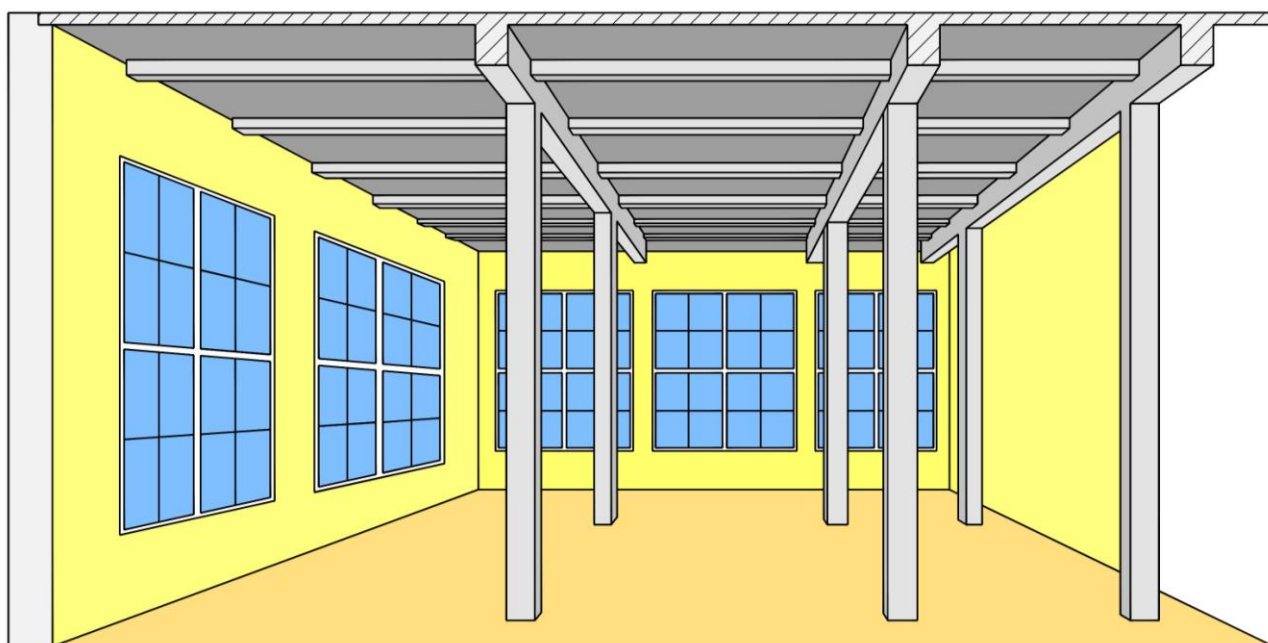


МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка
Кафедра залізобетонних і кам'яних конструкцій та опору матеріалів

**КОНСТРУЮВАННЯ І РОЗРАХУНОК
МОНОЛІТНИХ РЕБРИСТИХ ПЕРЕКРИТТІВ**



ПОЛТАВА 2013

Конструювання і розрахунок монолітних ребристих перекриттів : навчальний посібник / А.М. Павліков, О.В. Гарькава. За ред. А.М. Павлікова. – Полтава: ПолтНТУ, 2013. – 83 с.

У посібнику наведені положення й рекомендації щодо розрахунків і проектування монолітних ребристих перекриттів та їх елементів, що виготовляються з важких бетонів.

Посібник призначається для самостійної роботи студентів при виконанні курсових і дипломних проектів відповідно до програми дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції».

Наводяться вимоги ДБН В.2.6-98:2009 та ДСТУ Б В.2.6.-156:2010, яких слід дотримуватись при проектуванні елементів монолітних ребристих перекриттів, положення, що деталізують ці вимоги, а також типові приклади з розрахунками та всі необхідні довідкові дані, які використовуються при проектуванні таких перекриттів.

Укладачі: А.М. Павліков, д.т.н., професор, завідувач кафедри ЗБіККтаОМ;
О.В. Гарькава, к.т.н., старший викладач кафедри ЗБіККтаОМ.

Відповідальний за випуск: А.М. Павліков, завідувач кафедри залізобетонних і кам'яних конструкцій та опору матеріалів, доктор технічних наук, професор.

Рецензенти: О.В. Семко, д.т.н., професор, завідувач кафедри АіМБ;
П.П. Воскобійник, к.т.н., доцент кафедри ЗБіККтаОМ.

Затверджено науково-методичною
радою університету
від _____ 2013 р., протокол № ____

ЗМІСТ

ВСТУП.....	4
1 РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ МОНОЛІТНОГО РЕБРИСТОГО ПЕРЕКРИТТЯ З БАЛКОВИМИ ПЛИТАМИ	4
1.1 Компонування конструктивних схем та вибір оптимального варіанта перекриття.....	5
1.2 Розрахунок і конструювання плити.....	9
1.2.1 Визначення навантажень, що діють на плиту	9
1.2.2 Розрахункова схема плити.....	11
1.2.3 Статичний розрахунок плити.....	13
1.2.4 Уточнення конструктивних параметрів поперечного перерізу плити.....	15
1.2.5 Визначення площ робочої арматури в розрахункових перерізах плити ..	17
1.2.6 Конструювання плити з урахуванням вимог ДБН В.2.6-98:2009.....	20
1.3 Розрахунок і конструювання другорядної балки	25
1.3.1 Розрахункова схема балки	25
1.3.2 Статичний розрахунок балки	27
1.3.3 Уточнення розмірів поперечного перерізу балки	28
1.3.4 Розрахунок міцності балки в нормальних перерізах	30
1.3.5 Розрахунок міцності балки в похилих перерізах	33
1.3.6 Побудова обвідної епюри моментів	36
1.3.7 Побудова епюри матеріалів.....	39
1.3.8 Анкерування поздовжньої арматури	42
2 ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ І КОНСТРУЮВАННЯ МОНОЛІТНОГО РЕБРИСТОГО ПЕРЕКРИТТЯ З БАЛКОВИМИ ПЛИТАМИ.....	45
2.1 Компонування конструктивних схем та вибір оптимального варіанта перекриття.....	45
2.2 Розрахунок і конструювання плити.....	48
2.2.1 Визначення навантажень, що діють на плиту	48
2.2.2 Розрахункова схема плити.....	49
2.2.3 Статичний розрахунок плити.....	50
2.2.4 Уточнення конструктивних параметрів поперечного перерізу плити.....	50
2.2.5 Визначення площ робочої арматури в розрахункових перерізах плити	51
2.2.6 Конструювання плити з урахуванням вимог ДБН В.2.6-98:2009.....	52
2.3 Розрахунок і конструювання другорядної балки	58
2.3.1 Розрахункова схема балки	58
2.3.2 Статичний розрахунок балки	59
2.3.3 Уточнення розмірів поперечного перерізу балки	60
2.3.4 Розрахунок міцності балки в нормальних перерізах	61
2.3.5 Розрахунок міцності балки в похилих перерізах	63
2.3.6 Побудова обвідної епюри моментів	65
2.3.7 Побудова епюри матеріалів.....	68
2.3.8 Анкерування поздовжньої арматури	71
ДОДАТОК А. Таблиці значень параметрів та характеристик, що використовуються в розрахунках	75
СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ.....	82

ВСТУП

Останнім часом збільшенню об'ємів спорудження будинків із монолітного залізобетону приділяється зростаюча увага. Раніше монолітний залізобетон широко застосовувався при зведенні унікальних споруд і реконструкції існуючих об'єктів, оскільки використання в цих випадках конструкцій зі збірного залізобетону було пов'язане з труднощами через застосування нетрадиційних архітектурно-планувальних рішень. На сьогодні відчувається тенденція широкого впровадження монолітних залізобетонних конструкцій у житлове будівництво. Це пояснюється високими архітектурними і конструктивними показниками монолітних будівель. Формотворчі можливості монолітного залізобетону дозволяють створювати будівлі будь-якої конфігурації і внутрішнього планування, забезпечуючи найбільш сучасні функціональні й архітектурні вимоги.

Практика експлуатації будинків і споруд також свідчить на користь конструкцій з монолітного залізобетону: вони надійніші, мають більшу стійкість проти корозії арматури, дають можливість ширшого використання, місцевих будівельних матеріалів. Все це, звичайно, потребує інтенсифікації інженерної праці при застосуванні методів розрахунків у проектуванні будівельних конструкцій з монолітного залізобетону для забезпечення надійності та підвищення економічності несучих конструкцій і створення сучасної нормативної бази, яка охоплює всі аспекти.

Але на сьогодні як нормативної, так і довідкової літератури з питань проектування монолітних багатоповерхових будинків ще недостатньо. Особливо це відчувається в навчальному процесі з введенням у дію нових нормативних документів з розрахунку і проектування залізобетонних конструкцій.

Мета посібника – допомогти студентам будівельних спеціальностей засвоїти особливості проектування монолітних конструкцій на прикладі монолітного ребристого перекриття. Методика розрахунків, наведених у посібнику, орієнтує студентів на своєчасне врахування конструктивних вимог нових будівельних норм ДБН В.2.6-98:2009 та ДСТУ Б В.2.6.-156:2010.

У додатку наводиться довідковий матеріал, необхідний при розв'язуванні прикладів та в самостійній роботі студентів при виконанні курсових і дипломних проектів.

1 РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ МОНОЛІТНОГО РЕБРИСТОГО ЗАЛІЗОБЕТОННОГО ПЕРЕКРИТТЯ З БАЛКОВИМИ ПЛИТАМИ

Монолітне ребристе перекриття являє собою єдину конструкцію, що складається з плит, другорядних і головних балок. У перекритті з балковими плитами використовується така схема його розподілу на окремі елементи: плита опирається на другорядні балки, другорядні балки – на головні, головні балки – на колони й стіни (рис. 1.1).

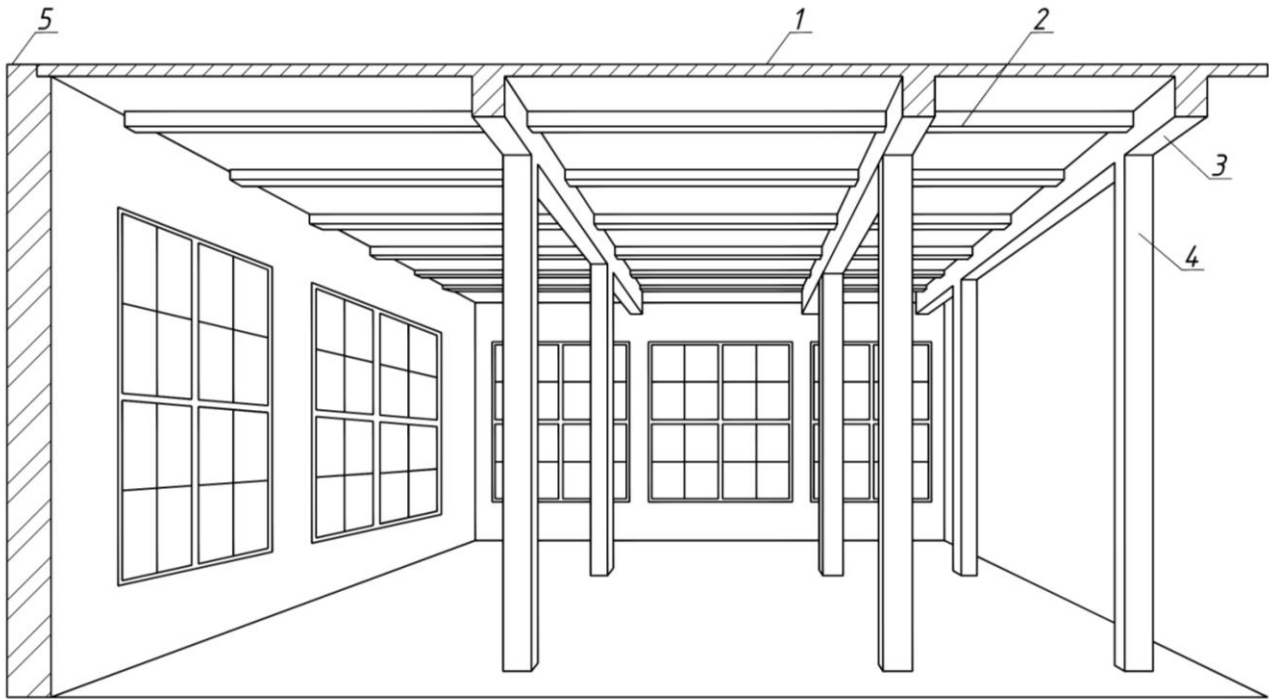


Рисунок 1.1 – Монолітне ребристе перекриття:

1 – плита; 2 – другорядна балка; 3 – головна балка; 4 – колона; 5 – стіна

Вважається, що за такою схемою здійснюється передача навантаження з перекриття на фундамент.

Проектування монолітного ребристого залізобетонного перекриття з балковими плитами включає: компонування конструктивної системи; розрахунок і конструювання балкової плити, другорядної та головної балок.

1.1 Компонування конструктивних схем та вибір оптимального варіанта перекриття

Компонуючи конструктивну схему перекриття, вибирають сітку колон, напрямок головних і крок другорядних балок. Можливі дві різні за конструкцією схеми перекриття. Вони відрізняються одна від одної розташуванням головних балок – уздовж будинку (рис. 1.2) чи впоперек (рис. 1.3).

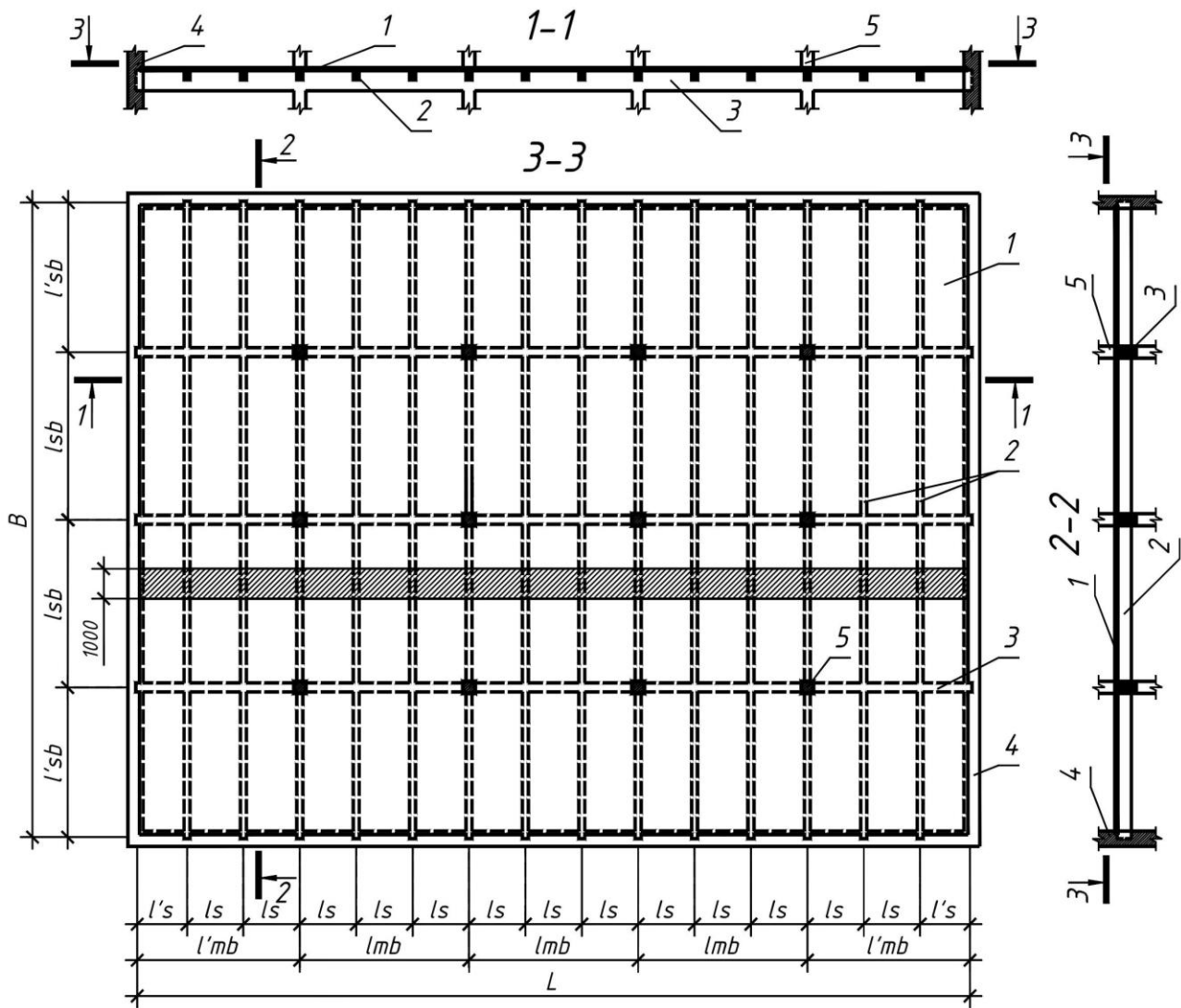


Рисунок 1.2 – План монолітного ребристого перекриття з головними балками вздовж будівлі: 1 – плита; 2 – другорядна балка; 3 – головна балка; 4 – стіна; 5 – колона

У процесі компонування конструктивних схем слід дотримуватися таких вимог:

- проліт головної балки – $l_{mb} = 6 \dots 8$ м;
- проліт другорядної балки – $l_{sb} = 5 \dots 7$ м;
- проліт плити – $l_s = 1,7 \dots 2,7$ м;
- $l_{sb} / l_s \geq 2$ [1, п. 5.3.1.5].

Колони розташовують з кроком $5 \dots 7$ м і прольотом $6 \dots 8$ м у місцях перетину осей головних і другорядних балок.

Балки і плити можна вважати рівнопрольотними, але крайні прольоти раціональніше проектувати меншими. Різниця при цьому в значеннях крайнього і середнього прольотів не повинна перевищувати 10 % для другорядних і головних балок та 20 % – для плит. Зменшення крайніх прольотів у таких межах порівняно із середніми приводить до вирівнювання в них згинальних моментів. Внаслідок цього спрощується армування. Оптимальний

варіант перекриття вибирають на основі порівняння техніко-економічних показників варіантів перекриття.

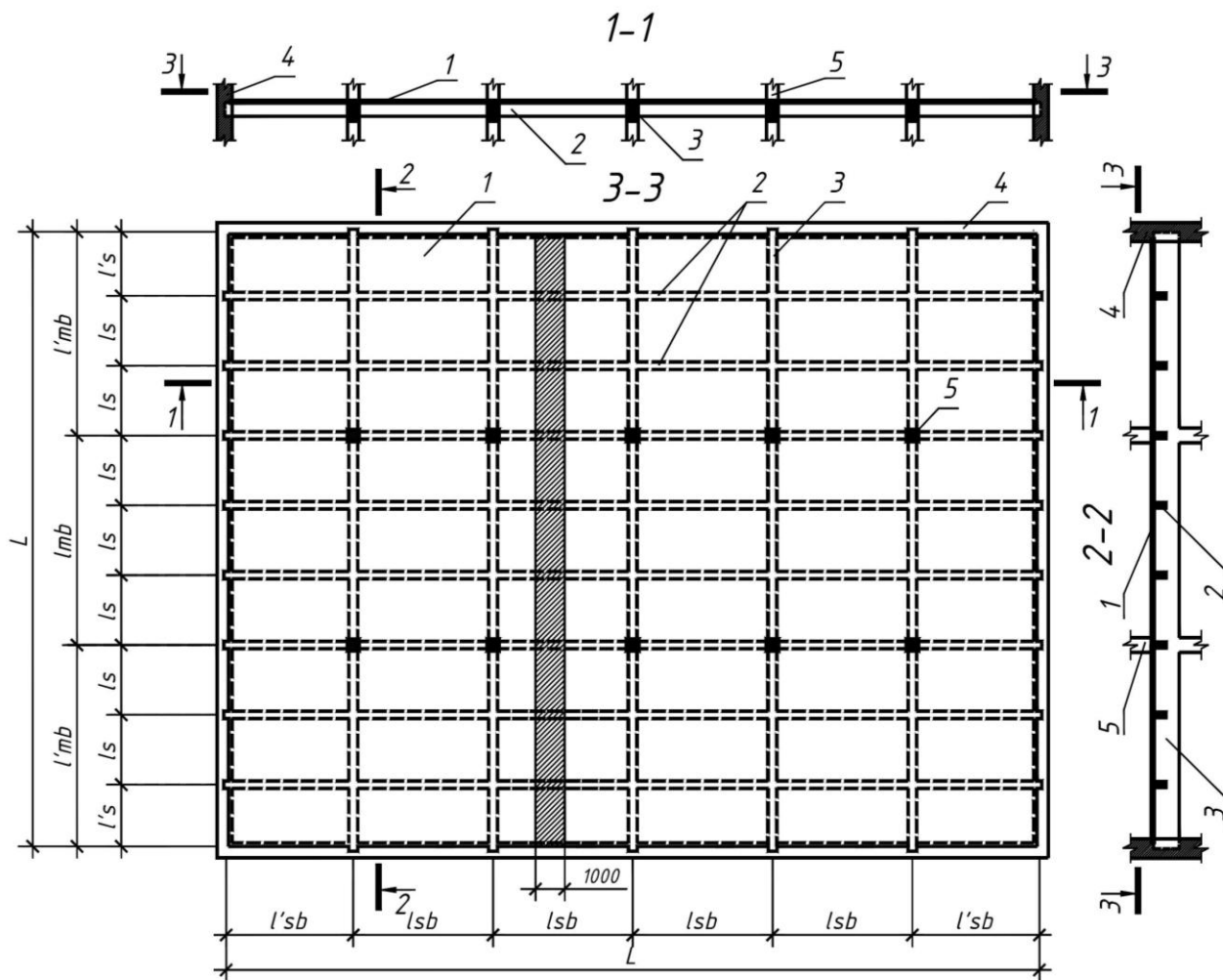


Рисунок 1.3 – План монолітного ребристого перекриття з головними балками впоперек будівлі: 1 – плита; 2 – другорядна балка; 3 – головна балка; 4 – стіна; 5 – колона

Оптимальний варіант перекриття вибирається за результатами порівняння приведеної товщини бетону варіантів перекриттів за формулою О.М. Овечкіна:

$$H_{red} = h_{s,red} + h_{sb,red} + h_{mb,red} + h_{c,red}, \quad (1.1)$$

де $h_{s,red}$ – приведена товщина бетону плити, см:

$$h_{s,red} = (0,12 \dots 0,14) l_s \sqrt{100 l_s + \frac{v_0}{10}}, \quad (1.2)$$

що приймається згідно з [1, п. 5.3.1.6] не менше 50 мм (40 мм якщо ребра розташовані зі сталим модулем);

$h_{sb,red}$ – приведена товщина бетону другорядних балок, см:

$$h_{sb,red} = (0,005 \dots 0,008) l_{sb} k_{sb} \sqrt[3]{\frac{v_0^2}{100} \cdot \frac{l_{sb}}{l_s}}, \quad (1.3)$$

де v_0 – характеристичне значення змінного навантаження на перекриття (приймається за [3, табл. 6.2] або згідно із завданням на проектування), Н/м²;

$$k_{sb} = \frac{n_s \pm 1}{n_s};$$

n_s – число прольотів плити;

$h_{mb,red}$ – приведена товщина бетону головних балок, см:

$$h_{mb,red} = (0,004 \dots 0,005) l_{mb} k_{mb} \sqrt[3]{\frac{v_0^2}{100} \cdot \frac{l_{mb}}{l_{sb}}}, \quad (1.4)$$

де

$$k_{mb} = \frac{n_{sb} \pm 1}{n_{sb}};$$

n_{sb} – число прольотів другорядної балки;

$h_{c,red}$ – приведена товщина бетону колон, см:

$$h_{c,red} = (0,0002 \dots 0,0003) \frac{v_0}{10} H_{fl} n_{fl} k_c, \quad (1.5)$$

де H_{fl} – висота поверху, м;

n_{fl} – число поверхів, розташованих вище від розглядуваного перекриття;

$$k_c = \frac{n_{mb} \pm 1}{n_{mb}} \cdot \frac{n_{sb} \pm 1}{n_{sb}};$$

n_{mb} – число прольотів головної балки;

l_s, l_{sb}, l_{mb} – довжина прольотів відповідно плити, другорядної та головної балок, м.

