - розрахункове значення поперечної сили, яку може сприйняти поперечна арматура при напруженні, що дорівнюють межі текучості;

$V_{Rd,max}$ - розрахункове значення максимальної поперечної сили, яку може сприйняти елемент, з умови руйнування умовних стиснутих елементів.

Якщо на ділянках елемента виконується умова:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}, \quad (17)$$

то всю поперечну розрахункову силу V_{Ed} сприймає бетон перерізу і поперечна арматура, у цьому випадку, встановлюється за конструктивними вимогами згідно п.3.4.5.

У випадку коли:

$$V_{Ed} > V_{Rd,c}, \quad (18)$$

розрахункова поперечна сила має сприйматися поперечною вертикальною або поперечною вертикальною і похилою арматурою.

При цьому для забезпечення міцності елемента за поперечною силою повинна виконуватися вимога:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s}. \quad (19)$$

Крім того, в усіх випадках повинна виконуватися вимога:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}, \quad (20)$$

а також поздовжня арматура повинна сприймати додаткове зусилля розтягу, спричинене зсувом у відповідності з п. 3.5.

3.4.2. Елементи, що не потребують поперечного армування за розрахунком

Не потребують розрахункового поперечного армування елементи (ділянки елементів) де виконується вимога (17) і (20).

При цьому розрахункове значення поперечної сили, яку може сприйняти похилий переріз без поперечного армування визначається за формулою:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \geq (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d, \quad (21)$$

де

$$C_{Rd,c} = 0,12 \text{ МПа},$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0 d, \text{ мм}, \quad (22)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d}, \quad (23)$$

A_{sl} - площа перерізу розтягнутої арматури, яка заведена за переріз, що розглядається на відстань не менше $l_{db} + b$ (рис.17);

$$\sigma_{sp} = \frac{N_{ed}}{A_c} < 0,2 f_{cd} \quad (24)$$

N_{Ed} - поздовжня сила у поперечному перерізі від дії навантаження, або поздовжнього напруження, Н, при стиску $N_{Ed} > 0$;

A_c - площа поперечного перерізу бетону;

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}, \quad (25)$$

$$k_1 = 0,15;$$

$V_{Rd,c}$ за (20) - в Н.

Розрахункове значення максимальної поперечної сили, яку може сприйняти елемент, з умови руйнування умовних стиснутих елементів $V_{Rd,max}$ визначається за (28).

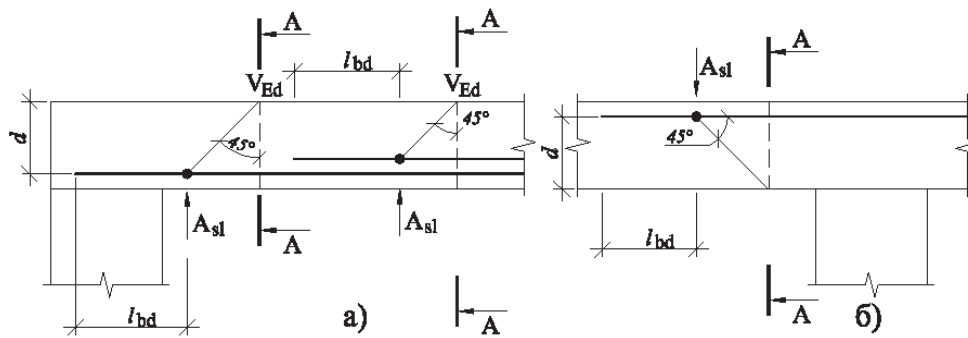


Рис. 17. До визначення розташування розрахункових перерізів на зріз та A_{sl}

- а) – для «вільних» опор;
 б) – для проміжних опор нерозрізних балок;
 А-А – переріз, де визначають V_{Ed} ;
 l_{bd} – довжина анкерування арматури A_{sl}

3.4.3. Елементи, що потребують поперечне армування за розрахунком

Розрахунок елементів з поперечним армуванням виконується за фермовою моделлю (рис.18). При цьому використовуються такі позначення:

- α - кут між поперечною арматурою і віссю балки, перпендикулярної до поперечної сили (позитивний, як наведено на рис.17);
- θ - кут між стиснутим умовним бетонним елементом і віссю балки, перпендикулярної до поперечної сили;
- F_{td} - розрахункове значення зусилля розтягу у поздовжній арматурі;
- F_{cd} - розрахункове значення зусилля стиску в бетоні в напрямку поздовжньої осі елемента;
- b_w - мінімальна ширина перерізу між розтягнутим і стиснутим поясами;

z - плече внутрішньої пари сил для елемента постійної висоти, яке відповідає згинальному моменту в елементі, що розглядається. За відсутності осьової сили, зазвичай, при розрахунку можна наближено приймати $z = 0,9d$.

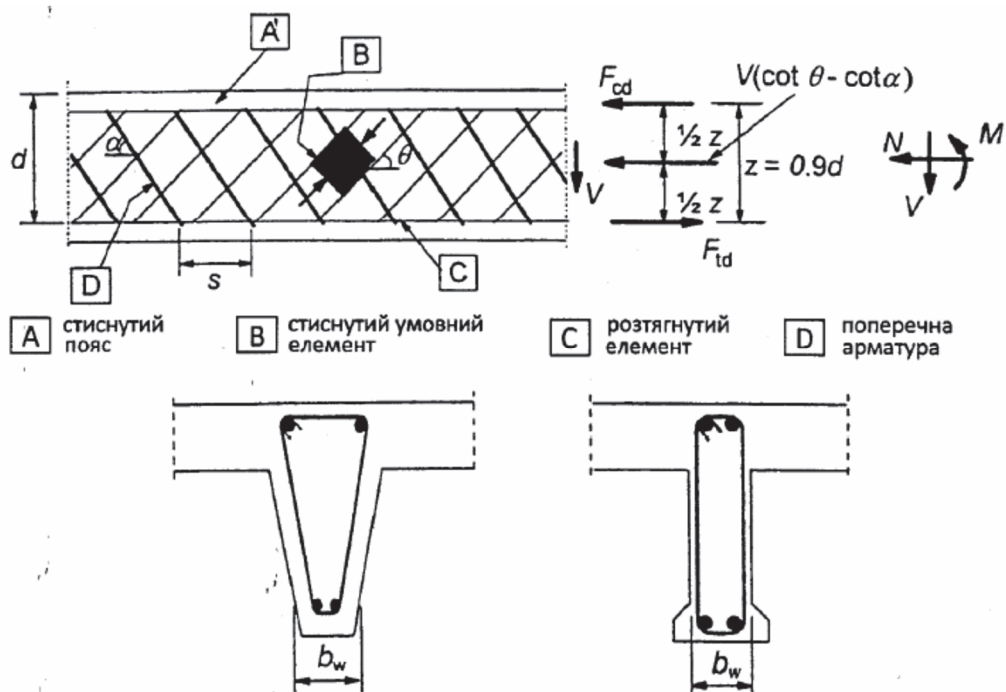


Рис. 18. Фермова модель і позначення для елементів з поперечним армуванням, що призначається за розрахунком

Для забезпечення міцності елемента з поперечним армуванням за поперечною силою повинні виконуватися вимоги (18) і (19).

Для елементів з вертикальним поперечним армуванням розрахункове значення поперечної сили, яку може сприйняти поперечна арматура при напруженнях, що дорівнюють межі текучості у (18) визначається за формулою:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta, \quad (26)$$

де значення кута θ варіюється і приймається у межах:

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5, \quad (27)$$

де

A_{sw} - площа поперечного перерізу поперечної арматури;

s - крок поперечної арматури;

f_{ywd} - розрахункове значення межі текучості поперечної арматури.

Для елементів з вертикальним поперечним армуванням розрахункове значення максимальної поперечної сили, яку може сприйняти елемент, з умови руйнування умовних стиснутих елементів у (20) визначається за формулою:

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w z v f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}, \quad (28)$$

де

$$v = 0,6 \left[1 - (f_{ck} / 250) \right] \quad (29)$$

3.4.4. Розрахунок поперечної арматури

У загальному вигляді визначення площі і кроку вертикальної поперечної арматури виконується у такій послідовності:

- визначається розрахункове значення поперечної сили від дії зовнішнього навантаження V_{Ed} за (15), (16) або іншим чином;
- визначається розрахункове значення поперечної сили, яку може сприйняти похилий переріз без поперечного армування, $V_{Rd,c}$ за (21);
- порівнюються значення V_{Ed} і $V_{Rd,c}$ і у випадку, якщо $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ поперечне армування за розрахунком не потрібне і призначається за конструктивними вимогами згідно п.3.4.5; у випадку, якщо $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ поперечна

арматура повинна призначатися з розрахунку у такій послідовності:

- задається кут нахилу між стиснутим умовним бетонним елементом і віссю балки $\theta = 21,8^{\circ}$ і за (28) визначається поперечна сила $V_{Rd,max}$;
- обчислене значення $V_{Rd,max}$ порівнюється з V_{Ed} ;
- якщо, $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$, то кут нахилу приймається $\theta = 21,8^{\circ}$ і, попередньо прийнявши крок поперечної арматури s визначається площа поперечної арматури за формулою:

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed}s}{zf_{ywd} \cot \theta} \quad (30)$$

- якщо $V_{Ed} > V_{Rd,max}$, то кут нахилу приймається $\theta = 45,0^{\circ}$ і за (28) визначається поперечна сила $V_{Rd,max}$;
- обчислене значення $V_{Rd,max}$ порівнюється з V_{Ed} ;
- якщо, при обчисленому значенні $V_{Rd,max}$ виконується вимога $V_{Ed} > V_{Rd,max}$, то для підвищення несучої здатності елементу потрібно змінити вихідні данні (підвищити клас бетону, збільшити розміри поперечного перерізу);
- якщо, при обчисленому значенні $V_{Rd,max}$ виконується вимога $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$, то визначається кут нахилу θ за формулою:

$$\theta = 0,5 \sin^{-1} \left[\frac{V_{Ed}}{0,5 f_{ck} b_w z v} \right] \quad (31)$$

- при обчисленому значенні θ , попередньо прийнявши крок поперечної арматури s , визначається площа поперечної арматури за (30).

В усіх випадках, при призначенні поперечного армування, повинні бути виконані відповідні конструктивні вимоги згідно з п. 3.4.5.

3.4.5. Конструктивні вимоги до поперечного армування

При остаточному призначенні вертикальної поперечної арматури повинні виконуватися умови відносно кількості (A_{sw})

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{sb_w} \geq \rho_{\min} = (0,08\sqrt{f_{ck}})f_{yk} \quad (32)$$

і максимального кроку поперечної арматури (s_{\max}):

$$s \leq s_{l,\max} = 0,75d \quad (33)$$

3.5. Розрахунок на зріз зони контакту стінки і полиці таврових перерізів

В місцях приєднання тонких та широких полиць до ребер перерізу балок діють значні зсувні напруження. Відповідно до фермової моделі, полицю розглядають як систему стиснутих умовних елементів, які з'єднані з розтягнутими елементами у вигляді поперечної арматури A_{sf} (рис. 19).

Поздовжні напруження зсуву v_{Ed} , що діють на контакті полиці зі стінкою, визначаються з приросту нормальною (поздовжньої) сили на ділянці, що розглядається (рис. 19):

$$v_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \cdot \Delta x), \quad (34)$$

де ΔF_d - приріст нормальної сили в полиці на довжині Δx ;

h_f - товщина полиці;

Δx - довжина, що розглядається.

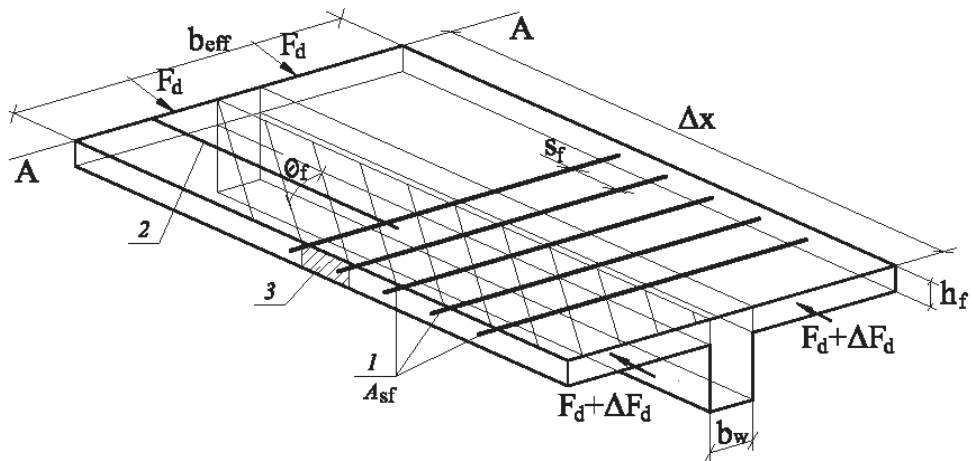


Рис. 19. Позначення для з'єднання полки та стінки таврової балки:

- 1 – розтягнута поперечна арматура; 2 – поздовжня арматура полиці; 3 – стиснутий умовний елемент; θ_f – кут нахилу стиснутих умовних елементів

Максимальне значення, яке можна прийняти для Δx , дорівнює половині відстані між перерізом, де момент дорівнює нулю і перерізом із максимальним моментом в прольоті (рис. 20, а). При зосереджених силах довжина Δx не повинна перевищувати відстані між зосередженими силами (рис. 20, б).

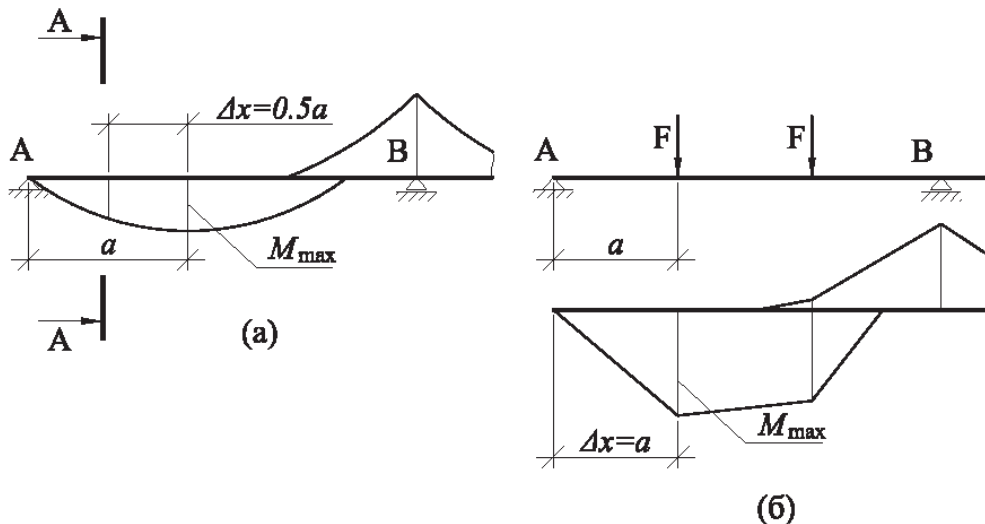


Рис. 20. Границі зони для Δx : (а) – для балок, що завантажені рівномірно-розподіленим навантаженням; (б) – для балок, що завантажені зосередженими силами

Розрахунок міцності розтягнутих елементів полиці у вигляді поперечної арматури виконується з умови:

$$v_{Ed} \leq \frac{A_{sf} f_{yd}}{s_f h_f} \cot \theta_f \quad (35)$$

Розрахунок міцності стиснутих умовних елементів бетону полиці виконується з умови, де v визначається за (28):

$$v_{Ed} \leq v \cdot f_{cd} \sin \theta \cdot \cos \theta_f. \quad (36)$$

Значення $\cot \theta_f$ у (35), (36) рекомендується приймати у діапазоні:

- для стиснутих полиць:

$$1,0 \leq \cot \theta_f \leq 2,0 \quad (45^\circ \geq \theta_f \geq 26,5^\circ) \quad (37)$$

- для розтягнутих полиць

$$1,0 \leq \cot \theta_f \leq 1,25 \quad (45^\circ \geq \theta_f \geq 38,6^\circ). \quad (38)$$

У загальному випадку визначення площі поперечної арматури у стиснутій полиці виконується у такій послідовності:

- визначаються поздовжні напруження зсуву v_{Ed} за (34);
- задається кут нахилу $\theta_f = 26,5^\circ$ і за правою частиною (35) визначається максимальне зусилля, яке можуть сприйняти стиснуті умовні елементи бетону полиць:

-

$$v_{Rd,max} = v \cdot f_{cd} \sin \theta \cdot \cos \theta_f \quad (39)$$

- обчислене значення $v_{Rd,max}$ порівнюється з v_{Ed} ;

- якщо, $v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$, то кут нахилу приймається $\theta_f = 26,5^\circ$ і, попередньо прийнявши крок поперечної арматури s_f , визначається площа поперечної арматури полиці за формулою:

$$A_{sf} = \frac{v_{Ed} s_f h_f}{f_{yd} \cot \theta_t} \quad (40)$$

- якщо $v_{Ed} > v_{Rd,max}$, то кут нахилу приймається $\theta = 45,0^\circ$ і за (39) визначається нове значення $v_{Rd,max}$;
- якщо, при обчисленому значенні $v_{Rd,max}$ виконується вимога $v_{Ed} > v_{Rd,max}$, то необхідно змінити вихідні данні (підвищити клас бетону, збільшити розміри поперечного перерізу полиці);
- якщо, при обчисленому значенні $v_{Rd,max}$ виконується вимога $v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$, то визначається кут нахилу θ_f за формулою:

$$v_{Rd,max} = v \cdot f_{cd} \sin \theta \cdot \cos \theta_f \quad (41)$$

$$\theta_f = 0,5 \sin^{-1} \left[\frac{v_{Ed}}{0,27 f_{ck} (1 - f_{ck}/250)} \right] \quad (42)$$

- при обчисленому значенні θ_f , попередньо прийнявши крок поперечної арматури s_f , визначається площа поперечної арматури полиці за (40).

У загальному випадку визначення площі поперечної арматури у розтягнутій полиці виконується у такій послідовності:

- визначаються поздовжні напруження зсуву v_{Ed} за (35);

- задається кут нахилу $\theta_f = 38,6^0$ і за (42) визначається максимальне зусилля, яке можуть сприйняти стиснуті умовні елементи бетону полиць;
- обчислене значення $v_{Rd,max}$ порівнюється з v_{Ed} ;
- якщо, $v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$, то кут нахилу приймається $\theta_f = 38,6^0$ і, попередньо прийнявши крок поперечної арматури s_f , визначається площа поперечної арматури полиці за (40);
- якщо $v_{Ed} > v_{Rd,max}$, то кут нахилу приймається $\theta = 45,0^0$ і за (39) визначається нове значення $v_{Rd,max}$;
- якщо, при обчисленому значенні $v_{Rd,max}$ виконується вимога $v_{Ed} > v_{Rd,max}$, то необхідно змінити вихідні данні (підвищити клас бетону, збільшити розміри поперечного перерізу полиці);
- якщо, при обчисленому значенні $v_{Rd,max}$ виконується вимога $v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$, то визначається кут нахилу θ_f за формулою (40);
- при обчисленому значенні θ_f , попередньо прийнявши крок поперечної арматури s_f , визначається площа поперечної арматури полиці за (39).

У випадку одночасного зсуву між полицею і стінкою та поперечного згину, площа поперечної арматури полиці приймається максимальній зі значень, визначених за (39) і суми половини площі за (39) і площі з розрахунку на поперечний згин.

У випадку, якщо

$$v_{Ed} \leq 0,4 f_{cd}, \quad (43)$$

то додаткове армування, більш ніж для сприйняття поперечного згину, не потрібне.

3.6. Обвідна епюра розтягуючи зусиль і обрив поздовжньої арматури

Розтягнута арматура на проміжних опорах, та, що обривається в прольотах, а також та, що доводиться до опор, повинна бути заанкерована за точкою теоретичного обриву, де вона вже не потрібна за розрахунком міцності.

Розрахункова довжина анкерування:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd}, \quad (44)$$

де

$l_{b,rqd}$ - базова довжина анкерування;

$\alpha_1 \dots \alpha_5$ - коефіцієнти за табл. 7.2 [3].

Для другорядних і головних балок величини коефіцієнтів $\alpha_1 \dots \alpha_5$, зазвичай, можуть прийматися рівними 1,0.

$$l_{b,rqd} = (\varnothing/4) \cdot (\sigma_{sd} / f_{bd}), \quad (45)$$

де σ_{sd} - розрахункове напруження в стержні в місці, від якого визначається довжина анкерування;

f_{bd} - зусилля зчеплення;

$$f_{bd} = 2,5\eta_1 \eta_2 f_{ctd}, \quad (46)$$

де f_{ctd} - розрахункова міцність бетону на розтяг, що визначається за (3.7) [2].

η_1, η_2 - коефіцієнти, що приймаються за 7.2.2.2 [3].

Для головних і другорядних балок величини коефіцієнтів η_1, η_2 , зазвичай, можуть прийматися рівними 1,0.

Місця теоретичного обриву стержнів та довжину їх анкерування визначають шляхом побудови обвідної епюри розтягуючих зусиль в арматурі з урахуванням додаткових зусиль

розтягу ΔF_{td} в поздовжній арматурі A_s , які виникають під впливом поперечних сил.

При побудові обвідної епюри розтягуючих зусиль відповідні величини зусиль визначаються за формулою:

$$F_s = N_{si} + \Delta F_{td} \leq M_{Ed,max} / z, \quad (47)$$

де N_{si} - зусилля розтягу в арматурі A_s , викликане моментом M_{Ed} в перерізі, що розглядається;

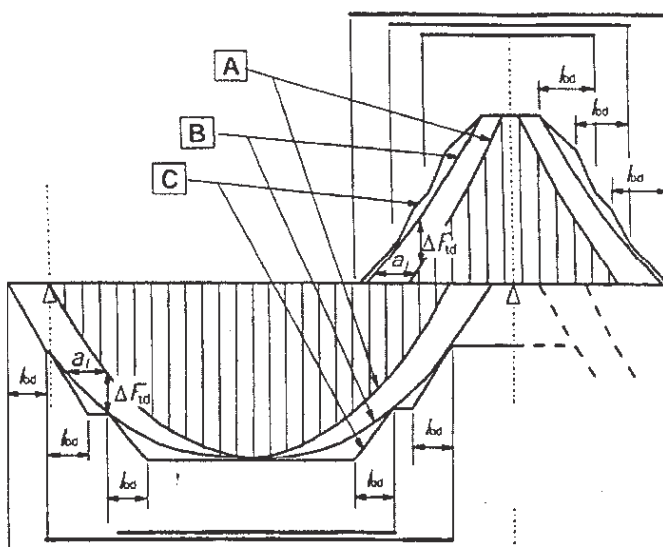
$$N_{si} = M_{Ed} / z, \quad (48)$$

$$\Delta F_{td} = 0,5V_{Ed} (\cot \theta - \cot \alpha), \quad (49)$$

де V_{Ed} - поперечна сила в перерізі, що розглядається;

θ та α - кути, відповідно, стиснутої смуги та поперечних стержнів балки.

Загальний вигляд обвідної епюри розтягуючих зусиль з урахуванням ΔF_{td} , розташування місць теоретичного обриву та довжини анкетування розтягнутої арматури для балки наведено на рис. 21.



A - обвідна $M_{Ed}/z + N_{Ed}$ **B** - діюче зусилля розтягу F_s
C - зусилля опору розтягу F_{Rs}

Рис. 21. Загальний вигляд обриву поздовжньої арматури балок з урахуванням впливу поперечних сил і опору арматури в межах довжин зон анкерування

3.7. Вимоги до конструювання залізобетонних згинальних елементів

3.7.1. Розміщення поздовжньої арматури в перерізах

При розміщенні поздовжньої арматури в перерізах згинальних елементів повинні бути виконані такі основні вимоги:

- мінімальна відстань між стержнями, розташованими в один ряд, не може бути меншою ніж діаметр арматури і не менше 25 мм;
- максимальна кількість поздовжніх стержнів, що розташовані в одному ряду в залежності від їх діаметру, ширини балок при рекомендованих розмірах їх поперечного перерізу (табл. 6) та умов розташування наведена в табл. 7;
- в перерізах висотою більшою за 700 мм слід встановлювати додаткову арматуру по висоті перерізу (рис.22);
- на проміжних опорах нерозрізних балок в перерізах з полицею зверху вся площа розтягнутої арматури A_s може бути розташована в межах робочої ширини полиці b_{eff} , частина арматури також може бути розташована в межах ширини стінки (рис. 23).

Таблиця 6

Рекомендовані перерізи балок

Ширина перерізу, мм	Висота перерізу балки, мм							
	300	400	500	600	700	800	1000	1200
150	+	+						
200		+	+	+				
300				+	+	+		
400						+	+	+
500							+	+
Далі кратне 100								+

Максимальна кількість поздовжніх стержнів

Ширина перерізу балки, мм	Арматура в перерізі балки	Максимальне число поздовжніх стержнів однакового діаметра, розташованих в одному ряду балки при діаметрі стержнів, мм										
		12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
150	Верхня	3	3	3	2	2	2	2	2	-	-	-
	Нижня	3	3	3	3	3	2	2	2	-	-	-
200	Верхня	4	4	4	4	3	3	3	3	2	-	-
	Нижня	5	4	4	4	4	3	3	3	2	-	-
300	Верхня	-	-	6	6	5	5	5	4	4	3	3
	Нижня	-	-	7	6	6	5	5	5	4	3	3
400	Верхня	-	-	-	-	7	7	6	6	6	5	4
	Нижня	-	-	-	-	8	8	7	6	6	5	4

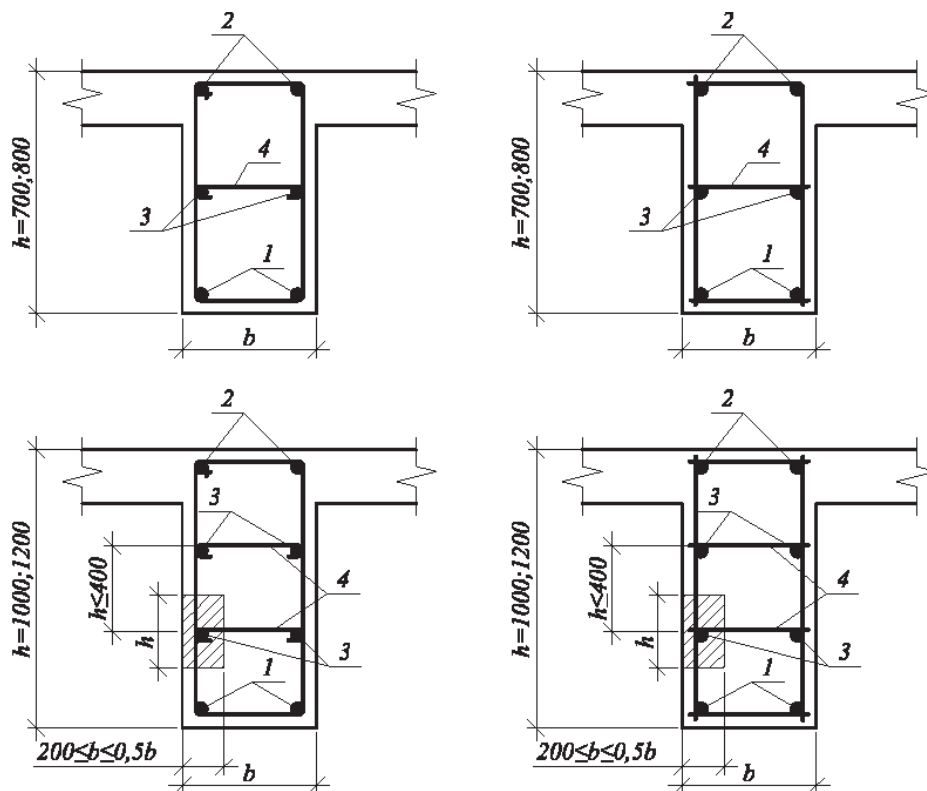


Рис. 22. Розміщення додаткових поздовжніх конструктивних стержнів у балках висотою більше 700 мм:

- 1 – розрахункова арматура; 2, 4 – конструктивна арматура;
3 – додаткова арматура площею $0,001bh$

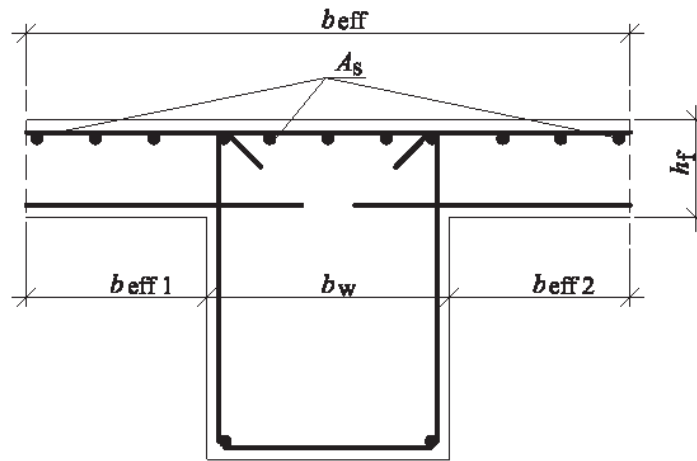


Рис. 23. Розташування верхньої арматури на проміжних опорах нерозрізних балок

3.7.2. Захисний шар бетону

Номінальне значення захисного шару:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}, \quad (50)$$

де $c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} \} \geq 10$

мм;

$c_{min,b}$ - мінімальний захисний шар за вимогами зчеплення;

$c_{min,dur}$ - мінімальний захисний шар за вимогами умов середовища;

$\Delta c_{dur,\gamma}$ - врахування безпеки при застосуванні добавок;

$\Delta c_{dur,st}$ - зменшення мінімального шару при застосуванні нержавіючої сталі;

$\Delta c_{dur,add}$ - зменшення мінімального шару при додатковому захисті.

Для безпечної передачі зусиль зчеплення та забезпечення необхідного ущільнення бетону мінімальний захисний шар ($c_{min,b}$) повинен бути не меншим ніж діаметр стержня плюс 5 мм (при

діаметрі меншим 32 мм), а при використанні арматури діаметром більшим ніж 32 мм – діаметр стержня плюс 10 мм.

Як правило, для поперечної арматури захисний шар приймають не меншим 15 мм.

3.7.3. Мінімальна і максимальна площа поздовжньої арматури

Мінімальна та максимальна площа розтягнутої поздовжньої арматури приймається виходячи з таких положень:

- мінімальна площа розтягнутої поздовжньої арматури визначається за формулою:

$$A_{s,\min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d, \quad (51)$$

де b_t - середня ширина розтягнутої трапецієвидної зони збірних конструкцій або ширина ребра ($b_t = b_w$) таврових перерізів монолітних балок з полицею в стиснутій зоні;

- максимальна площа розтягнутої та стиснутої арматури (за межами напуску) не повинна перевищувати $A_{s,\max} = 0,04 A_b$, де $A_b = b d$;

- мінімальний діаметр розрахункової поздовжньої арматури в перерізах балок рекомендується приймати не меншим ніж 12 мм.

3.7.4. Анкерування поздовжньої арматури балок

При анкеруванні поздовжньої арматури слід керуватися такими основними положеннями:

- довжину анкерування слід визначати за формулою (44);
- мінімальна довжина анкерування розтягнутої арматури повинна бути не менше:

$$l_{b,\min} \geq \max \{0, 3l_{b,rqd}; 10\varnothing; 100 \text{ мм}\}; \quad (52)$$

- мінімальна довжина анкерування стиснутої арматури повинна бути не менше

$$l_{b,\min} \geq \max \{0, 6l_{b,rqd}; 10\varnothing; 100 \text{ мм}\}; \quad (53)$$

- на проміжних опорах нерозрізних балок анкерування арматури слід виконувати у відповідності з рис.24.

3.7.5. Конструювання поперечної арматури балок

При конструюванні поперечної арматури слід керуватися такими основними вимогами:

- поперечну арматуру розміщують під кутом α в межах $45^\circ \dots 90^\circ$ до поздовжньої осі балки;

- поперечне армування може складатися з хомутив (вертикальних стержнів), які охоплюють поздовжню розтягнуту і стиснуту арматуру (рис. 25), загнутих стержнів, а також сіток, каркасів тощо, які не охоплюють поздовжню арматуру, але мають належну довжину анкерування у стиснутій і розтягнутій зонах;

- при одночасному застосуванні різних видів поперечної арматури, як мінімум 50% від всієї необхідної арматури повинно бути у вигляді хомутив;

- поздовжні стержні повинні бути охоплені хомутами так, щоб у кожному куті був, як мінімум, один стрижень, а інші рівномірно розподілялись по ширині хомутив на відстані, що не перевищує 350 мм; одним хомутом дозволяється охопити не більше 5-ти розтягнутих стержнів в одному ряді і не більше чотирьох – стиснутих;

- поперечні стержні необхідно заанкерувати в розтягнутій та стиснутій зонах у відповідності з рис. 26;

- при конструюванні поперечної арматури зварних каркасів дотримуються співвідношень між діаметрами поперечної і поздовжньої арматури з умов зварювання згідно табл. 8.

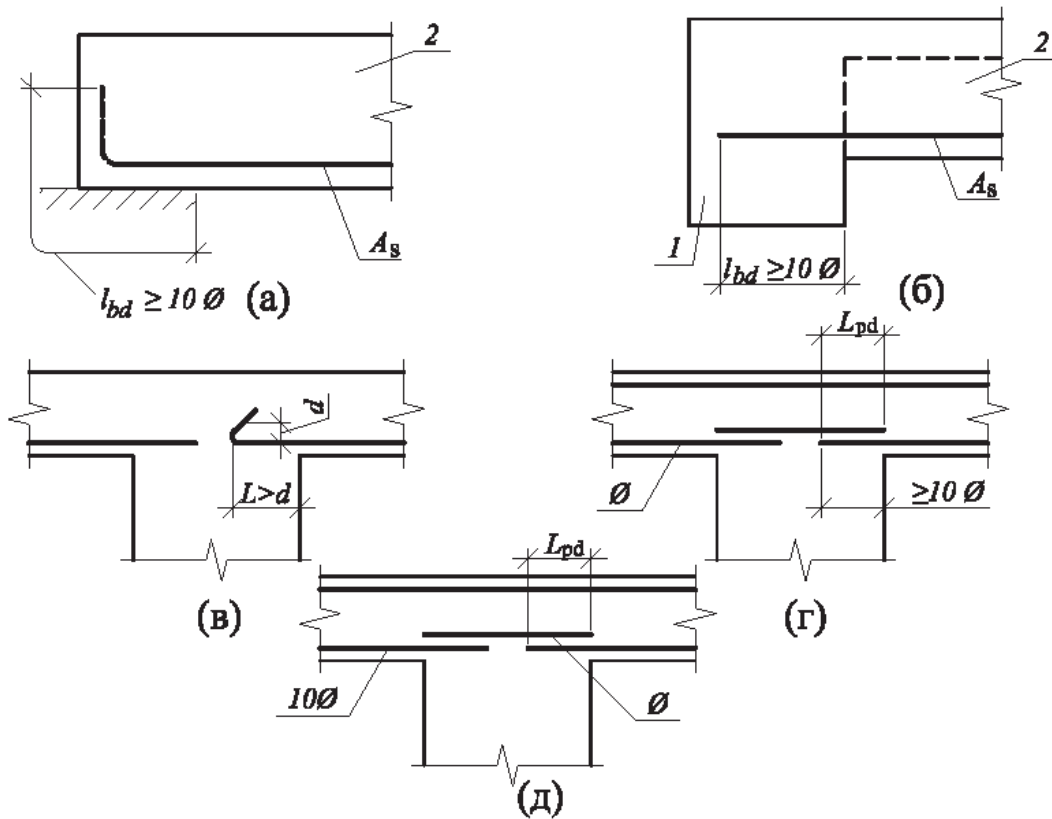


Рис. 24. Анкерування прольотної арматури на крайніх (а, б) та проміжних (в, г, д) опорах

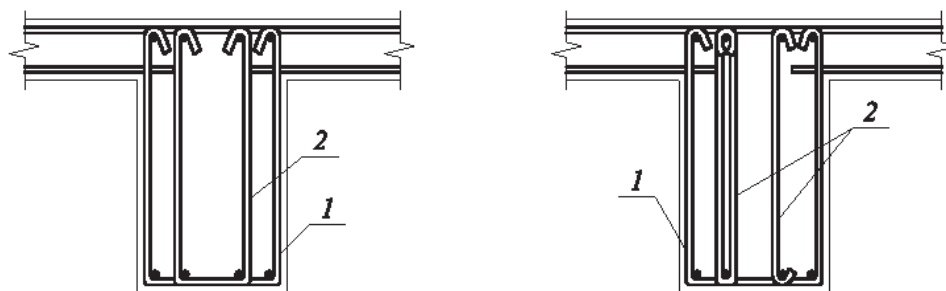


Рис. 25. Приклад поперечного армування перерізів в'язаною арматурою: 1 – контурні в'язі, 2 – внутрішні в'язі

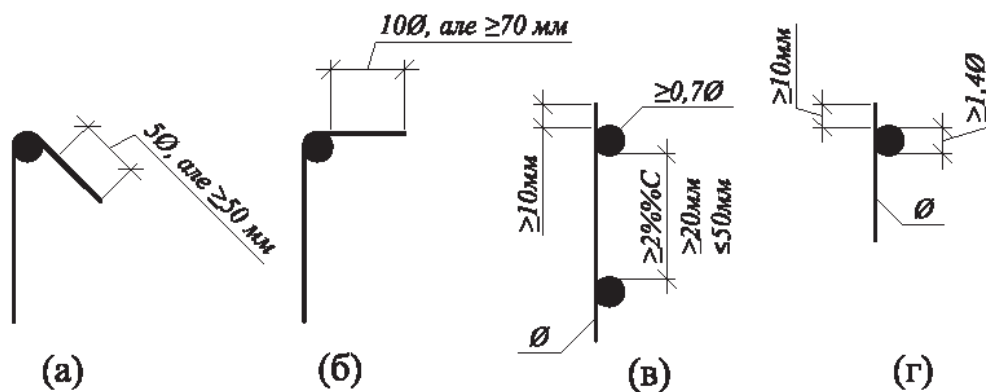


Рис. 26. Анкерування поперечною арматурою окремих стержнів:
 (а) – згинання кінця стержня на 135°, (б) – теж саме на 90°,
 (в), (г) – приварка двох або одного стержня

Таблиця 8.

**Співвідношення між діаметрами поперечної і
 поздовжньої арматури з умов зварювання**

Діаметр поздовжніх стержнів, мм	3...10	12...14	16	18	20	22	25	32	36	40
Найменші допустимі діаметри поперечних стержнів, мм	3	4	5	5	6	8	8	8	10	10

**4. РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ
 МОНОЛІТНИХ КОЛОН**

4.1. Розрахункова схема колон

Колони 1-го поверху монолітних каркасних будівель розраховують як центрально або позацентрово стиснуті елементи, які зацмлені одним кінцем у фундаменті, а другим в головній балці перекриття над першим поверхом (рис. 27).

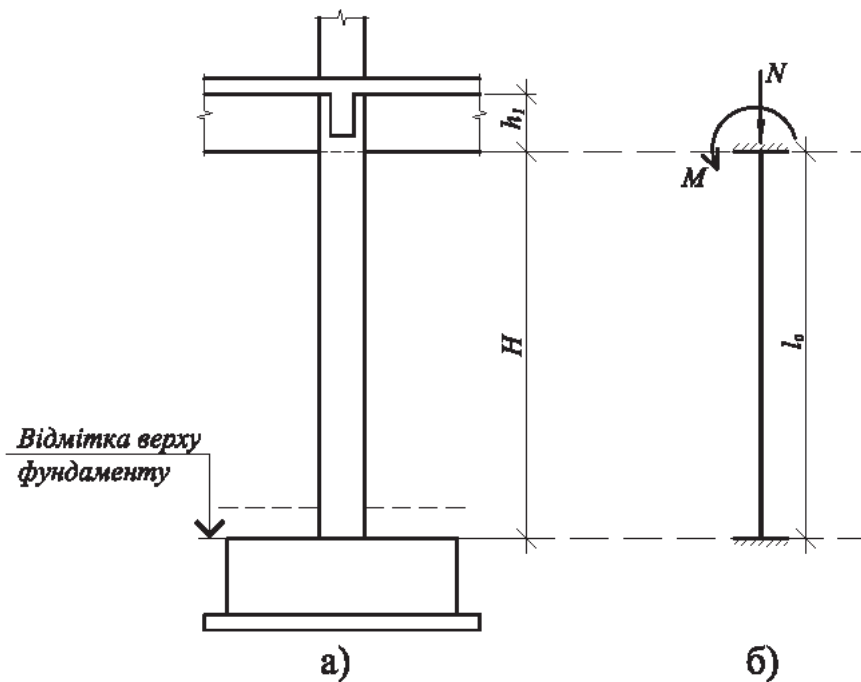


Рис. 27. Конструктивна (а) та розрахункова (б) схеми монолітної колони

Колони проєктують перерізом квадратної чи прямокутної форми із меншою стороною $b \geq 300$ мм. Більша сторона завжди має бути розташована у напрямку дії моменту або по напрямку головної балки.

Вільну (розрахункову) довжину колони визначають за рис. 6.2 [3]. Для монолітних колон 1-го поверху найчастіше приймають

$$l_0 = 0,5H, \quad (52)$$

де H - відстань від верху фундаменту до низу головної балки перекриття.

4.2. Навантаження на колону

На колону першого поверху передається навантаження з кожного перекриття з вантажної площі.

Моменти в перерізах колони першого поверху, в перерізах на рівні низу головної балки і верху фундаменту визначають з урахуванням моментів від геометричних недосконалостей e_1 :

$$e_1 = \max \left\{ e_1 = 20 \text{ мм}, e_1 = \frac{h}{30} \text{ мм}, e_1 = \frac{L}{400} \text{ мм} \right\} \quad (53)$$

Відповідні розрахункові зусилля визначаються за формулами:

$$N_{Ed} = G + Q; \quad (54)$$

$$G = G_1 \cdot (k - 1) + G_2 + G_3 \cdot k; \quad (55)$$

$$Q = v \cdot \gamma_f \cdot A \cdot k \quad (56)$$

$$M_{Ed} = N \cdot e_1, \quad (57)$$

де G та Q - відповідно постійне та тимчасове навантаження;

G_1 - власна вага конструкцій перекриття;

G_2 - власна вага конструкцій покриття;

G_3 - власна вага колони;

v - тимчасове навантаження на перекриття (покриття);

A - вантажна площа розрахункової колони;

k - кількість поверхів будівлі.

4.3. Розрахунок поздовжньої арматури колон

Зазвичай колони армуються симетричною поздовжньою арматурою - $A'_s = A_s$. При цьому переріз колони є нерівномірно стиснутим.

З достатньою точністю площа поздовжньої арматури може бути визначена, приймаючи, що деформації (напруження) в бетоні менш стиснутої грані дорівнюють нулю (рис. 28). Це відповідає граничному випадку нерівномірно стиснутого перерізу і, відповідно, мінімальній несучій здатності колони при епюрі

деформацій у нормальному перерізі одного знаку, в даному випадку- стиску.

Площа арматури у цьому випадку знаходиться з рівняння рівноваги моментів зовнішніх і внутрішніх сил відносно менш стиснутої грані перерізу:

$$A'_s = \frac{N_{Ed}(0,5h + e_1) - N_{c1}(d - 0,5y) - N_{c2}\left(\frac{2(h-y)}{3} - c\right)}{\sigma'_s(d - c)} \quad (58)$$

де

$$N_{c1} = f_{cd}by, \quad (59)$$

$$N_{c2} = 0,5f_{cd}b(h - y) \quad (60)$$

$$y = \frac{\varepsilon_{cu3,cd} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd}} h \quad (61)$$

$$\sigma'_s = \varepsilon'_s E_s = \varepsilon_{cu3,cd} \frac{h - c}{h} E_s \leq f_{yd} \quad (62)$$

Значення $\varepsilon_{cu3,cd}$ і $\varepsilon_{c3,cd}$ для відповідних класів бетону наведені у додатку Б.

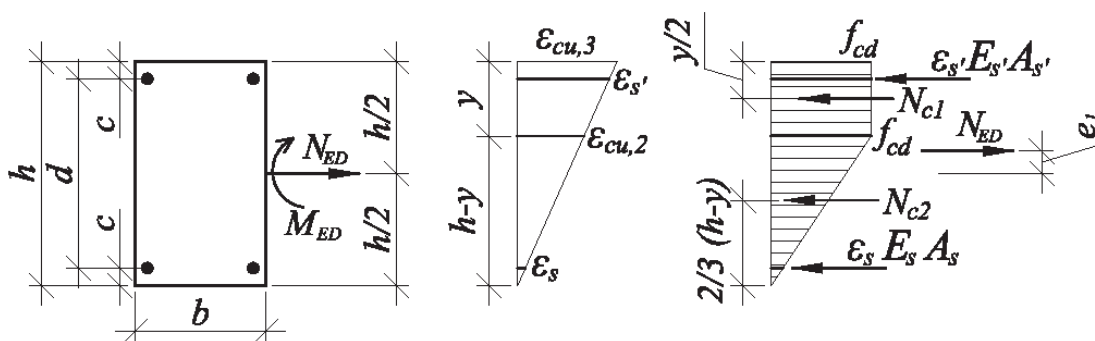


Рис.28. Граничний стан нерівномірно стиснутого перерізу

4.4. Вимоги до конструювання стиснутих елементів

4.4.1. Поздовжня арматура

Діаметр поздовжньої арматури колон приймають не меншим, ніж 12 мм за умови, що мінімальне значення площі всієї поздовжньої арматури буде не меншим, ніж $A_{s,\min}$:

$$A_{s,\min} \geq \max \left(\frac{0,1N_{Ed}}{f_{yd}} \right) \text{ або } 0,002 A_c, \quad (63)$$

де N_{Ed} - розрахункова осьова сила;

f_{yd} - розрахунковий опір арматури; A_c - площа перерізу колони.

Максимальна площа поздовжніх стержнів в перерізах колони не може перевищувати значень $A_{s,\max} \leq 0,04 A_c$ крім ділянок, де арматура стикується внапуск, площа якої $A_{s,\max}$ може бути $0,08 A_c$.

Захисний шар бетону c призначається за загальними правилами (див. п. 3.7.2) і приймається не меншим $\varnothing+10$ мм (де \varnothing – діаметр стержня, мм).

Мінімальна і максимальна відстань між гранями поздовжніх стержнів наведена на рис. 29.

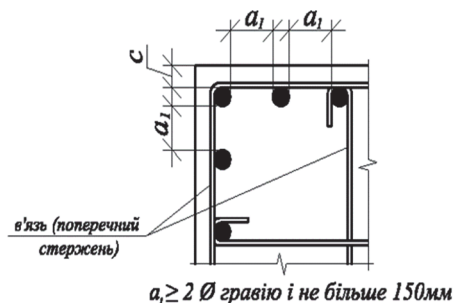


Рис. 29. Мінімальна відстань між стержнями в перерізі колон

В кожному куті номінального перерізу колони мусить бути розташовано не менше одного стержня (рис. 30) охопленого в'язею.

В колонах круглого перерізу встановлюють не менше шести поздовжніх стержнів.

Рекомендоване розміщення поздовжніх стержнів з урахуванням кількості в'язей наведено на рис. 30.

4.4.2. Поперечна арматура

Кожний поздовжній стержень, що розташований у куті перерізу повинен утримуватися поперечною арматурою. Жоден із стержнів у межах стиснутої зони не повинен бути далі ніж 150 мм від стержня, який закріплюється в'язями (поперечною арматурою) (рис. 30).

Діаметр поперечної арматури (хомутів, петель або спіральної арматури) приймають не меншим, ніж одна з більших величин: 6 мм або чверті від максимального діаметру поздовжніх стержнів. Діаметр дроту зварних сіток для поперечного армування повинен бути не меншим, ніж 5 мм.

Поперечна арматура повинна анкеруватися у відповідності з п. 3.7.5 і рис. 26.

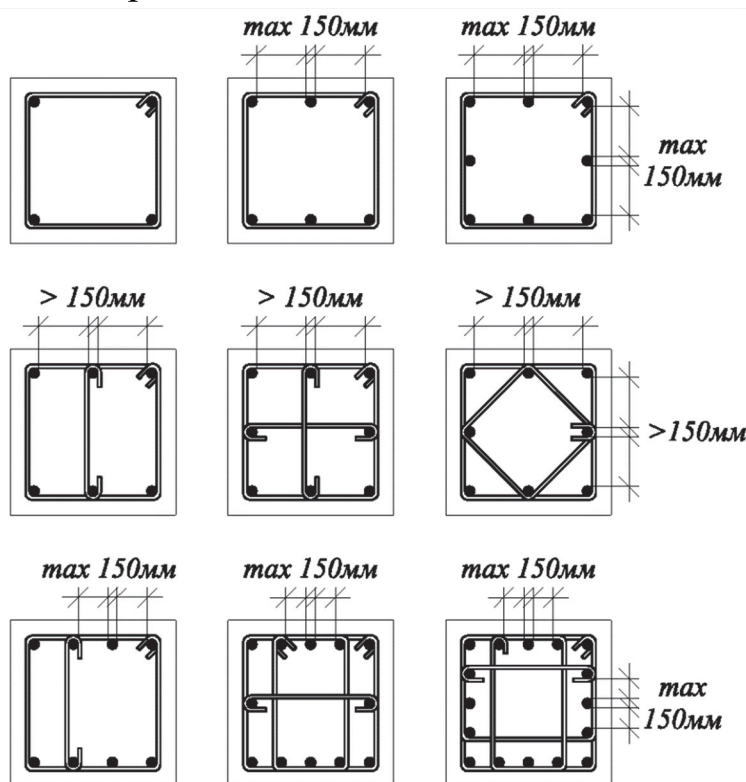


Рис. 30. Типове розташування поперечних стержнів при армуванні стиснутих елементів в'язаними каркасами

Крок поперечної арматури по висоті колони не повинен перевищувати величини $S_{cl.t.max}$, яку рекомендується приймати меншим з таких трьох величин:

- $20\varnothing$ (\varnothing – мінімальний діаметр поздовжньої розрахункової арматури);
- найменший розмір поперечного перерізу колони;
- 400 мм.

Максимальний крок поперечної арматури зменшують застосуванням коефіцієнта 0,6 в таких випадках:

- у перерізах, розташований вище або нижче зони з'єднання колони з іншими елементами на довжині, що дорівнює більшому розміру перерізу колони;

- в межах з'єднань стержнів напуском, якщо максимальний діаметр поздовжніх стержнів більший, ніж 14 мм. На таких ділянках необхідно встановлювати мінімум три рівномірно розміщених поперечних стержні.

5. РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ ПІД ОКРЕМІ МОНОЛІТНІ КОЛОНИ

Під колони внутрішнього неповного каркасу найчастіше зводять плитні (плоскі), стовпчасті фундаменти або фундаменти з уступами квадратної чи прямокутної форми в плані (рис. 31).

Конструкція фундаменту складається з плоскої або ступінчастої плити, в якій жорстко закріплена колона. З'єднання монолітних колон з фундаментом найчастіше виконують внапуск випусків арматури з фундаментів та арматури колон.

Конструкцію фундаменту розраховують на зусилля M та N , які виникають в перерізах фундаменту від реактивного тиску ґрунту, який є реакцією ґрунту на дію моменту та поздовжньої сили, які передаються на фундамент через колону. При визначенні зусиль M та N враховують найбільш не вигідніші комбінації постійних та змінних навантажень.

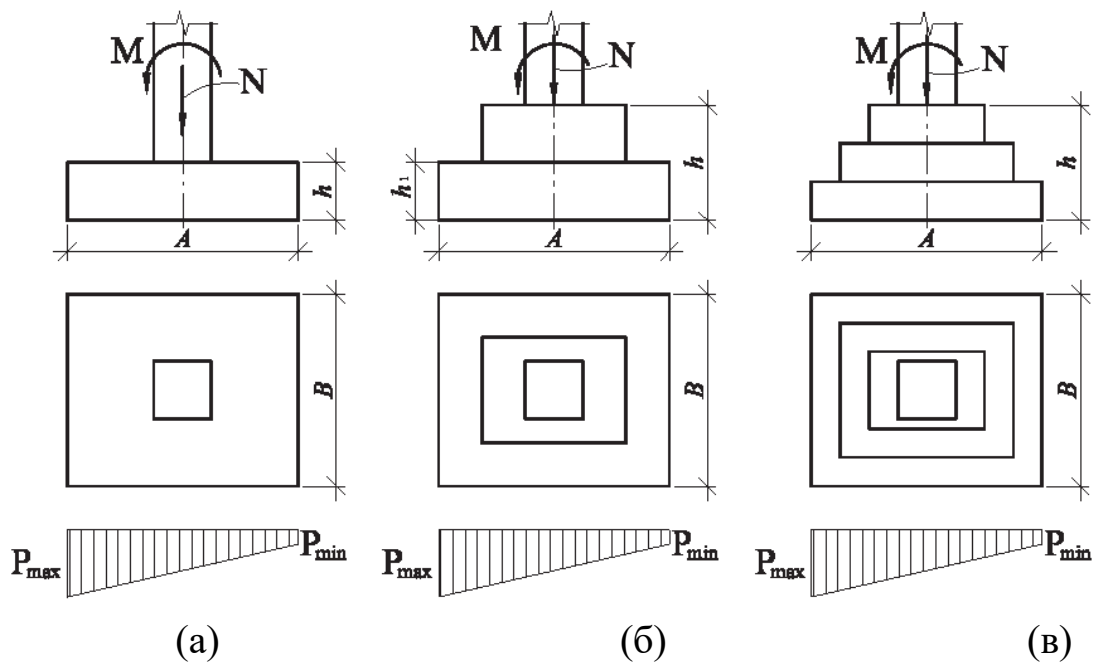


Рис. 31. Плоскі фундаменти та розподіл напружень під ними:

- (а) – центрально навантажений фундамент;
- (б); (в) – позакентрово навантажені фундаменти

5.1. Розрахункова схема

Реактивний тиск ґрунту (напруження під подошвою фундаменту) $p \leq R_0$, визначають за формулами (64) або (65) без урахування власної ваги плити фундаменту.

Форма епюри напружень по площині подошви фундаменту залежить від співвідношення зовнішньої осьової сили та згинального моменту, що передаються на фундамент від колони.

Початкові розміри фундаменту в плані визначають за формулою:

$$F_{\phi} = \frac{N / \gamma_{fm}}{R_0 - d_1 \gamma_{II}}, \quad (64)$$

- де N - розрахункове значення поздовжньої сили в колоні;
- γ_{fm} - середнє значення коефіцієнта надійності за навантаженням;

d_1 - відстань в без підвальних приміщеннях від поверхні ґрунту до подошви фундаменту;
 γ_{II} - середня щільність бетону плити і ґрунту вище подошви фундаменту ($\gamma_{II}=20$ кН/м³);

При центральному навантаженні фундаменту силою N напруження під подошвою фундаменту рівномірно розподільне і дорівнює:

$$p = N / AB, \quad (65)$$

де A і B - довжина і ширина фундаменту.

При наявності, крім зовнішньої поздовжньої сили N , моменту M за умови, що $e = M / N \leq A / 6$, напруження p становитиме:

$$p_{\max}^{\min} = N / AB \pm M / I, \quad (66)$$

або

$$p_{\max}^{\min} = N / AB \pm \frac{6M}{BA^2}, \quad (67)$$

де I - момент інерції площі подошви фундаменту;
 y - відстань від центру ваги подошви фундаменту до точки, в якій обчислюють напруження в ґрунті під фундаментом;
 A - довжина сторони подошви за напрямком дії моменту.

5.2. Контрольні (розрахункові) перерізи, визначення зусиль і послідовність розрахунків

Плити плоского фундаменту розраховують за згинальними моментами, а також на продавлювання плити колоною і продавлювання по контрольним периметрам. Розрахункові перерізи наведено на рис. 32.

При проектуванні фундаментів визначають такі зусилля:

- згинальні моменти в плиті фундаменту в перерізах 1-1, 1.а-1.а, як в консолі від дії реактивного тиску p відносно грані колони (рис. 32).

- поперечні сили $V_{Ed,red}$, які діють в межах контрольних периметрів u_0, u_1 та u_2 (рис. 32).

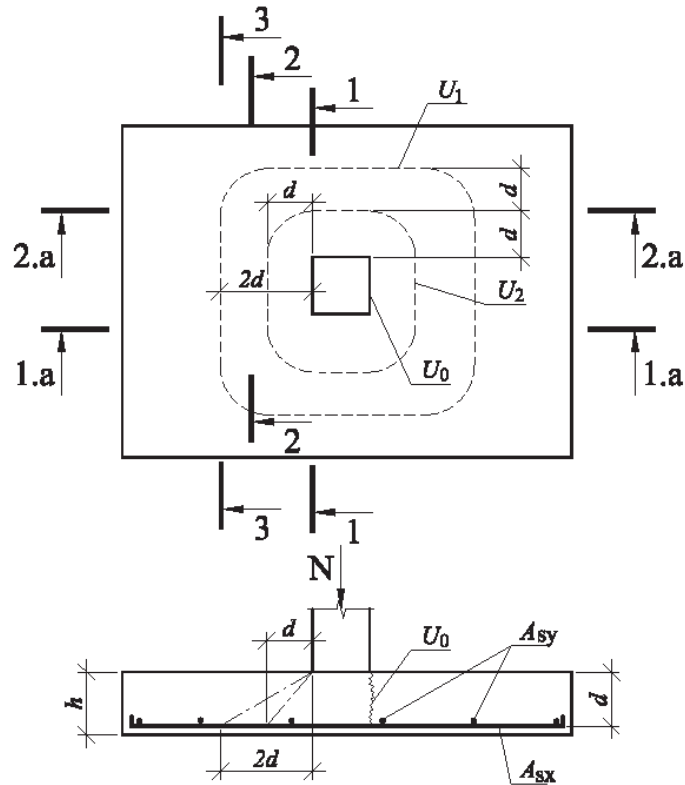


Рис. 32. Критичні (розрахункові) перерізи для розрахунків фундаментів за міцністю:

1-1, 1.а-1.а – перерізи, де визначають площу арматури A_{sx} та A_{sy} ;
 2-2, 2.а-2.а – перерізи при розрахунку плити на продавлювання;
 u_1 та u_2 – контрольні периметри для розрахунку на продавлювання;
 u_0 – периметр для розрахунку на продавлювання плити колоною

Поперечну силу обчислюють з урахуванням дії реактивного тиску ґрунту, без врахуванням власної ваги фундаменту:

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}, \quad (68)$$

де

V_{Ed} - розрахункове значення поперечної сили, що прикладена (поздовжньої сили в колонні N);
 ΔV_{Ed} - зусилля (вертикальна сила) від реактивного тиску ґрунту в межах контрольного периметру, що розглядається.

В загальному випадку, при заданих геометричних розмірах, класі бетону і класі поздовжньої арматури, розрахунок плити фундаменту здійснюється в такій послідовності.

1. Визначення площі поздовжньої арматури плити.

1.1 Визначаються згинальні моменти в перерізах 1-1 і 1а-1а (рис.31) відносно грані колони, як в консолі від дії реактивного тиску ґрунту p .

1.2 За алгоритмом табл.1 послідовно визначається необхідна площа поздовжньої арматури плити у двох взаємно перпендикулярних напрямках.

2. Розрахунок на продавлювання плити колоною.

2.1 Для периметра u_0 за (68) визначають розрахункове значення поперечної сили $V_{Ed,red}$.

2.2 Визначають розрахункове значення напружень зрізу v_{Ed}

$$v_{Ed} = \beta V_{Ed,red} / du_0, \quad (69)$$

де $\beta = 1,0$ – при відсутності згинального моменту;
при наявності згинального моменту M_{Ed} , коефіцієнт β визначається за формулою:

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed,red}} \cdot \frac{u_0}{W_1}, \quad (70)$$

k - коефіцієнт, що визначається в залежності від співвідношення сторін перерізу колони c_1 (уздовж осі в площині дії

згинального моменту), і c_2 (у площині, що перпендикулярна дії згинального моменту) згідно з табл. 9.

Таблиця 9.

Величини коефіцієнту k для прямокутного перерізу

c_1/c_2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
k	0,45	0,60	0,70	0,80

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1c_2 + 4c_2d + 16d^2 + 2\pi dc_1. \quad (71)$$

2.3 Визначають максимальне значення напружень зрізу при продавлюванні за формулою:

$$v_{Rd,max} = 0,5v f_{cd}, \quad (72)$$

де v визначається за (29).

2.4 Порівнюють значення v_{Ed} і $v_{Rd,max}$.

2.4.1 У випадку, якщо

$$v_{Ed} > v_{Rd,max}, \quad (73)$$

необхідно підвищити несучу здатність плити при продавлюванні - змінити розміри плити (збільшити висоту), збільшити клас бетону і виконати нові розрахунки.

2.4.2 У випадку, якщо

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max}, \quad (74)$$

переходять до розрахунку на продавлювання за основним контрольним периметром u_1 (рис.32) за наступним пунктом.

3. Розрахунок на продавлювання плити за основним контрольним периметром.

3.1 Приймається, що основний контрольний периметр u_1 (рис.32) розташований на відстані $2d$ від контуру колони.

3.2 Визначається розрахункове значення поперечної сили $V_{Ed,red}$ за (70).

3.2 Визначається розрахункова величина напружень зрізу v_{Ed} .

3.2.1 При відсутності згинального моменту M_{Ed} величина v_{Ed} визначається за формулою:

$$v_{Ed} = V_{Ed,red} / du_1, \quad (75)$$

3.2.2 При наявності моменту M_{Ed} величина v_{Ed} визначається за формулою:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u_1 d} \left[1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed,red}} W_1 \right], \quad (76)$$

де k - визначається за табл. 9.

W_1 - визначається за (71).

3.3 Визначається розрахункова величина опору зрізу за формулою:

$$v_{Rd} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \geq v_{min}, \quad (77)$$

де $C_{Rd,c}$ і k - визначаються так, як у (21);

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lx}} \leq 0,02, \quad (78)$$

де ρ_{lx} і ρ_{ly} - коефіцієнти армування плити поздовжньою арматурою у двох взаємно перпендикулярних напрямках, які визначаються при ширині плити, що

дорівнює ширині колони у відповідному напрямку
плюс $3d$ у кожний бік;

v_{\min} - визначається за (24).

3.4 Порівнюють значення v_{Ed} за (75) або (76) з v_{Rd} за (77).