У формулах для визначення k_{sb}, k_{mb}, k_c знак «–» приймається для перекриттів, обпертих по контуру на несучі стіни; знак «+» – для перекриттів, котрі по контуру монолітно зв'язані з балками.

Контрольні питання і приклади

1. З яких елементів складається монолітне ребристе перекриття?
2. Які плити відносять до балкових?
3. Як призначаються прольоти l_{mb} головної та l_{sb} другорядної балок?
4. Яких вимог слід дотримуватись при komponуванні монолітних ребристих перекриттів?
5. Як передається навантаження з монолітного ребристого перекриття на фундамент?
6. Накреслити схему монолітного ребристого перекриття з головними балками вздовж будинку.
7. На скільки доцільно зменшувати крайні прольоти l_s' плит і l_{sb}' балок порівняно із середніми l_s, l_{sb} ?

1.2 Розрахунок і конструювання плити

Розрахунок плити виконують у два етапи. На першому – обчислюють розрахункові значення навантажень, що діють на плиту, визначають згинальні моменти M_{Ed} від цих навантажень і поперечні сили V_{Ed} у розрахункових перерізах плити. На другому етапі за підрахованими значеннями величин M_{Ed} і V_{Ed} в розрахункових перерізах визначають площу робочої арматури за умов, які задовольняють граничним станам першої групи.

1.2.1 Визначення навантажень, що діють на плиту

Загальне навантаження на 1 м^2 плити складається з постійного навантаження g (від маси плити, утеплювача й конструкції підлоги), а також із корисного змінного навантаження v (приймається за [3, табл. 6.2] або згідно із завданням на проектування).

Характеристичне значення постійного навантаження являє собою розподілену на 1 м^2 перекриття вагу від власної маси цього перекриття й маси кожного із шарів підлоги окремо:

$$g_0 = \sum_{i=1}^n \delta_i \rho_i, \quad (1.6)$$

де δ_i – товщина перекриття або шару підлоги, які розглядаються, м;

ρ_i – густина матеріалу шару підлоги або перекриття, Н/м^3 .

При визначенні розрахункових граничних значень навантажень g і v їх характеристичні значення g_0 і v_0 перемножують (табл. 1.1) на коефіцієнт надійності за навантаженням γ_{fm} [3, табл. 5.1, п. 6.7] і коефіцієнт надійності за відповідальністю γ_n [4, п. 7.6.4].

Таким чином,

$$g = g_0 \gamma_{fm} \gamma_n; \quad (1.7)$$

$$v = v_0 \gamma_{fm} \gamma_n. \quad (1.8)$$

Розрахункове граничне значення загального навантаження

$$q = g + v. \quad (1.9)$$

Визначаючи характеристичні значення навантажень, що діють на плиту перекриття, конструкцію підлоги вибирають залежно від призначення будинку й особливостей його експлуатації. Вибираючи тип покриття підлоги, слід користуватися СНиП 2.03.13-88 [5]. Конструкцію підлоги можна вибирати згідно з рекомендаціями [6, 7], питому вагу матеріалів підлоги – за [8]. Навантаження зручніше всього підраховувати у табличній формі.

Приклад 1. Визначити розрахункові граничні значення навантажень, що діють на 1 м^2 перекриття підлоги вестибюля кіноконцертного залу.

Розв’язання. За прийнятою на основі [5] конструкцією підлоги (рис. 1.4) виконуємо підрахунок навантажень у табличній формі (табл. 1.1).

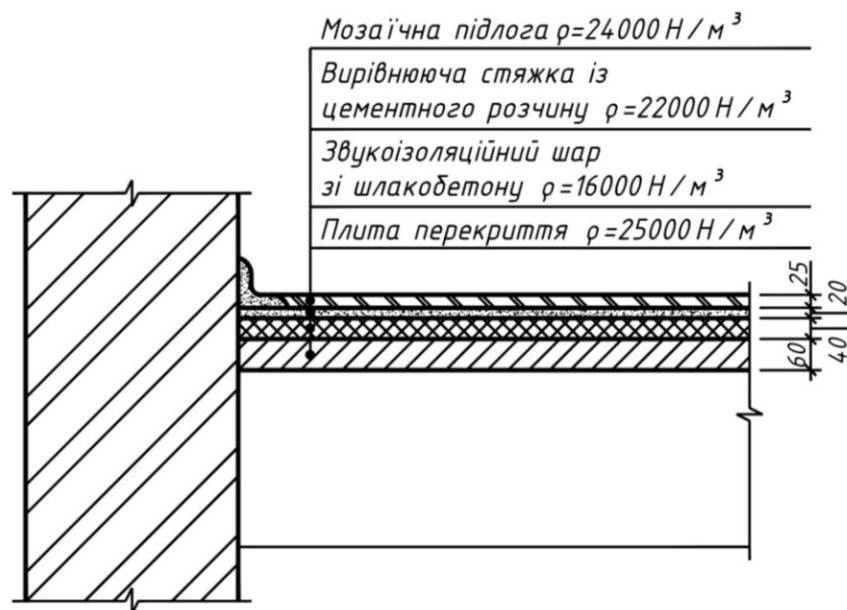


Рисунок 1.4 – Конструкція підлоги вестибюля кіноконцертного залу

Таблиця 1.1 – Підрахунок навантажень, що діють на 1 м^2 перекриття

№ з/п	Навантаження	Характеристичне значення навантаження, Н/м^2	Коефіцієнт надійності		Розрахункове граничне значення навантаження, Н/м^2
			за навантаженням, γ_{fn} [3, табл. 5.1, п.6.7]	за відповідальністю, γ_n [4, п. 7.6.4]	
1	Постійне від ваги:				
1.1	мозаїчної підлоги $t = 0,025 \text{ м};$ $\rho = 24000 \text{ Н/м}^3$	600	1,1	1,1	726
1.2	вирівнюючої цементної стяжки $t = 0,020 \text{ м};$ $\rho = 22000 \text{ Н/м}^3$	440	1,3	1,1	629
1.3	звукоізоляційного шару зі шлакобетону $t = 0,040 \text{ м};$ $\rho = 16000 \text{ Н/м}^3$	640	1,3	1,1	915
1.4	плити перекриття $t = 0,060 \text{ м};$ $\rho = 25000 \text{ Н/м}^3$	1500	1,1	1,1	1815
	Разом постійне	—	—	—	$g = 4085$
2	Змінне корисне	4000	1,2	1,1	$v = 5280$
3	Загальне	—	—	—	$q = g+v = 9365$

Примітка: наведені в табл. 1.1 та на рис. 1.4 значення питомої ваги матеріалів вибрані за [8, с. 6, 7].

Контрольні питання і приклади

1. Відповідно до якого нормативного документа вибирається тип покриття підлоги в приміщеннях будинків, що проектуються?
2. Назвати нормативний документ, котрий регламентує змінне навантаження, що діє на перекриття приміщення.
3. Які навантаження складають загальне навантаження?
4. Як визначається розрахункове граничне значення загального навантаження q ?
5. Назвати коефіцієнти, котрі необхідні для обчислення розрахункових граничних значень навантажень.
6. Підрахувати навантаження, що діє на 1 м^2 перекриття читального залу з паркетним покриттям підлоги. Результати оформити у вигляді табл. 1.1.

1.2.2 Розрахункова схема плити

Монолітні балкові плити ребристого залізобетонного перекриття при розрахунку за методом граничної рівноваги слід розглядати як смуги шириною 1 м , вирізані з плити паралельно її коротким сторонам (рис. 1.2, 1.3). За розрахункову схему такої плити беруть нерозрізну балку з числом прольотів не більше п'яти (рис. 1.5), оскільки при більшому числі прольотів зусилля у всіх середніх прольотах незначно відрізняються від зусиль у третьому прольоті.

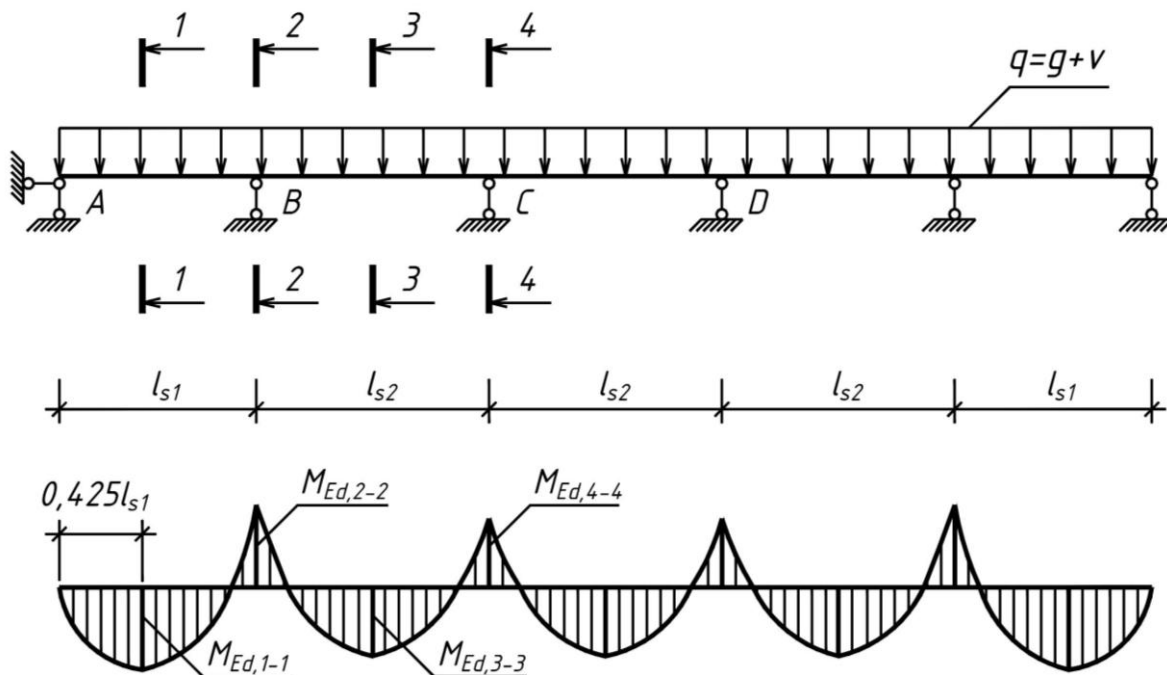


Рисунок 1.5 – Розрахункова схема та епюра M_{Ed} монолітної балкової плити

За розрахунковий (починаючи з другого) проліт l_{si} плити беруть відстань у просвіті між другорядними балками. При вільному обпиранні крайнього кінця плити її розрахунковий проліт l_{s1} вважають таким, що дорівнює відстані від осі опори до бічної поверхні першої другорядної балки (рис. 1.6).

Щоб знайти розрахункові прольоти плити, слід спочатку задатися розмірами поперечного перерізу другорядної балки:

$$h_{sb} = (1/12 \dots 1/20) l_{sb};$$

$$b_{sb} = (1/2 \dots 1/3) h_{sb}.$$

Розміри другорядної балки необхідно округлювати до значень, кратних 50 мм [9, с. 127].

Розрахунковий проліт l_{s2} середніх плит береться таким, що дорівнює відстані у просвіті між другорядними балками (рис. 1.6)

$$l_{s2} = l_s - b_{sb}, \quad (1.10)$$

де l_s – відстань між осями другорядних балок (рис. 1.2, 1.3).

Розрахунковий проліт крайньої плити при обпиранні її з одного боку на несучу стіну (рис. 1.6)

$$l_{s1} = l'_s - a - b_{sb} / 2 + t / 2, \quad (1.11)$$

де l'_s – відстань між координаційною віссю й віссю другорядної балки;

a – прив'язка координаційної осі до внутрішньої грані стіни;

t – довжина площадки обпирання плити на стіну (приймається не менше товщини h_s плити, яка визначається попереднім розрахунком за п.1.2). У даному випадку $t = 120$ мм, що відповідає замуруванню плити в стіну на півцеглини.

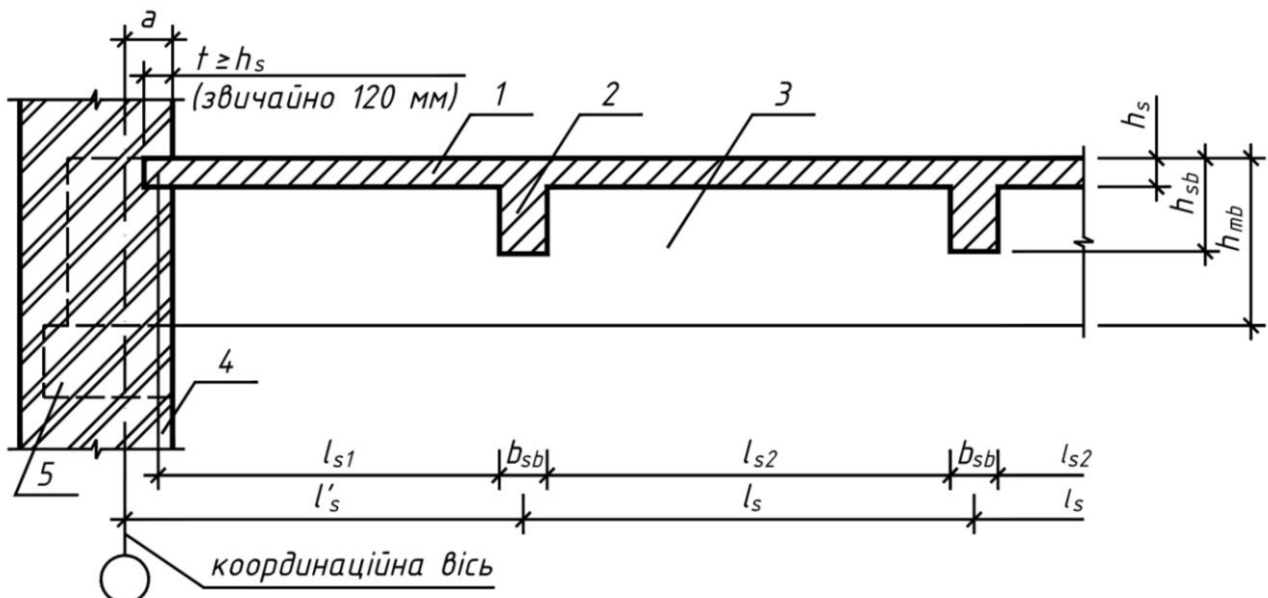


Рисунок 1.6 – До визначення розрахункових прольотів плити:

- 1 – плита; 2 – другорядна балка; 3 – головна балка;
- 4 – стіна; 5 – розподільча залізобетонна подушка

Розрахункове граничне значення навантаження $q = g + v$ визначається за п.1.2.1. При цьому слід урахувати, що при ширині смуги плити 1 м, навантаження, що діє на 1 м² плити, одночасно є навантаженням на 1 м погонної довжини цієї смуги.

Розрахунок монолітного ребристого перекриття виконують методом граничної рівноваги. Розрахунковими перерізами вважаються такі (рис. 1.5):

- 1-1 – у першому прольоті на відстані $0,425l_{s1}$ від опори А;
- 2-2 – на опорі В ліворуч та праворуч від неї;
- 3-3 – посередині другого прольоту;
- 4-4 – на опорі С ліворуч та праворуч від неї.

Контрольні питання і приклади

1. Накреслити розрахункову схему плити монолітного ребристого залізобетонного перекриття з 37 прольотами плити.

2. Як визначити розрахунковий проліт плити в крайньому та середніх прольотах?

3. Використовуючи рис. 1.6, розрахувати довжину крайнього прольоту балкової плити, якщо відомо, що координаційна вісь проходить на відстані 250 мм від внутрішньої грані стіни, відстань між координаційною віссю та віссю крайньої другорядної балки $l'_s = 2$ м, ширина другорядної балки $b_{sb} = 150$ мм, товщина плити $h_s = 60$ мм.

4. Для другорядних балок з кроком між ними 6 м призначити максимальну $h_{sb}^{\max}$ і мінімальну $h_{sb}^{\min}$ висоту балки, якщо проліт балки $l_{sb} = 6,5$ м.

5. У монолітному ребристому перекритті ширина другорядних балок $b_{sb} = 200$ мм крок між ними $l_s = 4,6$ м. Визначити розрахункову довжину середніх прольотів плити l_{s2} .

1.2.3 Статичний розрахунок плити

Згинальні моменти в розрахункових перерізах (рис. 1.5) з урахуванням їх перерозподілу внаслідок пластичних деформацій, якщо прольоти рівні або такі, що відрізняються не більше, ніж на 20% [9, с. 308]:

у крайньому прольоті (переріз 1-1)

$$M_{Ed,1-1} = \frac{ql_{s1}^2}{11}; \quad (1.12)$$

над другою від краю опорою (переріз 2-2)

$$M_{Ed,2-2} = \frac{ql_{s2}^2}{14}, \quad l_{s2} > l_{s1}; \quad (1.13)$$

у середніх прольотах і над середніми опорами (перерізи 3-3, 4-4)

$$M_{Ed,3-3} = -M_{Ed,4-4} = \pm \frac{ql_{s2}^2}{16}. \quad (1.14)$$

Згинальні моменти в середніх прольотах і на середніх опорах для плит, які задовольняють умову $h_s / l_{si} \geq 1/30$ і затиснуті по всьому контуру балками, зменшують на 20%, ураховуючи цим самим вплив розпору балки в стані її граничної рівноваги.

Поперечні сили на опорах плити
на крайній вільній опорі А

$$V_{Ed,A} = 0,4ql_{s1}; \quad (1.15)$$

на першій проміжній опорі В зліва

$$V_{Ed,Bl} = 0,6ql_{s1}; \quad (1.16)$$

на першій проміжній опорі В справа й на інших

$$V_{Ed,Br} = V_{Ed,Cl} = V_{Ed,Cr} = 0,5ql_{s2}. \quad (1.17)$$

Приклад 2. Для зображеної на рис. 1.3 схеми монолітного ребристого перекриття з $l'_s = 1,9\text{ м}$, $l_s = 2,0\text{ м}$, $l_{sb} = 6,0\text{ м}$ і діючих на 1 м^2 плити розрахункових значеннях навантаження $g = 3518\text{ Н/м}^2$ і $v = 4560\text{ Н/м}^2$ визначити розрахункові значення зусиль в плиті. Прив'язка граней внутрішніх стін до координаційної осі – 200 мм.

Розв'язання. Розрахунковою схемою плити буде п'ятипрольотна балка (рис. 1.5). Розрахункові зусилля в плиті слід визначати за формулами (1.12) – (1.17). Довжини розрахункових прольотів l_{s1} і l_{s2} в цих формулах знайдемо з виразів (1.10) та (1.11), підставивши в них попередньо призначену висоту другорядної балки і її ширину зі співвідношень (п. 1.2.2):

$$h_{sb} = (1/12 \dots 1/20)l_{sb}; \quad b_{sb} = (1/2 \dots 1/3)h_{sb}.$$

Взявши, наприклад, середні значення цих співвідношень, отримаємо:

$$h_{sb} = 6000/16 = 375\text{ мм}, \text{ з урахуванням округлення } h_{sb} = 350\text{ мм}.$$

Аналогічно $b_{sb} = 350/2,5 = 140\text{ мм}$ або, округливши, матимемо $b_{sb} = 150\text{ мм}$.

Беремо $h_{sb} = 350\text{ мм}$; $b_{sb} = 150\text{ мм}$.

Розрахункові довжини прольотів тепер будуть

$$l_{s1} = l'_s - a - b_{sb}/2 + 120/2 = 1900 - 200 - 150/2 + 60 = 1685\text{ мм};$$

$$l_{s2} = l_s - b_{sb} = 2000 - 150 = 1850\text{ мм}.$$

Ці прольоти відрізняються один від одного на $100(1850 - 1685)/1850 = 9,8\% < 20\%$, що відповідає вимогам конструювання (п. 1.1).

Розрахунковою схемою монолітної плити буде п'ятипрольотна нерозрізна балка шириною 1 м (п. 1.2.2). Інтенсивність діючого за її довжиною навантаження $q = (g + v) \cdot 1\text{ м} = (3518 + 4560) \cdot 1,0 = 8078\text{ Н/м}$.

Розрахункові зусилля для такої балки будуть (рис. 1.5):

$$M_{Ed,1-1} = ql_{s1}^2/11 = 8078 \cdot 1685^2/11 = 2085100\text{ Нмм} = 2,09\text{ кНм};$$

$$M_{Ed,2-2} = ql_{s2}^2 / 14 = 8078 \cdot 1850^2 / 14 = 1974855 \text{ Нмм} = 1,97 \text{ кНм};$$

$$M_{Ed,3-3} = -M_{Ed,4-4} = ql_{s2}^2 / 16 = 8078 \cdot 1850^2 / 16 = 1727998 \text{ Нмм} = 1,73 \text{ кНм};$$

$$V_{Ed,A} = 0,4ql_{s1} = 0,4 \cdot 8078 \cdot 1685 = 5445 \text{ Н} = 5,45 \text{ кН};$$

$$V_{Ed,BI} = 0,6ql_{s1} = 0,6 \cdot 8078 \cdot 1685 = 8167 \text{ Н} = 8,17 \text{ кН};$$

$$V_{Ed,Br} = V_{Ed,Cl} = V_{Ed,Cr} = 0,5ql_{s2} = 0,5 \cdot 8078 \cdot 1850 = 7472 \text{ Н} = 7,47 \text{ кН}.$$

Контрольні питання і приклади

1. Для схеми, зображеної на рис. 1.5, розрахункові прольоти балкової плити: середні $l_{s2} = 2,0 \text{ м}$, крайні $l_{s1} = 1,8 \text{ м}$. Знайти значення моментів, що діють у прольотах $M_{Ed,1-1}$, $M_{Ed,3-3}$ і на опорах $M_{Ed,2-2}$, $M_{Ed,4-4}$ плити, якщо на неї діє рівномірно розподілене навантаження інтенсивністю $q = 9000 \text{ Н/м}$.

2. Для балкової плити (рис. 1.5), завантаженої рівномірно розподіленим навантаженням інтенсивністю $q = 8500 \text{ Н/м}$, визначити поперечні сили $V_{Ed,A}$, $V_{Ed,BI}$, $V_{Ed,Br}$, що діють на крайніх і середніх опорах при $l_{s1} = 2,0 \text{ м}$, $l_{s2} = 2,4 \text{ м}$.

3. Записати формули для визначення зусиль у плиті.

4. Назвати мінімальну глибину замурування плити в стіну.

5. Назвати перерізи плити, які слід розглядати як розрахункові.

1.2.4 Уточнення конструктивних параметрів поперечного перерізу плити

Як видно з розрахункової схеми плити (п. 1.2.2, рис. 1.5), її розрахунковим перерізом за всією довжиною буде прямокутник, ширина якого $b_s = 1000 \text{ мм}$ (рис. 1.7)

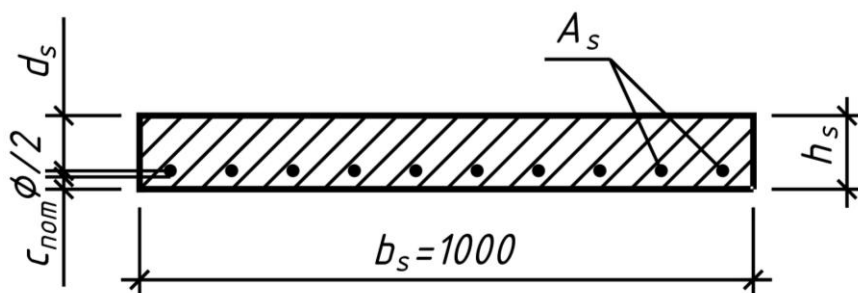


Рисунок 1.7 – Розрахунковий переріз плити: d_s – робоча висота перерізу;

$\varnothing$ – діаметр арматури; c_{nom} – товщина захисного шару;

A_s – робоча арматура

Товщину плити, визначену раніше як приведену за формулою (1.2) у процесі порівняння варіантів перекриття, уточнюють так.

За максимальним моментом обчислюють її необхідну розрахункову робочу висоту

$$d_s = \sqrt{\frac{M_{\max}}{f_{cd}\gamma_{c1}b_s\bar{\alpha}_m}}, \quad (1.18)$$

де γ_{c1} – коефіцієнт умов роботи бетону, який враховує тривалість впливу статичного навантаження, при тривалій дії навантаження $\gamma_{c1} = 0,9$ [2, п. 3.1.2.5];
 f_{cd} – розрахункове значення міцності бетону на стиск для граничних станів першої групи (табл. А.1);
 b_s – ширина перерізу плити, $b_s = 1000$ мм;
 $\bar{\alpha}_m$ – коефіцієнт, який вибирається з табл. А.5.

Щоб визначити $\bar{\alpha}_m$, задаються оптимальним значенням відсотка армування плити, який коливається в межах $\rho_f \% = 0,3 \dots 0,6\%$, і обчислюють відносну висоту стиснутої зони бетону

$$\bar{\xi} = \rho_f \frac{f_{yd}}{\omega f_{cd}\gamma_{c1}}, \quad (1.19)$$

де ρ_f – коефіцієнт армування для поздовжньої арматури, $\rho_f = \rho_f \% / 100\%$;
 f_{yd} – розрахункове значення міцності арматури на границі текучості для граничних станів першої групи (табл. А.2);
 ω – функція повноти епюри напружень в бетоні стиснутої зони [11, п. 4.1, с. 33], (табл. А.3).

Визначивши за (1.19) $\bar{\xi}$, за табл. А.5 знаходимо відповідне значення $\bar{\alpha}_m$.

Формула (1.19) справедлива для випадків, коли відносна висота бетону стиснутої зони перерізу плити не перевищує граничну, а саме:

$$\bar{\xi} \leq \bar{\xi}_R. \quad (1.20)$$

Щоб перевірити цю умову, необхідно обчислити граничну висоту (табл. А.4)

$$\bar{\xi}_R = \frac{1}{1 + \frac{f_{yd}}{\varepsilon_{c1,cd}\eta_u E_s}}, \quad (1.21)$$

де $\varepsilon_{c1,cd}$ – значення відносних деформацій стиску бетону при максимальних напруженнях f_{cd} (табл. А.1);
 η_u – рівень граничних значень відносних деформацій стиску бетону (табл. А.1);
 E_s – розрахункове значення модуля пружності арматурної сталі (табл. А.2).

Значення $\bar{\xi}_R$ наведені для елементів з важкого бетону в табл. А.4.

Товщина плити за рис. 1.7

$$h_s = d_s + \varnothing / 2 + c_{nom}, \quad (1.22)$$

де $\varnothing$ – діаметр поздовжньої робочої арматури, що призначається не менше 6 мм – для в'язаної і 3 мм – для зварної [10, с. 354];

c_{nom} – товщина захисного шару, що приймається не менше діаметра стержня і не менше 10 мм [1, п. 4.4].

Отримане значення h_s округлюємо до 10 мм з урахуванням того, що товщину h_s монолітних плит рекомендується брати такою, що дорівнює 40, 50, 60, 70, 80, 100, 120, 140, 160, 180, 200, 250, 300 і далі кратною 100 [10, с. 353].

Потім остаточно підраховується фактична робоча висота перерізу плити

$$d_s = h_s - \varnothing / 2 - c_{nom}. \quad (1.23)$$

Ширина плити вибраної схеми розрахунку $b_s = 1000$ мм.

Контрольні питання і приклади

1. Якої ширини береться смуга, яка виділяється з монолітного ребристого перекриття для розрахунку і проектування плити?
2. Записати формулу для визначення робочої висоти плити d_s .
3. У яких межах перебуває оптимальний відсоток армування ρ_f % плити робочою арматурою?
4. Записати формулу для обчислення відносної висоти $\bar{\xi}$ бетону стиснутої зони плити
5. Як визначити граничну висоту $\bar{\xi}_R$ стиснутої зони бетону в плиті?
6. Навести правила остаточного визначення висоти (товщини) h_s плити монолітного ребристого перекриття.

1.2.5 Визначення площ робочої арматури в розрахункових перерізах плити

Робочу арматуру підбираємо для прольотних 1 – 1, 3 – 3 і опорних 2 – 2, 4 – 4 перерізів, де згинальні моменти максимальні (рис. 1.5). Потрібну площу в її розрахункових поперечних перерізах визначають у такій послідовності. Спочатку для вибраного перерізу обчислюють коефіцієнт

$$\bar{\alpha}_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \gamma_{c1} b_s d_s^2}, \quad (1.24)$$

де M_{Ed} – розрахунковий момент від зовнішнього навантаження у розглядуваному перерізі, визначається за однією з формул (1.12) – (1.14) в Нмм;

f_{cd} – розрахункове значення міцності бетону на стиск для граничних станів першої групи, МПа (табл. А.1);

γ_{c1} – коефіцієнт умов роботи бетону, який враховує тривалість дії статичного навантаження при тривалій дії навантаження $\gamma_{c1} = 0,9$ [2, п. 3.1.2.5];

b_s – ширина перерізу плити, приймається $b_s = 1000$ мм;

d_s – робоча висота перерізу плити.

За підрахованим значенням $\bar{\alpha}_m$ у табл. А.5 знаходять значення відносного плеча внутрішньої пари сил $\bar{\xi}$, яке використовується для обчислення площі робочої арматури

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} d_s \bar{\xi}}, \quad (1.25)$$

де f_{yd} – розрахункове значення міцності арматури на границі текучості для граничних станів першої групи, МПа (табл. А.2).

Приклад 3. За знайденими значеннями моментів $M_{Ed,1-1}=2085100$ Нмм, $M_{Ed,2-2}=1974855$ Нмм, $M_{Ed,3-3}=-M_{Ed,4-4}=1727998$ Нмм для плити монолітного ребристого перекриття (див. приклад 2) з розрахунковими прольотами $l_{s1}=1,685$ м, $l_{s2}=1,850$ м уточнити конструктивні параметри поперечного перерізу й визначити кількість робочої арматури в розрахункових перерізах. Плита проектується з важкого бетону класу С20/25 з армуванням її стержнями зі сталі класу А240С. Схема перекриття показана на рис. 1.3, розрахункова схема на рис. 1.5.

Розв’язання. Згідно з пп. 1.2.4., 1.2.5 уточнюємо параметри поперечного перерізу і визначаємо площу робочої арматури.

Ураховуючи діапазон зміни оптимального відсотка армування перерізу плити (п. 1.2.4), візьмемо його середнє значення $\rho_f \%=0,45\%$.

За табл. А.1 для бетону класу С20/25: $f_{cd} = 14,5$ МПа; $E_{cd} = 23 \times 10^3$ МПа; $\varepsilon_{cl,cd} = 1,65 \times 10^{-3}$; за п. 3.1.4.1 [1] $K = \frac{1,05 \cdot 23 \cdot 10^3 \cdot 1,65 \cdot 10^{-3}}{14,5} = 2,748 \approx 2,5$; за

табл. А.3 $\omega = 0,767$; за п. 3.1.2.5 [2] $\gamma_{c1} = 0,9$; за табл. Д2: $f_{yd} = 229$ МПа.

Використовуючи ці дані, за (1.19) обчислюємо

$$\bar{\xi} = \rho_f \frac{f_{yd}}{f_{cd} \gamma_{c1} \omega} = 0,0045 \cdot \frac{229}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 0,767} = 0,103.$$

Перевіряємо чи виконується умова (1.20). Для цього з табл. А.4 визначаємо $\bar{\xi}_R = 0,674$.

Отримане значення $\bar{\xi} = 0,103 < \bar{\xi}_R = 0,674$, отже, умова (1.20) виконується.

З табл. А.5 визначаємо коефіцієнт $\bar{\alpha}_m$, що відповідає значенню $\bar{\xi} = 0,103$

$$\bar{\alpha}_m = 0,067 + \frac{(0,077 - 0,067)}{(0,104 - 0,091)} \cdot (0,103 - 0,091) = 0,076.$$

Робоча висота перерізу за (1.18)

$$d_s = \sqrt{\frac{M_{Ed,max}}{f_{cd} \gamma_{c1} b \bar{\alpha}_m}} = \sqrt{\frac{2085100}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 1000 \cdot 0,076}} = 45,85 \text{ мм.}$$

Приймаючи робочу арматуру $\varnothing 6$ і товщину захисного шару $c_{nom} = 10$ мм, за (1.22) знаходимо висоту перерізу плити (рис. 1.7):

$$h_s = d_s + \varnothing / 2 + c_{nom} = 45,85 + 6/2 + 10 = 58,85 \text{ мм.}$$

Приймаємо $h_s = 60$ мм.

Остаточне фактичне значення робочої висоти за (1.23)

$$d_s = h_s - \varnothing / 2 - c_{nom} = 60 - 6/2 - 10 = 47 \text{ мм.}$$

Для уточненого параметра d_s плити за (1.24) та (1.25) обчислюємо площу робочої арматури в розрахункових перерізах 1-1, 2-2, 3-3, 4-4 (рис. 1.5).

У першому прольоті (переріз 1-1)

$$\bar{\alpha}_{m,1-1} = \frac{M_{Ed,1-1}}{f_{cd} \gamma_{c1} b_s d_s^2} = \frac{2085100}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 1000 \cdot 47^2} = 0,072.$$

За табл. А.5 знаходимо

$$\bar{\xi}_{1-1} = 0,963 - \frac{(0,963 - 0,958)}{(0,077 - 0,067)} (0,072 - 0,067) = 0,961,$$

використовуючи отримане значення, обчислюємо

$$A_{s,1-1} = \frac{M_{Ed,1-1}}{f_{yd} d_s \bar{\xi}_{1-1}} = \frac{2085100}{229 \cdot 47 \cdot 0,961} = 201,6 \text{ мм}^2.$$

На першій проміжній опорі (переріз 2-2)

$$\bar{\alpha}_{m,2-2} = \frac{M_{Ed,2-2}}{f_{cd} \gamma_{c1} b_s d_s^2} = \frac{1974855}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 1000 \cdot 47^2} = 0,069;$$

$$\bar{\xi}_{2-2} = 0,963 - \frac{(0,963 - 0,958)}{(0,077 - 0,067)} (0,069 - 0,067) = 0,962;$$

$$A_{s,2-2} = \frac{M_{Ed,2-2}}{f_{yd} d_s \bar{\xi}_{2-2}} = \frac{1974855}{229 \cdot 47 \cdot 0,962} = 190,7 \text{ мм}^2.$$

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

$$\bar{\alpha}_{m,3-3(4-4)} = \frac{M_{Ed,3-3(4-4)}}{f_{cd} \gamma_{c1} b_s d_s^2} = \frac{1727998}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 1000 \cdot 47^2} = 0,060;$$

$$\bar{\xi}_{3-3(4-4)} = 0,968 - \frac{(0,968 - 0,963)}{(0,067 - 0,058)} (0,060 - 0,058) = 0,967;$$

$$A_{s,3-3(4-4)} = \frac{M_{Ed,3-3(4-4)}}{f_{yd} d_s \bar{\xi}_{3-3(4-4)}} = \frac{1727998}{229 \cdot 47 \cdot 0,967} = 166,0 \text{ мм}^2.$$

Контрольні питання і приклади

1. Визначити робочу висоту плити d_s монолітного ребристого перекриття, якщо відомо, що максимальний опорний згинальний момент $M_{\max} = 2,30$ кНм, плита виготовлена зі звичайного важкого бетону класу С25/30 і армована стержнями зі сталі класу А240С, $\rho_f \% = 0,4\%$.

2. Визначити товщину плити h_s монолітного ребристого перекриття, якщо робоча висота плити $d_s = 55$ мм, діаметр робочої арматури 6 мм.

3. Для плити товщиною $h_s = 60$ мм, яка сприймає згинальний момент $M = 2,00$ кНм, підібрати необхідну площу робочої арматури A_s зі стержнів діаметром 6 мм зі сталі класу A240C, якщо плита виготовляється з бетону класу C16/20, а товщина захисного шару бетону $c_{nom} = 10$ мм.

4. Визначити несучу здатність плити монолітного ребристого перекриття товщиною $h_s = 70$ мм, виготовленої з бетону класу C20/25, робоча арматура має вигляд стержнів діаметром 6 мм зі сталі класу A240C (5 шт. на 1 м поперечного перерізу), товщина захисного шару бетону $c_{nom} = 10$ мм.

1.2.6 Конструювання плити з урахуванням вимог ДБН В.2.6-98:2009

Для обчисленого значення за (1.25) площі робочої арматури, задавшись її діаметром з урахуванням раніш використаного у формулі (1.23), підбирають кількість стержнів за табл. А.6, дотримуючись конструктивних вимог розміщення їх за шириною плити [2, п. 8.3.1.3]. Згідно з цими вимогами відстані між осями робочих стержнів у середній частині прольоту плити й над опорою (зверху) повинні бути:

не більше ніж $3h$ та не більше 400 мм,

а у зонах зосереджених навантажень або максимальних моментів:

не більше ніж $2h$ та не більше 250 мм.

Відстань у просвіті між стержнями повинна бути не менше максимального діаметра стержня, не менше $(d_g + 5)$ та не менше ніж 20 мм, де d_g – максимальний розмір заповнювача.

Армування плит монолітних ребристих перекриттів на практиці може здійснюватись двома способами: *зварними сітками* або *окремими стержнями*.

Перший спосіб (зварними сітками) є основним видом армування, оскільки він докорінно поліпшує методи арматурних робіт.

Другий спосіб армування (окремими стержнями) не є індустриальним. Застосовують його для армування порівняно невеликих монолітних ділянок збірних перекриттів і монолітних плит складної конфігурації в плані або з великою кількістю неупорядкованих отворів.

Кожний зі способів армування може здійснюватись за одним з двох типів: *безперервним* (з відгинами) або *роздільним* (без відгинів) і мати свої особливості.

При армуванні плит товщиною $h_s \leq 80$ мм застосовують роздільне (без відгинів) армування прямими стержнями зі скобами (рис. 1.8) або сітками (рис. 1.12, а).

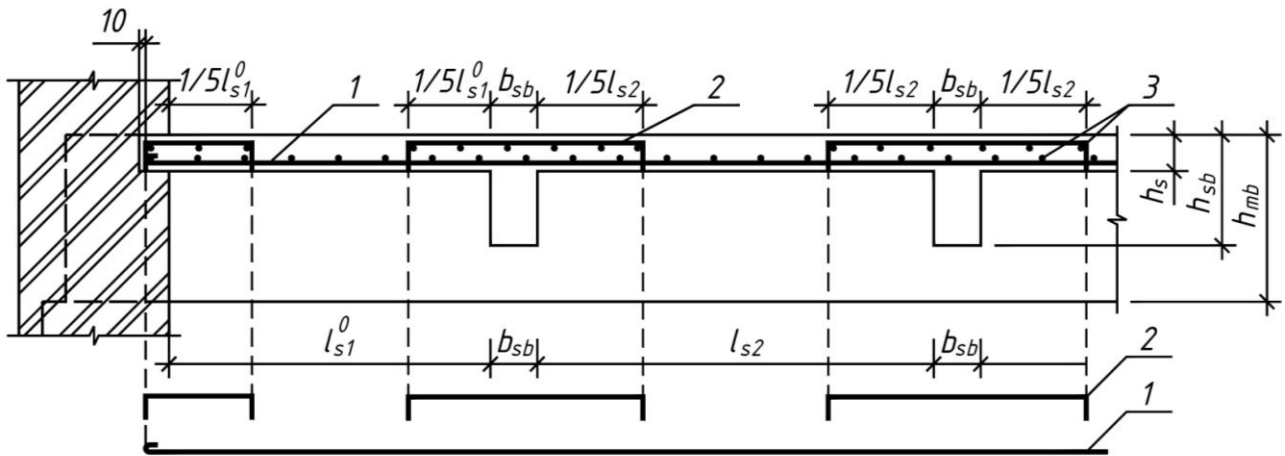


Рисунок 1.8 – Роздільне армування плити окремими стержнями при $h_s \leq 80$ мм: 1 – робоча арматура в прольоті; 2 – робоча арматура на опорі; 3 – розподільна арматура

У плитах товщиною $h_s > 80$ мм з метою економії арматурної сталі застосовують безперервне (з відгинами) армування трьома типами відігнутих стержнів, які чергуються (рис. 1.9). У плитах товщиною $h_s < 150$ мм стержні відгинають під кутом 30° у плитах товщиною $h_s \geq 150$ мм – під кутом 45° [10, с. 358].

На крайніх вільних опорах у верхній зоні встановлюють додаткову арматуру (при роздільному армуванні) або відгинають частину прольотних стержнів вгору (при безперервному армуванні) для сприйняття згинальних моментів, що виникають у результаті часткового затиснення кінців плити в цегляній або бетонній стіні. Кількість додаткової верхньої арматури на крайній опорі визначається розрахунком на сприйняття 15% максимального згинального моменту в прилеглому прольоті ($0,15M_{Ed,1-1}$) [2, п. 8.3.1.6].

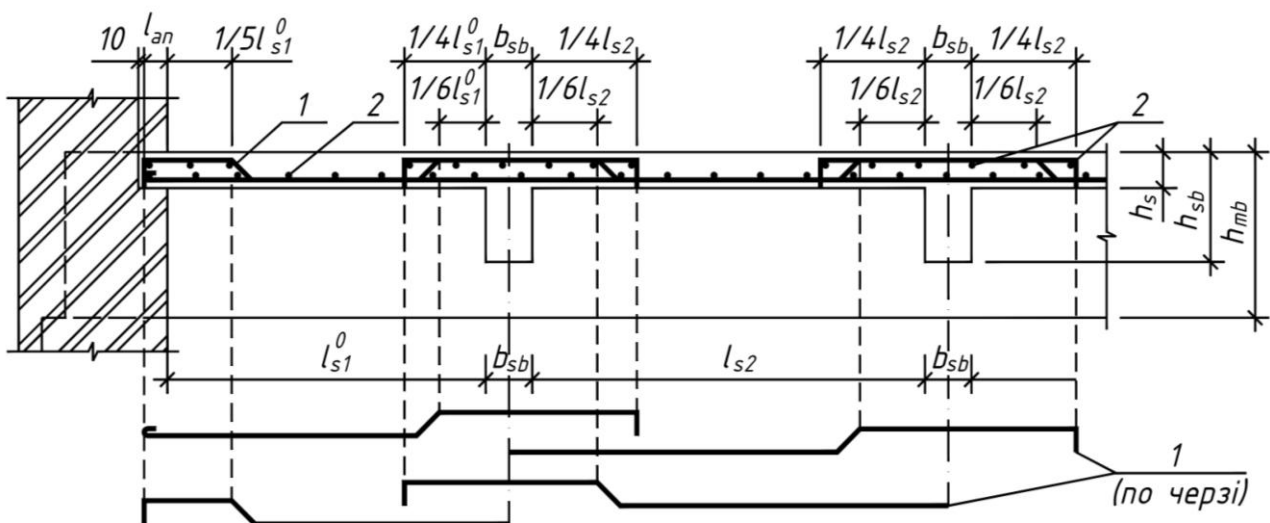


Рисунок 1.9 – Безперервне армування плити окремими стержнями при $h_s > 80$ мм: 1 – робоча відігнута арматура; 2 – розподільна арматура

Відстань між робочими стержнями, які запускають за грань опори плити, не повинна перевищувати 400 мм, причому площа перерізу цих стержнів на 1 м ширини плити має складати не менш ніж $1/4$ площі перерізу робочих стержнів у прольоті, розрахованої за найбільшим згинальним моментом [2, п. 8.2.4.1].

У крайніх прольотах l_{s1} і на першій проміжній опорі відповідно до більших моментів укладають більшу кількість стержнів такого самого діаметра, що й у прольоті l_{s2} , або таку саму кількість, але більшого діаметра. Однак в останньому випадку це можливо тоді, коли діаметри стержнів відрізняються один від одного не менш ніж на 2 мм.

Прямі ділянки робочої арматури зі стержнів класу А240С на крайніх опорах слід закінчувати гаками, які не доводять до опалубки на 10 мм, а також гаками на проміжних опорах.

Перпендикулярно до прольотної і опорної робочої арматури укладають розподільну арматуру (рис. 1.8, поз. 3; рис. 1.9, поз. 2), яку прив'язують дротом через вузол до робочих стержнів. Ця арматура призначена для кращого розподілу навантаження на робочі стержні, протидії появі у бетоні усадкових і температурних тріщин, утримання робочої арматури в проектному положенні. Площу перерізу розподільної арматури беруть не меншою ніж 20% перерізу робочої арматури (на 1 м) [2, п. 8.3.1.2]. Діаметр розподільної арматури приймають, як правило, 3 – 8 мм [10, с. 354, табл. 6.34].

Крок розподільної арматури згідно з нормами [2, п. 8.3.1.3] повинен бути: не більше ніж $3h$ та не більше 450 мм, а у зонах зосереджених навантажень або максимальних моментів: не більше ніж $3h$ та не більше 400 мм.

Для сприйняття зусиль розтягу у місцях сполучення плити з головною балкою укладають (у верхній зоні плити) перпендикулярно до головної балки додаткову арматуру (рис. 1.10, поз. 5) площею перерізу, котра визначається розрахунком на сприйняття 25% максимального згинального моменту в прилеглому прольоті плити ($0,25M_{Ed,1-1}$). Її заводять у кожний бік плити від грані балки на довжину не менше ніж $1/5$ розрахункового прольоту плити [2, п. 8.3.1.6].

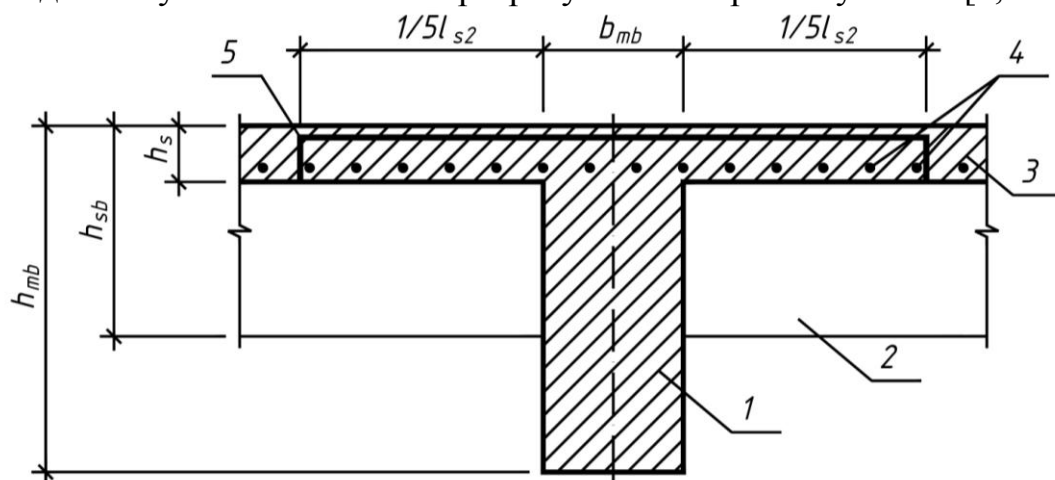


Рисунок 1.10 – Армування вузла сполучення плити з головною балкою:
1 – головна балка; 2 – другорядна балка; 3 – плита; 4 – робоча арматура плити;
5 – додаткова арматура

При армуванні плит зварними сітками додатково до вимог армування окремими стержнями слід дотримуватись наступних вимог.