3.4.1 У випадку, якщо

$$v_{Ed} > v_{Rd}, \quad (79)$$

необхідно підвищити несучу здатність плити при продавлюванні - змінити розміри плити (збільшити висоту), збільшити клас бетону, або встановити поперечну арматуру і виконати нові розрахунки.

3.4.2 У випадку, якщо

$$v_{Ed} \leq v_{Rd}, \quad (80)$$

несуча здатність фундаментної плити при продавлюванні забезпечена.

5.3. Основні вимоги до конструювання плитних фундаментів

При проектуванні будь-якого типу фундаментів повинні бути виконані такі основні конструктивні вимоги.

1. Під фундаментом (фундаментною плитою) повинна бути передбачена бетонна підготовка з бетону класу C7,5...C10 товщиною 80...100 мм.
2. При агресивному впливі ґрунтових вод на бетон фундаменту виконують спеціальні заходи щодо вибору складу бетону і ізоляції фундаменту.
3. Глибину залягання плитних фундаментів вибирають не меншою глибини промерзання за умови, що вони будуть обпирались на несучі ґрунти з непорушеною структурою.

4. Захисний шар бетону для основної арматури приймається не меншим, ніж:
- 75 мм при відсутності бетонної підготовки;
 - 35...50 мм при наявності бетонної підготовки;
 - 25...50 мм для торців основної арматури.
5. Мінімальна площа розтягнутої арматури становить:

$$A_{s,\min} = 0,026(f_{ctm} / f_{yd})bd \geq 0,0013bd, \text{ мм}^2$$

6. Мінімальний діаметр поздовжньої арматури плити фундаменту має бути не менше 12 мм за умови, що її площа не менша $A_{s,\min}$. Крок арматури – 200...250 мм.
7. Максимальний відсоток армування плити фундаментів в одному напрямку – 4%.
8. При висоті фундаментів 500 мм і більше, для запобігання появі усадкових тріщин, зверху встановлюють горизонтальну арматуру діаметром $\varnothing 8...10$ мм з кроком 250...300 мм в обох напрямках через кожних 350...400 мм по висоті, а також таку арматуру в кожному шарі при пошаровому бетонуванні.
9. При бетонуванні фундаментів шарами товщиною 300...500 мм встановлюють поперечну (вертикальну) арматуру із стержнів $\varnothing 10...12$ мм з кроком 400...500 мм в обох напрямках для підтримки в проєктному положенні горизонтальної додаткової арматури.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Мурашко Л.В., Клімов Ю.А., Козак О.В. Розрахунок та конструювання монолітного залізобетонного ребристого перекриття. К.:КНУБА, 2018 – 131с.
2. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будівель та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Мінрегіонбуд України. К: 2011 -71с. – *чинний з 01.06.2011*
3. ДСТУ Б В.2.6 - 156: 2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. Мінрегіонбуд України. К: 2011 -118с.- *чинний з 01.06.2011*
4. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010 Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1 - 1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004). 2010 -312с - *чинний з 07.01.2014*
5. ДБН В.1.2-14-2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. Мінрегіонбуд України. К: 2009 -30с. - *чинний з 01.01.2019*
6. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. Мінбуд України. К: 2006 – 75с. - *чинний з 01.01.2007*
7. Кріпак В.Д. Основи проектування залізобетонних конструкцій за Європейськими нормами. К.:КНУБА, 2023 – 131с
8. Павліков А.М. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини: Підручник – Полтава, ПолтНТУ, 2017. – 284 с.
9. ДСТУ 3760 - 2019. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. К, Держспожив-стандарт України, 2019– 21с.

ДОДАТКИ

Вихідні данні і зміст проєктування монолітних конструкцій багатоповерхової будівлі з ребристими плитами

А.1 Вихідні дані для проєктування

1. Клас наслідків будівлі і категорія відповідальності конструкцій за [5] відповідно СС1 і В.
2. Розміри будівлі в плані (по осях зовнішніх стін) 20,0x40,0 м.
3. Кількість поверхів – 3.
4. Висота поверхів – 4,2 м.
5. Кількість другорядних балок в прольотах головних балок – 2.
6. Змінне (корисне) навантаження $v = 22,5$ кПа.
7. Розрахунковий опір ґрунтів основи $R_0 = 350$ кПа.
8. Клас бетону плити перекриття - С20/25, арматура плити перекриття А400С за [9].
9. Клас бетону другорядної балки С20/25. Армування балки - окремими (прямими) стержнями з арматури класу А400С за [9].
10. Клас бетону головної балки С20/25, арматура головної балки класу А400С за [9].
11. Клас бетон колони С30/35, поздовжня арматура клони класу А500С за [9].
12. Клас бетону плити фундаменту С20/25, арматура плити фундаменту А500С за [9].

А.2 Склад проєкту

1. *Розробка 2-х варіантів конструктивної схеми монолітного перекриття (один із варіантів затверджується консультантом).*
2. *Статичний розрахунок монолітної плити перекриття:*
 - 2.1. визначення навантажень на плиту;
 - 2.2. визначення зусиль в розрахункових перерізах плити;

- 2.3. визначення робочої арматури плити перекриття.
3. **Конструювання плити перекриття в 2-х варіантах – зварними та в'язаними сітками.**
4. **Розрахунок другорядної балки перекриття:**
 - 4.1. визначення навантажень на другорядну балку;
 - 4.2. визначення зусиль в розрахункових перерізах;
 - 4.3. визначення (розрахунок) поздовжньої робочої арматури в перерізах балки;
 - 4.4. визначення (розрахунок) поперечної арматури в перерізах балки.
5. **Конструювання другорядної балки зварними або в'язаними каркасами (тип армування призначає консультант).**
6. **Розрахунок головної балки перекриття:**
 - 6.1. визначення навантажень на головну балку;
 - 6.2. визначення зусиль в перерізах балки, побудова обвідної епюри;
 - 6.3. визначення (розрахунок) поздовжньої робочої арматури в перерізах балки;
 - 6.4. визначення (розрахунок) поперечної арматури в перерізах балки;
 - 6.5. розрахунок міцності на зріз з'єднання полиці і ребра головної балки;
 - 6.6. побудова обвідної епюри розтягуючих зусиль в поздовжній арматурі головної балки та її анкерування.
7. **Конструювання головної балки зварними або в'язаними каркасами (тип армування призначає консультант).**
8. **Розрахунок колони 1-го поверху будівлі:**
 - 8.1. визначення навантажень на колону;
 - 8.2. визначення зусиль в перерізі колони;
 - 8.3. визначення (розрахунок) поздовжньої і поперечної арматури колони.
9. **Конструювання колони зварними та в'язаними каркасами.**
10. **Розрахунок фундаменту під колону будівлі:**

- 10.1. визначення розмірів підшви фундаментів;
 - 10.2. визначення зусиль в контрольних перерізах фундаменту;
 - 10.3 визначення (розрахунок) площі поздовжньої арматури плити;
 - 10.4 розрахунок на продавлювання плити фундаменту колоною;
- 11. Конструювання фундаменту в 2-х варіантах – зварними та в'язаними сітками.***

Конструктивна схема, розрахунок і конструювання плити перекриття

Б.1. Конструктивна схема перекриття

Прийнято - головні балки розташовані вздовж короткої сторони будівлі по осях 2-6, а другорядні – вздовж будівлі в осях А-Г (рис. Б.1). Кількість прольотів головної балки – 3.

Беручи до уваги кількість другорядних балок в прольотах головної балки, кількість кроків другорядних балок становитиме 9.

Середній розмір кроку другорядних балок в осях А-1 (рис. Б.1):

$$B_m = \frac{20}{9} = 2,22 \text{ м.}$$

Розмір кроку другорядних балок (крім крайніх):

- середніх балок:

$$B_{2...8} = 2,3 \text{ м.}$$

Крайній крок другорядних балок (в осях балок):

$$B_1 = B_0 = (20 - 7 \cdot 2,3) / 2 = 1,95 \text{ м.}$$

Другорядні балки –шестипрольотні, орієнтовна довжина прольоту балки:

$$L_m = 42 / 6 = 7,0 \text{ м.}$$

Остаточні розміри середніх прольотів другорядної балки (в осях) приймаємо $L_2...L_5 = 7,2$ м, розмір крайніх прольотів - $L_{1,6} = 6,6$ м (рис. Б.1).

Різниця між розмірами середнього і крайніх прольотів другорядних балок:

$$\frac{L_2 - L_1}{L_2} \cdot 100\% = \frac{7,2 - 6,6}{7,2} 100\% \approx 8 < 10\%.$$

Орієнтовані розміри поперечного перерізу другорядної балки:

$$d = (1/12...1/20)L_2 = (1/12...1/20)7200 = 600...360 \text{ мм.}$$

Приймаємо $h_{\partial\delta} = 500$ мм.

$$h_{\partial\delta} = d + a = 400 + 60 = 460 \text{ мм}$$

$$b_{\partial\delta} = (1/2 \dots 1/3)h_{\partial\delta} = (1/2 \dots 1/3)500 = 250 \dots 170 \text{ мм.}$$

З урахуванням значної величини змінного навантаження, приймаємо ширину другорядних балок $b_{\partial\delta} = 300$ мм.

Головна балка – трьохпрольотна. Розміри її прольотів узгоджені з кроком другорядних балок та їх кількістю в прольотах головної балки. Беручи до уваги, що всі кроки другорядних балок, крім крайніх, мають бути однакові, середній прольот головних балок становитиме $L_2 = 3 \cdot B = 3 \cdot 2,3 = 6,9$ м.

Крайні прольоти:

$$L_1 = l_1 + 2 \cdot B = 1,95 + 2 \cdot 2,3 = 6,55 \text{ м.}$$

Розміри поперечного перерізу головної балки:

$$d = (1/10 \dots 1/12)L = (1/10 \dots 1/12)6900 = 690 \dots 575 \text{ мм.}$$

Приймаємо висоту головної балки

$$h = d + a = 690 + 85 = 775 \approx 800 \text{ мм.}$$

Орієнтована ширина головної балки:

$$b_{\partial\delta} = (1/2 \dots 1/3)h_{\partial\delta} = (1/2 \dots 1/3)800 = 400 \dots 270 \text{ мм.}$$

Приймаємо - $b_{\partial\delta} = 400$ мм.

Товщину плити попередньо призначаємо в залежності від величини корисного навантаження і розміру прольотів згідно умови:

$$h_{\text{пл}} = (1/25 \dots 1/40)l_k = (1/25 \dots 1/40)2300 = 92 \dots 65,7 \text{ мм.}$$

Приймаємо товщину плити - $h = 90$ мм.

Розміри плити в плані:

$$L_k = 2,3 - 0,3 = 2,0 \text{ м; } L_q = 7,2 - 0,4 = 6,8 \text{ м.}$$

Так як відношення $L_q / L_k = 6,8 / 2 = 3,4 > 3$, то плита за статичною схемою класифікується як «балочна», тобто як така, що працює переважно в одному, короткому напрямку.

Величину обпирання елементів перекриття на цегляні стіни приймаємо з урахуванням розмірів цегли: плита обпирається на 120 мм, другорядна балка – на 250 мм, головна балка (з

урахуванням наявності пілястри) обпирається на 640 мм (рис. Б.1 та рис. Б.2).

Під опорою головної балки влаштовують залізобетонну подушку товщиною 140 мм з розмірами в плані 640х640 мм.

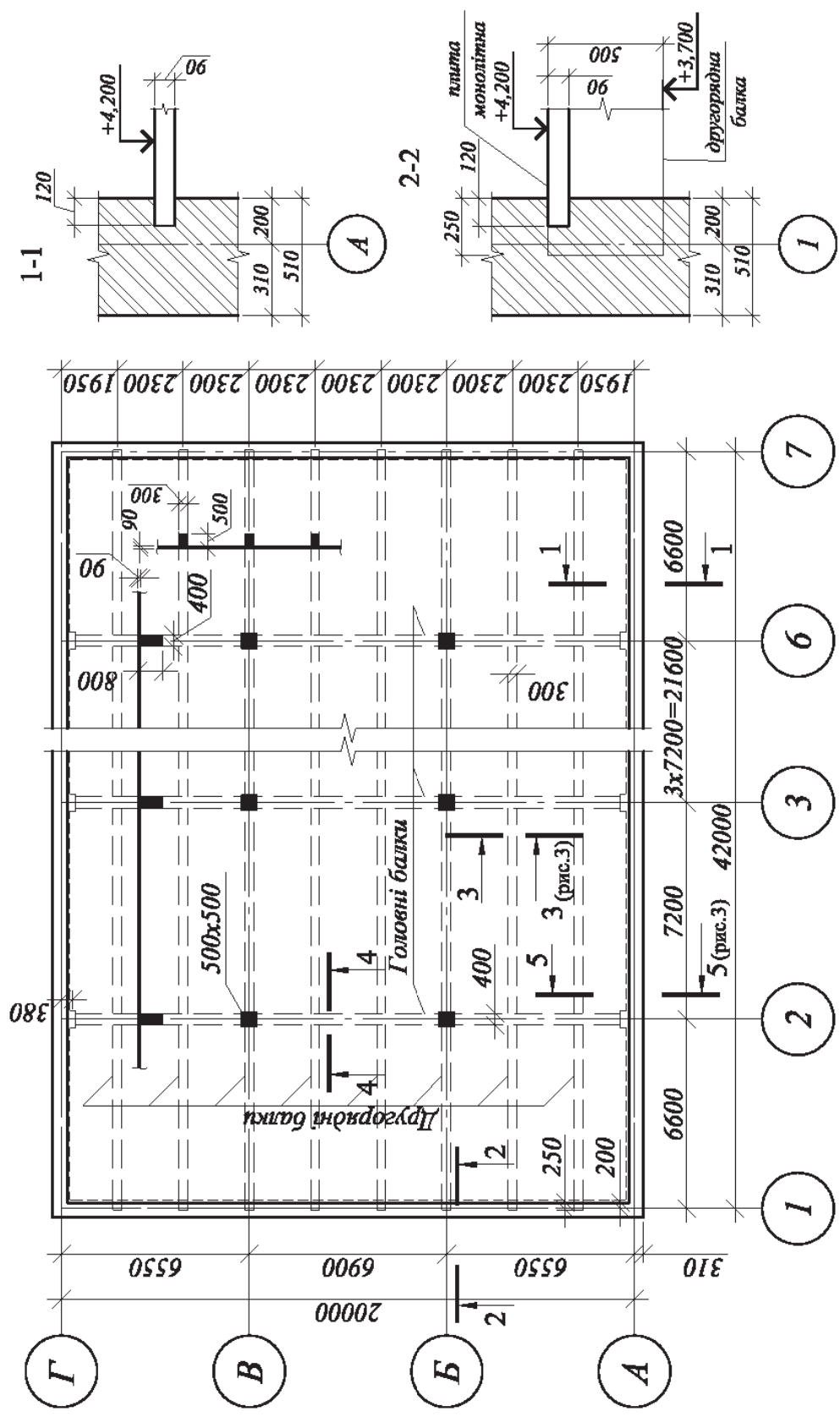


Рис. Б.1.1. Конструктивна схема перекриття

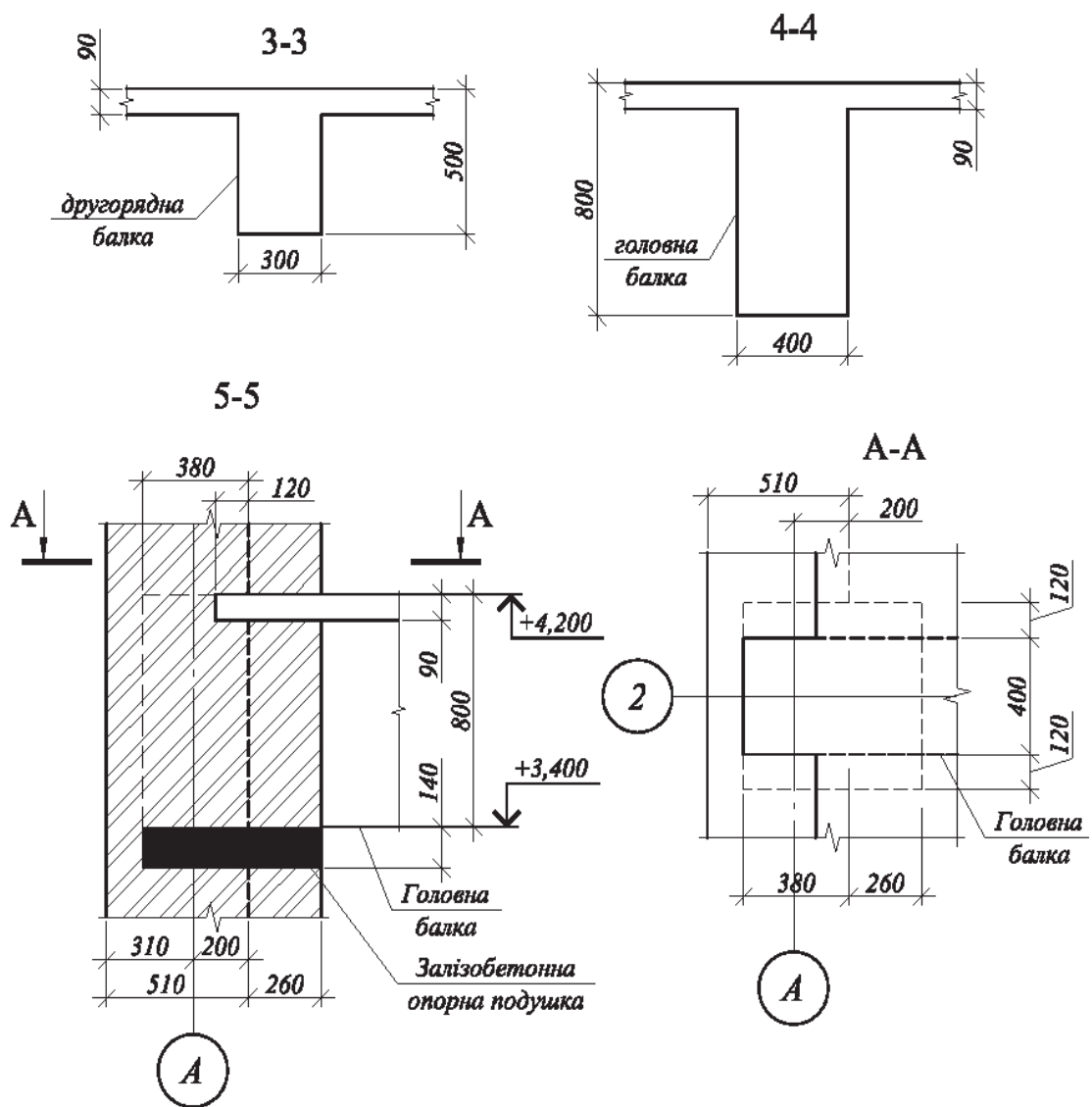


Рис. Б.2. Перерізи 3-3...5-5 (рис. Б.1)

Б.2. Розрахунок і конструювання плити перекриття

Розраховуємо за міцністю плиту монолітного ребристого перекриття товщиною 90 мм, конструктивна схема якого наведена на рис. Б.1.

Згідно з завданням – коефіцієнт надійності за відповідальністю $\gamma_n = 0,95$, клас бетону плити С20/25 ($f_{cd} = 14,5$ МПа; $f_{ck} = 20$ МПа), армування плити - окремими стержнями арматури класу А400С за [9].

При співвідношенні $L_q / L_k = 6,8 / 2 = 3,4 > 3$ за статичною схемою плита класифікується як така, що працює в одному (короткому) напрямку. Розрахункова ширина плит прийнята шириною 1 м.

Таблиця Б.1

Навантаження на 1 м² плити

Види навантажень	Характеристичне навантаження, кПа при $\gamma_f = 1$	Коефіцієнт γ_f	Розрахункове навантаження, кПа при $\gamma_f > 1$
А. Постійне			
1. Асфальтова підлога: $t = 50$ мм $t \cdot 1 \cdot \rho \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_n =$ $= 0,05 \cdot 1 \cdot 2,0 \cdot 9,81 \cdot 0,95$	0,93	1,3	1,21
2. Власна вага плити: $t = 90$ мм $t \cdot 1 \cdot \rho \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_n =$ $= 0,09 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 0,95$	2,1	1,1	2,31
Всього по п. 1, 2	3,03		3,52
Б. Змінне короткочасне навантаження $v \cdot \gamma_n = 22,5 \cdot 0,95$	21,37	1,2	25,65
Разом:			29,17

Конструктивна та розрахункова схеми плити наведені на рис. Б.3.

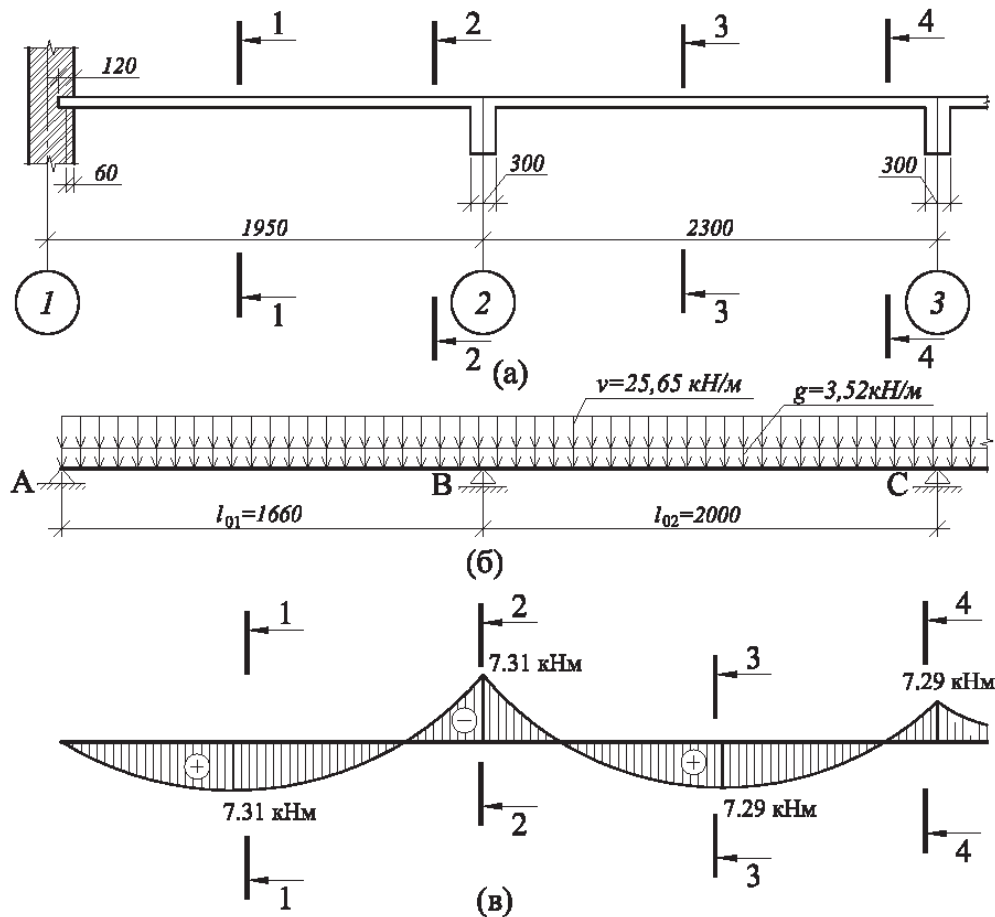


Рис. Б.3. Конструктивна (а) та розрахункова (б) схеми «балочної плити», епюра моментів (в)

Розрахункові прольоти плити:

- середній проліт – відстань між гранями другорядних балок:

$$l_{02} = l_2 - b = 2300 - 300 = 2000 \text{ мм};$$

- крайні прольоти

$$l_{01} = l_1 - \frac{b}{2} - 200 + \frac{c}{2} = 1950 - \frac{300}{2} - 200 + \frac{120}{2} = 1660 \text{ мм};$$

Повне розрахункове навантаження (табл. Б.1):

$$q = g + v = 3,52 + 25,65 = 29,17 \text{ кН/м};$$

Зусилля в розрахункових перерізах:

- в крайніх прольотах (переріз 1-1):

$$M_{1-1} = \frac{q \cdot l_{01}^2}{11} = \frac{29,17 \cdot 1,66^2}{11} = 7,31 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

- на грані першої проміжної опори (переріз 2-2):

$$M_B = \frac{q \cdot l_{01}^2}{11} = \frac{29,17 \cdot 1,66^2}{11} = 7,31 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

- у середніх прольотах і на гранях середніх опор (переріз 3-3, 4-4 і ін.):

$$M_{3-3} = M_C = \pm \frac{q \cdot l_{02}^2}{16} = \frac{29,17 \cdot 2,00^2}{16} = 7,29 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Епюра моментів в плиті наведена на рис. Б.3, в.

Попередньо прийняту товщину плити уточнюємо за найбільшим згинальним моментом $M_B = 7,31 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Робоча висота поперечного перерізу плити при оптимальному значенні $\alpha_m = 0,135$:

$$d = \sqrt{\frac{M_B}{\alpha_m \cdot f_{cd} \cdot b}} = \sqrt{\frac{7,31 \cdot 10^6}{0,135 \cdot 14,5 \cdot 1000}} = 61,1 \text{ мм}.$$

Необхідна висота плити при захисному шарі бетону 15 мм та передбаченому діаметрі робочої арматури 10 мм: $a = 15 + \frac{10}{2} = 20$ мм; $h = d + a = 61,1 + 20 = 81,1$ мм. Приймаємо висоту плити - $h = 90$ мм.

Робоча висота плити - $d = h - a = 90 - 20 = 70$ мм.

Розрахунок площі арматури в перерізах виконано за алгоритмом табл. 1, як для прямокутного перерізу з одиничною арматурою шириною 1000 мм і робочою висотою $d = 70$ мм. Результати розрахунків зведені у табл. Б.2.

Схема армування плити окремими стержнями наведена на рис. Б.4.

Приклади варіантів армування балочних плит зварними сітками наведені на рис. Б.5 та рис. Б.6.

Таблиця Б.2

Результати обчислення арматури в перерізах

Пере-різ	М, кН·м	$d = h - a$, мм	b , мм	$\alpha_m = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$	ζ	$A_s = \frac{M}{f_{yd} \cdot \zeta \cdot d}$, мм ²	Прийнята арматура на 1 м ширини плити
<i>Армування плити в'язаними сітками в I-й смугі</i>							
1-1	7,31			$\frac{7,31 \cdot 10^6}{1000 \cdot 70^2 \cdot 14,5} = 0,103$	0,946	$\frac{7,31 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,946 \cdot 70} = 302,44$	6Ø8A400С-302 мм ²
2-2	10,61	$d = 90 - 20 = 70$	1000	$\frac{7,31 \cdot 10^6}{1000 \cdot 70^2 \cdot 14,5} = 0,103$	0,946	$\frac{7,31 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,946 \cdot 70} = 302,44$	6Ø8A400С-302 мм ²
3-3	7,29			$\frac{7,29 \cdot 10^6}{1000 \cdot 70^2 \cdot 14,5} = 0,103$	0,946	$\frac{7,29 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,946 \cdot 70} = 301,6$	6Ø8A400С-302 мм ²

Примітки:

1. При армуванні плоскими зварними сітками площа робочої арматури класу А400С не зміниться.
2. Послідовність визначення армування смуги II аналогічна послідовності в наведеному прикладі.
3. При армуванні зварними рулонними сітками з поздовжньою арматурою класу Вр-I розрахунковий опір приймається: для діаметрів 5 мм - $f_{yd} = 360 \text{ МПа}$; для діаметрів 4 мм - $f_{yd} = 365 \text{ МПа}$.
4. Переріз опорної арматури плит уточнюють після розрахунку на зріз місця з'єднання плит з ребром балки (п. 4.б).