Рулонну зварну сітку підбирають за сортаментом, наведеним у [10, с.253, табл. 5.6].

Роздільне армування (без відгинів) рулонними сітками застосовують, якщо діаметр робочої арматури 6 мм і більше зі сталі класу А400С. Ці сітки укладають понизу плити між другорядними балками в прольотах і зверху над опорами (рис. 1.11, а). Замість рулонної сітки можуть бути застосовані окремі плоскі сітки.

З метою економії арматури у плитах товщиною більше від 90 мм надопорну арматуру можна застосовувати у вигляді двох сіток зі взаємним їх зміщенням (рис. 1.11, б).

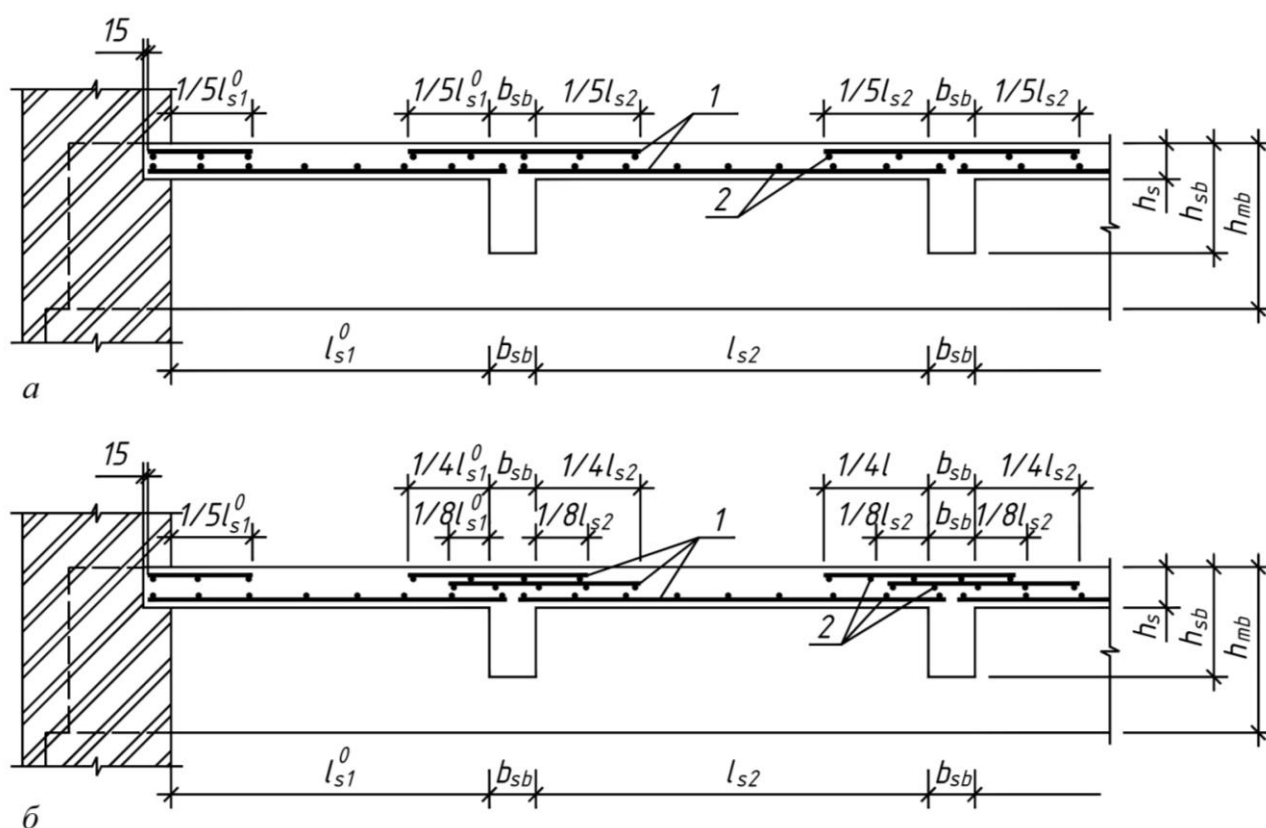


Рисунок 1.11 – Роздільне армування плити плоскими зварними сітками:

а – однією сіткою над опорою; б – двома сітками над опорою:

1 – робоча арматура; 2 – розподільна арматура

Безперервне армування балкових плит зварними сітками застосовують, якщо діаметр робочих стержнів складає 5 мм і менше із сталі Вр-I (рис. 1.12, а) і при $h_s < 100$ мм. У крайніх прольотах і на першій проміжній опорі, оскільки там максимальні моменти, укладають додаткову рулонну сітку (рис. 1.12, б). Замість додаткової сітки можна укласти окремі стержні, прив'язуючи їх до основної сітки [10, с.356].

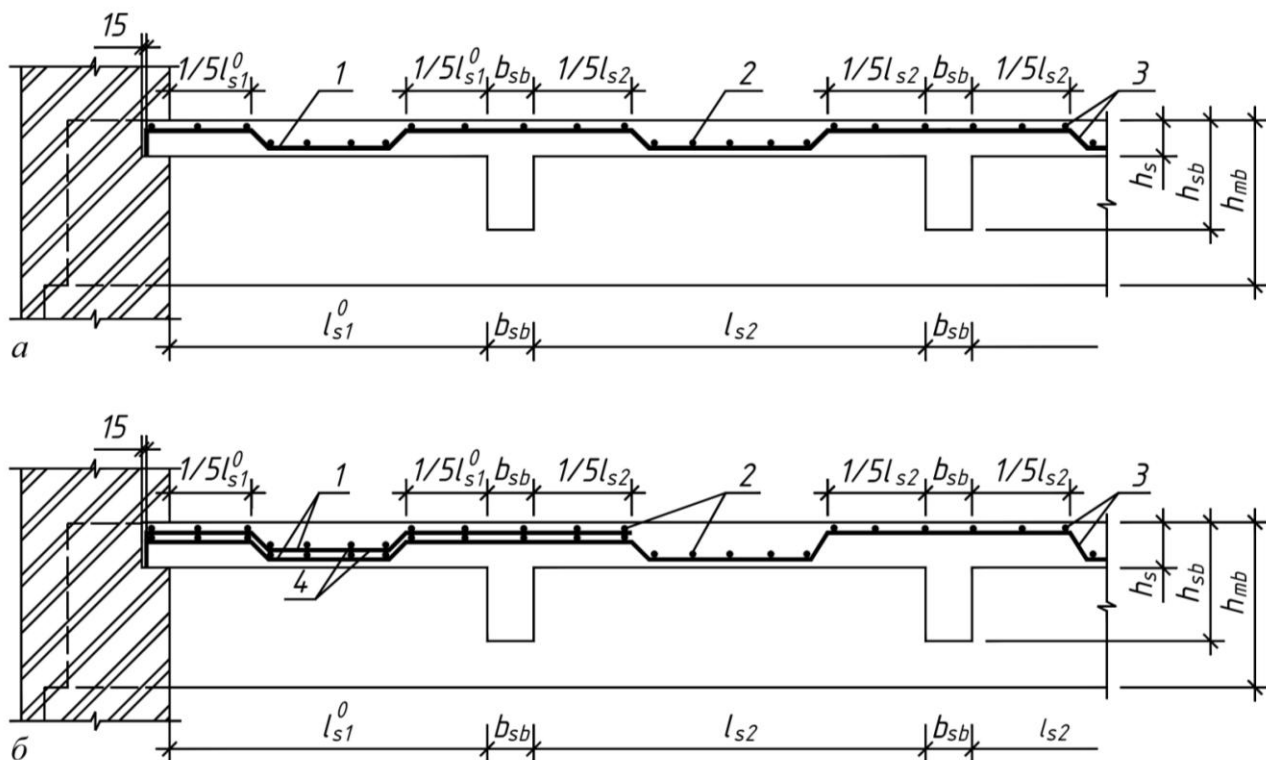


Рисунок 1.12 – Безперервне армування плити рулонними сітками:
 а – однією сіткою; б – додатковою сіткою в першому прольоті та на першій проміжній опорі: 1 – робоча арматура; 2 – розподільна арматура; 3 – основна рулонна сітка; 4 – додаткова рулонна сітка або окремі стержні

Контрольні питання та приклади

1. Назвати способи армування плит на практиці.
2. Мінімальна і максимальна кількість робочих стержнів при розташуванні їх за перерізом у розтягнутій зоні плити.
3. Способи армування плити.
4. Що таке роздільне армування і в плитах якої товщини воно доцільне?
5. Максимальна відстань між робочими стержнями, відігнутими на опору, і їх площа.
6. Умови, які регламентують площу стержнів, що обов'язково доводяться до опори із прольоту, і їх максимальний крок у плитах.
7. Призначення розподільної арматури в плитах.
8. Умови, які регламентують площу стержнів розподільної арматури і їх кількість у поперечному перерізі плити.
9. Призначення діаметрів і кроків розташування розподільної арматури в перерізі плити.
10. Діаметр, площа і кількість стержнів додаткової арматури, яку укладають у перекриття для сприймання зусиль розтягу в місцях з'єднання плити з головною балкою.
11. Яких додаткових заходів при армуванні плит зварними сітками необхідно дотримуватись порівняно з армуванням плит окремими стержнями.

12. На якій відстані від грані опори повинен закінчуватись відгин арматури, що відгинається з прольоту на опору в нерозрізних плитах.

13. Накреслити схему армування поперечного перерізу плити монолітного ребристого перекриття плоскими зварними сітками.

14. Накреслити схему армування поперечного перерізу плити окремими стержнями.

15. Призначення відгину стержнів із прольоту на вільну опору і місце його розташування в перерізі нерозрізних плит.

1.3 Розрахунок і конструювання другорядної балки

Статичний розрахунок другорядних балок монолітного ребристого перекриття з балковими плитами виконують за методом граничної рівноваги. Розрахунок міцності балки виконують за перерізами нормальними, а також похилими до її поздовжньої осі. Балки конструюють відповідно до вимог ДБН В.2.6-98:2009.

1.3.1 Розрахункова схема балки

У розрахунках другорядна балка розглядається як нерозрізна багатопрольотна, опорами якої є головні балки. Якщо таких прольотів у конструктивній схемі більше від п'яти, то за розрахункову схему другорядної балки приймають п'ятипрольотну нерозрізну балку (рис. 1.13). За всією довжиною балка завантажена рівномірно розподіленим погонним навантаженням інтенсивністю p , значення котрого дорівнює навантаженню, прикладеному на 1 м^2 плити (табл. 1.1), помноженому на відстань між осями другорядних балок (рис. 1.2 та 1.3), і навантаженню від власної ваги 1 м погонної довжини другорядної балки, рівному площі поперечного перерізу, помноженій на густину залізобетону:

$$p = (g + v)l_s + (h_{sb} - h_s)b_{sb}\rho\gamma_{fm}\gamma_n, \quad (1.26)$$

де g, v – відповідно розрахункові граничні значення постійного та змінного навантаження на 1 м^2 плити (табл. 1.1);

l_s – крок другорядних балок (рис. 1.2, 1.3);

h_{sb} – висота другорядної балки;

h_s – товщина плити;

b_{sb} – ширина другорядної балки;

ρ – густина залізобетону, $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$;

γ_{fm}, γ_n – коефіцієнти надійності відповідно за розрахунковим значенням навантаження та за відповідальністю.

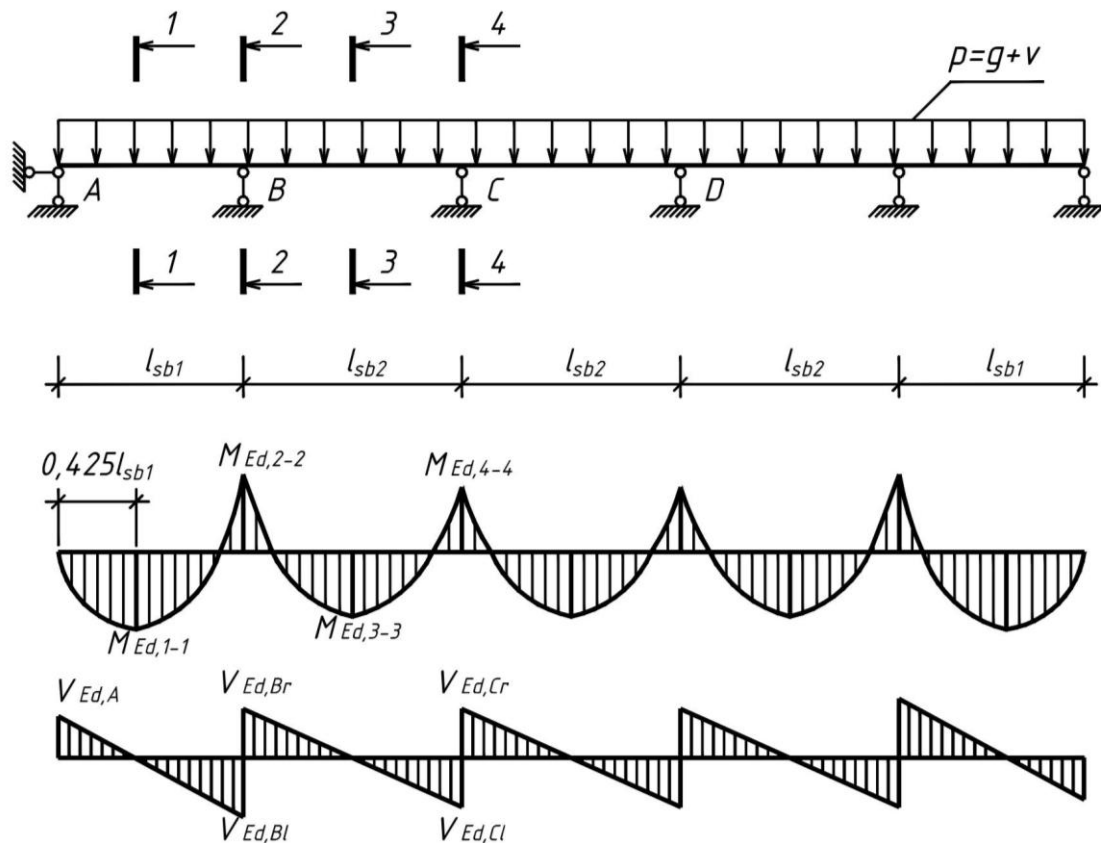


Рисунок 1.13 – Розрахункова схема другорядної балки та епюри M_{Ed} і V_{Ed}

За розрахункові середні прольоти другорядних балок беруть відстань у просвіті між головними балками (рис. 1.14)

$$l_{sb2} = l_{sb} - b_{mb}; \quad (1.27)$$

крайній розрахунковий проліт

$$l_{sb1} = l'_{sb} - a - b_{mb}/2 + B/2, \quad (1.28)$$

де l_{sb} ; l'_{sb} – відповідно середній та крайній прольоти другорядних балок (рис. 1.2);

a – прив'язка внутрішньої грані стіни до координатної осі;

b_{mb} – ширина головної балки, яка визначається зі співвідношень

$$b_{mb} = (1/2 \dots 1/3) h_{mb},$$

$$h_{mb} = (1/8 \dots 1/15) l_{mb}$$

і береться кратною 50 мм [10, с. 335];

B – довжина площадки спирання балки на стіну, при $h_{sb} \leq 600$ мм $B = 250$ мм, при $h_{sb} > 600$ мм $B = 380$ мм (рис. 1.14).

Розрахункові перерізи балки розглядаються в тих самих місцях, що і в розрахунковій схемі плити (рис. 1.5, 1.13).

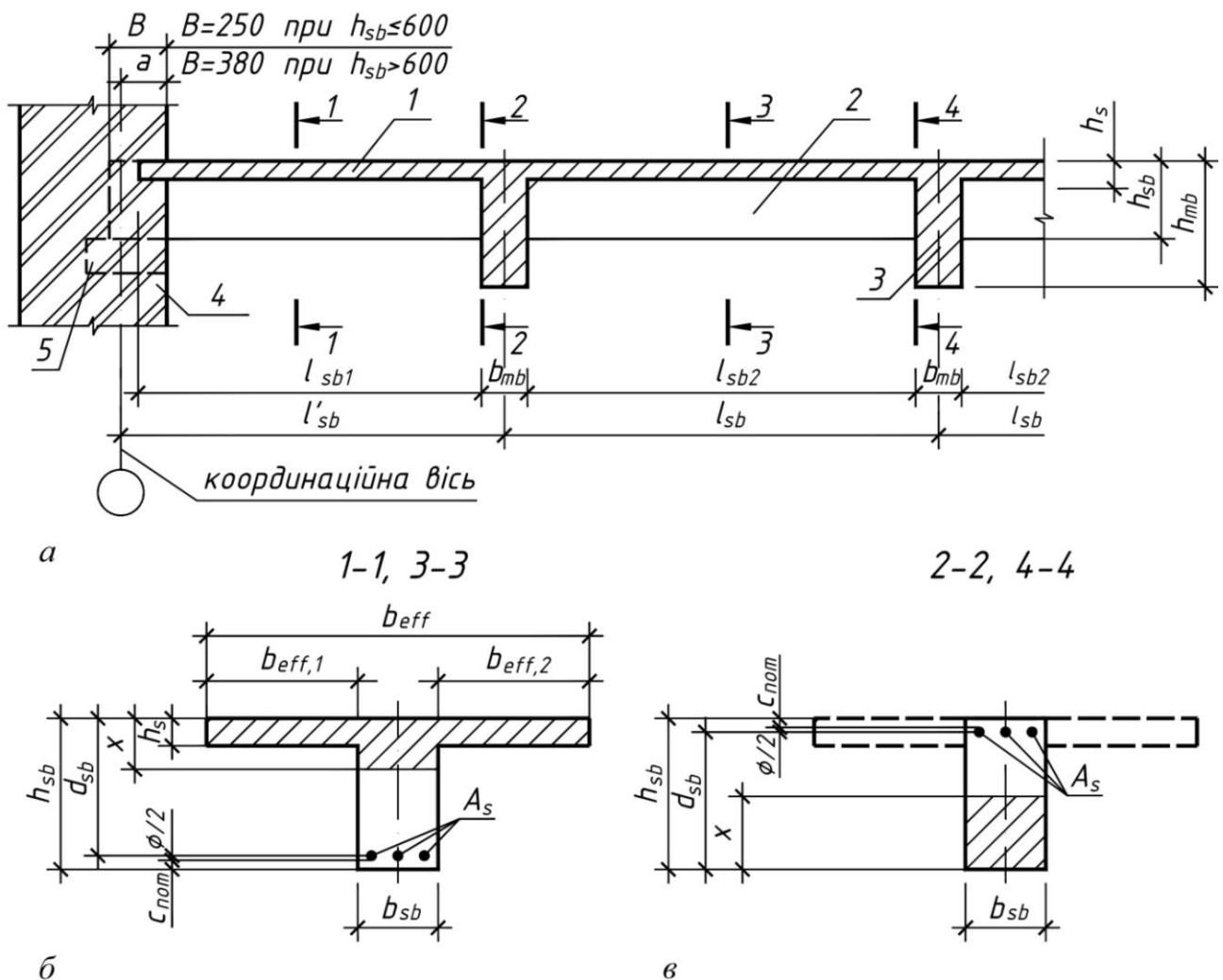


Рисунок 1.14 – До визначення розрахункових прольотів і розмірів поперечного перерізу другорядної балки: а – переріз перекриття вздовж другорядних балок; б – переріз з полицею в стиснутій зоні (в прольоті); в – переріз з полицею в розтягнутій зоні (на опорі): 1 – плита; 2 – другорядна балка; 3 – головна балка; 4 – стіна; 5 – розподільна залізобетонна подушка

Контрольні питання і приклади

1. Зобразити розрахункову схему другорядної балки при проектуванні монолітного ребристого перекриття, в якому 8 рядів головних балок.
2. Чому дорівнює довжина площадки обпирання другорядної балки на стіну?
3. Записати умови для визначення ширини й висоти другорядної балки.

1.3.2 Статичний розрахунок балки

У статичних розрахунках другорядних балок з рівними прольотами або такими, які відрізняються не більш, ніж на 20%, розрахункові згинальні моменти визначають, використовуючи метод граничної рівноваги:

у першому прольоті (переріз 1-1)

$$M_{Ed,1-1} = \frac{pl_{sb1}^2}{11}; \quad (1.29)$$

на першій проміжній опорі (переріз 2-2)

$$M_{Ed,2-2} = \frac{pl_{sb2}^2}{14}, l_{sb2} > l_{sb1}; \quad (1.30)$$

у середніх прольотах (переріз 3-3) і на проміжних опорах (переріз 4-4)

$$M_{Ed,3-3} = -M_{Ed,4-4} = \pm \frac{pl_{sb2}^2}{16}. \quad (1.31)$$

Якщо другорядна балка трипрольотна, то розрахунковий згинальний момент в її середньому прольоті беруть не меншим, ніж момент защемленої балки, а саме:

$$M_{Ed,3-3} = \frac{pl_{sb2}^2}{24}. \quad (1.32)$$

Поперечні сили (рис. 1.13):

на крайній вільній опорі *A*

$$V_{Ed,A} = 0,4 pl_{sb1}; \quad (1.33)$$

на першій проміжній опорі *B* зліва

$$V_{Ed,Bl} = 0,6 pl_{sb1}; \quad (1.34)$$

на першій проміжній опорі *B* справа і на решті опор

$$V_{Ed,Br} = V_{Ed,Cl} = V_{Ed,Cr} = 0,5 pl_{sb2}. \quad (1.35)$$

Контрольні запитання і приклади

1. Записати формули для визначення згинальних моментів, що виникають у прольотах і на опорах другорядної балки від дії рівномірно розподіленого навантаження.
2. Записати формулу обчислення згинального моменту в середньому прольоті рівномірно навантаженої трипрольотної балки.
3. Записати формулу для обчислення поперечної сили на крайній вільній опорі.
4. Записати формули для обчислення поперечної сили на першій проміжній опорі зліва і справа від неї.

1.3.3 Уточнення розмірів поперечного перерізу балки

Оскільки другорядна балка і плита з'єднані монолітно, то і працюють вони разом. Це означає, що за розрахунковий переріз другорядної балки в прольотах (перерізи 1-1, 3-3) слід вважати тавр (рис. 1.14, б), оскільки в цих місцях плита опиняється в стиснутій зоні. На опорах (перерізи 2-2, 4-4) розрахунковим перерізом другорядної балки буде прямокутник (рис. 1.14, в), оскільки тут плита опиняється в розтягнутій зоні й у роботі перерізу участі не бере.

Висоту балки, знайдену в п.1.2.2 при визначенні розрахункових прольотів плити, уточнюють, виходячи з таких міркувань.

Визначають робочу висоту балки d_{sb} на дію згинального моменту $M_{Ed,2-2}$ біля грані другої від краю опори (переріз 2-2).

Оскільки на цій опорі діє негативний момент і плита перебуває в розтягнутій зоні, то розрахунок слід виконати за (1.18) як для прямокутного перерізу шириною b_{sb} :

$$d_{sb} = \sqrt{\frac{M_{Ed,2-2}}{f_{cd} \gamma_{c1} b_{sb} \bar{\alpha}_m}}. \quad (1.36)$$

Для визначення $\bar{\alpha}_m$ задаються оптимальним відсотком армування $\rho_f \% = 1...2\%$ і обчислюють за (1.19) відносну висоту стиснутої зони бетону при умові криволінійної епюри стиску

$$\bar{\xi} = \rho_f \frac{f_{yd}}{\omega f_{cd} \gamma_{c1}} \leq \bar{\xi}_R \quad (1.37)$$

де ω – функція повноти епюри напружень в бетоні стиснутої зони [11, п. 4.1, с. 33], (табл. А.3);

$\bar{\xi}_R$ – граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону за (1.21).

Обчисливши $\bar{\xi}$ за (1.37), за табл. А.5 знаходять коефіцієнт $\bar{\alpha}_m$ після підстановки якого в (1.36) отримаємо робочу висоту перерізу другорядної балки d_{sb} .