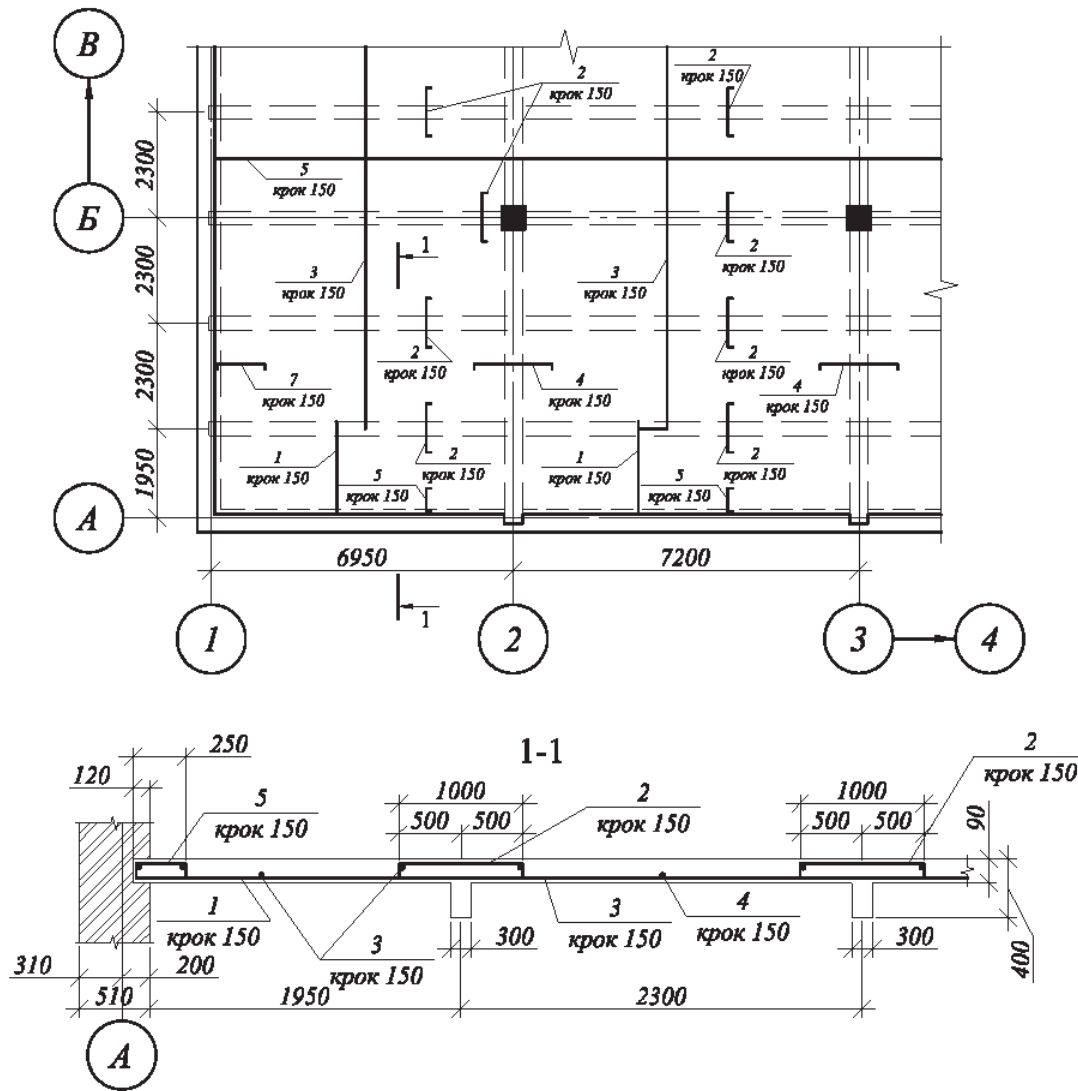


Рис. Б.4. Армування плити окремими стержнями (до прикладу):
 поз. 1 - $\emptyset 8A400C$; поз. 2 - $\emptyset 8A400C$; поз. 3, 4 - $\emptyset 8A400C$;
 поз. 7 - $\emptyset 6A400C$; розподільча арматура поз. 5 - $\emptyset 6A400C$

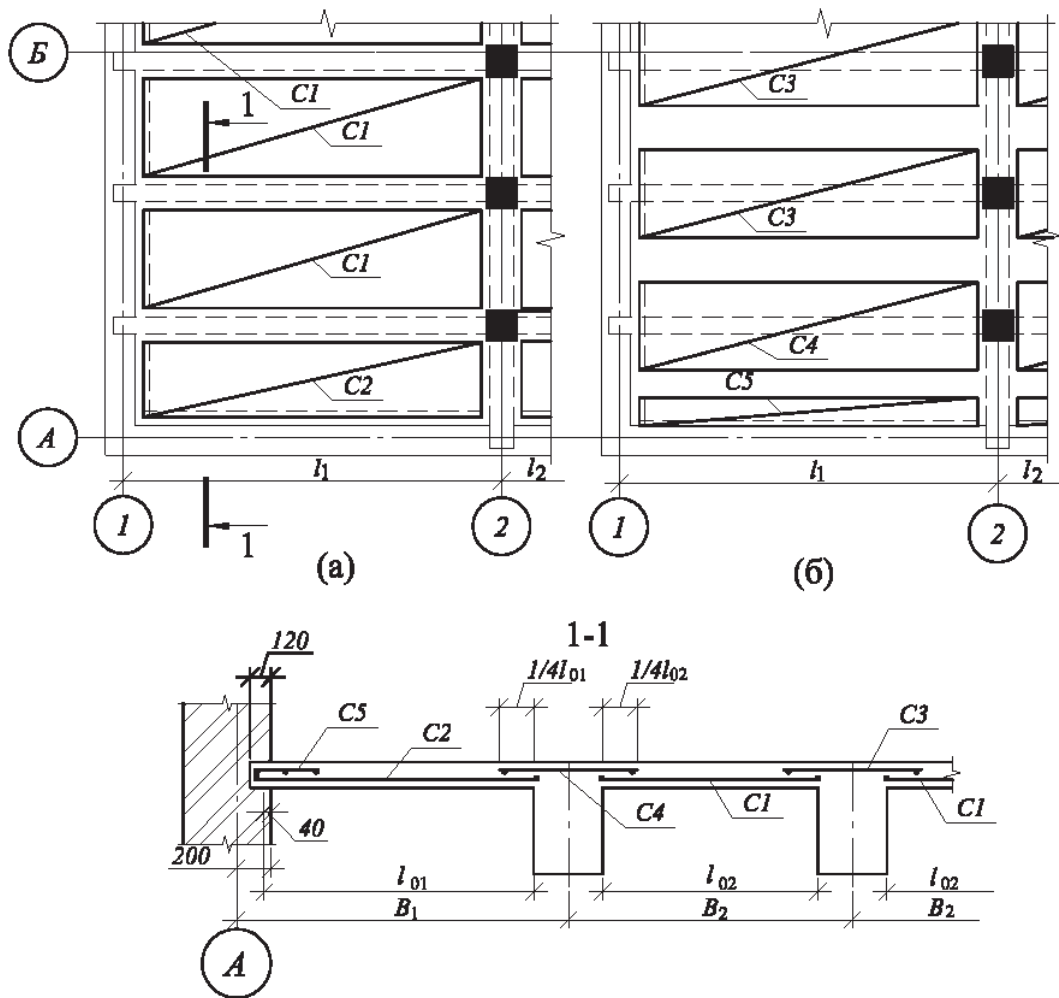


Рис. Б.5. Принципова схема армування плити плоскими зварними сітками із поперечною робочою арматурою: (а) та (б) – відповідно прольотні (C1, C2) та опорні (C3...C5) сітки

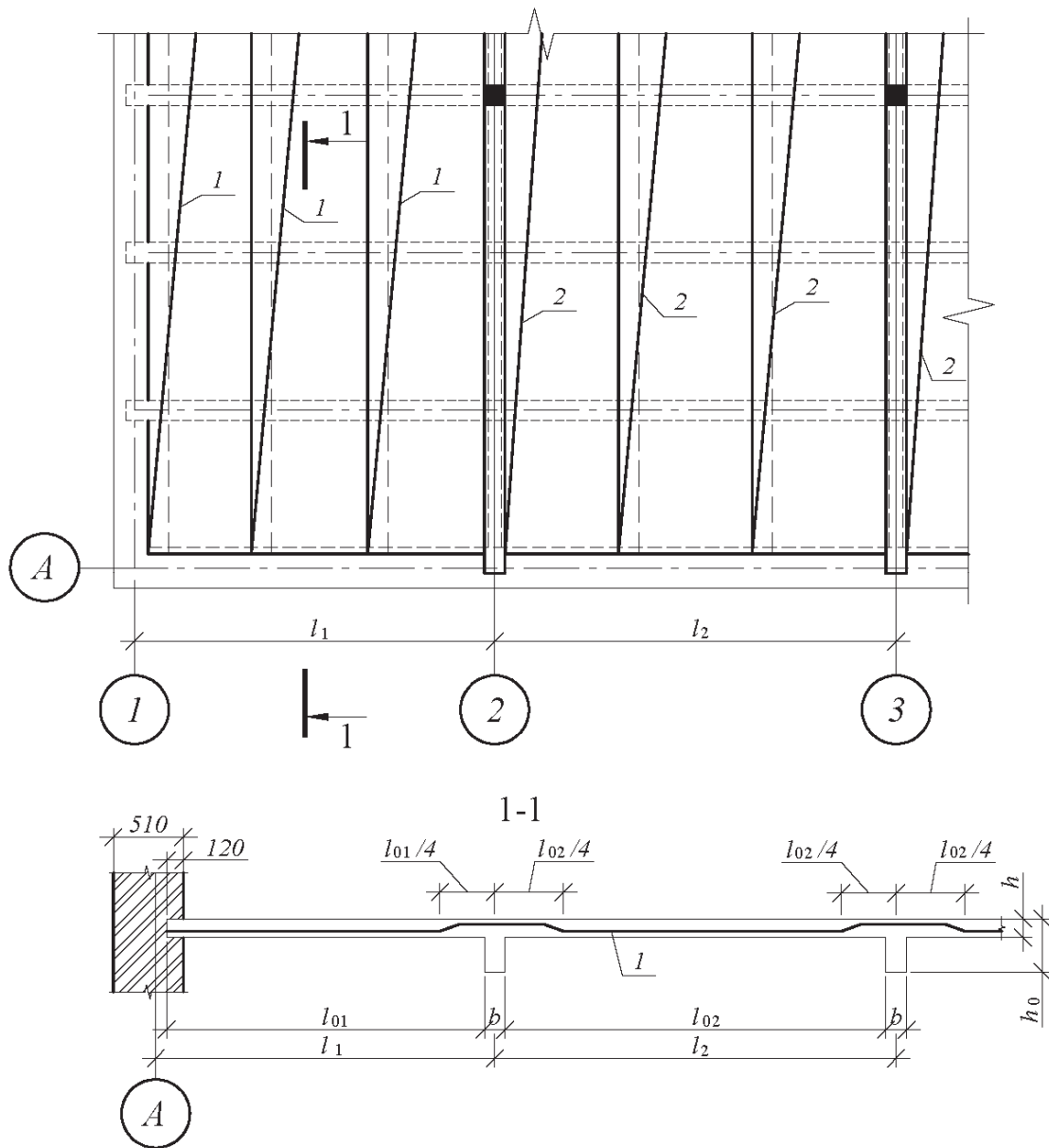


Рис. Б.6. Принципова схема армування плити зварними рулонними сітками

Конструктивна схема, розрахунок і конструювання другорядної балки перекриття

В.1. Конструктивна схема другорядної балки перекриття

Розраховуємо другорядну балку перекриття, схема якого наведена на рис.Б.1. Змінне короткочасне навантаження $v = 22,5$ кПа. Бетон класу С20/25 ($f_{cd} = 14,5$ МПа; $f_{ck} = 20$ МПа). Армування балки - окремими (прямими) стержнями із арматури класу А400С за [9].

В.1.1. Вибір конструктивної, розрахункової схем другорядної балки та обчислення навантаження

Конструктивна та розрахункова схеми другорядної балки наведені на рис. В.1.

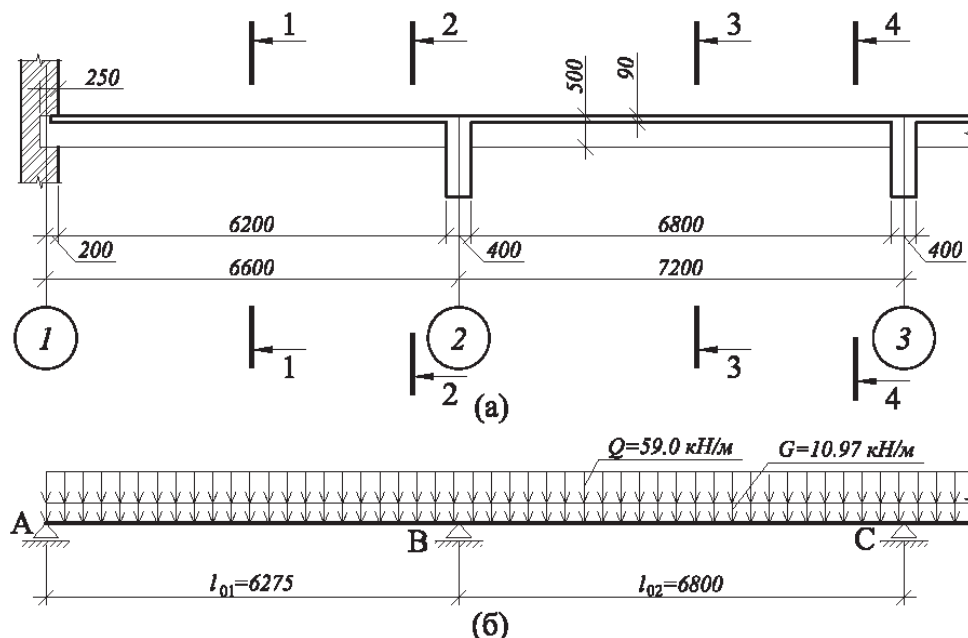


Рис. В.1. Конструктивна (а) та розрахункова (б) схеми
другорядної балки

Розрахункові прольоти другорядної балки:

$$l_{01} = 6600 - 200 - \frac{400}{2} + 75 = 6275 \text{ мм.}$$

$$l_{02} = 7200 - 200 - \frac{400}{2} = 6800 \text{ мм.}$$

Навантаження на балку та зусилля в перерізах:

- від ваги плити перекриття та підлоги (табл. Б.1) при відстані між другорядними балками 2300 мм (рис.Б.1):

$$q_1 = q \cdot l = 3,52 \cdot 2,3 = 8,1 \text{ кН/м;}$$

- від ваги ребра балки:

$$q_2 = (h_{\text{д.б.}} - h_f) \cdot b_{\text{д.б.}} \cdot \rho \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = (0,5 - 0,09) \cdot 0,3 \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 0,95 = 2,87 \text{ кН/м;}$$

- від змінного короткочасного навантаження (табл. Б.1):

$$Q = v \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot B = 22,5 \cdot 0,95 \cdot 1,2 \cdot 2,3 = 59,00 \text{ кН/м;}$$

- постійне навантаження:

$$G = q_1 + q_2 = 8,1 + 2,87 = 10,97 \text{ кН/м;}$$

- повне навантаження:

$$q = G + Q = 10,97 + 59,0 = 69,97 \text{ кН/м.}$$

В.2. Визначення зусиль і побудова обвідної епюри моментів другорядної балки

Максимальні зусилля в розрахункових перерізах:

- в першому прольоті (переріз 1-1):

$$M_1 = \frac{q \cdot l_{01}^2}{11} = \frac{69,97 \cdot 6,275^2}{11} = 250,47 \text{ кНм;}$$

- на першій проміжній опорі (переріз 2-2):

$$M_B = \frac{q \cdot l_{02}^2}{14} = \frac{69,97 \cdot 6,275^2}{14} = 196,79 \text{ кНм;}$$

- на проміжних опорах та в середині другого і інших прольотів (перерізи 3-3, 4-4 та ін.):

$$M_c = M_{11} = \frac{q \cdot l_{02}^2}{16} = \frac{69,97 \cdot 6,8^2}{16} = 202,21 \text{ кНм.}$$

Ординати обвідної епюри згинальних моментів визначені в перерізах через $0,2l_0$. За табл. К.1 додатку К при співвідношенні

$$\frac{Q}{G} = \frac{59}{10,92} = 5,4 \approx 5 \text{ (табл. В.1), коефіцієнт } \beta \text{ в формулі}$$

$$M_{\max} = \pm \beta (G + Q) l^2,$$

приймаємо як для співвідношення $\frac{Q}{G} = 5$

Таблиця В.1

Обчислення ординат обвідної епюри моментів

Номер прольоту	Номер перерізу	Відстань від лівої опори через $0,2l$	Коефіцієнти		$q \cdot l_0^2$	Розрахункові моменти обвідної епюри, кН·м	
			$+\beta$	$-\beta$		M_{\max}	M_{\min}
I	1	0,2	0,065		$69,97 \cdot 6,275^2 = 2755,1$	179,08	
	2	0,4	0,090			247,9	
	2'	0,425	0,091			250,71	
	3	0,6	0,075			206,6	
	4	0,8	0,02			55,1	
	5	1,0		0,0715			
II	6	0,2	0,018	0,04	$69,97 \cdot 6,8^2 = 3235,4$	58,22	-129,42
	7	0,4	0,058	0,024		187,65	-77,65
	7'	0,5	0,0625			202,21	
	8	0,6	0,058	0,021		187,65	-67,94
	9	0,8	0,018	0,034		58,24	-110
	10	1,0		0,0625			

Нульові точки епюри M_{\max} при $\frac{v}{g} = 5,0$ для прольотів:

- крайніх $0,15l_{01} = 0,15 \cdot 6,275 = 941$ мм;

- середніх $0,15l_{02} = 0,15 \cdot 6,8 = 1020$ мм.

Нульові точки епюри від'ємних моментів у прольотах:

- крайніх $0,167l_{01} = 0,167 \cdot 6,275 = 1048$ мм.

Ординати епюри поперечних сил:

$$Q_A = 0,4 \cdot Q \cdot l_{01} = 0,4 \cdot 69,97 \cdot 6,275 = 175,62 \text{ кН,}$$

$$Q_B^I = 0,6 \cdot Q \cdot l_{01} = 0,6 \cdot 69,97 \cdot 6,275 = 263,4 \text{ кН;}$$

$$Q_B^{np} = 0,5 \cdot Q \cdot l_{02} = 0,5 \cdot 69,97 \cdot 6,8 = 237,9 \text{ кН;}$$

$$Q_C^l = Q_C^{np} = \pm 0,5 \cdot Q \cdot l_{02} = \pm 0,5 \cdot 69,97 \cdot 6,8 = 237,9 \text{ кН.}$$

Обвідна епюра моментів за результатами наведених вище розрахунків наведена на рис.В.2.

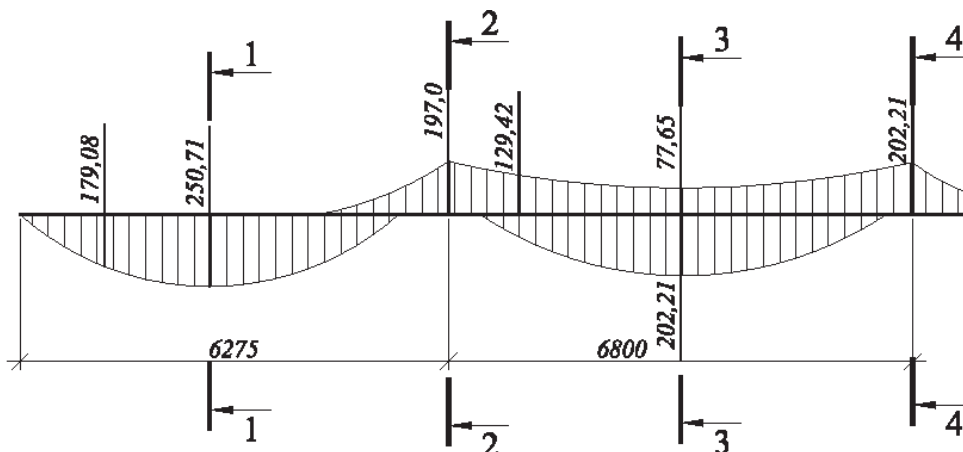


Рис. В.2. Обвідна епюра моментів для другорядної балки

Всі прольотні таврові перерізи, в яких моменти позитивні, розглядаються як прямокутні шириною $b = b_{eff}$ з одиночним армуванням.

При розрахунку на негативний момент, опорні перерізи і переріз 3-3 розглядаються як прямокутні шириною $b_w = 300$ мм.

В.3. Розрахунок поздовжньої арматури у перерізах другорядної балки

В прольотах балку армують окремими стержнями. Поздовжні стержні – з арматури класу А400С; $f_{yd} = 365$ МПа.

Початкову величину робочої висоти перерізів визначаємо при армуванні стержнями $\varnothing 20$ мм та при розмірах балки $h = 500$ мм, $b = 300$ мм.

При розташуванні робочих стержнів в опорних перерізах в один ряд:

Захисний шар бетону

$$a = \varnothing + 10 = 20 + 10 = 30 \text{ мм.}$$

Відстань від центру ваги. арматури до низу балки

$$c = a + \varnothing/2 = 30 + 25/2 = 42,5 \text{ мм.}$$

$$d = 500 - 72,5 = 429,5 \text{ мм.}$$

Приймаємо робочу висоту - $d = 450$ мм.

При розташуванні робочих стержнів $\varnothing 25$ в один ряд:

$$d = 500 - (25 + 10 + 25/2) = 500 - 37,5 = 462,5 \text{ мм.}$$

Приймаємо $d = 450$ мм.

Розрахункову ширину полиць b_{eff} для перших двох прольотів другорядної балки (рис. В.2) визначають у відповідності за табл.В.2.

Таблиця В.2

Визначення величин ширини полиць

Пара-метри	1-й прольот	2-й прольот
l_{pi} $b_1 = b_2$	$b_1 = (B - b_w) / 2 =$ $= (2300 - 300) / 2 = 1000 \text{ мм}$	$b_1 = (B - b_w) / 2 =$ $= (2300 - 300) / 2 = 1000 \text{ мм}$
l_{oi}	$0,85l_{o1} = 0,85 \cdot 6275 = 5334 \text{ мм}$	$0,7l_{o2} = 0,7 \cdot 800 = 4760$
b_{eff_1}	$(0,2b_1 + 0,1l_{o1}) =$ $= 0,2 \cdot 1000 + 0,1 \cdot 5334 =$ $= 733,4 < 0,2l_{o1} = 0,2 \cdot 4334 =$ $= 1006 \text{ мм}$	$(0,2b + 0,1l_o) =$ $= 0,2 \cdot 1000 + 0,1 \cdot 4760 =$ $= 676 < 0,2l_{o1} = 0,2 \cdot 476 =$ $= 942 \text{ мм}$
b_{eff}	$b_w + 2b_{eff_1} =$ $= 300 + 2 \cdot 733,4 = 1766 \text{ мм}$	$b_w + 2b_{eff_1} =$ $= 300 + 2 \cdot 676 = 1652 \text{ мм}$

Перевіряємо умову $M < M_f$

$$\begin{aligned} M_f &= b_{eff} \cdot h_f \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,5h_f) = \\ &= 1766 \cdot 90 \cdot 14,5 \cdot (450 - 0,5 \cdot 90) = \\ &= 933,38 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} \geq 250,71 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Так як $M_f > M$, то $x < h_f$, перерізи 1-1 та 3-3 розраховують як прямокутні шириною $b = b_{eff}$.

Обчислення площі арматури ведемо за алгоритмом табл. 1. Результати розрахунків зведені в табл. В.3.

Верхню арматуру в перерізі 3-3 обчислено при від'ємному моменті $M = -77,65 \text{ кН} \cdot \text{м}$ при робочій висоті перерізу :

$$d = 500 - (\emptyset + 10 + \emptyset/2) = 500 - (20 + 10 + 20/2) = 460 \text{ мм}.$$

Таблиця В.3

Обчислення площі арматури в перерізах балки

Переріз	M, кН·м	d = h - a, мм	b _{eff} , мм	$\alpha_m = \frac{M}{b_{eff} \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$	ζ	$A_s = \frac{M}{f_{yd} \cdot \zeta \cdot d}$, мм ²	Армування	A _{s,роб.} , мм ²
Армування в'язаними (лінійними) стержнями (рис. 34)								
1-1	В	-	-	-	-	-	2Ø12A400C	157,8
	Н	250,71	1766	$\frac{250,71 \cdot 10^6}{1766 \cdot 450^2 \cdot 14,5} = 0,051$	0,962	$\frac{250,71 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,95 \cdot 450} = 1600,7$	2Ø25A400C+ +2Ø22A400C	1858,9
2-2	В	450	300	$\frac{197 \cdot 10^6}{300 \cdot 450^2 \cdot 14,5} = 0,224$	0,867	$\frac{197 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,867 \cdot 450} = 1386,6$	4Ø22A400C	1520
	Н	-	-	-	-	-	2Ø25A400C	1230,9
3-3	В	460	300	$\frac{77,65 \cdot 10^6}{300 \cdot 460^2 \cdot 14,5} = 0,084$	0,956	$\frac{77,65 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,95 \cdot 460} = 483,7$	2Ø18A400C	509,0
	Н	202,21	1652	$\frac{202,21 \cdot 10^6}{1652 \cdot 460^2 \cdot 14,5} = 0,04$	0,980	$\frac{202,21 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,95 \cdot 460} = 1267,73$	4Ø22A400C	1520,4
4-4	В	450	300	$\frac{22,21 \cdot 10^6}{300 \cdot 450^2 \cdot 14,5} = 0,229$	0,867	$\frac{202,21 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,867 \cdot 450} = 1420$	4Ø22A400C	1520,0
	Н	-	-	-	-	-	2Ø22A400C	760,0

Примітки: 1. При армуванні каркасами з арматурою в двох рівнях зміниться корисна висота d. 2. Позначення: В – верхня арматура; Н – нижня арматура. 3. При $\zeta > 0,95$ приймається $\zeta = 0,95$. 4. Беручи до уваги запас прийнятої арматури величину захисного шару можна збільшити до 45 мм без повторного розрахунку перерізів.

В.4. Розрахунок поперечної арматури у другорядній балці

Розрахунок площі тільки вертикальної поперечної арматури у вигляді хомутів виконують у відповідності при таких вихідних даних (розділи В.1, В.2) :

$Q_{max}^B \approx V_{max}^B = 263,4 \text{ кН}$; переріз ребра балки $b_w \times h = 300 \times 500 \text{ мм}$; бетон класу С20/25 ($f_{ck} = 20 \text{ МПа}$, $f_{cd} = 14,5 \text{ МПа}$); поперечна арматура – із стержнів класу А400С ($f_{ywd} = 285 \text{ МПа}$); $A_{s1} = 982 \text{ мм}^2$ (2Ø22А400С).

Перевіряємо необхідність встановлення розрахункової поперечної арматури.

$$d = 500 - 50 = 450 \text{ мм};$$

$$V_{Rd.c} = (C_{Rd.c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$$

$$k = \sqrt{1 + 200/d} = 1 + \sqrt{200/450} = 1,66 \leq [2,0]$$

Приймаємо: $k = 1,66$; $\sigma_{cp} = 0$; $k_1 = 0$

$$V_{Rd.c} = (0,18/1,5) \cdot 1,66 \cdot (100 \cdot 0,0073 \cdot 20)^{1/3} \cdot 300 \cdot 450 = 61695 \text{ кН} = 61,695 \text{ кН}$$

Оскільки $V_{Ed} = 263,4 \text{ кН} > V_{Rd.c} = 61,695 \text{ кН}$, необхідно встановлення розрахункової поперечної арматури.

Коефіцієнт v :

$$v = 0,6 \left[1 - \left(\frac{f_{ck}}{250} \right) \right] = 0,6 \left[1 - \left(\frac{20}{250} \right) \right] = 0,522 < 0,6$$

Максимальна поперечної сили, яку може сприйняти елемент, з умови руйнування умовних стиснутих елементів розраховується при $\cot \theta = 2,5$; $tg = 0,4$; $\cot^2 \theta = 6,25$:

$$V_{Rd,max} = v f_{cd} \left(\frac{\cot \theta + \operatorname{tg} \theta}{1 + \cot^2 \theta} \right) = 0,552 \cdot 14,5 \left(\frac{2,5 + 0,4}{1 + 6,25} \right) \cdot 300 \cdot 450 = 432000 \text{ H}$$

=432 кН;

Оскільки при значенні $\cot \theta = 2,5$ -

$V_{Rd,max} = 432 > V_{Ed} = 264,4$ кН, то площу поперечної вертикальної арматури, при попередньо призначеному її кроці $s_w = 150$ мм, визначаємо за:

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot s_w}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} = \frac{264,3 \cdot 10^3 \cdot 150}{0,9 \cdot 450 \cdot 285 \cdot 2,5} = 136,88 \text{ мм}^2;$$

Приймаємо 4Ø8A400С з кроком $s_w = 150$ мм ($A_{sw} = 150 > 136,88$ мм²) в кожній 1/3 довжині прольоту.

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s_w} = \frac{201}{(300 \cdot 150)} = 0,0045 > \rho_{w,min} = 0,0009.$$

Схема армування балки наведена на рис. В.3.

Для зменшення діаметру поперечних стержнів користуються комбінацією відігнутих (похилих) стержнів з вертикальною поперечною арматурою (рис. 19, 20).

Розрахунок ведемо за умови, що A_{sw} сприймає не менше $0,5 V_{Ed}$.

$$V_{Rd.s} = 0,5 V_{Ed} = 0,5 \cdot 263,4 = 131,7 \text{ кН.}$$

$$A_{sw} = \frac{V_{Rd.s} \cdot s_w}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cot \theta} = \frac{131,7 \cdot 200}{0,9 \cdot 450 \cdot 285 \cdot 2,5} = 91,3 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо 4Ø6A400С з кроком 200 мм, $A_{sw} = 4 \cdot 28,3 = 113$ мм².

Встановлюємо, яку величину $V_{Rd.s}$, яку можуть сприйняти 4Ø6A400C:

$$V_{Rd.s} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot 0,9 \cdot d \cot \theta}{s_w} = \frac{113 \cdot 285 \cdot 0,9 \cdot 450 \cdot 2,5}{200} = 163037H =$$

$$= 163,037кН$$

Зусилля, що передається на відігнуту арматуру

$$V_{Ed.inc} = V_{Ed} - V_{Rd.s} = 263,4 - 163,037 = 100,363 \text{ кН.}$$

$$A_{sw.inc} = \frac{V_{Ed.inc} \cdot s_w.inc}{z f_{ywd} \sin \alpha (\cot \alpha + \cot \theta)} =$$

$$= \frac{100,363 \cdot 10^3 \cdot 450}{0,9 \cdot 450 \cdot 285 \cdot 0,707(1 + 2,5)} = 158,12 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо «утки» з 2Ø12A400C - $A_{sw.inc} = 226,08 \text{ мм}^2$;

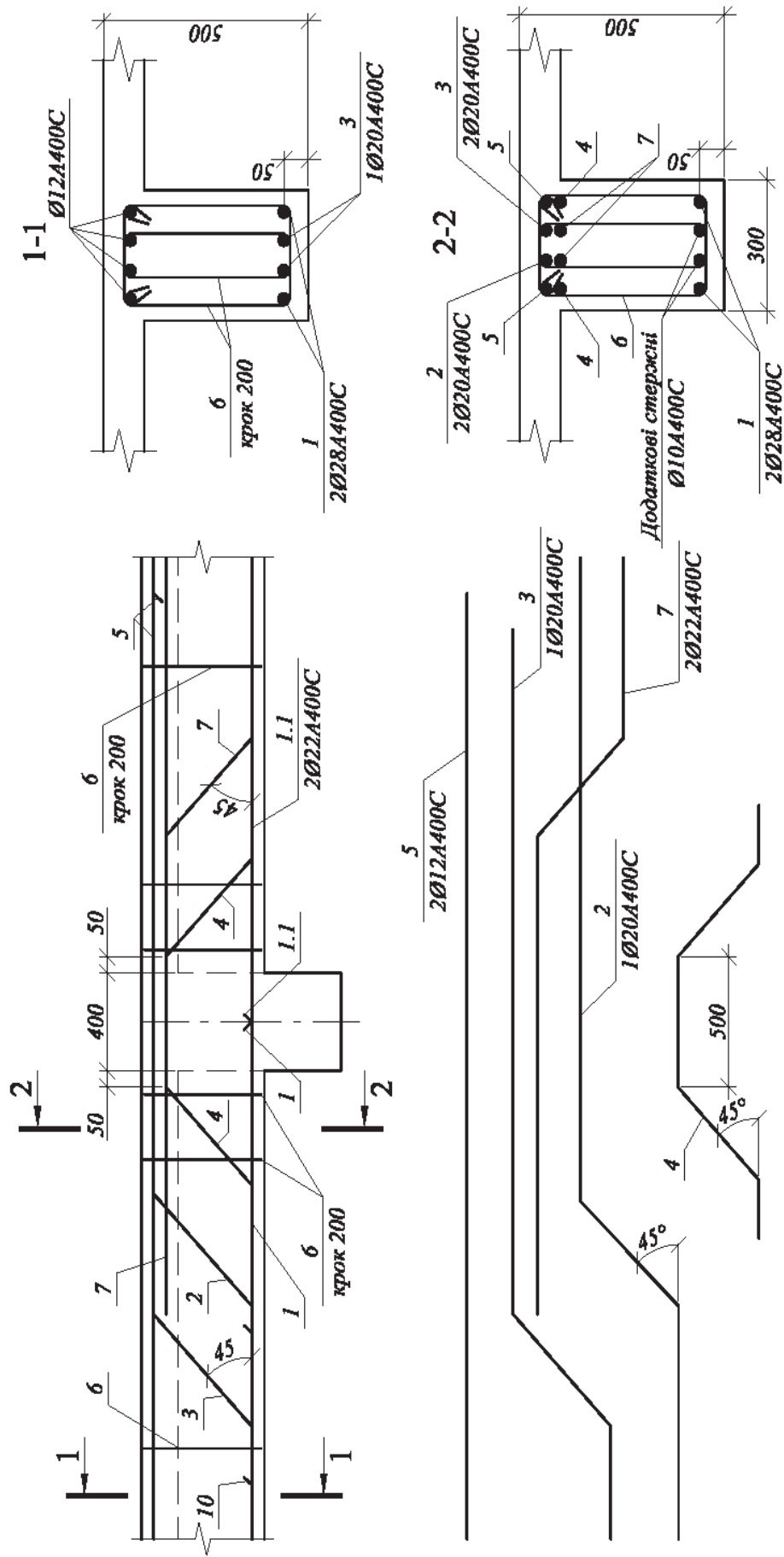


Рис. В.3. Приклад армування проміжної опори другорядної балки поперечною вертикальною і відігнутою (похилою) арматурою: поз.1 та 8 – прольотна арматура, що не відгинається; поз.2 та 3 – прольотні стержні, які відгинаються з лівого прольоту на опору

Конструктивна схема, розрахунок і конструювання головної балки перекриття

Г.1. Конструктивна схема головної балки перекриття

Розраховуємо головну балку перекриття, схема якого наведена на рис. Б.1. Змінне короткочасне навантаження $\nu = 22,5$ кПа. Бетон класу С20/25 ($f_{cd} = 14,5$ МПа; $f_{ck} = 20$ МПа).

Арматура балки - класу А400С ($f_{yd} = 365$ МПа.; $f_{ywd} = 285$ МПа).

Розміри перерізів головної балки: $h = 800$ мм, $b_w = 400$ мм, $h_f = 90$ мм, відстань між осями балок $L_1 = 6,55$; $L_2 = 6,90$ м.

Товщина плити (полиці) – 90 мм.

Г.1.1. Вибір конструктивної, розрахункової схем головної балки та обчислення навантаження

Конструктивна та розрахункова схеми головної балки представлені на рис. Г.1.

Розрахункові прольоти головної балки:

- крайні прольоти:

$$l_{01} = 6550 - 200 - 260 + \frac{640}{3} = 6300 \text{ мм} = 6,3 \text{ м.};$$

- середні прольоти

$$l_{02} = L = 6900 \text{ мм} = 6,9 \text{ м.}$$

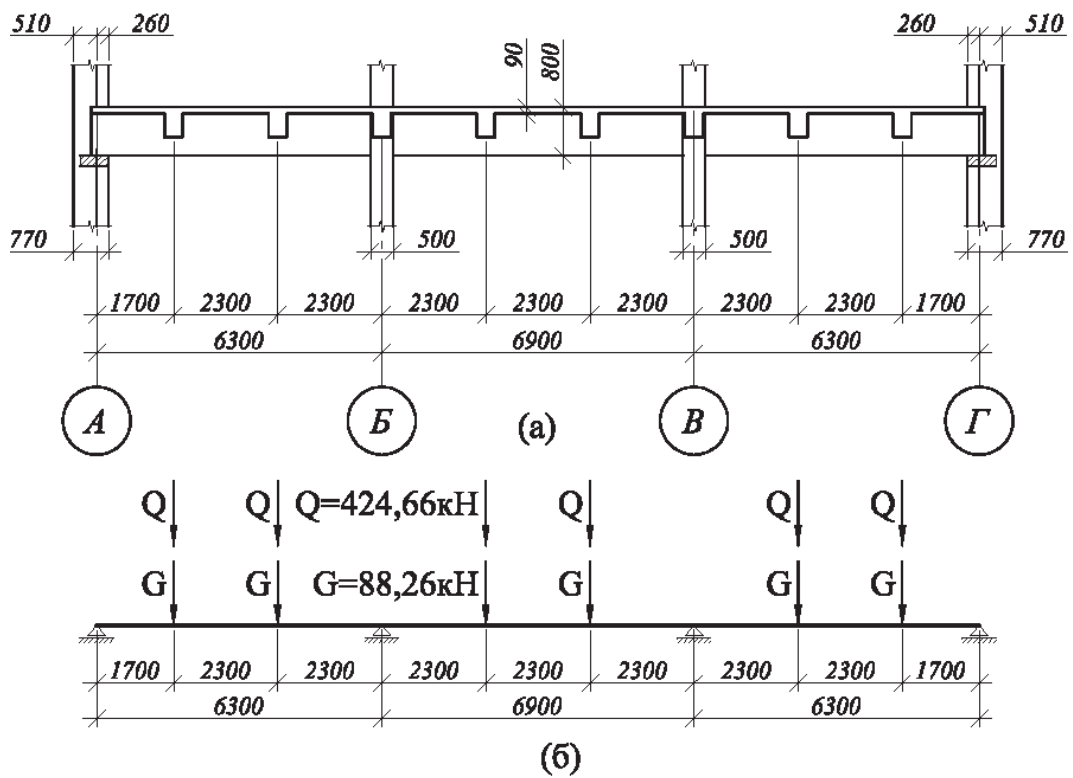


Рис. Г.1. Конструктивна (а) та розрахункова (б) схеми головної балки

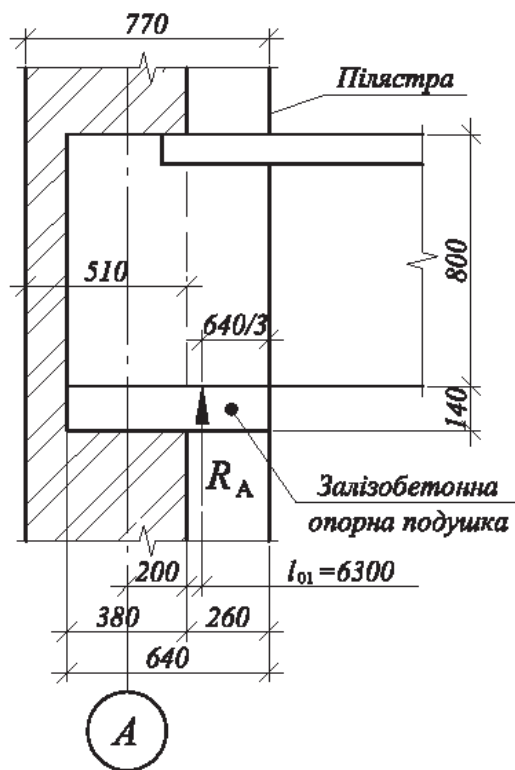


Рис. Г.2. Визначення точки, де прикладена реакція R_A головної балки

На балку діють зосереджені сили від постійних навантажень та змінних навантажень, що обчислені при $\gamma_f > 1$.

- вага плити і підлоги (табл. 3)

$$G_1 = g_1 \cdot B \cdot L = 3,52 \cdot 2,3 \cdot 7,2 = 58,29 \text{кН}$$

- власна вага ребра другорядної балки (без плити)

$$G_2 = 0,3 \cdot (0,5 - 0,09) \cdot 7,2 \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 22,69 \text{кН}$$

- власна вага ділянок головної балки в межах кроку другорядних балок 2,3 м:

$$G_3 = 0,4 \cdot (0,8 - 0,09) \cdot 2,3 \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 7,28 \text{кН}$$

Всього постійне зосереджене навантаження

$$G = 58,29 + 22,69 + 7,28 = 88,26 \text{кН}$$

Змінне корисне навантаження при $\gamma_f > 1$

$$Q = v \cdot \gamma_f \cdot B \cdot L_1 = 21,37 \cdot 1,2 \cdot 2,3 \cdot 7,2 = 424,66 \text{кН.}$$

Г.2. Визначення зусиль і побудова обвідної епюри моментів головної балки

Комбінації навантажень приймаємо за п. 3.2.

Зусилля в балці від різних комбінацій постійного та тимчасового навантаження визначаємо за таблицею додатку Е або за допомогою обчислювальних комплексів.

Користуючись додатком Е, для нерозрізної трьохпрольотної балки зусилля обчислюють від таких комбінацій навантажень силами G та Q :

1-а комбінація. Змінне тимчасове навантаження розташоване в непарних прольотах (перший і третій, рис. Г.3), що створює максимальні згинальні моменти у першому прольоті.

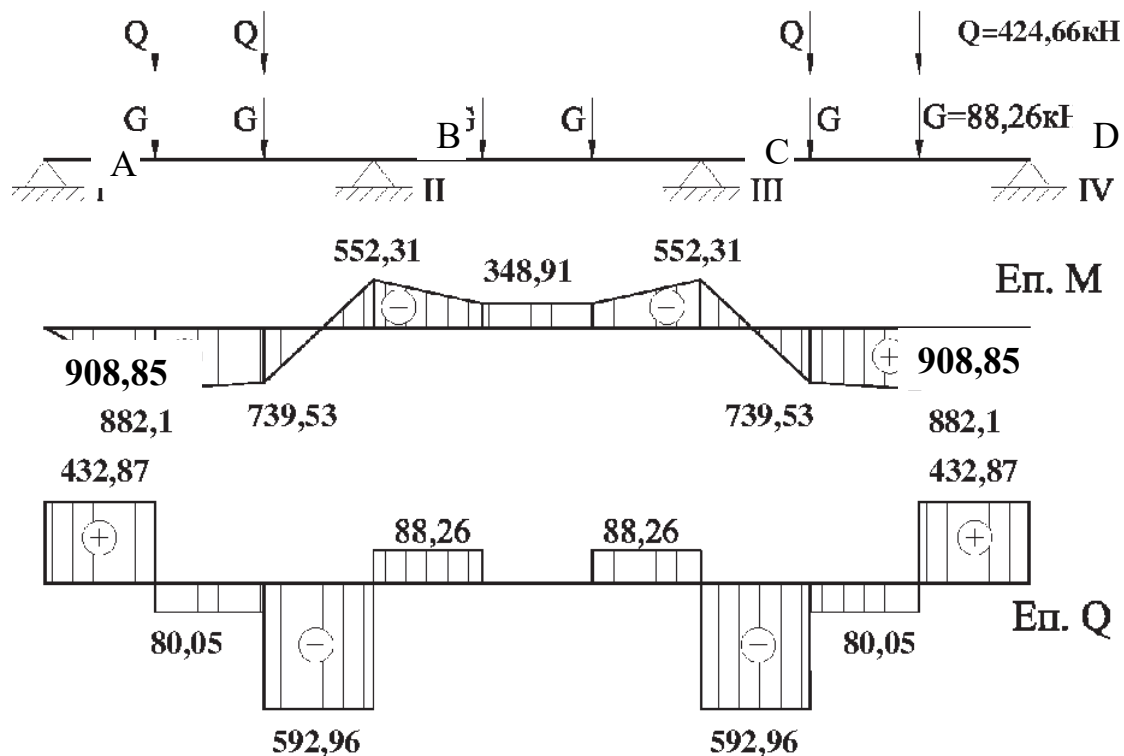


Рис. Г.3. Епюри М і Q в балці від 1-ї комбінації навантажень

Моменти:

$$M_{11} = 0,244 \cdot 88,26 \cdot 6,3 + 0,289 \cdot 424,66 \cdot 6,3 = 908,85 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{12} = 0,156 \cdot 88,26 \cdot 6,3 + 0,244 \cdot 424,66 \cdot 6,3 = 739,53 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{21} = M_{22} = 0,067 \cdot 88,26 \cdot 6,9 - 0,133 \cdot 424,66 \cdot 6,9 = -348,9 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M_B = M_C = -0,267 \cdot 88,26 \cdot 6,9 - 0,133 \cdot 424,66 \cdot 6,9 = -552,31 \text{кН} \cdot \text{м}$$

Поперечні сили:

$$Q_A = 0,733 \cdot 88,26 + 0,867 \cdot 424,66 = 432,87 \text{кН}$$

$$Q_{1b} = -1,267 \cdot 88,26 - 1,133 \cdot 424,66 = -592,96 \text{кН}$$

$$Q_{2B} = 1,000 \cdot 88,26 + 0 \cdot 424,66 = 88,26 \text{кН}$$

2-а комбінація. Змінне тимчасове навантаження розташоване тільки в парних прольотах (другому, рис.Г.4), що створює максимальні згинальні моменти у другому прольоті.

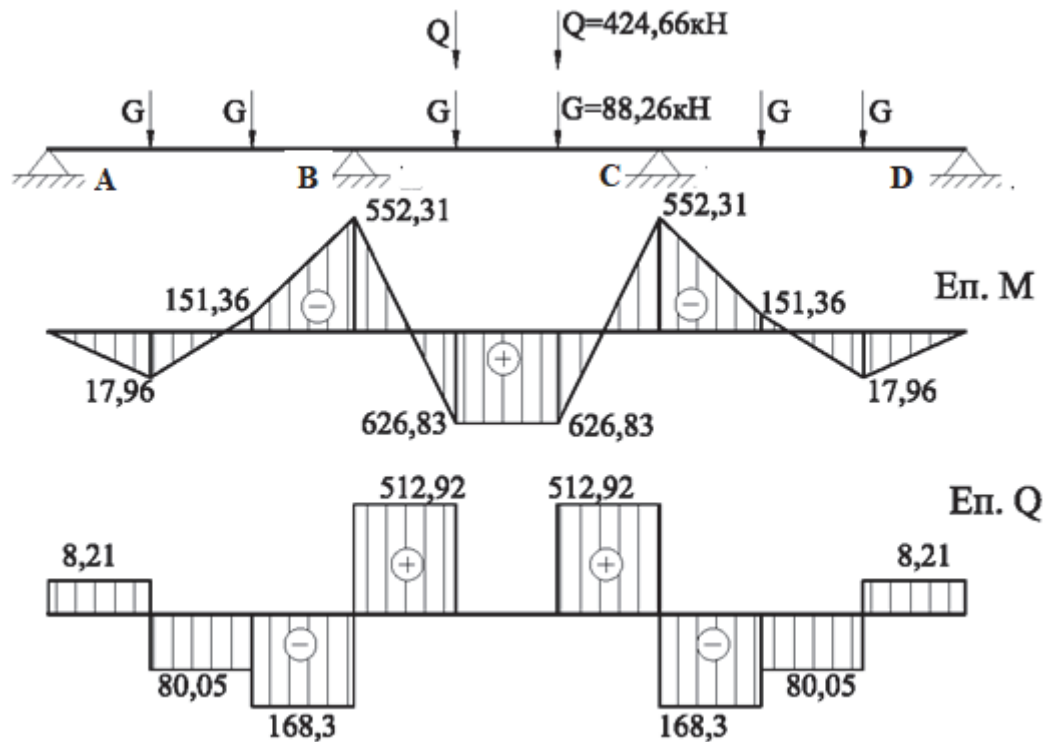


Рис. Г.4. Епюри М і Q в балці від 2-ї комбінації навантажень

Моменти:

$$M_{11} = 0,244 \cdot 88,26 \cdot 6,3 - 0,044 \cdot 424,66 \cdot 6,3 = 17,96 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{12} = 0,156 \cdot 88,26 \cdot 6,3 - 0,089 \cdot 424,66 \cdot 6,3 = -151,36 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{21} = M_{22} = 0,067 \cdot 88,26 \cdot 6,9 + 0,200 \cdot 424,66 \cdot 6,9 = 626,83 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M_B = M_C = -0,267 \cdot 88,26 \cdot 6,9 - 0,133 \cdot 424,66 \cdot 6,9 = -552,31 \text{кН} \cdot \text{м}$$

Поперечні сили:

$$Q_A = 0,733 \cdot 88,26 - 0,133 \cdot 424,66 = 8,21 \text{кН}$$

$$Q_{1B} = -1,267 \cdot 88,26 - 0,133 \cdot 424,66 = -168,3 \text{кН}$$

$$Q_{2B} = 1,000 \cdot 88,26 + 1,000 \cdot 424,66 = 512,92 \text{кН}$$

3-а комбінація. Змінне тимчасове навантаження розташоване в 1-му і 2-му прольотах (рис.Г.5), що створює максимальний згинальний момент на опорі B.

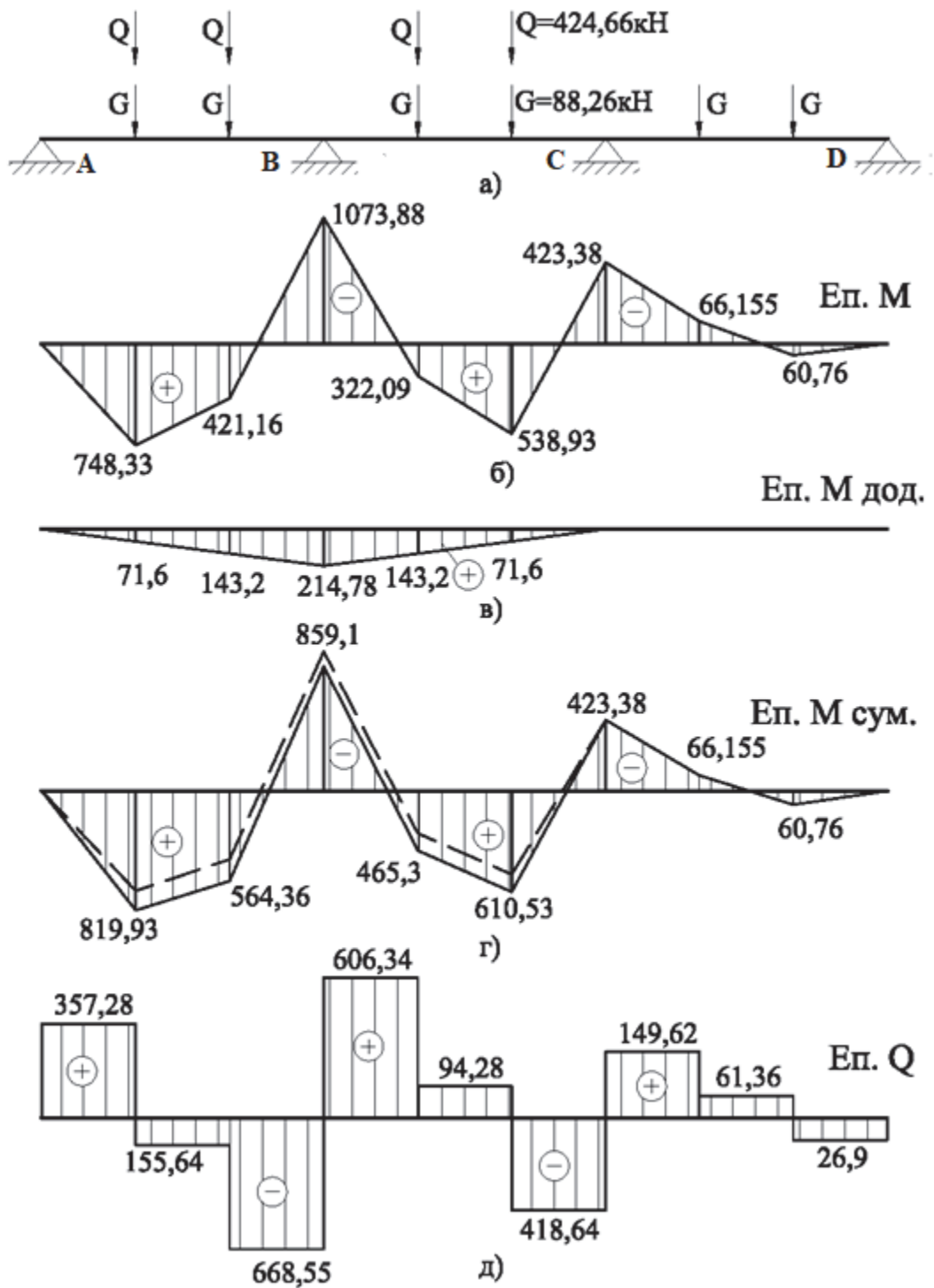


Рис. Г.5. Епюри М і Q в балці від 3-ї комбінації навантажень

3-я комбінація. Моменти (як в пружній системі):

$$M_{11} = 0,244 \cdot 88,26 \cdot 6,3 + 0,229 \cdot 424,66 \cdot 6,3 = 748,33\text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{12} = 0,156 \cdot 88,26 \cdot 6,3 + 0,125 \cdot 424,66 \cdot 6,3 = 421,16\text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{21} = 0,067 \cdot 88,26 \cdot 6,9 + 0,096 \cdot 424,66 \cdot 6,9 = 322,09\text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{22} = 0,067 \cdot 88,26 \cdot 6,9 + 0,170 \cdot 424,66 \cdot 6,9 = 538,93 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{31} = 0,156 \cdot 88,26 \cdot 6,9 - 0,055 \cdot 424,66 \cdot 6,9 = -66,155 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{32} = 0,244 \cdot 88,26 \cdot 6,3 - 0,028 \cdot 424,66 \cdot 6,3 = 60,76 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M_B = -0,267 \cdot 88,26 \cdot 6,9 - 0,311 \cdot 424,66 \cdot 6,9 = -1073,88 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M_C = -0,267 \cdot 88,26 \cdot 6,9 - 0,089 \cdot 424,66 \cdot 6,9 = -423,38 \text{кН} \cdot \text{м}$$

Поперечні сили:

$$Q_A = 0,733 \cdot 88,26 + 0,689 \cdot 424,66 = 357,28 \text{кН}$$

$$Q_{1B} = -1,267 \cdot 88,26 - 1,311 \cdot 424,66 = -668,55 \text{кН}$$

$$Q_{2B} = 1,000 \cdot 88,26 + 1,222 \cdot 424,66 = 606,34 \text{кН}$$

$$Q_{2C} = -1,000 \cdot 88,26 - 0,778 \cdot 424,66 = -418,64 \text{кН}$$

$$Q_{3C} = 1,267 \cdot 88,26 + 0,089 \cdot 424,66 = 149,62 \text{кН}$$

$$Q_D = -0,733 \cdot 88,26 + 0,089 \cdot 424,66 = -26,9 \text{кН}$$

Перерозподіл моментів від 3-ї комбінації навантажень.

Додаткова епюра:

- на опорі В:

$$M_{B,\text{доп}} = 0,2 \cdot M_B = 0,2 \cdot 1073,88 = 214,78 \text{кН} \cdot \text{м}$$

- в прольотах:

$$M_{11} = M_{22} = \frac{1}{3} \cdot M_{B,\text{доп}} = \frac{1}{3} \cdot 214,78 = 71,6 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{12} = M_{21} = \frac{2}{3} \cdot M_{B,\text{доп}} = \frac{2}{3} \cdot 214,78 = 143,2 \text{кН} \cdot \text{м}$$

Епюра моментів 3-ї комбінації навантаження після перерозподілу моментів:

$$M_{11} = 748,33 + 71,6 = 819,93 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{12} = 421,16 + 143,2 = 564,36 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{21} = 322,09 + 143,2 = 465,3 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{22} = 538,93 + 71,6 = 610,53 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M_B = -1073,88 + 214,78 = -859,1 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M_C = -423,38 \text{кН} \cdot \text{м}$$

Для трьохпрольотної балки існує 4-та комбінація навантажень, в якій тимчасовим навантаженням завантажені тільки 2-ий та 3-ій прольоти. В цьому випадку значення моментів 4-ї комбінації навантажень стають дзеркальними епюри моментів від навантаження 1-го та 2-го прольотів.

Обвідну епюру моментів для головної балки будують шляхом «механічного» накладання (сумування) епюр згинальних моментів від всіх варіантів завантаження одну на одну. Максимальні значення моментів обвідної епюри є розрахунковими моментами в прольотних та опорних перерізах балки (рис. Г.6).

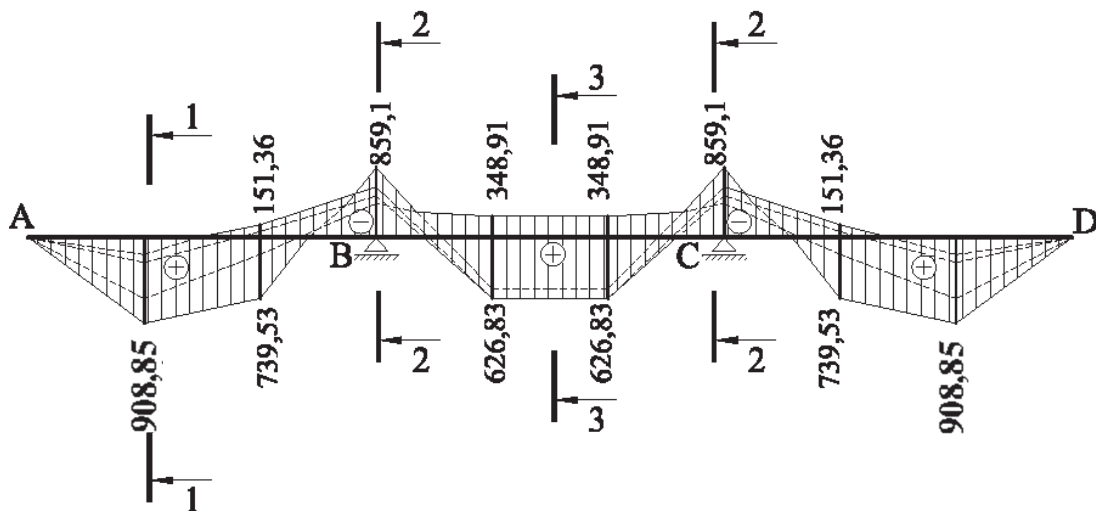


Рис. Г.6. Обвідна епюра моментів головної балки

Г.3. Розрахунок поздовжньої арматури у перерізах головної балки

Визначення площі арматури головної балки виконують для таких перерізів (рис. Г.3):

- **1-1; 3-3**– за позитивними моментами

$$M_{1-1} = 908,85 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{3-3} = 626,83 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

- **2-2; 3.1-3.1**– за від'ємними моментами;

$$M_{2-2} = 859,1 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{3.1-3.1} = 348,91 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Уточнюємо розрахункову висоту перерізу при умовній величині $\xi = 0,35$ (при $\alpha_m = 0,35$ коефіцієнті $\alpha_m = 0,28$)

$$d = \sqrt{M_{B.зп} / \alpha_m \cdot f_{cd} \cdot b_w} = \sqrt{859,1 \cdot 10^6 / 0,28 \cdot 14,5 \cdot 400} = 727,32 \text{ мм}$$

$$h = d + a = 727,32 + 50 = 777,32 \text{ мм}.$$

Остаточно приймаємо висоту головної балки $h = 800 \text{ мм}$

Робоча висота балки (рис. Г.7, Г.8).

В перерізі 1-1 та 2-2:

$$d = h - a = 800 - 85 = 715 \text{ мм}$$

В перерізі 3-3:

- для нижньої арматури:

$$d = h - a = 800 - 80 = 720 \text{ мм}$$

- для верхньої арматури:

$$d' = h - a = 800 - 35 = 765 \text{ мм}$$

Розрахункову ширину полиці балки b_{eff} визначають за п. 3.4:

1-й проліт

$$L_{01} = 0,85 \cdot L_{p1} = 0,85 \cdot 6,3 = 5,355 \text{ м} = 5355 \text{ мм}$$

$$b_1 = (B - b_w) \cdot 0,5 = (2300 - 300) \cdot 0,5 = 1000 \text{ мм}$$

$$b_{eff1} = b_{eff2} = 0,2 \cdot b_1 + 0,1 \cdot L_{01} = 0,2 \cdot 1000 + 0,1 \cdot 5355 = \\ = 735 \text{ мм} < 0,2 \cdot L_{01} = 0,2 \cdot 5355 = 1070 \text{ мм}$$

$$b_{eff} = 2 \cdot b_{eff1} + b_w = 2 \cdot 735 + 400 = 1870 \text{ мм}$$

2-й проліт

$$L_{02} = 0,7 \cdot L_{p1} = 0,7 \cdot 6,9 = 4,83 \text{ м} = 4830 \text{ мм}$$

$$b_1 = 1000 \text{ мм}$$

$$b_{eff1} = 0,2 \cdot b_1 + 0,1 \cdot L_{01} = 0,2 \cdot 1000 + 0,1 \cdot 4830 = \\ = 683 \text{ мм} < 0,2 \cdot L_{02} = 0,2 \cdot 4830 = 966 \text{ мм}$$

$$b_{eff} = 2 \cdot b_{eff1} + b_w = 2 \cdot 683 + 400 = 1766 \text{ мм}$$

Розрахунковий (від'ємний) момент по грані опори В (див. згинальну епюру моментів, рис. Г.6):

$$M_{B.сп.} = -M_b + Q \cdot \frac{h_k}{2},$$

де $M_{B.сп.} = 859,1 \text{ кН} \cdot \text{м}$ момент по осі опори (рис. Г.6);

Q - поперечна сила на грані опори В,

$h_c = 0,5 \text{ м}$ - висота перерізу колони.

$$M_{B.сп.} = 859,1 - 668,55 \cdot \frac{0,5}{2} = 691,98 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Момент, який сприймається перерізом при $x = h_f$:

$$M_f = b_{eff} \cdot h_f \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,5 \cdot h_f)$$

Для перерізу 1-1 при $M_{1-1} = 908,85 \text{ кН}\cdot\text{м}$:

$$\begin{aligned} M_f &= 1870 \cdot 90 \cdot 14,5(715 - 0,5 \cdot 90) = 1635,03 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм} = \\ &= 1635,03 \text{ кН}\cdot\text{м} > M = 908,85 \text{ кН}\cdot\text{м}. \end{aligned}$$

Так як, $M_f > M$, то $x < h_f$, переріз 1-1 та 3-3 розраховують як прямокутний шириною b_{eff} .

Площа розтягнутої арматури в перерізах 1-1...3-3 для варіанту армування балки каркасами визначена за алгоритмом табл. Г.1.

Армування перерізів каркасами та окремими стержнями наведені на рис. Г.7, рис.Г.8.

Таблиця Г.1

Визначення площі поперечної арматури головної балки

Розрах. переріз	M, кН·м	b, мм	$\alpha_m = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$	ζ	$N_f = \frac{M}{\zeta d'}$, кН	$A_s = \frac{F_s}{f_{yd}}$, мм ²	Прийнята арматура	Несуча здатність арматури F_{R_s} , кН
1-1	908,85	1870	$\frac{908,85 \cdot 10^6}{1870 \cdot 715^2 \cdot 14,5} = 0,066$	0,95*	1338,02	3214,0	3Ø32+3Ø25 A400C $A_s = 3551 \text{ мм}^2$	1417,4
2-2	-691,98	400	$\frac{691,98 \cdot 10^6}{400 \cdot 715^2 \cdot 14,5} = 0,233$	0,831	1163,86	3188,7	3Ø32+3Ø20 A400C $A_s = 3174 \text{ мм}^2$	1158,7
3-3	626,83	1766	$\frac{626,83 \cdot 10^6}{1766 \cdot 720^2 \cdot 14,5} = 0,047$	0,95*	916,41	2510,4	3Ø25+3Ø22 A400C $A_s = 2612 \text{ мм}^2$	953,2
3.1-3.1	-348,91	400	$\frac{348,91 \cdot 10^6}{400 \cdot 765^2 \cdot 14,5} = 0,103$	0,947	490,43	1130,2	3Ø25A400C $A_s = 1472 \text{ мм}^2$	537,2

Примітки:

1. Значення моментів прийняті згідно обвідної епюри моментів (див. рис. Г.6) з коригуванням значення моменту по грані опори В.
2. При $\zeta > 0,95$ приймається $\zeta = 0,95$.