З метою визначення повної висоти перерізу необхідно знати діаметр робочої арматури, якою армується переріз, а також призначати товщину її захисного шару c_{nom} із бетону. Для цього обчислюють площу стержнів поздовжньої робочої арматури

$$A_s = \frac{M_{Ed,2-2}}{f_{yd} \bar{\xi} d_{sb}}. \quad (1.38)$$

Використовуючи розраховане за (1.38) значення A_s із табл. А.6 визначають кількість стержнів і їх діаметри. Всі діаметри стержнів поздовжньої робочої арматури рекомендується брати однаковими, причому, якщо $h_{sb} \geq 400$ мм, то $\varnothing > 12$ мм. Якщо ж це неможливо, то арматуру конструюють зі стержнів різного діаметра (**не більше двох різних діаметрів**). Призначаючи таким чином кількість поздовжніх стержнів і їх діаметри, слід урахувати вимоги конструювання [2, п. 7.1.4], згідно з якими відстань у просвіті між цими стержнями (рис. 1.15) береться не меншою від найбільшого діаметра стержня, а також не менше $(d_g + 5)$ та 20 мм, де d_g – найбільший розмір заповнювача.

Товщину захисного шару c_{nom} вибирають відповідно до конструктивних вимог [1, п. 4.4], згідно з якими вона, як правило, для балок повинна бути не меншою від діаметра стержня $\varnothing$ і не менше 20 мм.

Ураховуючи ці вимоги, уточнюють висоту перерізу балки

$$h_{sb} = d_{sb} + c_{nom} + \varnothing / 2. \quad (1.39)$$

Отримане значення округлюють до числа, кратного 50 мм (краще в

більший бік).

Нарешті, фактична робоча висота перерізу балки уточнюється так:

$$d_{sb} = h_{sb} - c_{nom} - \varnothing / 2. \quad (1.40)$$

Контрольні питання і приклади

1. Зобразити форми поперечних перерізів другорядної балки на опорі і в прольоті при конструктивному її розрахунку.
2. Чому буде дорівнювати мінімальна товщина захисного шару бетону в балці для робочої поздовжньої арматури діаметрами 18, 20, 22, 25, 30 мм?

1.3.4 Розрахунок міцності балки в нормальних перерізах

Конструктивний розрахунок балки в нормальних перерізах ґрунтується на даних статичного розрахунку, розглянутого в п. 1.3.2, і додержанні конструктивних вимог [1, п. 4.4] та [2, п. 7.1.4]. У розрахунках використовуються уточнені в п. 1.3.3 розміри поперечного перерізу балки h_{sb} , b_{sb} та d_{sb} .

Визначити міцність балки в нормальних перерізах для наявних даних означає підібрати таку кількість поздовжньої арматури в розрахункових перерізах, яка забезпечує несучу здатність балки на дію відповідних згинальних моментів. Перерізи 1-1 і 3-3 балки мають форму тавра (рис. 1.14, б). Тому площу робочої арматури балки в цих перерізах слід визначити залежно від положення нейтральної лінії.

Вважається, що тавровий переріз при проектуванні другорядної балки, як правило, має одиночне армування. Враховуючи це, розрахунок балок у перерізах 1-1 і 3-3 виконують у такій послідовності.

Спочатку обчислюють момент M_f' , що сприймається цим перерізом у припущенні, що нейтральна лінія проходить по нижній грані полиці, а саме, при $x = h_s$ (рис. 1.14, б). Тоді

$$M_f' = \omega f_{cd} \gamma_{c1} h_s b_{eff} (d_{sb} - \chi h_s \omega), \quad (1.41)$$

де χ – коефіцієнт за [11, п. 4.1, с. 33], табл. А.3.

Якщо буде виконуватись умова

$$M_f' \geq M_{Ed,1-1(Ed,3-3)}, \quad (1.42)$$

то це означає, що нейтральна лінія проходить в полиці і переріз балки розглядають як прямокутний з розмірами x і b_{eff} .

Якщо ж умова (1.42) не виконується, а саме:

$$M_f' < M_{Ed,1-1(Ed,3-3)}, \quad (1.43)$$

то це означає, що нейтральна лінія перетинає ребро і переріз балки розглядають як тавровий з урахуванням стиснутої частини ребра (рис. 1.14, б).

Призначаючи робочу ширину b_{eff} полиці балок таврового поперечного перерізу, слід керуватися вимогами [1, п. 5.3.2.1], згідно з якими b_{eff} можна визначати за формулою

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_{sb}, \quad (1.44)$$

де $b_{eff,i}$ – звиси полиці в кожен бік від ребра

$$b_{eff,i} = 0, 2b_i + 0, 1l_0 \leq 0, 2l_0, \quad (1.45)$$

причому відстань b_i приймається рівною 1/2 відстані у проясі між другорядними балками або між другорядною балкою та зовнішньою стіною (при розрахунку крайньої другорядної балки).

Відстань l_0 між точками балки з нульовими моментами приймається для розрахунку другорядної балки в перерізі 1-1 – $l_0 = 0,85l_{sb}$, в перерізі 3-3 – $l_0 = 0,7l_{sb}$.

Площа робочої арматури в прольотах (перерізи 1-1, 3-3) при дотриманні умови (1.42)

$$A_{s,1-1(3-3)} = \frac{M_{Ed,1-1(Ed,3-3)}}{f_{yd} d_{sb} \bar{\xi}_{1-1(3-3)}}. \quad (1.46)$$

Значення коефіцієнта $\bar{\xi}$ знаходять за табл. А.5 для відповідного значення коефіцієнта

$$\bar{\alpha}_{m,1-1(3-3)} = \frac{M_{Ed,1-1(Ed,3-3)}}{f_{cd} \gamma_{c1} b_{eff} d_{sb}^2}. \quad (1.47)$$

Визначаючи площу арматури на опорах (перерізи 2-2, 4-4), перерізи балки розглядають як прямокутні з розмірами h_{sb} та b_{sb} , оскільки тут діють негативні згинальні моменти. Для цих перерізів площа робочої арматури

$$A_{s,2-2(4-4)} = \frac{M_{Ed,2-2(Ed,4-4)}}{f_{yd} d_{sb} \bar{\xi}_{2-2(4-4)}}, \quad (1.48)$$

а значення коефіцієнта $\bar{\xi}$ знаходять із табл. А.5 за відповідно обчисленим для кожного з перерізів значень

$$\bar{\alpha}_{m,2-2(4-4)} = \frac{M_{Ed,2-2(Ed,4-4)}}{f_{cd} \gamma_{c1} b_{sb} d_{sb}^2}. \quad (1.49)$$

Якщо нейтральна лінія перетинає ребро (рис. 1.14, б), а саме, виконується умова (1.43), рекомендується збільшити висоту h_{sb} балки на 50 мм і виконати повторний розрахунок. При неможливості збільшення висоти балки подальший розрахунок слід проводити згідно з [2, п. 4.3].

Слід мати на увазі, що формули (1.46) – (1.49) можуть бути застосовані тоді, коли виконується умова $\bar{\xi} \leq \bar{\xi}_R$. Якщо ця умова не виконується, то необхідно збільшити висоту балки на 50 мм порівняно з прийнятою і виконати повторний розрахунок.

За обчисленими площами поздовжньої робочої арматури в ході конструювання за табл. А.6 підбирають кількість і діаметр стержнів.

При армуванні балок в'язаними каркасами слід керуватись тим, що на опору (переріз 2-2, 4-4) із сусідніх прольотів можна відгинати частину поздовжньої робочої арматури, але не більше, ніж 50%. На решту площі арматури підбирають кількість стержнів і їх діаметри. Крім перелічених,

необхідно також дотримуватись викладених у п. 1.3.3 і на рис. 1.15 конструктивних вимог розташування стержнів за перерізом [2, п. 7.1.4].

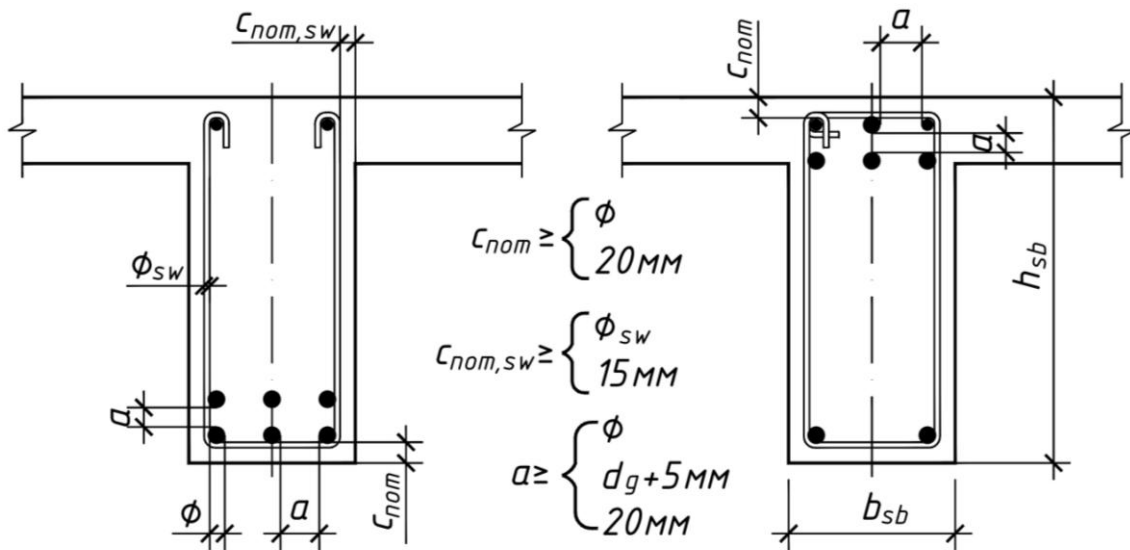


Рисунок 1.15 – Розташування поздовжньої робочої арматури в'язаних каркасів у перерізі балки (d_g – максимальний розмір заповнювача)

Стержні, які відгинаються, розміщують симетрично відносно вертикальної осі перерізу. Відгинати стержні, розміщені безпосередньо біля бокових граней балок, не рекомендується [10, с. 341].

Відгин стержнів рекомендується виконувати відповідно до [10, с. 340 – 341], що розглянуто детальніше в п.1.3.7. Зокрема, початок відгину в розтягнутій зоні повинен бути віддалений від нормального перерізу, в якому стержень, що відгинається, повністю використовується згідно з розрахунком (наприклад, переріз 1-1), не менше як на $0,5d_{sb}$, а кінець відгину повинен бути розташований не ближче того нормального перерізу, в якому відгин згідно з розрахунком не потрібен. Місця обривів стержнів і початків виконання відгинів визначають за епюрою матеріалів з урахуванням дії поперечної сили V_{Ed} . У випадку армування другорядних балок зварними каркасами при конструюванні можна керуватися [10, с. 338].

Контрольні запитання і приклади

1. Якщо при розрахунку другорядної балки на дію прольотного моменту встановлено, що нейтральна лінія проходить у полиці, то для якої форми перерізу виконують подальший розрахунок?

2. Балка, яка виготовлена з бетону класу C20/25, має поперечний переріз у вигляді тавра з розмірами $b_{eff} = 800$ мм, $h_s = 100$ мм, $h_{sb} = 500$ мм, $b_{sb} = 200$ мм. Арматура в розтягнутій зоні – 3Ø22A400C. Установити форму стиснутої зони балки при визначенні її несучої здатності.

3. Балка з важкого бетону класу C20/25 у поперечному перерізі має вигляд тавра з розмірами $b_{eff} = 600$ мм, $h_s = 90$ мм, $h_{sb} = 600$ мм, $b_{sb} = 200$ мм. Арматура в розтягнутій зоні – 3Ø25A400C. Визначити несучу здатність балки.

1.3.5 Розрахунок міцності балки в похилих перерізах

Для елементів, що зазнають дії переважно рівномірно розподіленого навантаження не потрібно здійснювати перевірку за поперечною силою на відстані, меншій ніж d_{sb} від грані опори. При цьому необхідно перевіряти умову, що поперечна сила на опорі не перевищує $V_{Rd,max}$ [2, п. 4.6.1.4].

Спочатку перевіряють необхідність встановлення поперечної арматури за розрахунком, виходячи з умови [2, п. 4.6.2.1]:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_f f_{ck})^{1/3} b_{sb} d_{sb}, \quad (1.50)$$

де V_{Ed} – поперечна сила у перерізі, що розташовується на відстані від грані опори не менше ніж d_{sb} ;

$V_{Rd,c}$ – розрахункова величина опору зсуву, приймається не менше, ніж

$$V_{Rd,c} \geq 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} b_{sb} d_{sb}; \quad (1.51)$$

$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$, γ_c – коефіцієнт надійності для бетону [1, табл. 2.1];

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{sb}}} \leq 2, \quad d_{sb} \text{ в мм};$$

$$\rho_f = \frac{A_s}{b_{sb} \cdot d_{sb}} \leq 0,02 \text{ – коефіцієнт поздовжнього армування};$$

A_s – площа розтягнутої арматури, яка продовжується на відстань $\geq l_{bd} + d_{sb}$ за переріз, що розглядається;

f_{ck} – характеристичне значення міцності бетону на стиск у віці 28 діб, МПа [1, табл. 3.1].

Якщо умова (1.50) задовольняється, то розрахунок хомутив не виконують, а встановлюють їх конструктивно відповідно до вимог [2, п. 8.2.6]. При цьому необхідно дотримуватися умови

$$\rho_w \geq \rho_{w,min}, \quad (1.52)$$

$$\text{де } \rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_{sb} \sin \alpha} \text{ – коефіцієнт поперечного армування};$$

A_{sw} – площа поперечної арматури на довжині s ;

s – крок поперечної арматури в напрямку поздовжньої осі балки ;

α – кут між поздовжньою віссю балки та поперечною арматурою;

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \text{ – мінімальний коефіцієнт поперечного армування.}$$

Якщо ж умова (1.50) не виконується, то слід розрахувати міцність балки в похилих перерізах з урахуванням установки хомутив, тобто визначити площу поперечної арматури для сприймання поперечної сили, яку не може сприйняти бетон.

Кількість поперечної арматури, котру встановлюють за розрахунком, повинна задовольняти умову [2, п. 4.6.3.3]

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \operatorname{ctg} \theta, \quad (1.53)$$

де A_{sw} – площа перерізу поперечної арматури;

s – крок поперечних стержнів, приймається не більше $s_{l,\max}$ [2, п. 8.2.6.6]:

$$s_{l,\max} = 0,75 d_{sb}; \quad (1.54)$$

$z = 0,9 d_{sb}$ – плече внутрішньої пари сил;

f_{ywd} – розрахунковий опір поперечної арматури на границі текучості [2, табл. 3.4];

θ – кут між умовним стиснутим бетонним елементом та поздовжньою віссю балки. Граничні величини $\operatorname{ctg} \theta$ рекомендується приймати в межах: $1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5$ [2, п. 4.6.3.2].

При визначенні $\operatorname{ctg} \theta$ необхідно забезпечувати виконання умови

$$V_{Ed,\max} \leq V_{Rd,\max} = \frac{b_{sb} z v f_{cd}}{\operatorname{ctg} \theta + \operatorname{tg} \theta}, \quad (1.55)$$

де $V_{Ed,\max}$ – максимальне розрахункове значення поперечної сили від зовнішнього навантаження на опорі, обчислене за (1.33) – (1.35);

v – коефіцієнт зниження міцності бетону з тріщинами при зсуві, який рекомендується визначати за виразом:

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right), \quad (1.56)$$

де f_{ck} – характеристичне значення міцності бетону на стиск у віці 28 діб, МПа [1, табл. 3.1].

Приклад 4. Другорядна балка з бетону класу C12/15 з прольотами 5,4 м завантажена рівномірно розподіленим навантаженням: змінним $v = 25$ кН/м, постійним $g = 10$ кН/м. Розміри поперечного перерізу балки $b_{sb} = 200$ мм, $h_{sb} = 400$ мм. Площа робочої поздовжньої арматури $A_s = 942$ мм². Робоча висота балки дорівнює 370 мм. Розрахувати міцність балки у похилому перерізі.

Розв’язання. Спочатку перевіряємо необхідність встановлення поперечної арматури за розрахунком, виходячи з умови (1.50).

Максимальна поперечна сила від дії зовнішнього навантаження виникає зліва від першої проміжної опори та визначається за (1.34)

$$V_{Ed,\max} = 0,6 p l_{sb1} = 0,6 (25 + 10) 5,4 = 113,40 \text{ кН.}$$

Поперечна сила у перерізі, що розташовується на відстані d_{sb} від грані опори:

$$V_{Ed} = V_{Ed,\max} - p d_{sb} = 113,40 - (25 + 10) 0,37 = 100,45 \text{ кН.}$$

Розрахункова величина опору зсуву

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_f f_{ck})^{1/3} b_{sb} d_{sb} = 0,14 \cdot 1,74 \cdot (100 \cdot 0,0127 \cdot 11)^{1/3} \cdot 200 \cdot 370 = 43415 \text{ Н} = 43,42 \text{ кН,}$$

$$\text{де } C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,3 = 0,14;$$

$$k=1+\sqrt{\frac{200}{d_{sb}}}=1+\sqrt{\frac{200}{370}}=1,74 < 2;$$

$$\rho_f = \frac{A_s}{b_{sb} \cdot d_{sb}} = \frac{942}{200 \cdot 370} = 0,0127 < 0,02;$$

$f_{ck} = 11 \text{ МПа}$ – для бетону класу C12/15 за табл. А.1.

Розрахункова величина опору зсуву $V_{Rd,c}$ приймається не менше ніж $0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2} b_{sb} d_{sb} = 0,035 \cdot 1,74^{3/2} \cdot 11^{1/2} \cdot 200 \cdot 370 = 19716 \text{ Н} = 19,72 \text{ кН}$.

Отже, остаточно приймаємо $V_{Rd,c} = 43,42 \text{ кН}$.

Оскільки $V_{Rd,c} = 43,42 \text{ кН} < V_{Ed} = 100,45 \text{ кН}$, тому необхідно встановити поперечну арматуру за розрахунком.

Приймаємо у якості поперечної арматури $2\varnothing 8 \text{ A240C}$ ($A_{sw} = 101 \text{ мм}^2$, $f_{ywd} = 170 \text{ МПа}$) з кроком $s = 100 \text{ мм}$.

При цьому вимоги мінімального поперечного армування (1.52) та максимального кроку поперечних стержнів (1.54) задовольняються:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{sb_{sb} \sin \alpha} = \frac{101}{100 \cdot 200 \cdot \sin 90^\circ} = 0,0051 > \rho_{w,\min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{11}}{240} = 0,0011;$$

$$s = 100 \text{ мм} < s_{l,\max} = 0,75 d_{sb} = 0,75 \cdot 370 = 277 \text{ мм}.$$

Перевіримо за умовою (1.53), чи забезпечує прийнята кількість поперечної арматури міцність балки за похилими перерізами.

Для цього в першому наближенні приймаємо $\text{ctg} \theta = 2,5$ та перевіряємо чи виконується умова (1.55)

$$V_{Ed,\max} = 113,40 \text{ кН} > V_{Rd,\max} = \frac{b_{sb} z \nu f_{cd}}{\text{ctg} \theta + \text{tg} \theta} = \frac{200 \cdot 333 \cdot 0,574 \cdot 8,5}{2,5 + 0,4} = 112049 \text{ Н} =$$

$$= 112,05 \text{ кН},$$

$$\text{де } z = 0,9 d_{sb} = 0,9 \cdot 370 = 333;$$

$$\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left(1 - \frac{11}{250} \right) = 0,574;$$

$f_{cd} = 8,5 \text{ МПа}$ – для бетону класу C12/15 за табл. А.1.

Оскільки умова (1.55) не виконується, то приймаємо $\text{ctg} \theta = 2,0$, що забезпечує її виконання

$$V_{Ed,\max} = 113,40 \text{ кН} < V_{Rd,\max} = \frac{b_{sb} z \nu f_{cd}}{\text{ctg} \theta + \text{tg} \theta} = \frac{200 \cdot 333 \cdot 0,574 \cdot 8,5}{2,0 + 0,5} = 129977 \text{ Н} =$$

$$= 129,98 \text{ кН}.$$

При перевірці умови (1.53) використовуємо значення $\text{ctg} \theta = 2,0$.

$$V_{Ed} = 100,45 \text{ кН} < V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \text{ctg} \theta = \frac{101}{100} \cdot 333 \cdot 170 \cdot 2,0 = 114352 \text{ Н} = 114,35 \text{ кН}.$$

Отже, міцність балки у похилому перерізі з прийнятим поперечним армуванням забезпечена.

Контрольні запитання і приклади

1. Записати формули для обчислення поперечних сил у розрахункових перерізах при рівномірно розподіленому навантаженні, необхідних в розрахунках балок за міцністю в перерізах, похилих до осі балки.

2. Записати формулу для визначення поперечної сили, яку може сприйняти балка без поперечної арматури.

3. Для балки шириною 200 мм і висотою 400 мм із поздовжньою робочою арматурою 2Ø18 установити необхідність армування її поперечною арматурою, якщо на балку біля опори діє поперечна сила $V_{Ed,max} = 120$ кН, що виникає від рівномірно розподіленого навантаження інтенсивністю 40 кН/м. Товщину захисного шару бетону прийняти 20 мм, бетон важкий класу C25/30.

4. Другорядна балка висотою 300 мм і шириною 150 мм виготовлена з важкого бетону класу C20/25, армована поперечною арматурою із сталі класу A240C у вигляді двовіткових в'язаних хомутів зі стержнів Ø6 з кроком 150 мм. Поздовжня робоча арматура Ø20 має захисний шар бетону товщиною 20 мм. На балку діє рівномірно розподілене навантаження. Визначити міцність балки в похилому перерізі.

1.3.6 Побудова обвідної епюри моментів

Обвідну епюру згинальних моментів для другорядної балки будують з метою виявлення в ній перерізів, які сприймають у процесі експлуатації згинальні моменти з різними знаками, і виконання армування балок, що забезпечує їх міцність в таких перерізах, за формулою

$$M_i = \beta_i (g + v) l_{sbi}^2, \quad (1.57)$$

в якій значення коефіцієнта β_i береться для нижніх точок i -го перерізу за рис. 1.16, а для верхніх – за табл. 1.2 залежно від співвідношення змінного навантаження до постійного v/g , яке змінюється в межах 0,5...5;

l_{sbi} – проліт балки, в якому будується епюра (l_{sb1} або l_{sb2}).

Наприклад, для 2-го прольоту балки в перерізі 7 при $v/g = 1,5$ значення коефіцієнта β_i відповідно будуть дорівнювати:

для нижньої точки перерізу $\beta_7 = 0,058$ (рис. 1.16),

для верхньої точки $\beta_7' = -0,003$ (табл. 1.2).

Підставивши ці значення в (1.57), отримаємо при заданих навантаженнях v і g значення ординат обвідної епюри моментів, які в даному випадку будуть з різними знаками. Як видно із наведеного прикладу, у верхній зоні балки необхідно додатково встановити арматуру для сприйняття негативних згинальних моментів.

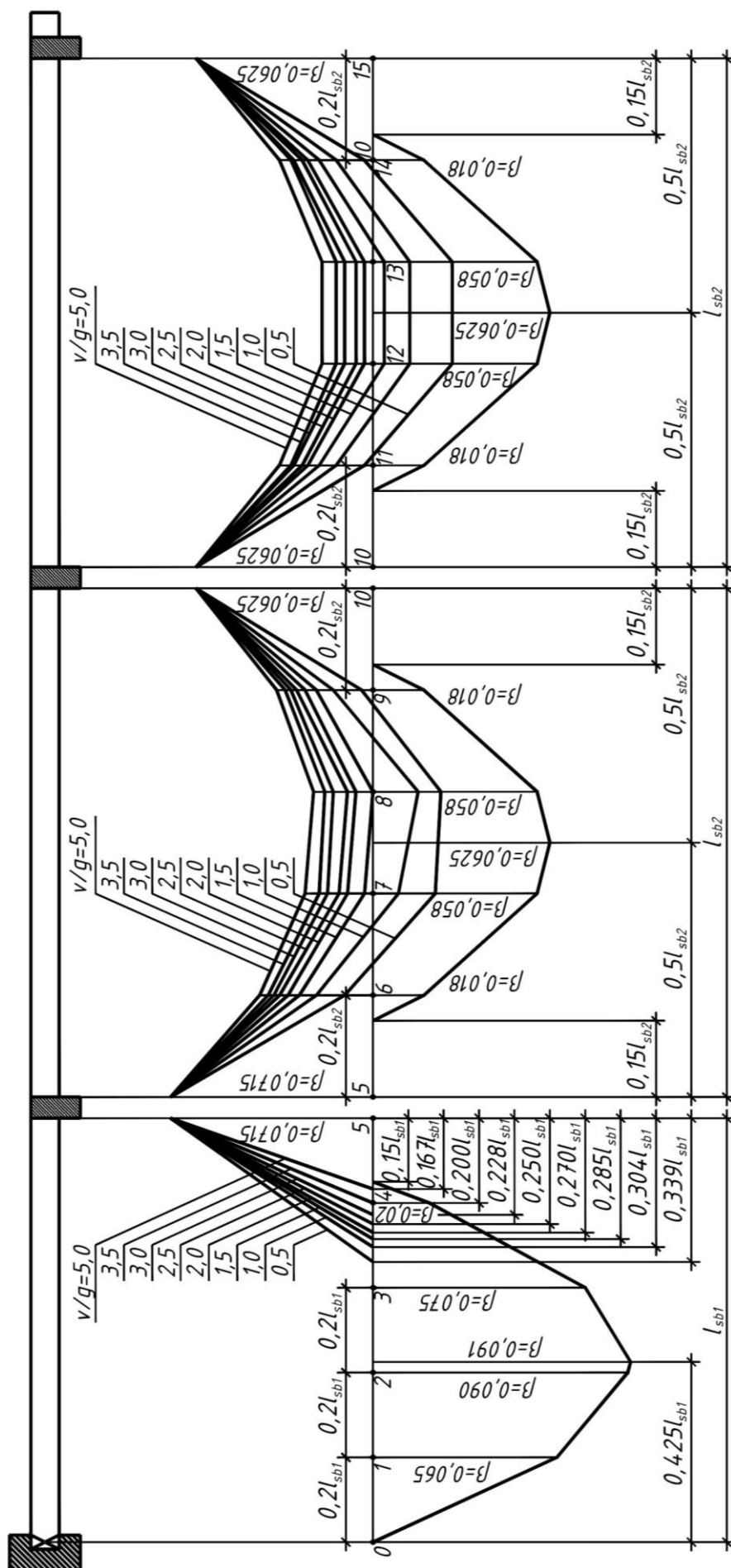


Рисунок 1.16 – Епюри розрахункових моментів M_i для другорядної балки

Таблиця 1.2 – Значення коефіцієнта β_i для знаходження ординат негативних моментів у середніх прольотах балок залежно від співвідношення змінного і постійного навантаження v/g

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

Для сприйняття визначених за обвідною епюрою моментів включно із впливом похилих тріщин у стінках і полицях у всіх перерізах балки діючими нормами [2, п. 8.2.3] вимагається забезпечення відповідного армування, що досягається шляхом збільшення фактичного значення ординат M_i обвідної епюри моментів на величину $\Delta M_{td,i}$ (рис. 1.17):

$$\Delta M_{td,i} = \Delta F_{td,i} z, \quad (1.58)$$

де $\Delta F_{td,i}$ – додаткове зусилля розтягу, що обчислюється за формулою

$$\Delta F_{td,i} = 0,5 V_{Ed,i} \operatorname{ctg} \theta \quad (1.59)$$

$V_{Ed,i}$ – розрахункове значення поперечної сили в i -тому перерізі за обвідною епюрою поперечної сили;

θ – кут між умовним стиснутим бетонним елементом та поздовжньою віссю балки, $1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5$ [2, п. 4.6.3.2];

$z = 0,9 d_{sb}$ – плече внутрішньої пари сил.

Контрольні запитання і приклади

1. Використовуючи рис. 1.16 і табл. 1.2, для балок з прольотами $l_{sb1} = 5,9$ м та $l_{sb2} = 6,4$ м, знайти розрахункові моменти M_1, M_2, M_6, M_7 , якщо відношення змінного навантаження до постійного $v/g = 2,25$ при повному навантаженні $p = 9600$ Н/м.

2. На нерозрізну п'ятипрольотну балку з прольотами $l_{sb1} = 4,0$ м, $l_{sb2} = 5,0$ м діє змінне й постійне рівномірно розподілене навантаження відповідно інтенсивністю $v = 6000$ Н/м, $g = 3000$ Н/м. Визначити значення ординат огинаючої епюри моментів у розрахункових перерізах балки.

1.3.7 Побудова епюри матеріалів

Під епюрою матеріалів розуміють графік згинальних моментів, які сприймаються нормальними перерізами сконструюваної другорядної балки. За суттю – це графік міцності балки в будь-якому перерізі.

Епюра матеріалів будується накладанням її на обвідну епюру згинальних моментів (в однаковому масштабі). Це дозволяє наочно оцінювати, наскільки відрізняється момент, що сприймається перерізом балки, від згинального моменту, який діє в цьому самому перерізі від зовнішнього навантаження. Для того, щоб цю різницю звести до мінімуму і таким чином економно заармувати балку, необхідно зайву арматуру обірвати в прольоті або перевести у верхню зону.

Епюру матеріалів будують також з метою перевірки правильності розташування відігнутих стержнів і визначення місць теоретичного обриву поздовжніх робочих стержнів.

Ординати епюри матеріалів у i -тому перерізі балки підраховуються за формулою

$$M_i = f_{yd} A_{si} z_{si}, \quad (1.60)$$

де f_{yd} – розрахункове значення міцності арматури на межі текучості;

A_{si} – фактична площа розтягнутої робочої поздовжньої арматури в перерізі, що розглядається;

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

Значення коефіцієнта $\bar{\xi}_i$ знаходять із табл. А.5, використовуючи попередньо обчислені значення відносної висоти стиснутої зони бетону

$$\bar{\xi}_i = \frac{f_{yd}}{\omega f_{cd} \gamma_{c1}} \cdot \frac{A_{si}}{b_{sb(eff)} d_{sb,i}}. \quad (1.61)$$

Побудову епюри матеріалів починають з першого прольоту. Паралельно осі балки проводять вісь 0-0 (рис. 1.17) і будують на ній обвідну епюру моментів. Після цього за (1.60) обчислюють момент M_{1-1} , що сприймається розтягнутою арматурою $A_{s,1-1}$ у перерізі 1-1 на відстані $0,425l_{sb1}$ від вільної опори. Отримане значення M_{1-1} як ординату в тому ж масштабі, що й ординати огинаючої епюри моментів, відкладають навпроти перерізу 1-1 від осі 0-0 вниз, додержуючись при цьому умови $M_{1-1} \geq M_{Ed,1-1}$.

Через кінець відкладеного відрізка (ордината M_{1-1}) проводять лінію паралельно осі 0-0. Ця лінія є графіком моменту M_{1-1} , що сприймається перерізом балки, заармованим стержнями з площею $A_{s,1-1}$. Але оскільки частину цієї арматури доцільно відгинати на опори, то й форма графіка, що будується, біля опори зміниться. Установимо ділянки його змін. Відомо, що в балці кінець відгину арматурного стержня повинен бути на відстані не більше ніж 50 мм від грані вільної опори. Враховуючи це, зафіксуємо його положення на цій ділянці точкою А. Якщо через неї провести лінію під кутом α ($\alpha = 45^\circ$ при $h_{sb} < 800$ мм, $\alpha = 60^\circ$ при $h_{sb} > 800$ мм) [10, с. 340], то в місці її перетину з віссю поздовжньої розтягнутої арматури отримаємо точку В – кінець відгину.

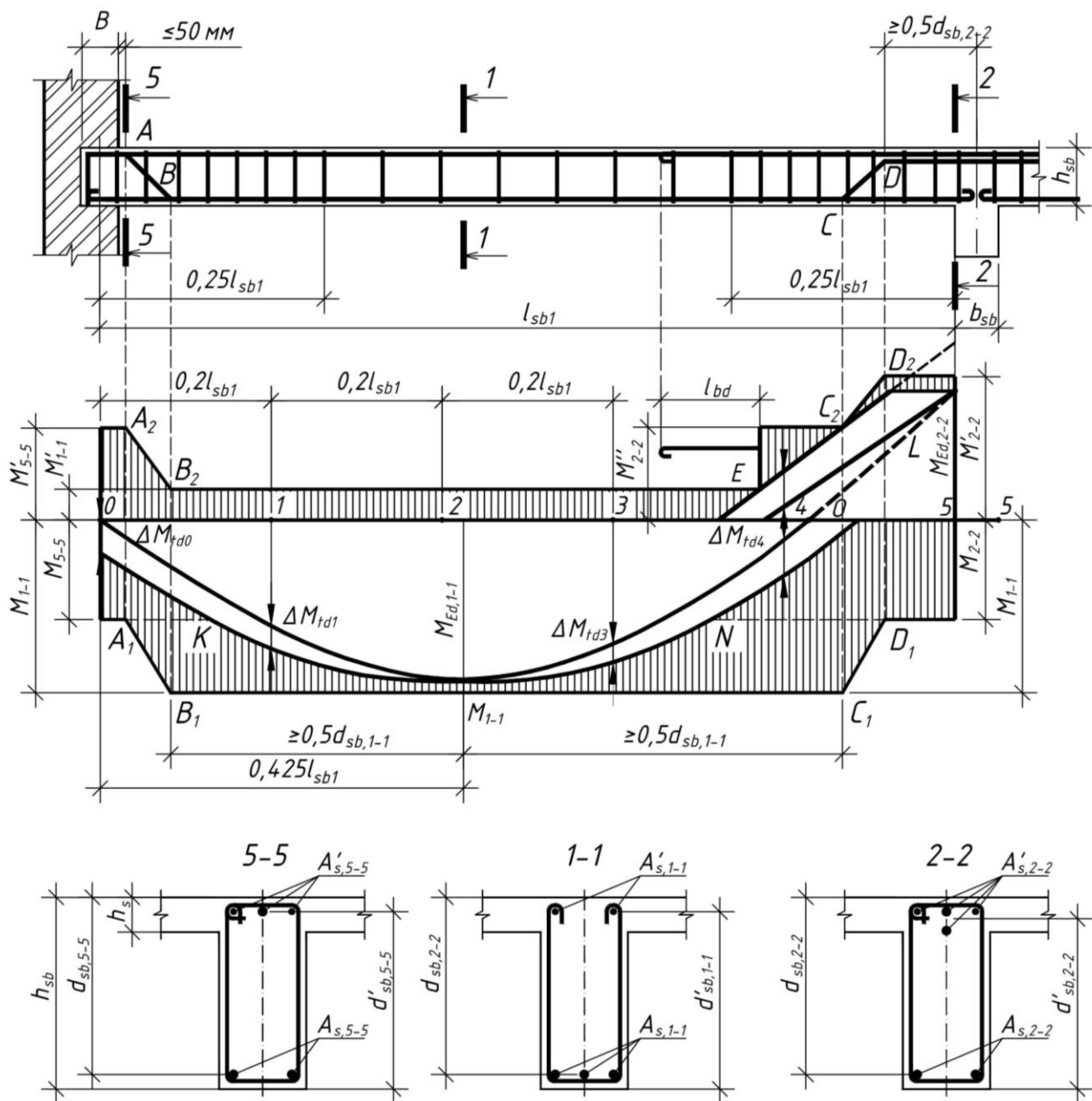


Рисунок 1.17 – Побудова епюри матеріалів

Після цього обчислюємо момент M_{5-5} , що сприймається арматурою $A_{s,5-5}$ у перерізі 5-5. Отримане значення M_{5-5} відкладаємо від осі 0-0 вниз від точки 0. Проведена на відстані M_{5-5} від осі 0-0 і одночасно паралельна їй лінія є графіком моментів M_{5-5} . На рис. 1.17 видно, що момент M_{1-1} сприймається трьома стержнями, а M_{5-5} – двома, оскільки середній нижній стержень балки відігнуто на опору для сприймання моментів, що виникають від защемлення балки в стіні.

Спроектувавши точку A на графік M_{5-5} , а точку B – на графік M_{1-1} , дістанемо відповідно точки A_1 і B_1 , з'єднавши які, матимемо епюру несучої здатності лівої половини балки або епюру матеріалів для лівої половини балки у першому прольоті.

Так само визначаємо момент M_{2-2} , що сприймається арматурою нижньої зони (без урахування відігнутої). В перерізі 2-2 будуюмо графік несучої здатності балки M_{2-2} . На перетині ліній графіків M_5 і M_2 з огинаючою епюрою моментів отримаємо точки K і N , які є точками теоретичного обриву стержнів, котрі для сприйняття діючих у цих перерізах згинальних моментів не потрібні. Стержні, які обриваються, заводять за ці точки на розрахункову довжину анкерування l_{bd} (п. 1.3.8), що визначається за [2, п. 7.2.4].

Якщо ж стержень не обривається, а відгинається, як це зображено на рис. 1.17, то початок відгину стержня повинен бути віддалений від перерізу, де він повністю використовується для сприймання моменту M_{1-1} на відстань, не меншу ніж $0,5d_{sb,1-1}$, але так, щоб кінець відгину не містився ближче від точки теоретичного обриву (K, N). У даному випадку точка D_1 перебуває за точкою N , а точка A_1 за – K .

Для побудови епюри матеріалів у верхній зоні балки визначають моменти M'_{2-2} і M'_{1-1} , що сприймаються арматурою цієї зони в перерізах 2-2 і 1-1 (момент M'_{2-2} обчислюється в припущенні використання стержнів, що відгинаються із суміжних прольотів). Отримані значення M'_{2-2} і M'_{1-1} у вигляді відрізків відкладають навпроти перерізів 2-2 і 1-1 від осі 0-0 угору. Через кінці відкладених відрізків проводять лінії, паралельні осі 0-0, які зображають графіки моментів M'_{2-2} і M'_{1-1} . Графік M'_{2-2} повинен бути вищим від ординати $M_{Ed,2-2}$, графік M'_{1-1} перетне верхню праву гілку огинаючої епюри моментів у точці E , яка є точкою теоретичного обриву стержнів у верхній зоні балки, наприклад, відігнутих із сусіднього прольоту і згідно з розрахунком не потрібних у перерізі в цій самій точці (або ж ця точка може бути початком відгину стержня з першого прольоту на опору). Стержні, що обриваються, заводять за точку теоретичного обриву на розрахункову довжину анкерування l_{bd} (п. 1.3.8).

Надалі будувати епюру матеріалів можна від перерізу 2-2, щоб визначити місце розташування відгинів стержнів із крайнього прольоту.

У цьому разі в перерізі 2-2 обчислюють момент, що сприймається верхньою арматурою без урахування тієї, що відгинається з крайнього прольоту. На рис. 1.17 це будуть стержні арматури $A'_{s,2-2}$ без урахування у верхньому ряді середнього стержня, оскільки він заздалегідь, повинен бути відігнутим із крайнього прольоту.

Нехай обчислений момент M''_{2-2} ($M'_{1-1} < M''_{2-2} < M'_{2-2}$).

Точка L перетину графіка моменту M''_{2-2} з правою верхньою віткою огинаючої епюри є точкою початку відгину стержня, відігнутого з першого прольоту на опору, що розглядається. Спроектуювавши її на вісь стержня, що відгинається у нижній зоні балки, отримаємо точку C .

Якщо точка C перебуватиме на відстані від перерізу 2-2, більшій ніж $d_{sb,2-2}/\text{tg}\alpha + 0,5d'_{sb,2-2}$, то цю точку остаточно вважають за початок відгину стержня [10, с. 340]. В іншому разі її місце розташування уточнюють так, щоб відстань до неї від перерізу 2-2 становила $d_{sb,2-2}/\text{tg}\alpha + 0,5d'_{sb,2-2}$.

Таким чином, уточнивши положення початку відгину, його проводять під

кутом 45^0 (60^0), зафіксувавши кінець точкою D на осі поздовжніх верхніх стержнів. Тепер, спроектувавши точку D на графік M'_{2-2} , дістанемо точку D_2 , спроектувавши точку C на графік M''_2 – точку C_2 . З'єднавши точки D_2 і C_2 , отримаємо похилу лінію епюри матеріалів, яка характеризує зміну епюри в результаті відгину нижньої арматури з крайнього прольоту на першу проміжну опору.

Продовживши графік M''_{2-2} до перетину з вертикальною лінією, проведеною через точку E , отримаємо остаточний вид епюри матеріалів. Починаючи від цієї лінії, зображають довжину l_{bd} (п. 1.3.8) анкерування стержня, відігнутого із сусіднього прольоту справа.

Спроектувавши точки D і C відповідно на графіки M_{2-2} і M_{1-1} , отримаємо точки D_1 і C_1 , з'єднання яких дає нижню праву вітку епюри матеріалів.

Заштрихувавши ділянки між епюрою матеріалів і огинаючою епюрою, дістанемо наочне уявлення про витрати арматури в балці.

Контрольні запитання і приклади

1. Балка з бетону класу C12/15 у зоні розтягу армована стержнями $\varnothing 18+2\varnothing 16A400C$ (стержень $\varnothing 18A400C$ розташований посередині). На балку діє рівномірно розподілене повне навантаження з інтенсивністю $p=18$ кН/м, яке включає змінне $v=12$ кН/м і постійне $g=6$ кН/м. Розміри балки $l_{sb2}=6,7$ м, $b_{sb}=200$ мм, $h_{sb}=400$ мм, її робоча висота $d_{sb}=370$ мм. Визначити точки теоретичного обриву стержнів.

2. Визначити максимальну інтенсивність рівномірно розподіленого навантаження, яке може сприйматися балкою довжиною 6 м, виготовленою з бетону класу C20/25 з поперечним перерізом 150x300 мм. У зоні розтягнення балка заармована стержнями $2\varnothing 20A400C$, товщина захисного шару бетону 20 мм.

3. Визначити максимальну площу арматури зі стержнів класу A500C діаметром 20 мм, якими дозволяється заармувати тільки розтягнуту зону балки з поперечним перерізом 200x300 мм, що виготовляється з бетону класу C16/20. Заармувавши балку, визначити момент, який може бути сприйнятий балкою в середині прольоту.

1.3.8 Анкерування поздовжньої арматури

Згідно з діючими нормами [2, п. 7.2.1.1] для запобігання поздовжньому розтріскуванню або зминанню бетону необхідно арматурні стержні належним чином анкерувати.

Одним зі шляхів забезпечення надійного зчеплення з бетоном є заведення арматурних стержнів за точки їх теоретичного обриву (рис. 1.16), визначені при побудові епюри матеріалів, на розрахункову довжину анкерування l_{bd} [2, п. 7.2.4]. Величина l_{bd} визначається за залежністю:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min}, \quad (1.62)$$

де $\alpha_1=1$ – коефіцієнт, що враховує вплив форми стержнів за умови необхідного захисного шару;

$\alpha_2=1-0,15(c_d-\varnothing)/\varnothing$ – коефіцієнт, що враховує вплив мінімального захисного шару бетону, $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$;

$c_d = \min(a/2, c_{nom}, c_{nom,sw})$ – для прямих стержнів, $c_d = \min(a/2, c_{nom,sw})$ – для гаків (рис. 1.15);

$\alpha_3=1-K\lambda$ – коефіцієнт, що враховує стримуючий вплив поперечної арматури, $0,7 \leq \alpha_3 \leq 1,0$;

$$\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min}) / A_s ;$$

ΣA_{st} – площа поперечного перерізу поперечної арматури вздовж розрахункової довжини анкерування;

$\Sigma A_{st,min}$ – площа поперечного перерізу мінімальної поперечної арматури, для балок $\Sigma A_{st,min} = 0,25 A_s$;

A_s – площа одного заанкерованого стержня;

$$K=0,05;$$

$\alpha_4=1$ – коефіцієнт, що враховує стримуючий вплив приварених поперечних стержнів у межах довжини анкерування;

$\alpha_5=1$ – коефіцієнт, що враховує вплив поперечного тиску на площину розколювання вздовж розрахункової довжини анкерування;

$$\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \geq 0,7; \quad (1.63)$$

$l_{b,rqd}$ – базова довжина зони анкерування

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing \sigma_{sd}}{4 f_{bd}}; \quad (1.64)$$

σ_{sd} – розрахункові напруження у стержні в місці, від якого визначається довжина анкерування;

f_{bd} – розрахункове значення граничних напружень зчеплення, для стержнів періодичного профілю

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}; \quad (1.65)$$

η_1 – коефіцієнт, пов'язаний з якістю умов зчеплення і розміщенням стержня під час бетонування, $\eta_1=0,7$;

η_2 – коефіцієнт, пов'язаний з діаметром стержня, $\eta_2=1,0$ при $\varnothing \leq 32$ мм, $\eta_2=(132-\varnothing)/100$ при $\varnothing > 32$ мм;

f_{ctd} – розрахункове значення міцності бетону на розтяг [1, п. 3.1.5.1]

$$f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / \gamma_{ct} \quad (1.66)$$

$f_{ctk,0,05}$ – характеристичне значення міцності бетону на осьовий розтяг [1, табл. 3.1, с. 20], (табл. А.1);

γ_{ct} – коефіцієнт надійності для бетону [1, табл. 2.1, с. 17], $\gamma_{ct}=1,5$;

$l_{b,min}$ – мінімальна довжина анкерування при розтягу

$$l_{b,\min} = \max(0, 3l_{b,rqd}; 10\varnothing; 100\text{мм}), \quad (1.67)$$

при стиску

$$l_{b,\min} = \max(0, 6l_{b,rqd}; 10\varnothing; 100\text{мм}). \quad (1.68)$$

Згідно з [2, п. 8.2.5.2] довжина зони анкерування нижньої арматури другорядних балок на проміжних опорах (головних балках) повинна бути не менше:

10 $\varnothing$ – для прямих стержнів;

8 $\varnothing$ – для гаків $\varnothing \leq 16$ мм;

7 $\varnothing$ – для гаків $\varnothing > 16$ мм.

2 ПРИКЛАД РОЗРАХУНКУ І КОНСТРУЮВАННЯ МОНОЛІТНОГО РЕБРИСТОГО ЗАЛІЗОБЕТОННОГО ПЕРЕКРИТТЯ З БАЛКОВИМИ ПЛИТАМИ

Вихідні дані для розрахунку перекриття над підвалом

- будинок цивільний (торгівельно-розважальний центр);
- розмір будинку в плані в осях – 67,6х33,2 м;
- кількість поверхів – 3;
- висота поверхів – 4,0 м;
- тип підлоги – мозаїчна бетонна;
- клас бетону конструкцій перекриття – С12/15;
- арматурна сталь класу А240С – для плити; А400С – для балок;
- стіни будинку – у дві цеглини;
- характеристичне значення змінного навантаження на перекриття – 5500 Н/м².

Розрахунок і проектування монолітного ребристого залізобетонного перекриття з балочними плитами виконуємо в послідовності, викладеній в розділі 1 посібника.