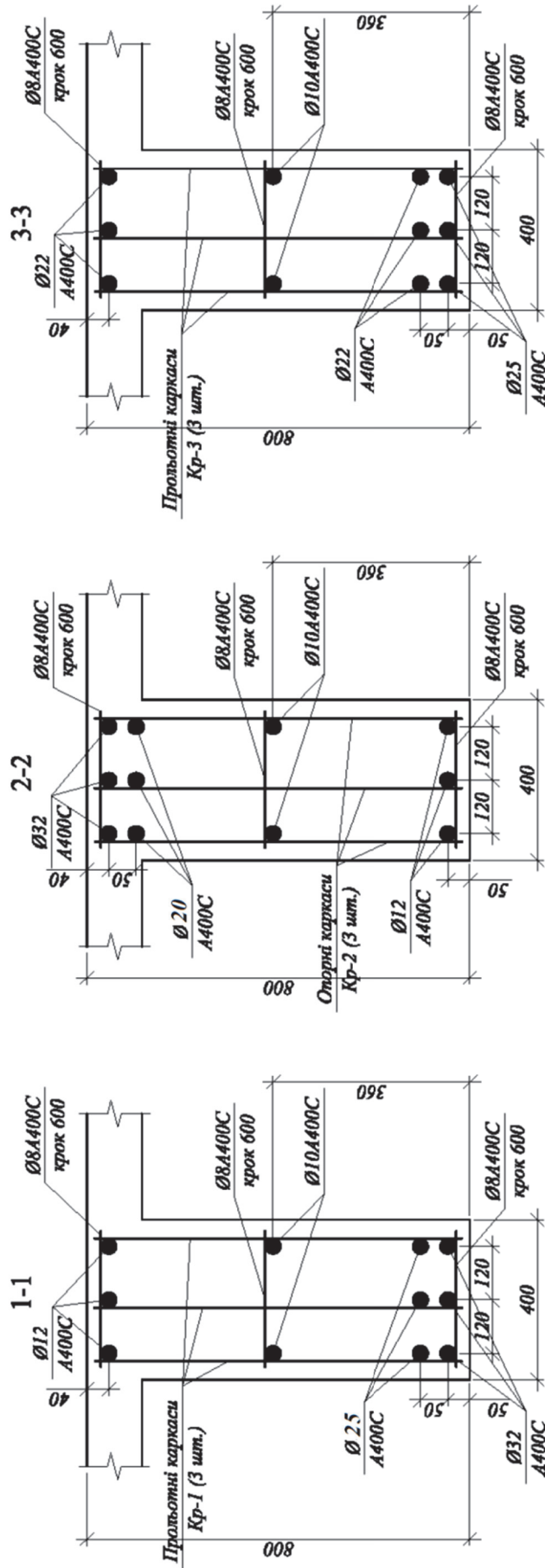


Рис. Г.7 Армування основних перерізів головної балки зварними каркасами

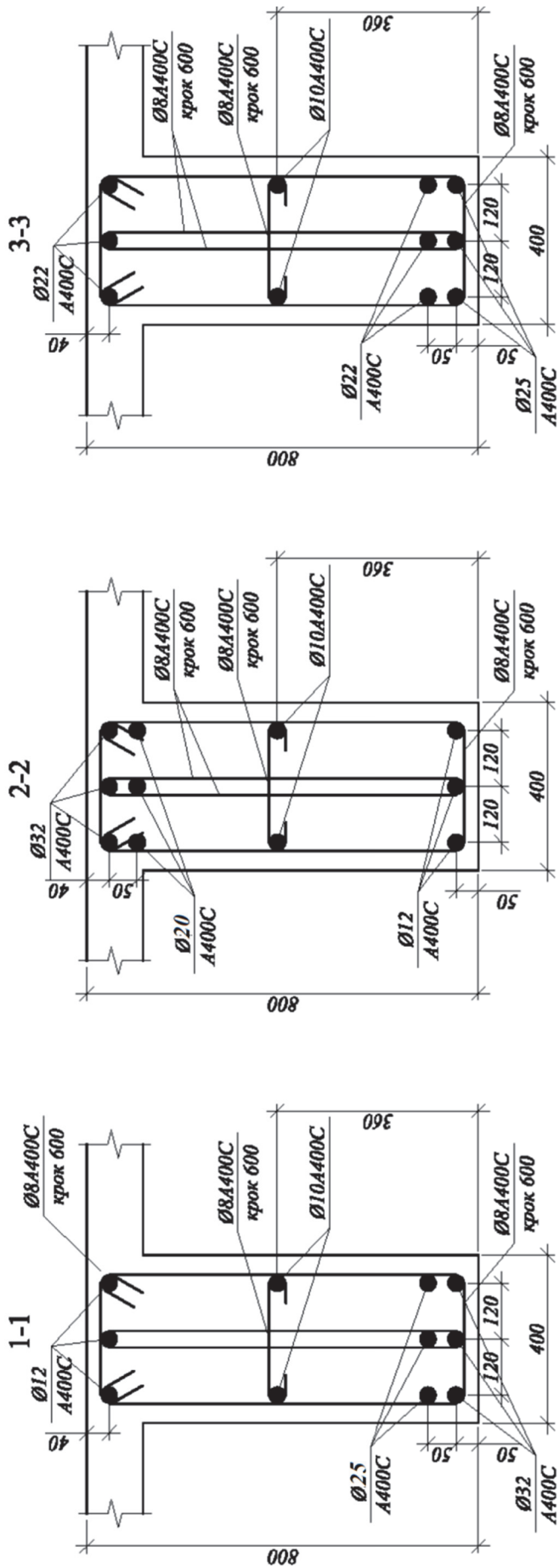


Рис. Г.8. Арматура основних перерізів головної балки окремими стержнями

Г.3.1 Армування головної балки окремими стержнями з відгином арматури на опори

При армуванні балок окремими стержнями визначення площі арматури в перерізах не відрізняється від методики визначення площі для балок, армованих каркасами. Необхідно лише уточнити розташування стержнів в перерізах з урахуванням відгинів.

Компоновку перерізів виконують (рис. Г.9) беручи до уваги таке:

- необхідність відгинання частини прольотної арматури на опорі визначають при $V_{Ed} < V_{Rd.s}$;
- необхідність перекриття похилою арматурою ділянки від опори до найближчої вертикальної сили $G + Q$;
- опорна арматура на першій проміжній опорі (рис. Г.9) головної балки складається із стержнів, відігнутих з першого та другого прольотів, а також додаткових стержнів;
- до опор доводиться не менше 25% всієї арматури в прольоті і не менше 2-х стержнів більшого діаметру.

Приклад підбору окремих стержнів для основних перерізів головної балки наведений в табл. Г.2.

Таблиця Г.2

Підбір стержнів для перерізів 1-1...3-3

Переріз	Необхідна площа A_s	Прийнята арматура	A_s^{prov} , мм ²	Примітка
1	2	3	4	5
1-1	3214,0	3Ø32A400C+ +3 Ø25A400C	3551	
2-2	3188,7	3Ø32A400C+ +3Ø20A400C	3174	
3-3	2510,4	3Ø25A400C+ +3Ø22A400C	2612	

Продовження таблиці Г.2

1	2	3	4	5
3.1-3.1	1343,6	3Ø22A400C	1472	

Примітка: Необхідну площу арматури взято з табл. Г.1 вважаючи, умовно, що перехід на армування відігнутими стержнями суттєво не вплине на її площу.

При незначній величині змінного навантаження ($v \leq 8$ кПа) можливе спрощення армування головної балки прямолінійними стержнями за умови встановлення тільки необхідної вертикальної поперечної арматури.

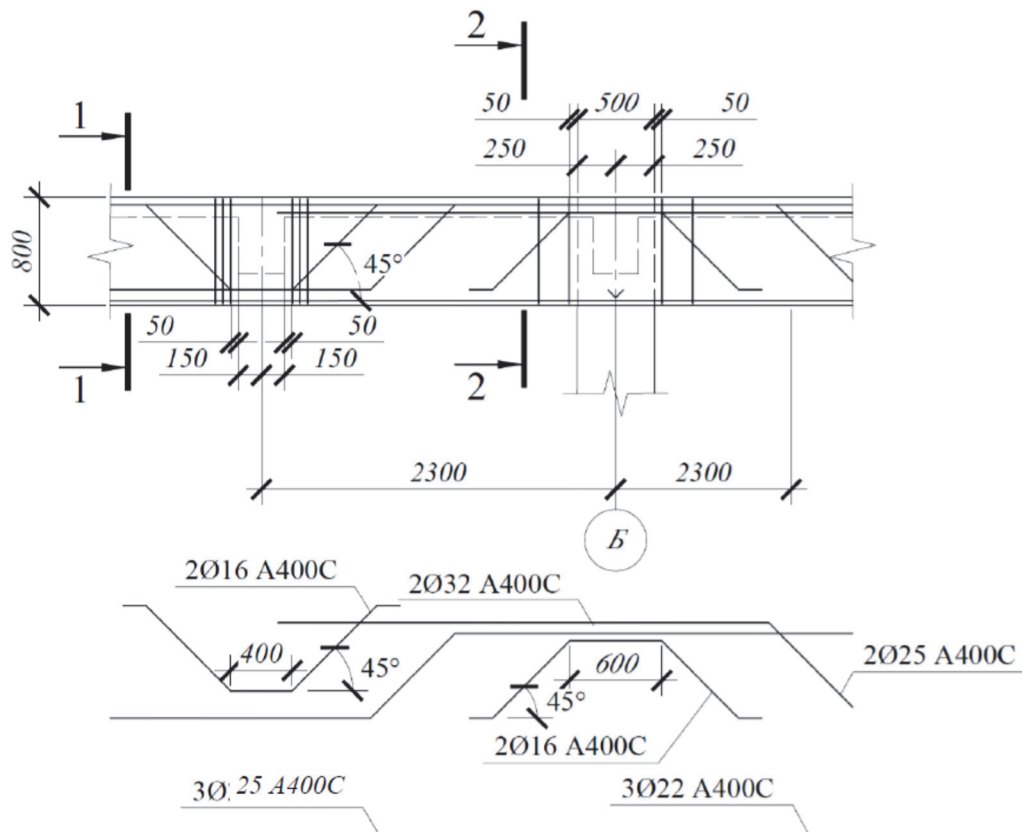


Рис. Г.9. Армуння зони біля опори «Б» окремими стержнями з відігнутою арматурою

Г.4. Розрахунок поперечної арматури у головній балці

Г.4.1 Армуння опорних перерізів головної балки вертикальною арматурою

Геометричні розміри головної балки наведені на рис. Г.7, Г.8.

Максимальна поперечна сила на опорі В -
 $Q_{\max} = V_{Ed} = 668,55 \text{ кН}$.

Оцінюємо необхідність встановлення розрахункової поперечної арматури.

$$d = h - c = 800 - 70 = 730 \text{ мм}$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + 0,523 = 1,523$$

Приймаємо $k = 1,523$

$$\rho_1 = A_{S1}/b_w \cdot d = 1964/400 \cdot 730 = 0,0067$$

$$v_{Rd.c} = (C_1/1,5) \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} b_w d =$$

$$= (0,18/1,5) \cdot 1,523 \cdot (100 \cdot 0,0067 \cdot 20)^{\frac{1}{3}} \cdot 300 \cdot 730 = 95046 \text{ Н} =$$

$$= 95,046 \text{ кН}$$

Так як $V_{Ed} = 688,55 \text{ кН} > V_{Rd.c} = 95,046 \text{ кН}$, то необхідна розрахункова поперечна арматура.

$$v = 0,6 \cdot [1 - f_{ck}/250] = 0,6 \cdot 0,92 = 0,552 > [0,6]$$

$$V_{Rd.\max} \text{ при } \cot \theta = 2,5 \text{ та } \text{tg} \theta = 0,4$$

$$V_{Rd.\max} = v \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \text{tg} \theta) / (1 + \cot^2 \theta) \cdot b_w \cdot d =$$

$$= 0,552 \cdot 14,5 \cdot (2,5 + 0,4) / (1 + 6,25) \cdot 300 \cdot 730 =$$

$$= 722700 \text{ Н} = 722,7 \text{ кН}$$

Площу поперечної арматури визначають з умови, що на ділянках між опорою до найближчої другорядної балки є переріз, де розміщено три прольотних і один опорний каркас (рис. Г.7, Г.8).

Оскільки $V_{Ed} = 688,55 \text{ кН} \leq V_{Rd,max} = 722,7 \text{ кН}$, то, приймаючи крок поперечної арматури $s_w = 150 \text{ мм}$, за (29) розраховуємо необхідну площу поперечної арматури: $n = 4$:

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot s_w}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} = \frac{688,55 \cdot 10^3 \cdot 150}{0,9 \cdot 730 \cdot 285 \cdot 2,5} = 220,63 \text{ мм}^2$$

При чотирьох каркасах у перерізі, приймаємо поперечну арматуру 4Ø10A400С - $A_{sw} = 314,00 \text{ мм}^2 > 220,63 \text{ мм}^2$

Примітка: площу поперечних стержнів можна зменшити, якщо крок поперечної арматури стержнів прийняти 125 мм, а всі опорні каркаси довести до найближчої другорядної балки.

Г.4.2 Армування опорних перерізів головної балки вертикальною та відігнутою поперечною арматурою

У випадку, якщо балка армується окремими стержнями і частина прольотної арматури відгинається на опору, може бути доцільним ділянки відігнутих прольотних стержнів використати, як поперечну похилу арматуру. Ділянку між опорою і найближчою другорядною балкою необхідно перекрити однаковою площею відігнутої арматури (рис. Г.9).

На поперечну вертикальну арматуру в першому наближенні передають не менше $0,5 \cdot V_{Ed}$.

Приймаємо (у першому наближенні) поперечну арматуру з 4Ø8A400С, встановлену з кроком $s_w = 200 \text{ мм}$; $A_{sw} = 201 \text{ мм}^2$.

Поперечна сила, яку сприймає вертикальна арматура 4Ø8A400С:

$$\begin{aligned} V_{Rd.s} &= \frac{A_{sw} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta}{s_w} = \\ &= \frac{201 \cdot 0,9 \cdot 730 \cdot 0,8 \cdot 285 \cdot 2,5}{200} = 470,45 \cdot 10^3 \text{ Н} = 470,45 \text{ кН} > \\ &> 0,5 V_{Ed} = 0,5 \cdot 668,55 = 334,27 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Поперечна сила, що приходиться на відігнуті стержні:

$$V_{Ed.inc} = V_{Ed} - V_{Rd.s} = 668,55 - 470,45 = 198,1кН$$

Крок відігнутої арматури:

$$s_{w.inc} = \frac{2300 - 2 \cdot 50 - 150 - 250 - 660}{2} = 570мм$$

Необхідна площа відігнутої арматури в одній площині:

$$A_{sw.inc} = \frac{V_{Ed.inc} \cdot s_{w.inc}}{0,9 \cdot d \cdot 0,8 \cdot f_{ywd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha} =$$
$$= \frac{198,1 \cdot 10^3 \cdot 570}{0,9 \cdot 730 \cdot 0,8 \cdot 285 \cdot (2,5 + 1) \cdot 0,707} = 243,70мм^2$$

Приймаємо:

- в першій і третій площині – відігнуті стержні (“утки”) з 2Ø16A400C - $A_{sw.inc} = 401,92 мм^2$;

- в другій площині відігнуті стержні (“утки”) у першому прольоті з 2Ø32A400C - $A_{sw.inc} = 982мм^2$ у другому прольоті з 2Ø25A400C - $A_{sw.inc} = 982мм^2$.

Армування опорної зони показано на рис. Г.9.

Г.5. Розрахунок міцності на зріз з'єднання полиці і ребра головної балки

Міцність з'єднання ребра і плити головної балки виконано для фрагменту 1-го прольоту, де моменти змінюються від 0 до M_{max} на ділянці між вертикальними силами – реакцією балки R_A і першою силою, яка дорівнює реакції другорядної балки (рис. Г.10).

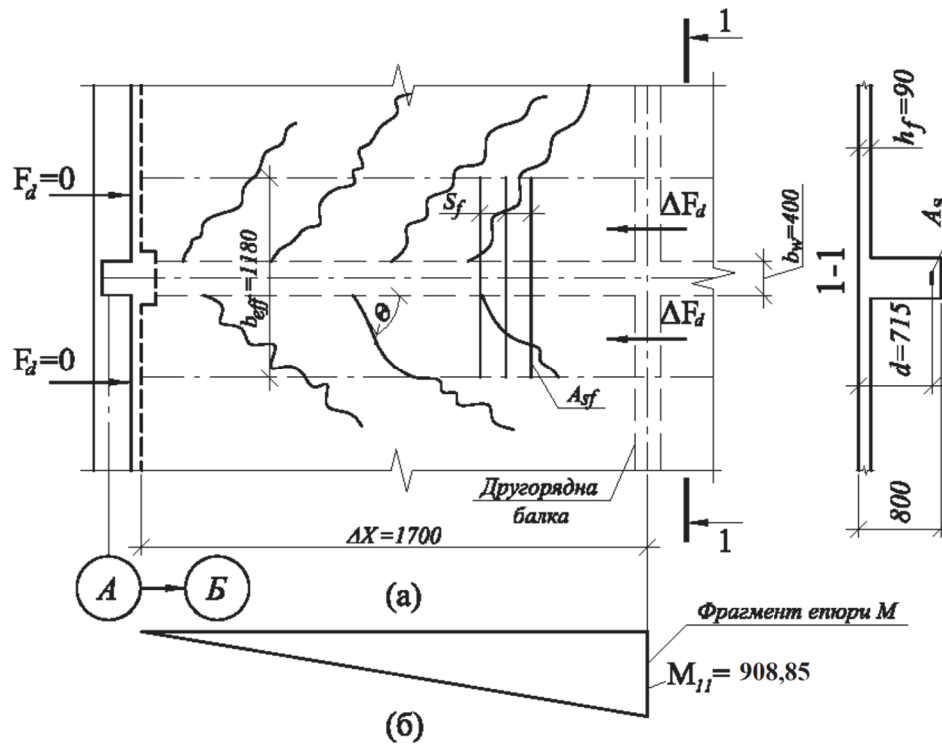


Рис. Г.10. До розрахунку на зріз полиці головної балки

Зусилля в одній половині полиці на зріз (див. п. 3.5) при $\xi = 0,0848$ для перерізу 1-1:

$$\Delta F_d = (b_{eff} - b_w) \cdot \xi \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{2} = (1870 - 400) \cdot 0,0848 \cdot 715 \cdot \frac{14,5}{2} = 646,2 \cdot 10^3 \text{ Н} = 646,2 \text{ кН.}$$

Середні напруження зрізу на довжині $\Delta x = 1700$ мм:

$$v_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \cdot \Delta x) = 646,2 \cdot 10^3 / (90 \cdot 1700) = 4,22 \text{ МПа.}$$

Для стиснутої полиці

$$v_{Rd} = 0,16 f_{ck} (1 - f_{ck} / 250) = 0,16 \cdot 20 \left(1 - \frac{20}{250} \right) = 3,07 \text{ МПа}$$

Так як, $v_{Ed} = 4,22 \text{ МПа} > v_{Rd} = 3,07 \text{ МПа}$, то визначають нове значення кута θ :

$$\theta_f = 0,5 \sin^{-1} \left[\frac{v_{Ed}}{0,2 f_{ck} (1 - f_{ck} / 250)} \right] =$$

$$= 0,5 \sin^{-1} \frac{5,97}{0,2 \cdot 20 (1 - 20 / 250)} = 0,5 \cdot \sin^{-1} 0,89 =$$

Поперечна арматура A_{sf} при кроці s_f та $\cot\theta = 1,25$

$$A_{sf} = \frac{v_{Ed} \cdot h_f \cdot s_f}{f_{yd} \cdot \cot\theta} = \frac{5,97 \cdot 90 \cdot 200}{365 \cdot 1,25} = 235,5 \text{ мм}^2.$$

Площа арматури $A_{sf} = 235,5 \text{ мм}^2$ додається до арматури плити, що визначена з умови міцності її нормальних перерізів при згинанні.

Г.6. Анкерування та обрив поздовжньої арматури головної балки

В балці, яка армована зварними каркасами (рис. Г.7), передбачено доводити до опор 1-го прольоту 3Ø32A400С, в другому прольоті - 3Ø25A400С. Обривають в 1-му прольоті 3Ø20A400С, в 2-му - 3Ø22A400С.

На опорі передбачено обірвати стержні 3Ø25A400С.

Довжина анкерування арматури визначається за залежністю (7.4) [3]:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rgd} \geq l_{b,\min}$$

Коефіцієнти $\alpha_1, \dots, \alpha_5$, в запас, можуть бути прийняті рівними 1,0.

Базова довжина анкерування $l_{b,rgd}$ визначається за (7.3) [3] при $\sigma_{sd} = f_{sd}$:

$$l_{b,rgd} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{f_{sd}}{f_{bd}}$$

Розрахункове значення граничних напружень зчеплення f_{bd} визначається за (7.2) [3] та (3.7) [2] і для бетону класу С20/25 складає $f_{pd} = 2,25$ МПа.

З врахуванням вищенаведеного, довжина анкерування стержнів складатиме:

- для Ø32А400С:

$$l_{pd} = l_{b.rgd} = \frac{32}{4} \cdot \frac{365}{2,25} = 1168 \text{ мм};$$

- для Ø25А400С:

$$l_{pd} = l_{b.rgd} = \frac{25}{4} \cdot \frac{365}{2,25} = 1014 \text{ мм};$$

- для Ø22А400С:

$$l_{pd} = l_{b.rgd} = \frac{22}{4} \cdot \frac{365}{2,25} = 892 \text{ мм};$$

- для Ø20А400С:

$$l_{pd} = l_{b.rgd} = \frac{20}{4} \cdot \frac{365}{2,25} = 811 \text{ мм}.$$

Мінімальна довжина анкерування арматури визначаються за (7.4) [3]:

$$l_{b.min} \geq \max \{0,3l_{b.rgd}; 10\varnothing; 100 \text{ мм}\}$$

і для арматури Ø32А400С, Ø25А400С, Ø22А400С та Ø20А400С відповідно, дорівнює:

- Ø32А400С - $0,3 \cdot 1168 = 350$ мм;
- Ø25А400С - $0,3 \cdot 1014 = 304$ мм;
- Ø22А400С - $0,3 \cdot 892 = 268$ мм;
- Ø20А400С - $0,3 \cdot 811 = 243$ мм.

Таким чином, довжину анкерування арматури приймається:

- для стержнів Ø32А400С - $l_{bd} = 1170$ мм;
- для Ø25А400С - $l_{bd} = 1015$ мм;
- для Ø22А400С - $l_{bd} = 895$ мм;
- для Ø20А400С - $l_{bd} = 815$ мм.

Місця обриву стержнів встановлюють за результатами побудови обвідної епюри розтягуючих зусиль в поздовжній арматурі.

Ординати обвідної епюри розтягу поздовжньої арматури, що обривається або доводиться до опори, обчислюють за формулою:

$$F_s = M / z + \Delta F_c \leq M_{\max} / z ,$$

де

z - плече внутрішньої пари сил, яке приймають як $z = d\zeta$;

ΔF_s - додаткові зусилля розтягу, пов'язані з впливом поперечних сил;

M_{\max} - максимальне значення моменту по довжині балки.

Розрахунок і конструювання колони

Виконуємо розрахунок арматури колони першого поверху будівлі на перетині осей 3/В (рис.Б.1).

Матеріали колони: бетон класу С30/35 ($f_{cd} = 19,5$ МПа, $\varepsilon_{cu3,cd} = 0,0028$, $\varepsilon_{c3,cd} = 0,00072$) поздовжня арматура - із стержнів А500С ($f_{yd} = 435$ МПа).

Переріз колони – 500х500 мм. Висота колони $H = 4600$ мм. Конструктивна та розрахункова схема колони наведені на рис. Д.1.

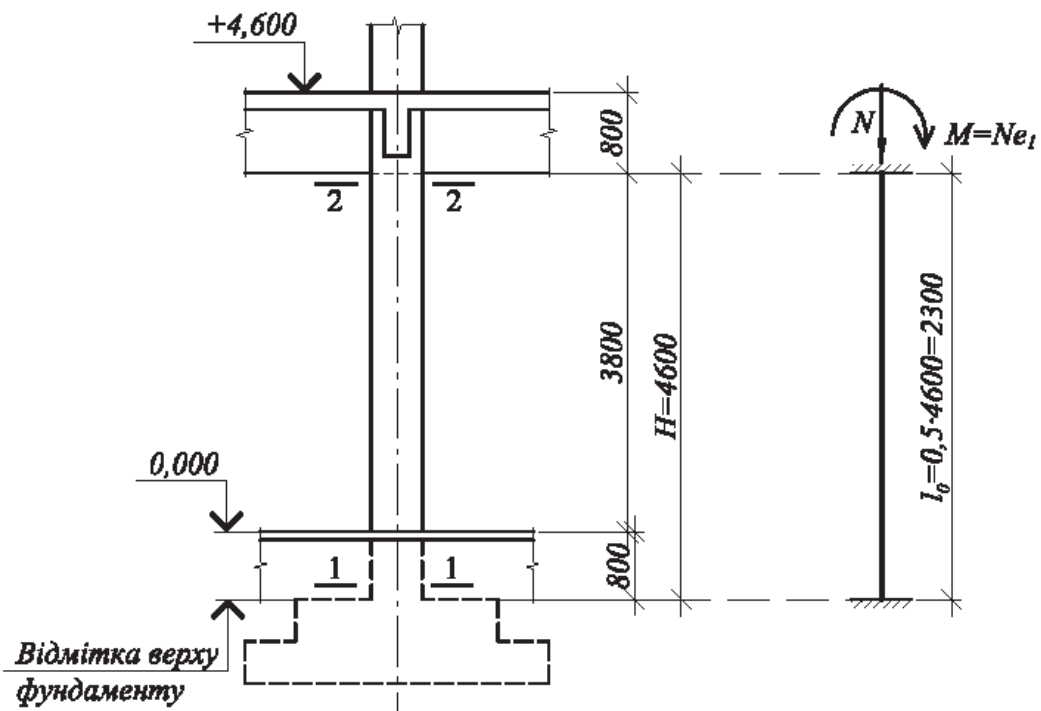


Рис. Д.1. Конструктивна та розрахункова схеми колони

Навантаження колону, що розраховується, передається з кожного перекриття з відповідної вантажної площі (вантажна площа колони наведена на рис. Д.2).

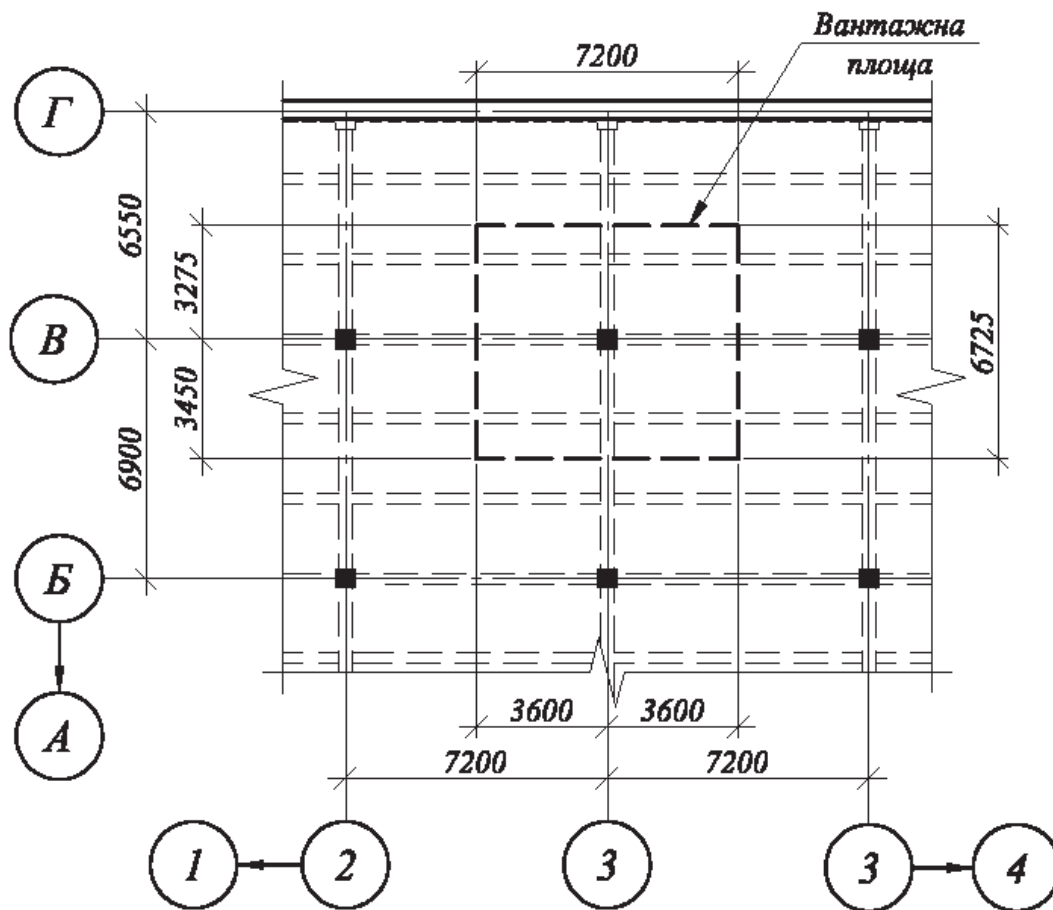


Рис. Д.2. Вантажна площа розрахункової колони

Вантажна площа для колони становить:

$$A = 6,725 \cdot 7,2 = 48,42 \text{ м}^2$$

Умовно прийнято, що постійне та корисне навантаження на покриття аналогічне навантаженню на перекриття ($G_2 = G_1$).

Навантаження від плити перекриття (покриття) з підлогою:

$$G_{1.1} = 3,52 \text{ кН} / \text{м}^2 \cdot 48,42 \text{ м}^2 = 170,44 \text{ кН};$$

Навантаження від маси другорядних балок:

$$\begin{aligned} G_{1.2} &= 3 \cdot (h_{д.б.} - h_{пл.}) \cdot b_{д.б.} \cdot l_{д.б.} \cdot \rho \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f = \\ &= 3 \cdot (0,5 - 0,09) \cdot 0,3 \cdot 7,2 \cdot 9,81 \cdot 2,5 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 68,1 \text{ кН}; \end{aligned}$$

Навантаження від маси головних балок:

$$\begin{aligned} G_{1.3} &= (h_{г.б.} - h_{пл.}) \cdot b_{г.б.} \cdot l_{г.б.} \cdot \rho \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f = \\ &= (0,8 - 0,09) \cdot 0,4 \cdot 6,725 \cdot 9,81 \cdot 2,5 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 48,95 \text{ кН}; \end{aligned}$$

Загальне навантаження від конструкцій перекриття:

$$G_1 = G_{1.1} + G_{1.2} + G_{1.3} = 170,44 + 68,1 + 48,95 = 287,49 \text{ кН}$$

Навантаження від маси колони:

$$G_3 = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 4,6 \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 29,47 \text{ кН};$$

Таким чином, сумарне постійне навантаження на колону:

$$G = G_1 \cdot (k - 1) + G_2 + G_3 \cdot k = 287,49 \cdot (3 - 1) + 287,49 + 29,47 \cdot 3 = 950,88 \text{ кН}$$

Тимчасове навантаження на колону:

$$Q = v \cdot \gamma_f \cdot A \cdot k = 21,37 \cdot 1,2 \cdot 48,42 \cdot 3 = 3725,05 \text{ кН}$$

Розрахункові зусилля на колону:

$$N_{Ed} = 950,88 + 3725,05 = 4675,93 \text{ кН.}$$

$$M_{Ed} = N \cdot e_1 = 4675,93 \cdot 0,02 = 93,52 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

При симетричному армуванні $A_s = A'_s$, площу арматури A_s та A'_s визначають за формулою (58):

$$A'_s = \frac{N_{Ed}(0,5h + e_1) - N_{c1}(d - 0,5y) - N_{c2}\left(\frac{2(h-y)}{3} - c\right)}{\sigma'_s(d - c)},$$

де

$$y = \frac{\varepsilon_{cu3,cd} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd}} h = \frac{0,0028 - 0,00072}{0,0028} \cdot 500 = 371,4 \text{ мм};$$

$$N_{c1} = f_{cd} b y = 15,5 \cdot 10^{-3} \cdot 500 \cdot 371,4 = 3621,4 \text{ кН};$$

$$N_{c2} = 0,5 f_{cd} b (h - y) = 0,5 \cdot 19,5 \cdot 10^{-3} \cdot 500 \cdot (500 - 371,4) = 627,8 \text{ кН};$$

$$\sigma'_s = \varepsilon'_s E_s = \varepsilon_{cu3,cd} \frac{h - c}{h} E_s = 0,0028 \cdot \frac{500 - 50}{500} \cdot 2,1 \cdot 10^5 = 529,2 \text{ МПа.}$$

Оскільки $\sigma'_s = 529,2 \text{ МПа} > f_{yd} = 435 \text{ МПа}$, приймаємо

$$\sigma'_s = f_{yd} = 435 \text{ МПа.}$$

$$\begin{aligned}
 A'_s &= \frac{4675,93 \cdot 10^3 \cdot (0,5 \cdot 500 + 20)}{435 \cdot (450 - 50)} \rightarrow \\
 &\rightarrow \frac{-3621,4 \cdot 10^3 (450 - 0,5 \cdot 371,4)}{435 \cdot (450 - 50)} \rightarrow \\
 &\rightarrow \frac{-626,8 \cdot 10^3 \cdot (2 \cdot (500 - 371,4)/3 - 50)}{435 \cdot (450 - 50)} = 1626,25 \text{ мм}^2
 \end{aligned}$$

Приймаємо арматуру у вигляді симетричної із 2Ø32A500С -
 $A_s = A'_s = 1846,3 \text{ мм}^2$.

Армування колони каркасами показано на рис. Д.3.

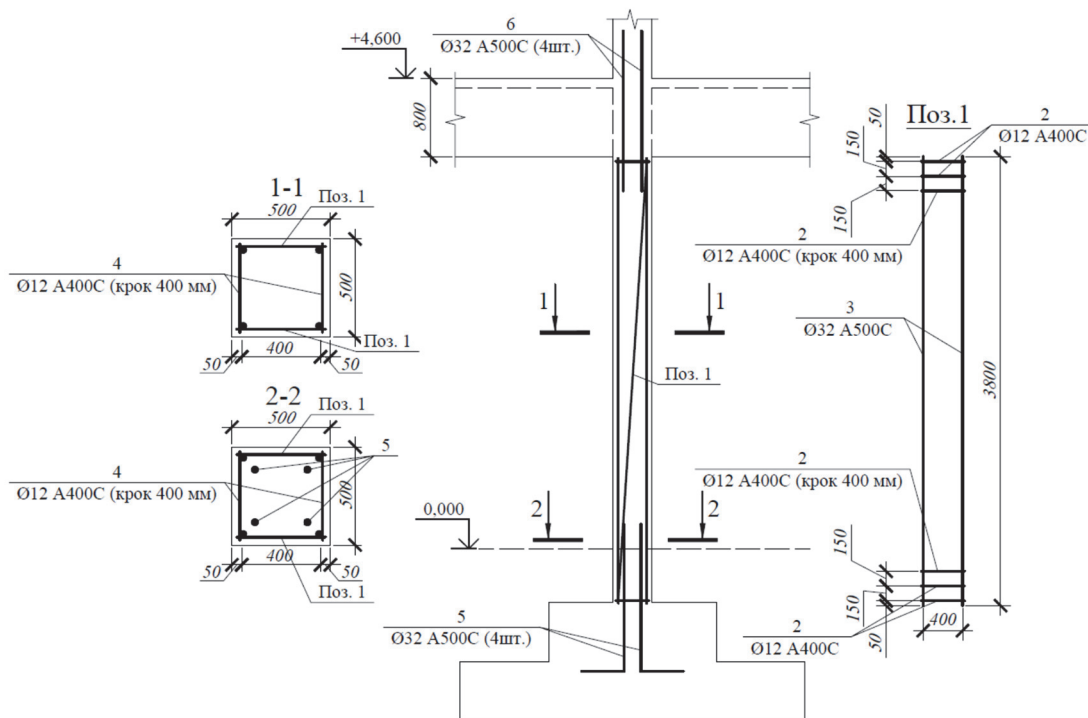


Рис. Д.3. Схема армування монолітної колони зварними каркасами

Розрахунок і конструювання стовбчастого фундаменту з плитою

Розраховуємо арматуру стовпчастому плитному позакентровано завантаженому фундаменті з плитою під колону середнього ряду на перетині осей 3/В (див. план на рис.Б.1). Матеріали фундамент (рис. Е.1.) - бетон класу С20/25, арматури класу А500С.

Характеристики бетону:

$$f_{cd} = 14,5 \text{ МПа}; f_{ck} = 20 \text{ МПа.}$$

Розрахункові зусилля (при $\gamma_f > 1$) на фундамент на рівні нижнього перерізу колони (рис.Е.1) становлять:

$$N = 4675,93 \text{ кН.}$$

$$M = 93,52 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Прийнято (відповідно до завдання), що опір щільного ґрунту на рівні подошви фундаменту становить $R_0 = 450 \text{ кПа}$.

Розміри перерізу колони $b \times h = 500 \times 500 \text{ мм}$.

З'єднання колони з фундаментом здійснене з допомогою арматурних випусків.

Початкові розміри фундаменту:

Площа фундаменту при $d_1 = 1,3 \text{ м}$ та $\gamma_{II} = 20 \text{ кН/м}^3$ за формулою (62):

$$F_{\phi 1} = \frac{N / \gamma_{fm}}{R_0 - \gamma_{II} \cdot d_1} = \frac{4675,93 / 1,15}{450 - 20 \cdot 1,3} = 9,59 \text{ м}^2,$$

Розмір короткої сторони фундаменту:

$$B = \sqrt{\frac{N / \gamma_{fm}}{(R_0 - d_1 \cdot \gamma_{fl} \cdot \gamma_{II})}} = \sqrt{\frac{4675,93 / 1,15}{(450 - 1,3 \cdot 1,3 \cdot 20)}} = 3,12 \text{ м,}$$

Приймаємо - $B = 3100$ мм.

Довжина фундаменту (із врахуванням коефіцієнту дії моменту 1,4):

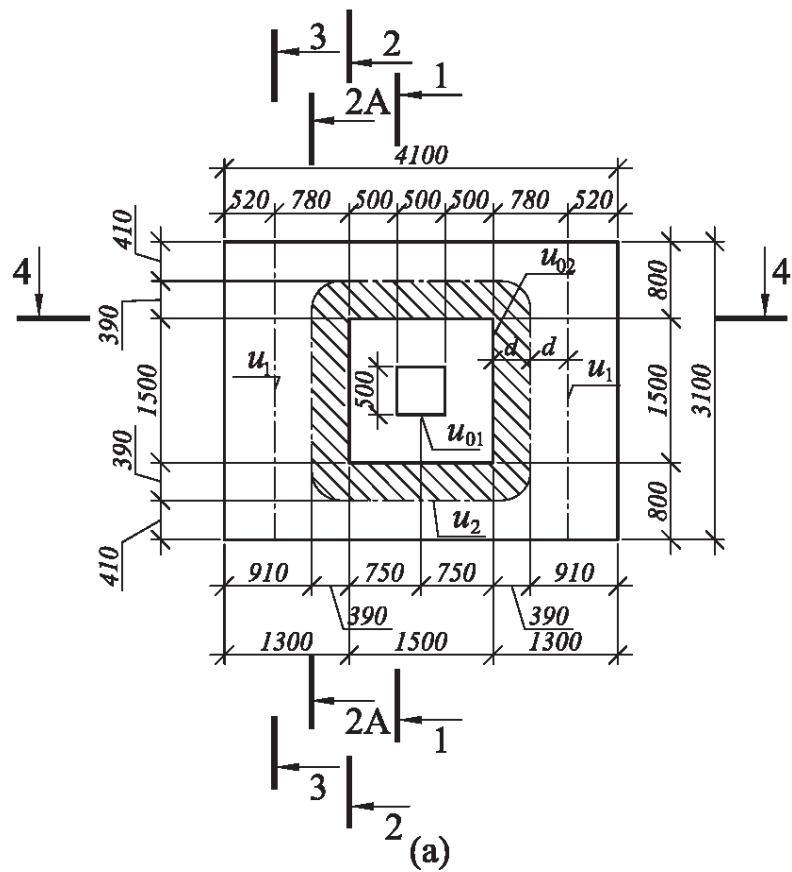
$$A = \frac{F_{\phi 1}}{B} \cdot 1,4 = \frac{9,59}{3,1} \cdot 1,4 = 4,33 \text{ м.}$$

Остаточно розміри підшви фундаменту прийнято:

$$A \times B = 3,1 \times 4,1 \text{ м}$$

Площа фундаменту $F_{\phi} = 3,1 \times 4,1 = 12,71 \text{ м}^2 > F_{\phi 1} = 9,59 \text{ м}^2$.

Розрахункова схема і розміри фундаментів наведені на рис. Е.1.



$M=93,52 \text{ кНм}$
 $N=4675,93 \text{ кН}$

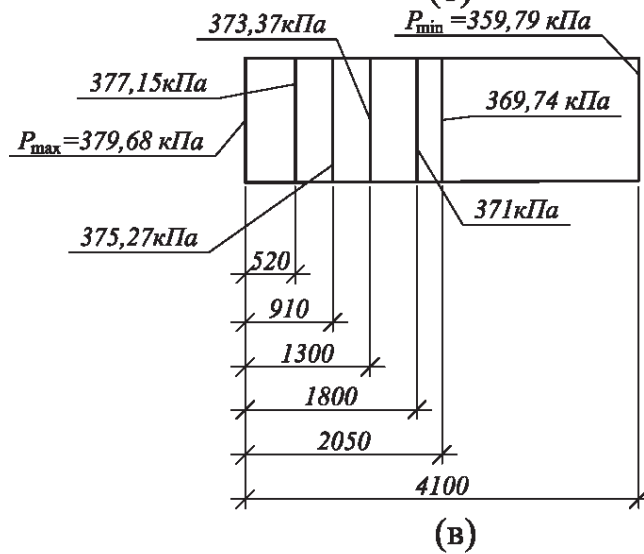
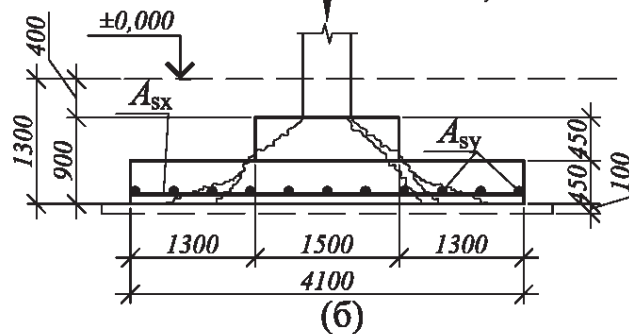


Рис. Е.1. Розміри та розрахункова схема фундаменту

Висоту фундаменту d_1 обчислюють з умови міцності на зріз по периметру колони u_0 за формулою:

$$d_1 = \beta \frac{V_{Ed}}{u_0 \cdot v_{Rdc,max}} = 1,15 \frac{4675,93 \cdot 10^3}{2000 \cdot 3,48} = 772,6 \text{ мм.}$$

Коефіцієнт β враховує наявність моменту.

Висоту фундаментів при $a = 100 \dots 130$ мм приймаємо:

$$h = d + a = 772,6 + 120 = 892,6 \text{ мм} \approx 900 \text{ мм.}$$

Середня розрахункова висота фундаменту при $a = 60$ мм:

$$d_{eff} = 900 - 60 = 840 \text{ мм.}$$

Середнє напруження під подошвою фундаменту:

$$p_m = N / F_{\Phi} = 4675,93 / 12,71 = 367,89 \text{ кПа} < R_0 = 450 \text{ кПа};$$

Ексцентриситет сили N відносно центру ваги фундаменту

$$e = \frac{M}{N + G} = \frac{93,52}{4675,93 + 12,71 \cdot 20 \cdot 1,3 \cdot 1,3} = 0,018 \text{ м.}$$

Крайові напруження під подошвою фундаменту з урахуванням власної ваги плити фундаменту (рис. Е.1):

$$p_{max} = \frac{(N + G) \left(1 + \frac{6 \cdot e}{A} \right)}{A \cdot B} = \frac{(4675,93 + 20 \cdot 1,3) \left(1 + \frac{6 \cdot 0,018}{4,1} \right)}{4,1 \cdot 3,1} =$$

$$= 379,68 \text{ кПа} < [R_0 = 450 \text{ кПа}]$$

$$p_{min} = (N + G) / AB \pm \frac{6M}{BA^2} =$$

$$= (4675,93 + 20 \cdot 1,3 \cdot 1,3) / (3,1 \cdot 4,1) - \frac{6 \cdot 93,52}{3,1 \cdot 4,1^2} = 359,79 \text{ кПа}$$

Проміжні значення ординат епюри реактивного тиску ґрунту в розрахункових перерізах (рис. Е.1) обчислені (при відомих p_{\max} і p_{\min}) за інтерполяцією.

Визначаємо геометричні параметри розрахункових перерізів (рис.Е.1).

Довжина периметрів продавлювання колоною u_{01} , стовпом u_{02} , контурів продавлювання u_1 та u_2 :

$$\begin{aligned}u_{01} &= 4 \cdot 500 = 2000 \text{ мм}; \\u_{02} &= 4 \cdot 1500 = 6000 \text{ мм}; \\u_1 &= 2 \cdot 3100 = 2600 \text{ мм}; \\u_2 &= 4 \cdot 1500 + \pi \cdot 2 \cdot 390 = 8450 \text{ мм}.\end{aligned}$$

Площа фундаменту S_i в межах периметрів продавлювання (в м^2):

- в межах стовпа:

$$S_{02} = 1,5 \cdot 1,5 = 2,25 \text{ м}^2$$

- в межах контурів u_1 та u_2 :

$$S_1 = (1,5 + 0,78 \cdot 2) \cdot 3,1 = 9,49 \text{ м}^2$$

$$S_2 = 5,2 \text{ м}^2.$$

Параметри, що були обчислені, наведені в табл. Е.1

Відповідні поперечні сили (сили продавлювання) обчислені за формулою:

$$V_{Ed} = N - S_i \cdot q_m.$$

Визначення величини сил продавлювання

Познач. периметру	Довжина периметру та площа плити в межах периметру		Продавлююча сила по периметрам продавлювання, $V_{Ed} = N - S \cdot p_m, \text{кН}$
	м	S, м ²	
u_{01}	2,0	0,25	$V_{Ed} = N = 4675,93$
u_{02}	6,0	2,25	$V_{Ed} = 4675,93 - 2,25 \cdot 373,37 = 3835,85$
u_1	2,6	9,49	$V_{Ed} = 4675,93 - 9,49 \cdot 377,15 = 1096,78$
u_2	8,45	5,2	$V_{Ed} = 4675,93 - 5,2 \cdot 375,27 = 2724,53$

Примітка: Сили продавлювання по розрахунковим периметрам (рис.Е.1) обчислені при відповідних значеннях тиску ґрунту.

Визначаємо напруження та зусилля в розрахункових перерізах.

Середні напруження зрізу при продавлюванні на площах периметрів u_1 та u_2 :

$$v_{Ed.1} = \frac{\beta \cdot V_{Ed1}}{u_1 \cdot d} = \frac{1,15 \cdot 1096,78 \cdot 10^3}{2600 \cdot 390} = 1,24 \text{ МПа};$$

$$v_{Ed.2} = \frac{1,15 \cdot 2724,53 \cdot 10^3}{8450 \cdot 390} = 0,82 \text{ МПа.}$$

Моменти та поперечні сили в перерізах 1-1 і 2-2 по напрямку осі X (рис. Е.1) обчислені від тиску на підшву фундаменту:

$$M_{1-1} = b \cdot L^2 \frac{2\rho_{\max} + \rho_1}{6} = 3,1 \cdot 1,8^2 \frac{2 \cdot 379,68 + 371}{6} = 1892,22 \text{кН} \cdot \text{м}$$

Зусилля M_x та Q_x в перерізі 2-2 по напрямку X (рис. Е.1):

$$M_{2-2} = b \cdot L^2 \frac{2\rho_{\max} + \rho_2}{6} = 3,1 \cdot 1,3^2 \frac{2 \cdot 379,68 + 373,37}{6} = 989,06 \text{кН} \cdot \text{м}$$

Розрахункова поперечна сила на відстані 390 мм від перерізу 2-2:

$$V_{Ed} = 0,5 \cdot (379,68 + 377,15) \cdot 0,91 \cdot 3,1 = 1067,51 \text{ кН.}$$

Згинальний момент в перерізі 4-4 (рис. Е.1):

$$M_{4-4} = 373,37 \cdot 0,8^2 \cdot 4,1/2 = 489,86 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Розрахунок площі поздовжньої арматури по напрямку X в перерізі 2-2 (рис.Е.1):

$$f_{yd} = 435 \text{ МПа}; f_{cd} = 14,5 \text{ МПа}; d = 390 \text{ мм.}$$

$$\alpha_m = M_{2-2} / bd^2 f_{cd} = 989,06 \cdot 10^6 / (3100 \cdot 390^2 \cdot 14,5) = 0,14$$

За додатком Г при $\alpha_m = 0,14$ коефіцієнт $\zeta = 0,924$.

$$A_{sx} = M_{2-2} / f_d \cdot d \cdot \zeta = 989,06 \cdot 10^6 / 435 \cdot 390 \cdot 0,924 = 6310 \text{ мм}^2$$

Приймаємо в межах ширини фундаменту по напрямку осі X 16Ø25A500C з кроком 200 мм.

$$A_{cs}^{prov} = 16 \cdot 490 = 7840 \text{ мм}^2 > 6310 \text{ мм}^2$$

$$\rho_x = \rho_2 = 7840 / (3100 \cdot 390) = 0,00645 > p_{\min} = 0,0013.$$

Розрахунок на зріз перерізу 2А-2А за поперечною силою:

$$V_{Ed} = 1067,51 \text{ кН при } f_{ck} = 20 \text{ МПа}; p_1 = 0,00645.$$

$$d = 390 \text{ мм.}$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/390} = 1,716 < [2].$$

Приймаємо $k = 1,716$.

$$v_{Rd.c} = G_{Rd.i} \cdot k(100 \cdot p_1 \cdot f_{ck})^{1/3} =$$

$$= (0,18/1,5) \cdot 1,716 \cdot (100 \cdot 0,00645 \cdot 20)^{1/3} = 0,483 \text{ МПа}$$

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{d \cdot b} = \frac{1067,51 \cdot 10^3}{390 \cdot 3100} = 0,88 \text{ МПа} > v_{Rd.c} = 0,483 \text{ МПа.}$$

Необхідна поперечна арматура з умови міцності на зріз:

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot s_w}{0,9df_{ywd} \cot \theta} = \frac{1067,51 \cdot 10^3 \cdot 200}{0,9 \cdot 390 \cdot 0,8 \cdot 285 \cdot 2,5} = 1067 \text{ мм}^2.$$

З умови міцності на зріз перерізу (2А-2А) встановлюємо $\varnothing 10A400C$ з кроком 200 мм ($A_{sw} = 16 \cdot 78 = 1248 \text{ мм}^2 > 1067 \text{ мм}^2$).

Розрахунок площі поздовжньої арматури по напрямку Y в перерізі 4-4 (рис.Е.1):

$$\alpha_m = 489,86 \cdot 10^6 / (4100 \cdot 390^2 \cdot 14,5) = 0,054$$

При $\alpha_m = 0,054$ коефіцієнт $\zeta = 0,971$ (див. додаток Г)

Приймаємо $\zeta = 0,95$

$$A_{sy} = 489,86 \cdot 10^6 / 435 \cdot 390 \cdot 0,95 = 3039 \text{ мм}^2$$

Приймаємо в межах ширини фундаменту по напрямку осі Y $21\varnothing 16 A500C$ з кроком 200 мм.

$$A_{cs}^{prov} = 21 \cdot 201 = 4221 \text{ мм}^2 > 3039 \text{ мм}^2$$

$$\rho_y = \rho_4 = 4221 / (4100 \cdot 390) = 0,0026 > \rho_{min} = 0,0013.$$

Розрахунок плити фундаменту на продавлювання:

Міцність бетону на продавлювання в межах периметра u_2 становить:

$$v_{Rd.c} = G_{Rd.c} k (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} 2d / \alpha;$$

де $\alpha = d$, мм.

При $\rho_x = 0,00645$ та $\rho_y = 0,0026$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = \sqrt{0,00645 \cdot 0,0026} = 0,0041;$$

$v_{Rd.c} = (0,18/1,5) \cdot 1,716 \cdot (100 \cdot 0,0041 \cdot 20)^{1/3} \cdot (2 \cdot 390/390) = 0,84$ МПа.

Напруження на площині контрольного периметру u_2 (див. вище):

$$v_{Ed2} = 0,82 \text{ МПа.}$$

Так як $v_{Ed2} = 0,82 < v_{Rd.c} = 0,84$ МПа, то поперечна арматура за розрахунком не потрібна.

Поперечну арматуру приймаємо конструктивно - $\varnothing 6A400C$ з кроком 200 мм в обох напрямках.

Так як V_{Ed} в перерізі u_1 близьке до поперечної сили в перерізі 2А-2А, то армування в межах контуру u_1 аналогічне армуванню перерізу 2А-2А.

Схема армування фундаменту наведена на рис.Е.2

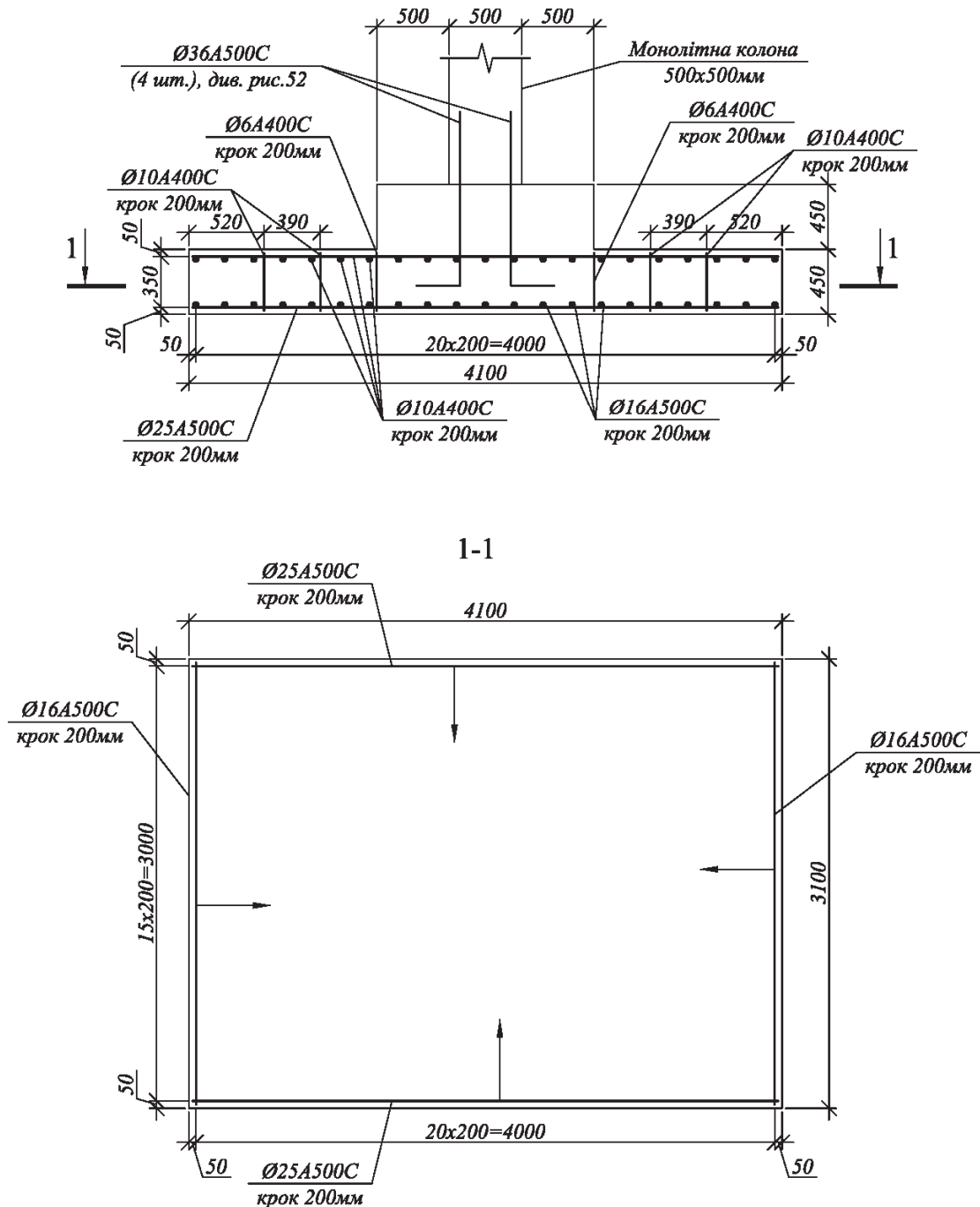


Рис. Е.2. Схема армування фундаменту

Характеристичні і розрахункові значення міцності і деформативності бетону

	Клас міцності бетону													
	C8/10	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60			
$f_{ck,cube}$ (МПа)	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60			
$f_{cm,cube}$ (МПа)	13	19	25	32	38	45	51	58	64	71	77			
$f_{ck,prism}$ (МПа)	7,5	11	15	18,5	22	22,5	29	32	36	39,5	43			
f_{cd} (МПа)	6,0	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	25	27,5	30	33			
f_{ctm} (МПа)	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,8	3,0	3,2	3,5	3,8	4,1			
$f_{ctk0,05}$ (МПа)	0,8	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,1	2,2	2,5	2,7	3,0			
$E_{cm} \cdot 10^{-3}$ (МПа)	18	23	27	30	32,5	34,5	36	37,5	39	39,5	40			
$E_{cd} \cdot 10^{-3}$ (МПа)	12,6	16,3	20	23	25	27	28,5	30,5	32	33	34			
$\varepsilon_{cl,ck}$ (‰)	1,57	1,61	1,66	1,71	1,76	1,81	1,86	1,90	1,94	1,98	2,02			
$\varepsilon_{cl,cd}$ (‰)	1,56	1,58	1,62	1,65	1,69	1,72	1,76	1,80	1,84	1,87	1,91			
$\varepsilon_{cu1,ck}$ (‰)	4,5	4,4	4,15	3,85	3,55	3,25	3,00	2,83	2,63	2,50	2,4			
$\varepsilon_{cu1,cd}$ (‰)	3,75	3,70	3,59	3,44	3,28	3,10	2,93	2,72	2,57	2,43	2,29			
$\varepsilon_{c3,ck}$ (‰)	0,48	0,52	0,58	0,63	0,68	0,72	0,77	0,83	0,86	0,91	0,97			
$\varepsilon_{cu3,cd}$ (‰)	3,38	3,33	3,23	3,10	3,00	2,8	2,64	2,45	2,31	2,19	2,06			

ДОДАТОК 3

Таблиця 3.1

Характеристичні і розрахункові значення міцності і деформативності арматури

Характеристики	Класи арматури			
	A 240C	A 400C	A 500C	B500 (Bp-I)
f_{yk} , МПа	240	400	500	500
f_{yd} , МПа	225	375(365)	435	435 (410)
f_{ywd} , МПа	170	285	300	500
E_s , МПа	$2,1 \times 10^5$	$2,1 \times 10^5$	$2,0 \times 10^5$	$1,9 \times 10^5$
ε_{so}	0,00107	0,00174	0,0021	0,0023
ε_{ud}	0,025	0,025	0,02	0,02

ДОДАТОК I

Таблиця I.1

Значення коефіцієнтів α_m , ξ та ζ

α_m	ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m	ξ	ζ
0,040	0,051	0,980	0,190	0,266	0,894	0,340	0,543	0,783
0,050	0,064	0,974	0,200	0,282	0,887	0,350	0,565	0,774
0,060	0,077	0,969	0,210	0,298	0,881	0,360	0,589	0,765
0,070	0,091	0,964	0,220	0,315	0,874	0,370	0,613	0,755
0,080	0,104	0,958	0,230	0,331	0,867	0,380	0,638	0,745
0,090	0,118	0,953	0,240	0,349	0,861	0,390	0,664	0,735
0,100	0,132	0,947	0,250	0,366	0,854	0,400	0,691	0,724
0,110	0,146	0,942	0,260	0,384	0,846	0,410	0,720	0,712
0,120	0,160	0,936	0,270	0,402	0,839	0,420	0,750	0,700
0,130	0,175	0,930	0,280	0,421	0,832	0,430	0,782	0,687
0,140	0,189	0,924	0,290	0,440	0,824	0,440	0,817	0,673
0,150	0,204	0,918	0,300	0,459	0,816	0,450	0,855	0,658
0,160	0,219	0,912	0,310	0,479	0,808	0,460	0,896	0,641
0,170	0,234	0,906	0,320	0,500	0,800	0,470	0,944	0,622
0,180	0,250	0,900	0,330	0,521	0,792	0,480	1,000	0,600

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

ДОДАТОК К

Обвідна еюра моментів в нерозрізних балках, що завантажені рівномірно розподіленим навантаженням

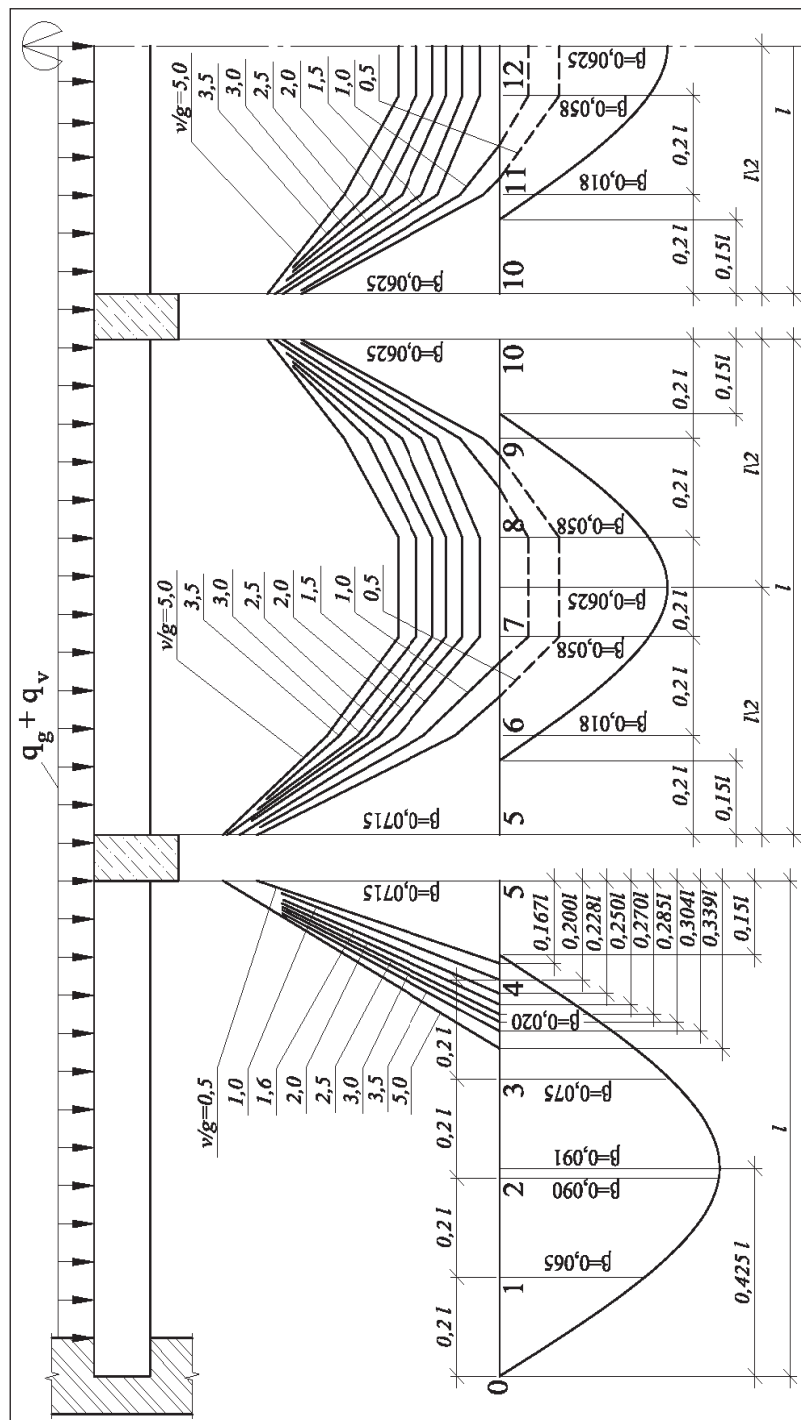


Рис.К.1 Загальний вигляд обвідної еюри моментів в нерозрізних балках, що завантажені рівномірно розподіленим навантаженням (кофіцієнти β для від'ємних моментів див. табл. К.1)