Для заданих матеріалів за табл. А.1 – А.3 знаходимо розрахункові характеристики:

для бетону класу С12/15:

$$f_{ck} = 11 \text{ МПа}; f_{cd} = 8,5 \text{ МПа}; E_{cd} = 16,3 \times 10^3 \text{ МПа}; \varepsilon_{cl,cd} = 1,58 \times 10^{-3};$$

$$K = \frac{1,05 E_{cd} \varepsilon_{cl,cd}}{f_{cd}} = \frac{1,05 \cdot 16,3 \cdot 10^3 \cdot 1,58 \cdot 10^{-3}}{8,5} = 3,18 \approx 3 [1, \text{ п. 3.1.4.1}];$$

$$\omega = 0,792; \chi = 0,526 \text{ (табл. А.4)}; \gamma_{c1} = 0,9 [2, \text{ п. 3.1.2.5}];$$

для арматури класу А240С:

$$f_{yk} = 240 \text{ МПа}; f_{yd} = 229 \text{ МПа}; f_{ywd} = 170 \text{ МПа}; E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ МПа};$$

класу А400С:

$$f_{yd} = 364 \text{ МПа}; E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ МПа}.$$

За ступенем відповідальності будинок відносять до класу СС2[4, табл. 1, дод. А], категорія відповідальності конструкції перекриття – А [4, п. 5.2.1], $\gamma_n = 1,1$ [4, п. 7.6.4, табл. 5].

2.1 Компонування конструктивних схем і вибір оптимального варіанта перекриття

Для порівняння можна розглянути два варіанти компонування монолітного ребристого перекриття: з головними балками уздовж будинку (рис. 1.2) і впоперек будинку (рис. 1.3). Загальний вигляд скомпонованого перекриття над підземним паркінгом торговельно-розважального центру зображено на рис. 1.1.

Перший варіант.

Ураховуючи рекомендації п.1.1, головні балки розташовуємо вздовж будинку.

Довжини прольотів балок і плит обчислюємо так. Спочатку знаходимо можливу середню кількість прольотів головної балки

$$(67,6/6+67,6/8)/2=9,86.$$

Беремо 9 прольотів (можна й 10).

Оскільки довжина прольоту балки в цьому випадку $67,6/9 = 7,51$ м, то в ньому в середньому вміститься $(7,51/1,7 + 7,51/2,7)/2 = 3,6$ прольотів плити. Беремо 4 прольоти (можна й 3).

Вважаючи, що вздовж будинку всього буде $9 \cdot 4 = 36$ прольотів плити, знайдемо довжину середніх за умови

$$34l_s + 2 \cdot 0,8l'_s = 67600,$$

яка враховує, що довжина прольотів крайніх плит, розташованих біля стін, повинна бути до 20% менша від довжини середніх. Таким чином, з цієї умови знаходимо, що $l_s = 1898,88$ мм. Вважаємо середні прольоти плити $l_s = 1890$ мм. Тоді, крайні прольоти плити

$$l'_s = (67600 - 34 \cdot 1890)/2 = 1670 \text{ мм},$$

крайні прольоти головної балки

$$l'_{mb} = 3 \cdot 1890 + 1670 = 7340 \text{ мм},$$

а середні

$$l_{mb} = 4 \cdot 1890 = 7560 \text{ мм}.$$

Середня кількість прольотів другорядних балок $(33,2/5 + 33,2/7)/2 = 5,69$.

Беремо 5 прольотів (можна й 6).

Ураховуючи це, знайдемо довжину середніх прольотів другорядних балок за умови

$$3l_{sb} + 2 \cdot 0,8l'_{sb} = 33200.$$

Звідки $l_{sb} = 7217,39$ мм. Вважаємо $l_{sb} = 7000$ мм, тоді крайні прольоти другорядної балки $l'_{sb} = (33200 - 3 \cdot 7000)/2 = 6100$ мм. Таким чином, розташовуємо головні балки з прольотами $l'_{mb} = 7340$ мм, $l_{mb} = 7560$ мм,

другорядні балки з прольотами $l'_{sb} = 6100$ мм, $l_{sb} = 7000$ мм,

плиту з прольотами $l'_s = 1670$ мм, $l_s = 1890$ мм.

Перевіряємо умову $l_{sb}/l_s > 3$, $6100/1890=3,7>3$. Умова виконується.

Другий варіант

Так само, як і в першому варіанті, компонуючи головні й другорядні балки, керуємося рекомендаціями п. 1.1. Головні балки розташовуємо уперек будинку з прольотами $l'_{mb} = 6475$ мм, $l_{mb} = 6750$ мм,

другорядні балки з прольотами $l'_{sb} = 6600$ мм, $l_{sb} = 6800$ мм,

плиту з прольотами $l'_s = 1975$ мм, $l_s = 2250$ мм.

Перевіряємо умову $l_{sb}/l_s > 3$, $6800/2250=3,02>3$. Умова виконується.

Техніко-економічне порівняння варіантів.

За формулами О.М.Овечкіна (1.1) – (1.5) порівняємо ці варіанти з метою вибору економічнішого.

За першим варіантом (рис. 2.1):

$$h_{s,red} = 0,13 \cdot 1,89 \sqrt{100 \cdot 1,89 + \frac{5500}{10}} = 6,68 \text{ см};$$

$$h_{sb,red} = 0,0065 \cdot 7,00 \cdot \frac{36-1}{36} \sqrt[3]{\frac{5500^2}{100} \cdot \frac{7,00}{1,89}} = 4,59 \text{ см};$$

$$h_{mb,red} = 0,0045 \cdot 7,56 \cdot \frac{5-1}{5} \sqrt[3]{\frac{5500^2}{100} \cdot \frac{7,56}{7,00}} = 1,87 \text{ см};$$

$$h_{c,red} = 0,00025 \cdot \frac{5500}{10} \cdot 4 \cdot 3 \cdot \frac{9-1}{9} \cdot \frac{5-1}{5} = 1,17 \text{ см};$$

$$H_{red} = 6,68 + 4,59 + 1,87 + 1,17 = 14,31 \text{ см}.$$

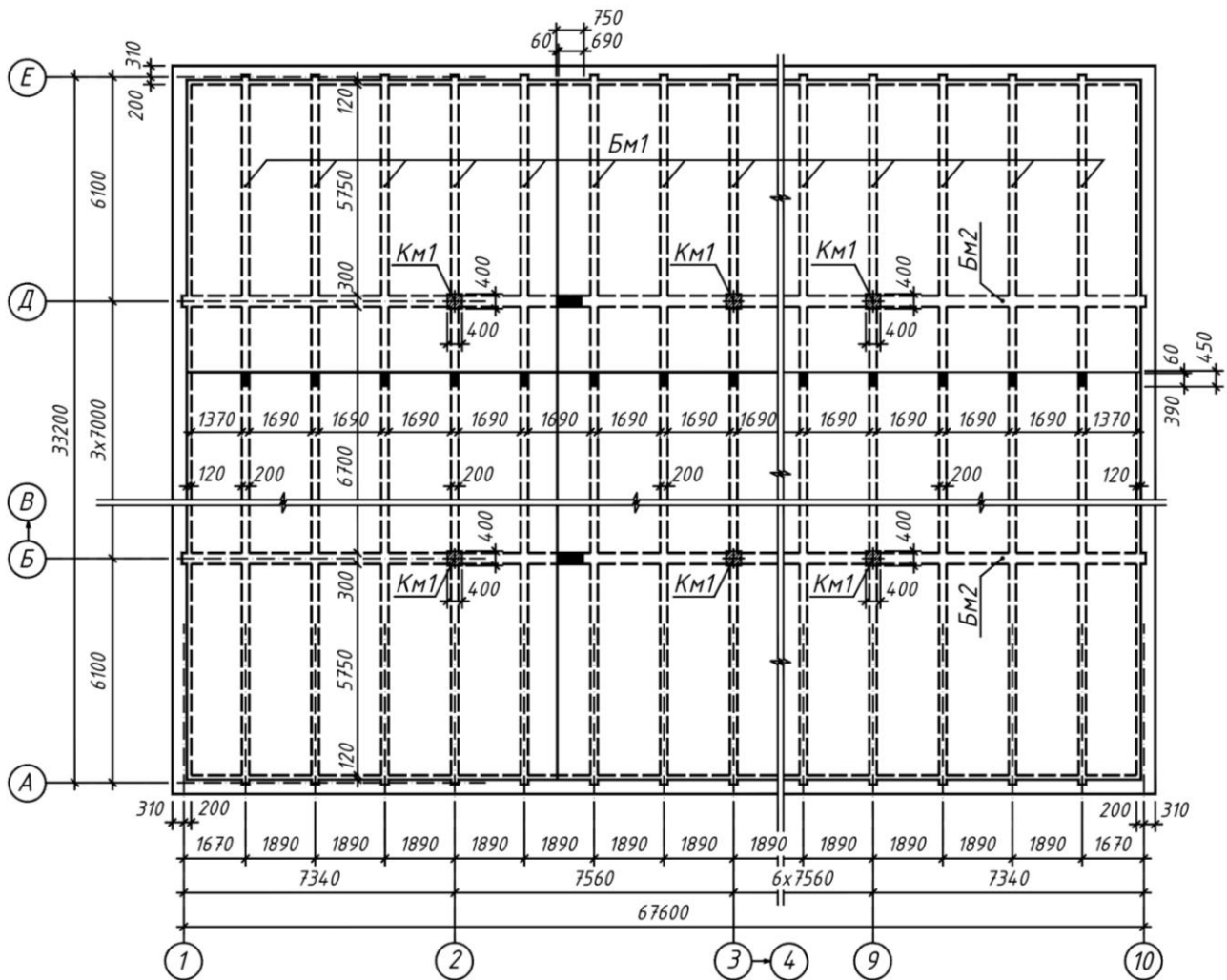


Рисунок 2.1 – План перекриття над підземним паркінгом торгівельно-розважального центру

За другим варіантом:

$$h_{s,red} = 0,13 \cdot 2,25 \cdot \sqrt{100 \cdot 2,25 + \frac{5500}{10}} = 8,14 \text{ см};$$

$$h_{sb,red} = 0,0065 \cdot 6,80 \cdot \frac{15-1}{15} \sqrt[3]{\frac{5500^2}{100} \cdot \frac{6,80}{2,25}} = 4,00 \text{ см};$$

$$h_{mb,red} = 0,0045 \cdot 6,76 \cdot \frac{10-1}{10} \sqrt[3]{\frac{5500^2}{100} \cdot \frac{6,76}{6,80}} = 1,83 \text{ см};$$

$$h_{c,red} = 0,00025 \cdot \frac{5500}{10} \cdot 4 \cdot 3 \cdot \frac{5-1}{5} \cdot \frac{10-1}{10} = 1,19 \text{ см};$$

$$H_{red} = 8,14 + 4,00 + 1,83 + 1,19 = 15,16 \text{ см}.$$

Отже, компонування перекриття беремо за першим варіантом як економічнішим за витратами залізобетону (рис. 2.1).

2.2 Розрахунок і конструювання плити

Розрахунок виконуємо в два етапи: спочатку статичний, а потім конструктивний.

2.2.1 Визначення навантажень, що діють на плиту

Для розрахунку навантажень конструкцію підлоги (рис. 2.2) вибираємо згідно з вимогами СНиП 2.03.13-88 [5] і [7, с. 192]. Підрахунок навантажень групуємо в табличній формі (табл. 2.1) згідно з рекомендаціями, викладеними в п. 1.2.1.

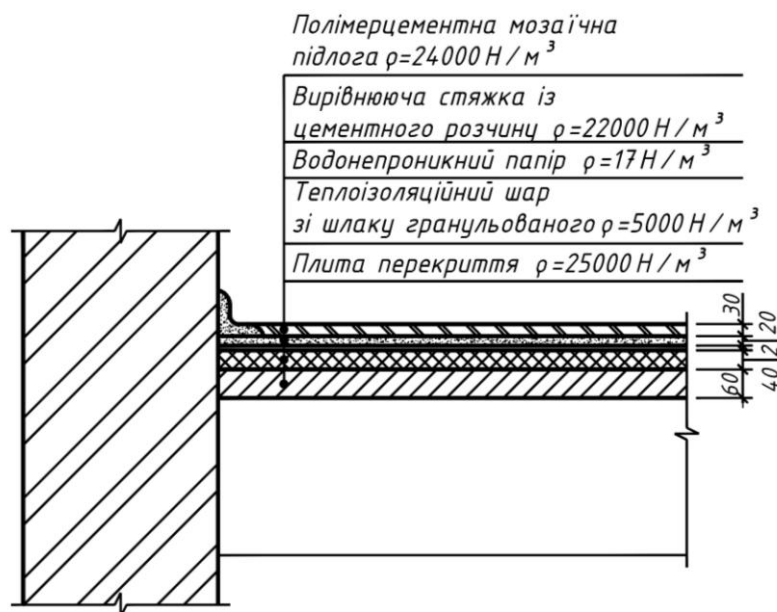


Рисунок 2.2 – Конструкція підлоги торговельного залу по перекриттю над підземним паркінгом

Таблиця 2.1 – Підрахунок навантажень, що діють на 1 м² перекриття над підземним паркінгом торгівельно-розважального центру

№ з/п	Навантаження	Характеристичне значення навантаження, Н/м ²	Коефіцієнт надійності		Розрахункове граничне значення навантаження, Н/м ²
			за навантаженням, γ_{fm} [3, табл. 5.1, п.6.7]	за відпо-відальністю, γ_n [4, п. 7.6.4]	
1	Постійне від ваги:				
1.1	полімерцементної мозаїчної підлоги $t = 0,030$ м; $\rho = 24000$ Н/м ³	720	1,1	1,1	871
1.2	вирівнюючої цементної стяжки $t = 0,020$ м; $\rho = 22000$ Н/м ³	440	1,3	1,1	629
1.3	водонепроникного паперу $\rho = 17$ Н/м ²	17	1,1	1,1	21
1.3	теплоізоляційного шару зі шлаку гранульованого $t = 0,040$ м; $\rho = 5000$ кН/м ³	200	1,3	1,1	286
1.4	плити перекриття $t = 0,060$ м; $\rho = 25000$ кН/м ³	1500	1,1	1,1	1815
	Разом постійне	—	—	—	$g = 3622$
2	Змінне корисне	5500	1,2	1,1	$v = 7260$
3	Загальне	—	—	—	$q = g + v = 10882$

2.2.2 Розрахункова схема плити

За розрахункову схему плити вважаємо нерозрізну балку, що являє собою смугу шириною 1 м, вирізану з перекриття (рис. 2.1) уздовж головних балок (між осями А і Б). Опори балки розміщуватимуться в місцях опирання на другорядні балки. Оскільки насправді таких опор буде 35, то за розрахункову схему вважаємо п'ятипрольотну балку (рис. 2.3).

Розміри прольотів плити, а також згинальні моменти в розрахункових перерізах визначимо відповідно до п. 1.2.2.

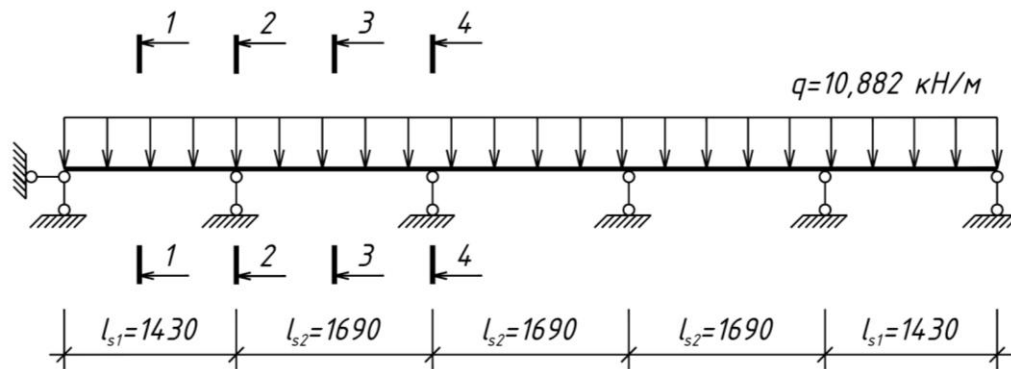


Рисунок 2.4 – Розрахункова схема плити

Задаємось розмірами поперечного перерізу другорядної балки:

$$h_{sb} = 1/15 l_{sb} = 7000/15 = 467 \text{ мм (приймаємо } h_{sb} = 450 \text{ мм)};$$

$$b_{sb} = 1/2,5 h_{sb} = 450/2,5 = 180 \text{ мм (приймаємо } b_{sb} = 200 \text{ мм)}.$$

За (1.10) та (1.11) обчислюємо розрахункові прольоти плити

$$l_{s2} = l_s - b_{sb} = 1890 - 200 = 1690 \text{ мм};$$

$$l_{s1} = l'_s - a - b_{sb}/2 + c/2 = 1670 - 200 - 200/2 + 120/2 = 1430 \text{ мм}.$$

2.2.3 Статичний розрахунок плити

Розрахункові зусилля в найбільш небезпечних перерізах 1-1, 2-2, 3-3, 4-4 визначаємо так само, як указано в п. 1.2.3 за (1.12) – (1.14).

Переріз 1-1

$$M_{Ed,1-1} = \frac{ql_{s1}^2}{11} = \frac{10,882 \cdot 1,43^2}{11} = 2,02 \text{ кНм}.$$

Переріз 2-2

$$M_{Ed,2-2} = \frac{ql_{s2}^2}{14} = \frac{10,882 \cdot 1,69^2}{14} = 2,22 \text{ кНм}.$$

Переріз 3-3

$$M_{Ed,3-3} = \frac{ql_{s2}^2}{16} = \frac{10,882 \cdot 1,69^2}{16} = 1,94 \text{ кНм}.$$

Переріз 4-4

$$M_{Ed,4-4} = \frac{ql_{s2}^2}{16} = \frac{10,882 \cdot 1,69^2}{16} = 1,94 \text{ кНм}.$$

2.2.4 Уточнення конструктивних параметрів поперечного перерізу плити

Параметри h_s та d_s (рис. 1.7) уточнюємо згідно з пп. 1.2.4 та 1.2.5. Приймавши $\rho_f \% = 0,45\%$ із (1.19) та взявши значення $\omega = 0,792$ з табл. А3, визначаємо

$$\bar{\xi} = \rho_f \frac{f_{yd}}{\omega f_{cd} \gamma_{c1} \omega} = 0,0045 \cdot \frac{229}{0,792 \cdot 8,5 \cdot 0,9} = 0,170.$$

Перевіряємо за (1.20), чи виконується умова $\bar{\xi} \leq \bar{\xi}_R$. Для цього з табл. А4 визначаємо $\bar{\xi}_R = 0,666$.

Отримане значення $\bar{\xi} = 0,170 \leq \bar{\xi}_R = 0,666$, отже, умова (1.20) виконується.

З табл. А.5, використовуючи інтерполяцію, визначаємо коефіцієнт $\bar{\alpha}_m$, що відповідає значенню $\bar{\xi} = 0,153$

$$\bar{\alpha}_m = 0,121 + \frac{(0,130 - 0,121)}{(0,177 - 0,164)} \cdot (0,170 - 0,164) = 0,125.$$

Робоча висота перерізу за (1.18)

$$d_s = \sqrt{\frac{M_{Ed, \max}}{f_{cd} \gamma_{c1} b \bar{\alpha}_m}} = \sqrt{\frac{2,22 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 0,9 \cdot 1000 \cdot 0,125}} = 48,18 \text{ мм.}$$

Приймаючи робочу арматуру $\varnothing 6$ і товщину захисного шару $c_{nom} = 10$ мм, із (1.22) знаходимо висоту перерізу плити (рис. 1.7):

$$h_s = d_s + \varnothing / 2 + c_{nom} = 48,18 + 6/2 + 10 = 61,18 \text{ мм.}$$

Згідно з вимогами [1, п. 5.3.1.6] товщина плити повинна бути не меншою ніж 50 мм. Беремо $h_s = 60$ мм, як це було враховано в табл. 2.1 в підрахунках навантажень (див. підрахунок $h_{s, red}$ за першим варіантом).

Остаточно робоча висота за (1.23)

$$d_s = h_s - \varnothing / 2 - c_{nom} = 60 - 6/2 - 10 = 47 \text{ мм.}$$

2.2.5 Визначення площ робочої арматури в розрахункових перерізах плити

Площу A_s робочої арматури знаходимо для найбільш завантажених перерізів 1-1, 2-2, 3-3, 4-4 (рис. 2.3) за (1.24) і (1.25).

У першому прольоті (переріз 1-1)

$$\bar{\alpha}_{m, 1-1} = \frac{M_{Ed, 1-1}}{f_{cd} \gamma_{c1} b_s d_s^2} = \frac{2,02 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 0,9 \cdot 1000 \cdot 47^2} = 0,120.$$

За табл. А.5 знаходимо

$$\bar{\xi}_{1-1} = 0,937 - \frac{(0,937 - 0,932)}{(0,121 - 0,112)} (0,120 - 0,112) = 0,933,$$

використовуючи отримане значення, обчислюємо

$$A_{s, 1-1} = \frac{M_{Ed, 1-1}}{f_{yd} d_s \bar{\xi}_{1-1}} = \frac{2,02 \cdot 10^6}{229 \cdot 47 \cdot 0,933} = 201,2 \text{ мм}^2.$$

На першій проміжній опорі (переріз 2-2)

$$\bar{\alpha}_{m,2-2} = \frac{M_{Ed,2-2}}{f_{cd}\gamma_{c1}b_s d_s^2} = \frac{2,22 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 0,9 \cdot 1000 \cdot 47^2} = 0,131;$$

$$\bar{\zeta}_{2-2} = 0,926 - \frac{(0,926 - 0,921)}{(0,138 - 0,130)}(0,131 - 0,130) = 0,925;$$

$$A_{s,2-2} = \frac{M_{Ed,2-2}}{f_{yd}d_s\bar{\zeta}_{2-2}} = \frac{2,22 \cdot 10^6}{229 \cdot 47 \cdot 0,925} = 223,0 \text{ мм}^2.$$

На середніх опорах і в середніх прольотах (перерізи 3-3, 4-4) для плит, які за периметром не повністю обперті на балки (між осями А – Б, Д – Е, рис. 2.1):

$$\bar{\alpha}_{m,3-3(4-4)} = \frac{M_{Ed,3-3(4-4)}}{f_{cd}\gamma_{c1}b_s d_s^2} = \frac{1,94 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 0,9 \cdot 1000 \cdot 47^2} = 0,115;$$

$$\bar{\zeta}_{3-3(4-4)} = 0,937 - \frac{(0,937 - 0,932)}{(0,121 - 0,112)}(0,115 - 0,112) = 0,935;$$

$$A_{s,3-3(4-4)} = \frac{M_{Ed,3-3(4-4)}}{f_{yd}d_s\bar{\zeta}_{3-3(4-4)}} = \frac{1,94 \cdot 10^6}{229 \cdot 47 \cdot 0,935} = 192,8 \text{ мм}^2.$$

Для плит між осями 2 – 9 у середніх прольотах і на середніх опорах (перерізи 3-3, 4-4), оскільки вони обперті на балки за всім периметром, згинальний момент можна зменшити на 20% [10, с. 371]. Оскільки $h_s/l_{s2} = 60/1690 = 1/28 > 1/30$ то, згідно з [9, с. 308]

$$\bar{\alpha}_{m,3-3(4-4)} = \frac{0,8 \cdot M_{Ed,3-3(4-4)}}{f_{cd}\gamma_{c1}b_s d_s^2} = \frac{0,8 \cdot 1,94 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 0,9 \cdot 1000 \cdot 47^2} = 0,092;$$

$$\bar{\zeta}_{3-3(4-4)} = 0,953 - \frac{(0,953 - 0,947)}{(0,095 - 0,086)}(0,092 - 0,086) = 0,949;$$

$$A_{s,3-3(4-4)} = \frac{0,8 \cdot M_{Ed,3-3(4-4)}}{f_{yd}d_s\bar{\zeta}_{3-3(4-4)}} = \frac{0,8 \cdot 1,94 \cdot 10^6}{229 \cdot 47 \cdot 0,949} = 151,9 \text{ мм}^2.$$

2.2.6 Конструювання плити із урахуванням вимог ДБН В.2.6-98:2009

З метою набуття навичок і з навчальною метою армування плити виконуємо окремими стержнями. Арматуру розміщуємо відповідно до рекомендацій п. 1.2.6.

Конструювання плити починаємо з визначення за табл. А.6 необхідного числа стержнів, площа яких розрахована в п. 2.2.5.