Таблиця К.1

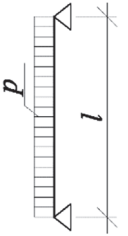


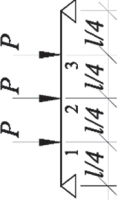
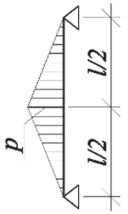
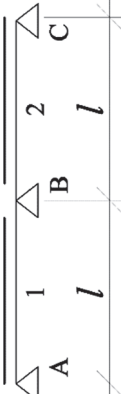
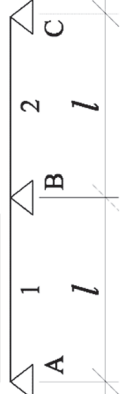
Значення коефіцієнта β для визначення ординат від'ємних моментів $M=\beta ql^2$

Q/G	№ перерізу							
	5	6	7	8	9	10	11	12
0,5	-0,0715	-0,01	+0,022	+0,024	-0,004	-0,0625	-0,003	+0,028
1,0	-0,0715	-0,02	+0,016	+0,009	-0,014	-0,0625	-0,013	+0,013
1,5	-0,0715	-0,026	-0,003	0,00	-0,020	-0,0625	-0,019	+0,004
2,0	-0,0715	-0,03	-0,009	-0,006	-0,024	-0,0625	-0,023	-0,003
2,5	-0,0715	-0,033	-0,012	-0,009	-0,027	-0,0625	-0,025	-0,006
3,0	-0,0715	-0,035	-0,016	-0,014	-0,029	-0,0625	-0,028	-0,010
3,5	-0,0715	-0,037	-0,019	-0,017	-0,031	-0,0625	-0,029	-0,013
4,0	-0,0715	-0,038	-0,021	-0,018	-0,032	-0,0625	-0,030	-0,015
4,5	-0,0715	-0,039	-0,022	-0,020	-0,033	-0,0625	-0,032	-0,016
5,0	-0,0715	-0,040	-0,024	-0,021	-0,034	-0,0625	-0,033	-0,018

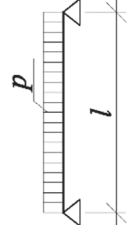
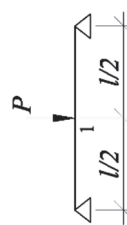

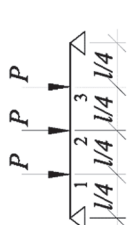
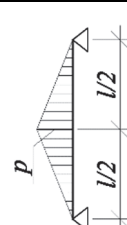
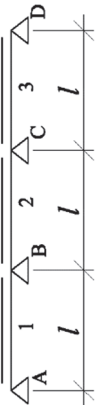

ДОДАТОК Л

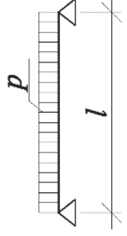



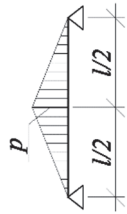



Зусилля та реакції в багатопрольотних нерозрізних балках

Моменти, поперечні сили і реакції у двох прольотних балках

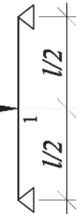


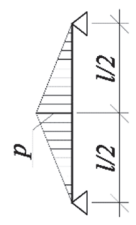
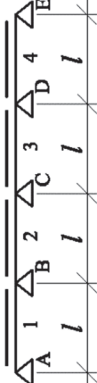
Схеми завантажень прольотів	Моменти, поперечні сили та опорні реакції	Види навантажень					
							
	M_{11}	0,070 pl^2	0,156 Pl	0,222 Pl	0,258 Pl	0,048 pl^2	
	M_{12}	-	-	0,111 Pl	0,265 Pl	-	
	M_{13}	-	-	-	0,023 Pl	-	
	$M_{1b(\min)}$	-0,125 pl^2	-0,188 Pl	-0,333 Pl	-0,469 Pl	-0,078 pl^2	
	$A=Q_{1a}$	0,375 pl	0,313 P	0,667 P	1,031 P	0,172 pl	
	B_{\max}	1,250 pl	1,375 P	2,667 P	3,938 P	0,656 pl	
	$Q_{1b(\min)}$	-0,625 pl	-0,688 P	-1,333 P	-1,969 P	-0,328 pl	
	$M_{11(\max)}$	0,096 pl^2	0,203 Pl	0,278 Pl	0,316 Pl	0,065 pl^2	
	$M_{12(\max)}$	-	-	0,222 Pl	0,383 Pl	-	
	$M_{13(\max)}$	-	-	-	0,200 Pl	-	
	M_b	-0,063 pl^2	-0,094 Pl	-0,167 Pl	-0,234 Pl	-0,039 pl^2	
	$A=Q_{1a(\max)}$	0,438 pl	0,406 P	0,833 P	1,266 P	0,211 pl	
	$M_{11(\min)}$	-	-0,047 Pl	-0,056 Pl	-0,059 Pl	-0,018 pl^2	
	$M_{12(\min)}$	-	-	-0,111 Pl	-0,117 Pl	-	
	$M_{13(\min)}$	-	-	-	-0,176 Pl	-	
	$A=Q_{1a(\max)}$	-0,063 pl	-0,094 P	-0,167 P	-0,234 P	-0,039 pl	

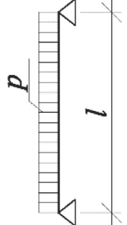
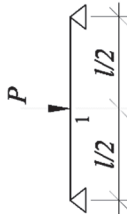

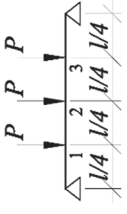
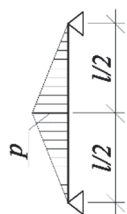
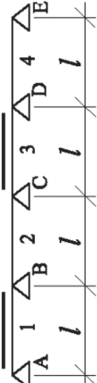
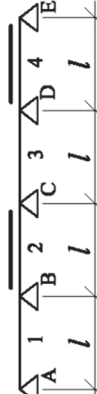
Моменти, поперечні сили і реакції у трьох прольотних балках

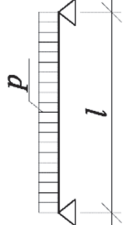



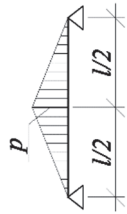
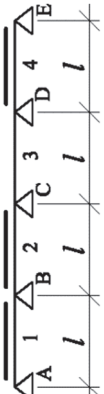
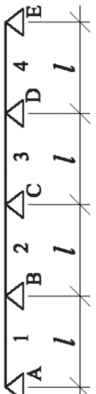
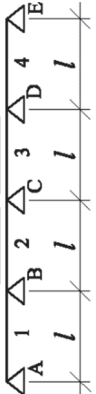
Схеми завантажень прольотів	Моменти, поперечні сили та опорні реакції	Види навантажень				
						
	M ₁₁	0,080 pl ²	0,175 Pl	0,244 Pl	0,281 Pl	0,054 pl ²
	M ₁₂	-	-	0,156 Pl	0,313 Pl	-
	M ₁₃	-	-	-	0,094 Pl	-
	M ₂₁	0,025 pl ²	0,100 Pl	0,067 Pl	0,067 Pl	0,021 pl ²
	M ₂₂	-	-	0,067 Pl	0,125 Pl	-
	M _{1b}	-0,100 pl ²	-0,150 Pl	-0,267 Pl	-0,375 Pl	-0,063 pl ²
	A=Q _{1a}	0,400 pl	0,350 P	0,733 P	1,125 P	0,188 pl
	B	1,100 pl	1,150 P	2,267 P	3,375 P	0,563 pl
	Q _{1b}	-0,600 pl	-0,650 P	-1,267 P	-1,875 P	-0,313 pl
	Q _{2b} =-Q _{2c}	0,500 pl	0,500 P	1,000 P	1,500 P	0,250 pl
	M _{11(max)}	0,101 pl ²	0,213 Pl	0,289 Pl	0,328 Pl	0,068 pl ²
	M _{12(max)}	-	-	0,244 Pl	0,406 Pl	-
	M _{13(max)}	-	-	-	0,234 Pl	-
	M _{21(min)}	-0,050 pl ²	-0,075 Pl	-0,133 Pl	-0,188 Pl	-0,032 pl ²
	M _{22(min)}	-	-	-0,133 Pl	-0,188 Pl	-
	M _{1b}	-0,050 pl ²	-0,075 Pl	-0,133 Pl	-0,188 Pl	-0,032 pl ²
	A=Q _{1a(max)}	0,450 pl	0,425 P	0,867 P	1,313 P	0,219 pl

Схеми завантажень прольотів	Моменти, поперечні сили та опорні реакції	Види навантажень				
						
	$M_{11}(\text{min})$	-	-0,038 P l	-0,044 P l	-0,047 P l	-0,014 p l ²
	$M_{12}(\text{min})$	-	-	-0,089 P l	-0,094 P l	-
	$M_{13}(\text{min})$	-	-	-	-0,141 P l	-
	$M_{21}(\text{max})$	0,075 p l ²	0,175 P l	0,200 P l	0,188 P l	0,052 p l ²
	$M_{22}(\text{max})$	-	-	0,200 P l	0,313 P l	-
	M_b	-0,050 p l ²	-0,075 P l	-0,133 P l	-0,188 P l	-0,032 p l ²
	$A=Q_{1a}(\text{min})$	-0,050 p l	-0,075 P	-0,133 P	-0,188 P	-0,032 p l
	$M_b(\text{min})$	-0,117 p l ²	-0,175 P l	-0,311 P l	-0,438 P l	-0,073 p l ²
	M_c	-0,033 p l ²	-0,050 P l	-0,089 P l	-0,125 P l	-0,022 p l ²
	B_{max}	1,200 p l	1,300 P	2,533 P	3,750 P	0,626 p l
	$Q_{1b}(\text{min})$	-0,617 p l	-0,675 P	-1,311 P	-1,937 P	-0,323 p l
	$Q_{2b}(\text{max})$	0,583 p l	0,625 P	1,222 P	1,813 P	0,303 p l
	$M_b(\text{max})$	0,017 p l ²	0,025 P l	0,044 P l	0,063 P l	0,011 p l ²
	M_c	-0,067 p l ²	-0,100 P l	-0,178 P l	-0,250 P l	-0,042 p l ²
	$Q_{1b}(\text{max})$	0,017 p l	0,025 P	0,044 P	0,063 P	0,011 p l
	$Q_{2b}(\text{min})$	-0,083 p l	-0,125 P l	-0,222 P	-0,313 P	-0,053 p l

Моменти, поперечні сили і реакції в чотирьох прольотних балках

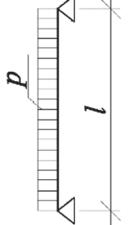


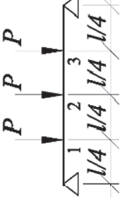
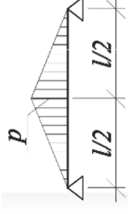
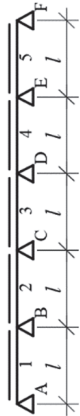
Схеми завантажень прольотів	Моменти, поперечні сили та опорні реакції	Види навантажень					
							
	M_{11}	$0,077 pl^2$	$0,170 Pl$	$0,238 Pl$	$0,275 Pl$	$0,052 pl^2$	
	M_{12}	-	-	$0,143 Pl$	$0,299 Pl$	-	
	M_{13}	-	-	-	$0,074 Pl$	-	
	M_{21}	$0,037 pl^2$	$0,116 Pl$	$0,079 Pl$	$0,007 Pl$	$0,028 pl^2$	
	M_{22}	-	-	$0,111 Pl$	$0,165 Pl$	-	
	M_{23}	-	-	-	$0,074 Pl$	-	
	M_b	$-0,107 pl^2$	$-0,161 Pl$	$-0,286 Pl$	$-0,402 Pl$	$-0,067 pl^2$	
	M_c	$-0,071 pl^2$	$-0,107 Pl$	$-0,190 Pl$	$-0,268 Pl$	$-0,045 pl^2$	
	$A=Q_{1a}$	$0,393 pl$	$0,339 P$	$0,714 P$	$1,098 P$	$0,183 pl$	
	B	$1,143 pl$	$1,214 P$	$2,381 P$	$3,536 P$	$0,590 pl$	
	C	$0,929 pl$	$0,892 P$	$1,810 P$	$2,732 P$	$0,455 pl$	
	Q_{1b}	$-0,607 pl$	$-0,661 P$	$-1,286 P$	$-1,902 P$	$-0,317 pl$	
Q_{2b}	$0,536 pl$	$0,554 P$	$1,095 P$	$1,634 P$	$0,273 pl$		
Q_{2c}	$-0,464 pl$	$-0,446 P$	$-0,905 P$	$-1,366 P$	$-0,228 pl$		

Схеми завантажень прольотів	Моменти, поперечні сили та опорні реакції	Види навантажень				
						
	$M_{11(max)}$	0,100 pl ²	0,210 Pl	0,286 Pl	0,325 Pl	0,067 pl ²
	$M_{12(max)}$	-	-	0,238 Pl	0,400 Pl	-
	$M_{13(max)}$	-	-	-	0,224 Pl	-
	$M_{21(min)}$	-	-0,067 Pl	-0,127 Pl	-0,184 Pl	-0,028 pl ²
	$M_{22(min)}$	-	-	-0,111 Pl	-0,167 Pl	-
	$M_{23(min)}$	-	-	-	-0,151 Pl	-
	M_b	-0,054 pl ²	-0,080 Pl	-0,143 Pl	-0,201 Pl	-0,034 pl ²
	M_c	-0,036 pl ²	-0,054 Pl	-0,095 Pl	-0,134 Pl	-0,023 pl ²
	$A=Q_{1a(max)}$	0,446 pl	0,420 P	0,857 P	1,299 P	0,217 pl
	$M_{11(min)}$	-	-0,040 Pl	-0,048 Pl	-0,050 Pl	-0,015 pl ²
	$M_{12(min)}$	-	-	-0,095 Pl	-0,100 Pl	-
	$M_{13(min)}$	-	-	-	-0,151 Pl	-
	$M_{21(max)}$	0,080 pl ²	0,183 Pl	0,206 Pl	0,191 Pl	0,056 pl ²
	$M_{22(max)}$	-	-	0,222 Pl	0,333 Pl	-
	$M_{23(max)}$	-	-	-	0,224 Pl	-
	M_b	-0,054 pl ²	-0,080 Pl	-0,143 Pl	-0,201 Pl	-0,034 pl ²
	M_c	-0,036 pl ²	-0,054 Pl	-0,095 Pl	-0,134 Pl	-0,023 pl ²
	$A=Q_{1a(min)}$	-0,054 pl	-0,080 P	-0,143 P	-0,201 P	-0,034 pl

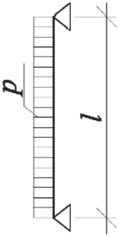


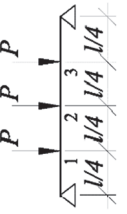
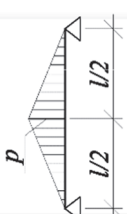

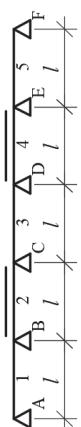
Схеми завантажень прольотів	Моменти, поперечні сили та опорні реакції	Види навантажень				
						
	$M_{b(\min)}$	$-0,121 pl^2$	$-0,181 Pl$	$-0,321 Pl$	$-0,452 Pl$	$-0,076 pl^2$
	M_c	$-0,018 pl^2$	$-0,027 Pl$	$-0,048 Pl$	$-0,067 Pl$	$-0,012 pl^2$
	M_d	$-0,058 pl^2$	$-0,087 Pl$	$-0,155 Pl$	$-0,218 Pl$	$-0,036 pl^2$
	B_{\max}	$1,223 pl$	$1,335 P$	$2,595 P$	$3,837 P$	$0,639 pl$
	$Q_{1b(\min)}$	$-0,621 pl$	$-0,681 P$	$-1,321 P$	$-1,952 P$	$-0,326 pl$
	$Q_{2b(\max)}$	$0,603 pl$	$0,654 P$	$1,274 P$	$1,885 P$	$0,314 pl$
	$M_{b(\max)}$	$0,013 pl^2$	$0,020 Pl$	$0,036 Pl$	$0,050 Pl$	$0,009 pl^2$
	M_c	$-0,054 pl^2$	$-0,080 Pl$	$-0,143 Pl$	$-0,201 Pl$	$-0,033 pl^2$
	M_d	$-0,049 pl^2$	$-0,074 Pl$	$-0,131 Pl$	$-0,184 Pl$	$-0,031 pl^2$
	B_{\min}	$-0,080 pl$	$-0,121 P$	$-0,214 P$	$-0,301 P$	$-0,050 pl$
$Q_{1b(\max)}$	$0,013 pl$	$0,020 P$	$0,036 P$	$0,050 P$	$0,009 pl$	
$Q_{2b(\min)}$	$-0,067 pl$	$-0,100 P$	$-0,178 P$	$-0,251 P$	$-0,042 pl$	
M_b	$-0,036 pl^2$	$-0,054 Pl$	$-0,095 Pl$	$-0,134 Pl$	$-0,023 pl^2$	
$M_{c(\min)}$	$-0,107 pl^2$	$-0,161 Pl$	$-0,286 Pl$	$-0,402 Pl$	$-0,067 pl^2$	
C_{\max}	$1,143 pl$	$1,214 P$	$2,381 P$	$3,536 P$	$0,589 pl$	
$Q_{2c(\min)}$	$-0,571 pl$	$-0,607 P$	$-1,191 P$	$-1,768 P$	$-0,295 pl$	
M_b	$-0,071 pl^2$	$-0,107 Pl$	$-0,190 Pl$	$-0,286 Pl$	$-0,045 pl^2$	
$M_{c(\max)}$	$0,036 pl^2$	$0,054 Pl$	$0,095 Pl$	$0,134 Pl$	$0,023 pl^2$	
C_{\min}	$-0,214 pl$	$-0,321 P$	$-0,571 P$	$-0,804 P$	$-0,134 pl$	
$Q_{2c(\max)}$	$0,107 pl$	$0,161 P$	$0,286 P$	$0,402 P$	$0,067 pl$	
	$M_{b(\min)}$	$-0,121 pl^2$	$-0,181 Pl$	$-0,321 Pl$	$-0,452 Pl$	$-0,076 pl^2$
M_c	$-0,018 pl^2$	$-0,027 Pl$	$-0,048 Pl$	$-0,067 Pl$	$-0,012 pl^2$	
M_d	$-0,058 pl^2$	$-0,087 Pl$	$-0,155 Pl$	$-0,218 Pl$	$-0,036 pl^2$	
B_{\max}	$1,223 pl$	$1,335 P$	$2,595 P$	$3,837 P$	$0,639 pl$	
$Q_{1b(\min)}$	$-0,621 pl$	$-0,681 P$	$-1,321 P$	$-1,952 P$	$-0,326 pl$	
$Q_{2b(\max)}$	$0,603 pl$	$0,654 P$	$1,274 P$	$1,885 P$	$0,314 pl$	
$M_{b(\max)}$	$0,013 pl^2$	$0,020 Pl$	$0,036 Pl$	$0,050 Pl$	$0,009 pl^2$	
M_c	$-0,054 pl^2$	$-0,080 Pl$	$-0,143 Pl$	$-0,201 Pl$	$-0,033 pl^2$	
M_d	$-0,049 pl^2$	$-0,074 Pl$	$-0,131 Pl$	$-0,184 Pl$	$-0,031 pl^2$	
B_{\min}	$-0,080 pl$	$-0,121 P$	$-0,214 P$	$-0,301 P$	$-0,050 pl$	
$Q_{1b(\max)}$	$0,013 pl$	$0,020 P$	$0,036 P$	$0,050 P$	$0,009 pl$	
$Q_{2b(\min)}$	$-0,067 pl$	$-0,100 P$	$-0,178 P$	$-0,251 P$	$-0,042 pl$	
M_b	$-0,036 pl^2$	$-0,054 Pl$	$-0,095 Pl$	$-0,134 Pl$	$-0,023 pl^2$	
$M_{c(\min)}$	$-0,107 pl^2$	$-0,161 Pl$	$-0,286 Pl$	$-0,402 Pl$	$-0,067 pl^2$	
C_{\max}	$1,143 pl$	$1,214 P$	$2,381 P$	$3,536 P$	$0,589 pl$	
$Q_{2c(\min)}$	$-0,571 pl$	$-0,607 P$	$-1,191 P$	$-1,768 P$	$-0,295 pl$	
M_b	$-0,071 pl^2$	$-0,107 Pl$	$-0,190 Pl$	$-0,286 Pl$	$-0,045 pl^2$	
$M_{c(\max)}$	$0,036 pl^2$	$0,054 Pl$	$0,095 Pl$	$0,134 Pl$	$0,023 pl^2$	
C_{\min}	$-0,214 pl$	$-0,321 P$	$-0,571 P$	$-0,804 P$	$-0,134 pl$	
$Q_{2c(\max)}$	$0,107 pl$	$0,161 P$	$0,286 P$	$0,402 P$	$0,067 pl$	
	$M_{b(\min)}$	$-0,121 pl^2$	$-0,181 Pl$	$-0,321 Pl$	$-0,452 Pl$	$-0,076 pl^2$
M_c	$-0,018 pl^2$	$-0,027 Pl$	$-0,048 Pl$	$-0,067 Pl$	$-0,012 pl^2$	
M_d	$-0,058 pl^2$	$-0,087 Pl$	$-0,155 Pl$	$-0,218 Pl$	$-0,036 pl^2$	
B_{\max}	$1,223 pl$	$1,335 P$	$2,595 P$	$3,837 P$	$0,639 pl$	
$Q_{1b(\min)}$	$-0,621 pl$	$-0,681 P$	$-1,321 P$	$-1,952 P$	$-0,326 pl$	
$Q_{2b(\max)}$	$0,603 pl$	$0,654 P$	$1,274 P$	$1,885 P$	$0,314 pl$	
$M_{b(\max)}$	$0,013 pl^2$	$0,020 Pl$	$0,036 Pl$	$0,050 Pl$	$0,009 pl^2$	
M_c	$-0,054 pl^2$	$-0,080 Pl$	$-0,143 Pl$	$-0,201 Pl$	$-0,033 pl^2$	
M_d	$-0,049 pl^2$	$-0,074 Pl$	$-0,131 Pl$	$-0,184 Pl$	$-0,031 pl^2$	
B_{\min}	$-0,080 pl$	$-0,121 P$	$-0,214 P$	$-0,301 P$	$-0,050 pl$	
$Q_{1b(\max)}$	$0,013 pl$	$0,020 P$	$0,036 P$	$0,050 P$	$0,009 pl$	
$Q_{2b(\min)}$	$-0,067 pl$	$-0,100 P$	$-0,178 P$	$-0,251 P$	$-0,042 pl$	
M_b	$-0,036 pl^2$	$-0,054 Pl$	$-0,095 Pl$	$-0,134 Pl$	$-0,023 pl^2$	
$M_{c(\min)}$	$-0,107 pl^2$	$-0,161 Pl$	$-0,286 Pl$	$-0,402 Pl$	$-0,067 pl^2$	
C_{\max}	$1,143 pl$	$1,214 P$	$2,381 P$	$3,536 P$	$0,589 pl$	
$Q_{2c(\min)}$	$-0,571 pl$	$-0,607 P$	$-1,191 P$	$-1,768 P$	$-0,295 pl$	
M_b	$-0,071 pl^2$	$-0,107 Pl$	$-0,190 Pl$	$-0,286 Pl$	$-0,045 pl^2$	
$M_{c(\max)}$	$0,036 pl^2$	$0,054 Pl$	$0,095 Pl$	$0,134 Pl$	$0,023 pl^2$	
C_{\min}	$-0,214 pl$	$-0,321 P$	$-0,571 P$	$-0,804 P$	$-0,134 pl$	
$Q_{2c(\max)}$	$0,107 pl$	$0,161 P$	$0,286 P$	$0,402 P$	$0,067 pl$	


Таблиця Л.4.

Моменти, поперечні сили і реакції у п'яти прольотних балках

Схеми завантажень прольотів	Моменти, поперечні сили та опорні	Види навантажень				
						
	M_{11}	$0,078 pl^2$	$0,171 Pl$	$0,240 Pl$	$0,276 Pl$	$0,053 pl^2$
	M_{12}	-	-	$0,146 Pl$	$0,303 Pl$	-
	M_{13}	-	-	-	$0,079 Pl$	-
	M_{21}	$0,033 pl^2$	$0,112 Pl$	$0,076 Pl$	$0,005 Pl$	$0,026 pl^2$
	M_{22}	-	-	$0,099 Pl$	$0,155 Pl$	-
	M_{23}	-	-	-	$0,054 Pl$	-
	M_{31}	$0,046 pl^2$	$0,132 Pl$	$0,123 Pl$	$0,079 Pl$	$0,034 pl^2$
	M_{32}	-	-	$0,123 Pl$	$0,204 Pl$	-
	M_b	$-0,105 pl^2$	$-0,158 Pl$	$-0,281 Pl$	$-0,395 Pl$	$-0,066 pl^2$
	M_c	$-0,079 pl^2$	$-0,118 Pl$	$-0,211 Pl$	$-0,296 Pl$	$-0,050 pl^2$
	$A=Q_{1a}$	$0,395 pl$	$0,342 P$	$0,719 P$	$1,105 P$	$0,185 pl$
	B	$1,132 pl$	$1,198 P$	$2,351 P$	$3,494 P$	$0,582 pl$
	C	$0,974 pl$	$0,960 P$	$1,930 P$	$2,901 P$	$0,484 pl$
Q_{1b}	$-0,605 pl$	$-0,658 P$	$-1,281 P$	$-1,895 P$	$-0,316 pl$	
Q_{2b}	$0,526 pl$	$0,540 P$	$1,070 P$	$1,599 P$	$0,266 pl$	
Q_{2c}	$-0,474 pl$	$-0,460 P$	$-0,930 P$	$-1,401 P$	$-0,234 pl$	
Q_{3c}	$0,500 pl$	$0,500 P$	$1,000 P$	$1,500 P$	$0,250 pl$	

продовження таблиці Л.4

Схеми завантажень прольотів	Моменти, поперечні сили та опорні реакції	Види навантажень				
						
	M11(max)	0,100 pl ²	0,211 Pl	0,287 Pl	0,326 Pl	0,068 pl ²
	M12(max)	-	-	0,240 Pl	0,401 Pl	-
	M13(max)	-	-	-	0,227 Pl	-
	M21(min)	-	-0,069 Pl	-0,129 Pl	-0,185 Pl	-0,029 pl ²
	M22(min)	-	-	-0,117 Pl	-0,173 Pl	-
	M23(min)	-	-	-	-0,160 Pl	-
	M31(max)	0,086 pl ²	0,191 Pl	0,228 Pl	0,227 Pl	-0,059 pl ²
	M32(max)	-	-	0,228 Pl	0,352 Pl	-
	Mb	-0,053 pl ²	-0,079 Pl	-0,140 Pl	-0,197 Pl	-0,033 pl ²
	Mc	-0,039 pl ²	-0,059 Pl	-0,105 Pl	-0,148 Pl	-0,025 pl ²
	A=Q1a(max)	0,447 pl	0,421 P	0,860 P	1,303 P	0,217 pl
	M11(min)	-	-0,039 Pl	-0,047 Pl	-0,050 Pl	-0,015 pl ²
	M12(min)	-	-	-0,094 Pl	-0,099 Pl	-
	M13(min)	-	-	-	-0,148 Pl	-
	M21(max)	0,079 pl ²	0,181 Pl	0,205 Pl	0,190 Pl	0,055 pl ²
	M22(max)	-	-	0,216 Pl	0,327 Pl	-

	Mb	-0,035 pl ²	-0,052 Pl	-0,093 Pl	-0,130 Pl	-0,022 pl ²
	Mc(min)	-0,111 pl ²	-0,167 Pl	-0,297 Pl	-0,417 Pl	-0,070 pl ²
	Md	-0,020 pl ²	-0,031 Pl	-0,054 Pl	-0,076 Pl	-0,013 pl ²
	Me	-0,057 pl ²	-0,086 Pl	-0,153 Pl	-0,215 Pl	-0,036 pl ²
	Cmax	1,167 pl	1,251 P	2,447 P	3,628 P	0,605 pl
	Q2c(min)	-0,57 pl	-0,615P	-1,204 P	-1,787 P	-0,298 pl
	Q3c(max)	0,591 pl	0,636P	1,242 P	1,841 P	0,307 pl
	Mb	-0,071pl ²	-0,106 Pl	-0,188 Pl	-0,265 Pl	-0,044 pl ²
	Mc(max)	0,032 pl ²	0,048 Pl	0,086 Pl	0,121 Pl	0,020 pl ²
	Md	-0,059pl ²	-0,088 Pl	-0,156 Pl	-0,220 Pl	-0,037 pl ²
	Me	-0,048pl ²	-0,072 Pl	-0,128 Pl	-0,180 Pl	-0,030pl ²
	Cmin	-0,194 pl	-0,291 P	-0,517 P	-0,726 P	-0,121 pl
	Q2c(max)	0,103 pl	0,154 P	0,274 P	0,385 P	0,064 pl
Q3c(min)	-0,091 pl	-0,136 P	-0,242 P	-0,341 P	-0,057 pl	

Навчальне видання

КЛІМОВ Юлій Анатолійович

**ПРОЄКТУВАННЯ МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ
КОНСТРУКЦІЙ БАГАТОПОВЕРХОВОЇ БУДІВЛІ З
РЕБРИСТИМ ПЕРЕКРИТТЯМ**

Навчальний посібник

Рекомендовано вченою радою Київського національного університету
будівництва і архітектури як навчальний посібник для здобувачів
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

Редагування і коректура *Ю.А. Клімов.*

Підписано до друку 19.06.2024 р. Формат 60x84 ¹/₁₆.

Папір офсетний. Гарнітура Таймс.

Ум. друк. арк. 8,71. Облік.-вид. арк. 5,64.

Тираж 50 прим.

Видавець:

Київського національного університету будівництва і
архітектури

03680, м. Київ, Повітрофлотський проспект, 31,

Виготовлювач:

ТОВ «Видавництво Ліра-К» Свідоцтво №3981, серія ДК.

03142, м. Київ, вул. В. Стуса, 22/1

Тел./факс (044) 247-93-37; 228-81-12

Сайт: lira-k.com.ua, редакція: zv_lira@ukr.net

Для нотаток

Для нотаток