Задаємо діаметр робочих стержнів 6 мм згідно з п. 2.2.4 при визначенні товщини плити h_s . Діаметр розподільної арматури призначаємо, виходячи з її мінімальної площі перерізу (20% від робочої) і максимального кроку. Найчастіше це дротяна арматура класу Вр-I, В-I, оскільки її використання дозволяє зменшити крок за рахунок менших діаметрів. Площу перерізу

розподільної арматури можна брати за [10, табл. 6.34]. Результати підбору арматури зводимо в табл. 2.2. В цій самій таблиці (рядки 5, 6) відповідно до вимог п. 1.2.6 наведені усі дані арматури, необхідної для встановлення її в місцях з'єднання плити з головною балкою і обпирання плити на стіну по контуру будинку. Армування плити окремими стержнями зображено на рис. 2.4 – 2.5.

Таблиця 2.2 – Армування плити окремими стержнями

№ з/п	Проліт або опора плити, які розглядаються (розрахункові перерізи)	$A_s, \text{мм}^2$ розрах.	Арматура				
			робоча			розподільна	
			Ø, клас	крок, мм	A_{s,f_2} мм ² факт.	Ø, клас	крок, мм
1	Крайній проліт (переріз 1-1)	201,2	Ø6 A240C	120	235,8	Ø3 Bp-I	180
2	Перша проміжна опора (переріз 2-2)	223,0	Ø6 A240C	120	235,8	Ø3 Bp-I	180
3	Середні прольоти й середні опори плити, не повністю опертої на балки (перерізи 3-3, 4-4)	192,8	Ø6 A240C	120	235,8	Ø3 Bp-I	180
4	Середні прольоти й середні опори плити, повністю опертої на балки (перерізи 3-3, 4-4)	151,9	Ø6 A240C	180	157,2	Ø3 Bp-I	180
5	Армування ділянок опирання плити на стіну	$0,15 \cdot 201,2 = 30,2$	Ø6 A240C	180	157,2	Ø3 Bp-I	180
6	Армування ділянок плити над головними балками	$0,25 \cdot 201,2 = 50,3$	Ø6 A240C	180	157,2	Ø3 Bp-I	180

Анкерування поздовжніх робочих стержнів здійснюємо в другорядних балках на відстані, не меншій $8\varnothing = 8 \cdot 6 = 48$ мм від їх граней [2, п. 8.2.5.2]. На кінцях стержнів з метою забезпечення їх надійного анкерування виконуємо гаки. У результаті довжина стержнів збільшуватиметься на $12,5\varnothing$.

Армування прольотів плити, прилеглих до стіни вздовж осі 1, здійснюємо тими самими стержнями, що застосовані в прольотах плити, повністю опертої на балки, оскільки відповідно до розрахунків діаметр стержнів арматури такий самий і дорівнює 6 мм. У плиті між осями Б і Д установлюємо додаткові стержні (позиція 6) в кроком 500 мм, оскільки в цьому разі крок поздовжніх стержнів у першому і наступних прольотах різний.

Кількість стержнів, необхідних для армування плити монолітного перекриття, обчислимо в табличній формі (табл. 2.3).

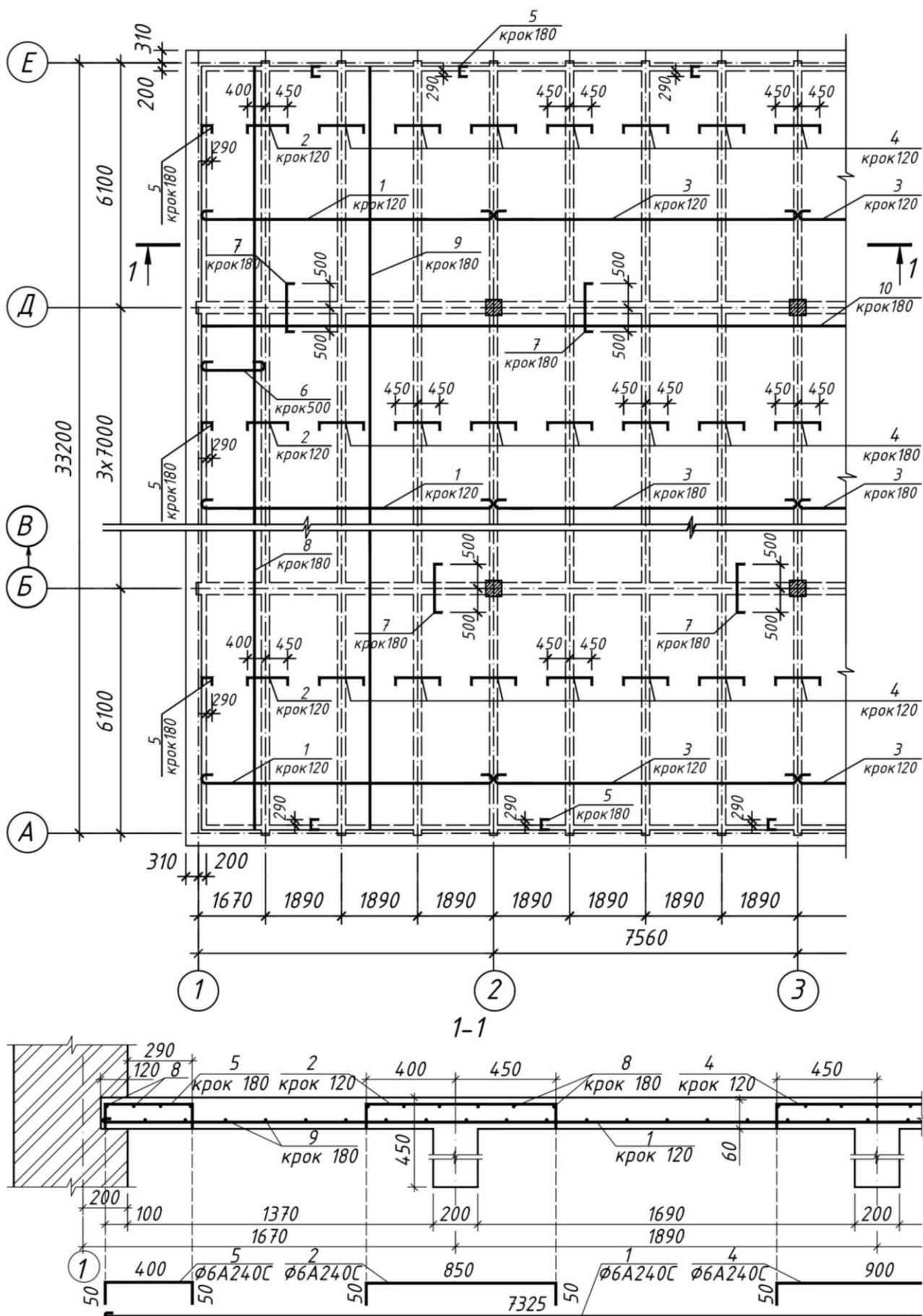


Рисунок 2.4 – Схема армування плити Пм-1

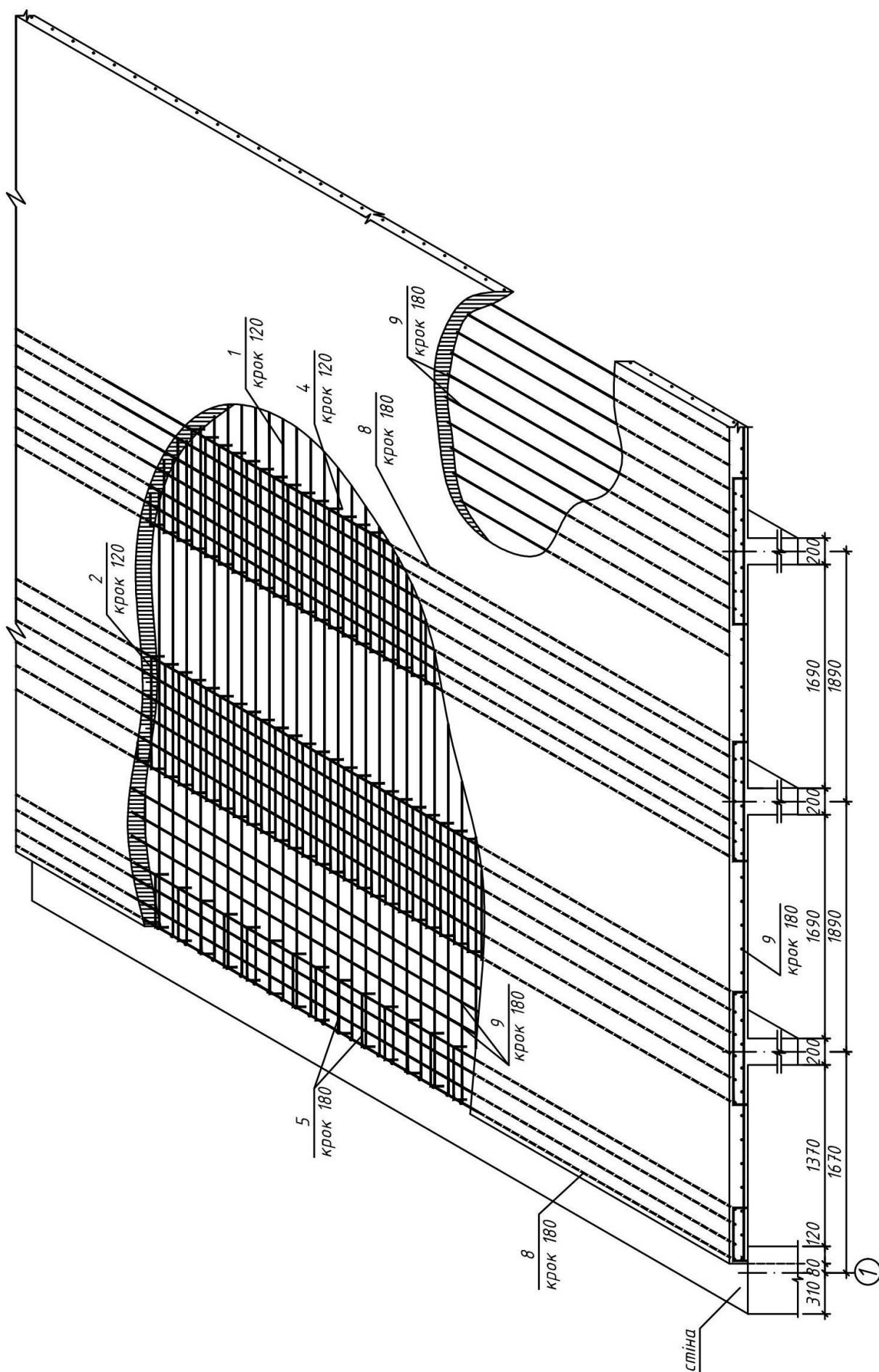


Рисунок 2.5 – Схема розміщення арматури в плиті Пм-1

Таблиця 2.3 – Підрахунок кількості стержнів на плиту Пм-1

Позиція	Частина плити, що розглядається	Формула підрахунку стержнів на 1 елемент частини плити	Кількість елементів	Кількість стержнів на плиту
1	Крайні прольоти А – Б та Д – Е між осями 1 – 2 та 9 – 10	$(6100-150-200)/120=48^*$	4	192
	Середні прольоти Б – В, В – Г, Г – Д між осями 1 – 2 та 9 – 10	$(7000-150-150)/180=38$	6	228
2	Крайні прольоти А – Б та Д – Е вздовж крайніх другорядних балок	$(6100-150-200)/120=48$	4	192
	Середні прольоти Б – В, В – Г, Г – Д вздовж крайніх другорядних балок	$(7000-150-150)/120=56$	6	336
3	Крайні прольоти А – Б та Д – Е між осями 2 – 9	$(6100-150-200)/120=48$	14	672
	Середні прольоти Б – В, В – Г, Г – Д між осями 2 – 9	$(7000-150-150)/180=38$	21	798
4	Крайні прольоти А – Б та Д – Е вздовж проміжних 33 другорядних балок	$(6100-150-200)/120=48$	66	3168
	Середні прольоти Б – В, В – Г, Г – Д вздовж проміжних 33 другорядних балок	$(7000-150-150)/180=38$	99	3762
5	Крайні прольоти А – Б та Д – Е вздовж осей 1 та 10	$(6100-150-200)/180=32$	4	128
	Середні прольоти Б – В, В – Г, Г – Д вздовж осей 1 та 10	$(7000-150-150)/180=38$	6	228
	Вздовж осей А та Е між віссю 1 і першою другорядною балкою та між останньою другорядною балкою і віссю 10	$(1670-100-200)/180=8$	4	32

	Вздовж осей А та Е між крайніми другорядними балками	$(1890-100-100)/180=10$	68	680
6	Середні прольоти Б – В, В – Г, Г – Д вздовж осей 1 та 10	$(7000-150-150)/500=14$	6	84
7	Вздовж 4 головних балок між віссю 1 і першою другорядною балкою та між останньою другорядною балкою і віссю 10	$(1670-100-200)/180=8$	8	64
	Вздовж 4 головних балок між крайніми другорядними балками	$(1890-100-100)/180=10$	136	1360
8	Для фіксації поз. 2 та поз. 4 вздовж 35 другорядних балок	6	35	210
	Для фіксації поз. 5 вздовж поперечних стін по осях 1 та 10	4	2	8
9	Для фіксації поз. 1 між віссю 1 і першою другорядною балкою та між останньою другорядною балкою і віссю 10	$(1670-100-200)/180=8$	2	16
	Для фіксації поз. 1 та поз. 3 між крайніми другорядними балками	$(1890-100-100)/180=10$	34	340
10	Для фіксації поз. 7 вздовж 4 головних балок	7	4	28
	Для фіксації поз. 5 вздовж поздовжніх стін по осях А та Е	4	2	8

*Кількість стержнів округлюється в більший бік до цілого числа.

За прийнятою схемою армування з використанням даних табл. 2.3 складаємо специфікацію арматури на плиту у вигляді табл. 2.4.

Таблиця 2.4 – Специфікація арматури плити Пм-1

Поз.	Позначення	Найменування	Кільк.	Маса од., кг	Приміт ка
		<u>Плита Пм-1 – шт. 1</u>			
		Деталі			
		Ø6A240C ДСТУ 3760:2006			
1		$l = 7325$	420	1,626	682,9
2		$l = 950$	528	0,211	111,4
3		$l = 7635$	1470	1,695	2491,7
4		$l = 1000$	6930	0,222	1538,5
5		$l = 500$	1068	0,111	118,5
6		$l = 1655$	84	0,367	30,8
7		$l = 1100$	1424	0,244	347,5
		Ø3Bp-I ГОСТ 6727-80			
8		$l = 33020$	218	1,717	374,3
9		$l = 33020$	356	1,717	611,3
10		$l = 67420$	36	3,506	126,2
		Матеріали			
		Бетон C12/15	105,0		м ³

2.3 Розрахунок і конструювання другорядної балки

Розрахунок виконуємо у два етапи: спочатку статичний за методом граничної рівноваги, а потім – конструктивний.

2.3.1 Розрахункова схема балки

За розрахункову схему балки беремо п'ятипрольотну нерозрізну балку (рис. 2.6), опорами якої є головні балки.

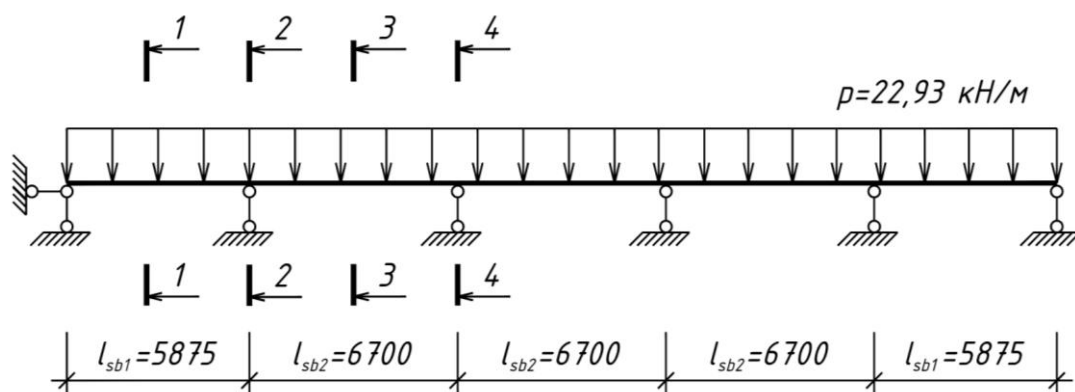


Рисунок 2.6 – Розрахункова схема другорядної балки

Розміри прольотів балки призначаємо відповідно до п. 1.3.1. Для використаних у п. 2.2.2 розмірів перерізу $h_{sb} = 450$ мм, $b_{sb} = 200$ мм призначаємо довжину площадки обпирання балки на стіну $B = 250$ мм (рис.2.7).

Розміри перерізу головної балки призначаємо зі співвідношення

$$h_{mb} = l_{mb} / 10 = 7560 / 10 = 756 \text{ мм, приймаємо } h_{mb} = 750 \text{ мм;}$$

$$b_{mb} = h_{mb} / 2,5 = 750 / 2,5 = 300 \text{ мм.}$$

Довжину розрахункових прольотів балки (рис. 2.6) обчислюємо за формулами (1.27) – (1.28)

$$l_{sb1} = l'_{sb} - a - b_{mb} / 2 + B / 2 = 6100 - 200 - 300 / 2 + 250 / 2 = 5875 \text{ мм;}$$

$$l_{sb2} = l_{sb} - b_{mb} = 7000 - 300 = 6700 \text{ мм.}$$

Інтенсивність прикладеного до балки рівномірно розподіленого навантаження (табл. 2.1) за (1.26)

$$p = (g + v) l_s + (h_{sb} - h_s) b_{sb} \rho \gamma_{fm} \gamma_n = (3,622 + 7,260) \cdot 1,89 + (0,45 - 0,06) \cdot 0,2 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 22,93 \text{ кН/м.}$$

2.3.2 Статичний розрахунок балки

Розрахунковими перерізами балки при розрахунку її міцності за методом граничної рівноваги будуть 1-1, 2-2, 3-3, 4-4 (рис. 2.6). Згинальні моменти, що діють в цих перерізах, визначаємо за (1.29) – (1.31).

Переріз 1-1

$$M_{Ed,1-1} = \frac{p l_{sb1}^2}{11} = \frac{22,93 \cdot 5,875^2}{11} = 71,95 \text{ кНм.}$$

Переріз 2-2

$$M_{Ed,2-2} = \frac{p l_{sb2}^2}{14} = \frac{22,93 \cdot 6,700^2}{14} = 73,52 \text{ кНм.}$$

Переріз 3-3

$$M_{Ed,3-3} = \frac{p l_{sb2}^2}{16} = \frac{22,93 \cdot 6,7^2}{16} = 64,33 \text{ кНм.}$$

Переріз 4-4

$$M_{Ed,4-4} = \frac{p l_{sb2}^2}{16} = \frac{22,93 \cdot 6,7^2}{16} = 64,33 \text{ кНм.}$$

Максимальні поперечні сили, що діють на опорах, визначаємо за (1.33) – (1.35).

На крайній вільній опорі A

$$V_{Ed,A} = 0,4 p l_{sb1} = 0,4 \cdot 22,93 \cdot 5,875 = 53,89 \text{ кН.}$$

На першій проміжній опорі B зліва

$$V_{Ed,Bl} = 0,6 p l_{sb1} = 0,6 \cdot 22,93 \cdot 5,875 = 80,83 \text{ кН.}$$

На першій проміжній опорі B справа і на решті опор

$$V_{Ed,Br} = V_{Ed,Cl} = V_{Ed,Cr} = 0,5 p l_{sb2} = 0,5 \cdot 22,93 \cdot 6,700 = 76,82 \text{ кН.}$$

2.3.3 Уточнення розмірів поперечного перерізу балки

Прийняті в п. 2.2.2 розміри поперечного перерізу балки необхідно уточнити, взявши за основу дані статичного розрахунку. При цьому керуємося п. 1.3.3, згідно з яким знаходимо робочу висоту балки в перерізі 2-2, оскільки тут діє максимальний згинальний момент.

У цьому перерізі плита монолітно зв'язана з балкою, участі в сприйнятті моменту не бере, оскільки вона перебуває в розтягнутій зоні.

Отже,

$$d_{sb} = \sqrt{\frac{M_{Ed,2-2}}{f_{cd}\gamma_{c1}b_{sb}\bar{\alpha}_m}}.$$

У цьому виразі невідомим є коефіцієнт $\bar{\alpha}_m$. Знайдемо його, задавшись коефіцієнтом армування балки $\rho_f\% = 0,9\%$ і перевіривши, відповідає це значення умовам оптимального армування балки чи ні, а саме: чи дотримується умова $\bar{\xi} \leq \bar{\xi}_R$. Згідно з (1.37), взявши значення $\omega = 0,792$ з табл. А3, визначаємо

$$\bar{\xi} = \rho_f \frac{f_{yd}}{\omega f_{cd}\gamma_{c1}} = 0,009 \frac{364}{0,792 \cdot 8,5 \cdot 0,9} = 0,541.$$

За табл. А4 знайдемо, що $\bar{\xi}_R = 0,556$.

Отримане значення $\bar{\xi}_R = 0,556 > \bar{\xi} = 0,541$, тобто умова (1.37) виконується. Отже, відсоток армування $\rho_f\% = 0,9\%$ перебуває в межах його оптимальних значень.

Із табл. А5 для знаходимо:

$$\bar{\alpha}_m = 0,327 + \frac{0,333 - 0,327}{0,543 - 0,530} (0,541 - 0,530) = 0,332;$$

$$\bar{\zeta} = 0,774 - \frac{0,774 - 0,769}{0,543 - 0,530} (0,541 - 0,530) = 0,770.$$

Використовуючи обчислені значення коефіцієнтів отримуємо:

$$d_{sb} = \sqrt{\frac{73,52 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 0,9 \cdot 200 \cdot 0,332}} = 380,4 \text{ мм}.$$

Необхідна площа поздовжньої робочої арматури в перерізі 2-2 за (1.38)

$$A_s = \frac{73,52 \cdot 10^6}{364 \cdot 0,770 \cdot 380,4} = 689,6 \text{ мм}^2.$$

Із табл. А6 видно, що поздовжню робочу арматуру попередньо можна прийняти у вигляді $2\varnothing 10 + 2\varnothing 20$. Фактична площа вибраних стержнів $A_{s,2-2} = 785 \text{ мм}^2$.

Стержні $\varnothing 10$ будуть також використані як конструктивна арматура.

Оскільки згідно з конструктивними вимогами для стержнів $\varnothing 20$ в балках товщина захисного шару $c_{nom} = 20$ мм, то

$$h_{sb} = d_{sb} + c_{nom} + \varnothing / 2 = 380,4 + 20 + 20 / 2 = 410,4 \text{ мм}.$$

Округливши отримане значення h_{sb} до кратного 50 мм у більший бік, матимемо, що $h_{sb} = 450$ мм. Звідси уточнюємо

$$d_{sb} = h_{sb} - c_{nom} - \varnothing / 2 = 450 - 20 - 20 / 2 = 420 \text{ мм.}$$

Оскільки уточнена висота другорядної балки не відрізняється від попередньо прийнятої в п. 2.2.2 та п. 2.3.1, то перерахунок навантаження на балку виконувати не потрібно.

2.3.4 Розрахунок міцності балки в нормальних перерізах

Переріз 1-1.

Розрахунковий поперечний переріз балки в прольоті в розрізі 1-1 буде мати вигляд тавра (рис. 2.7, а). Перевіримо відповідність умовам п. 1.3.4 розмірів його полицки.

Призначаючи робочу ширину b_{eff} полиці балок таврового поперечного перерізу, керуємося вимогами [1, п. 5.3.2.1], згідно з якими

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_{sb} = 2 \cdot 707,5 + 200 = 1615 \text{ мм,}$$

де $b_{eff,i}$ – звиси полиці в кожен бік від ребра

$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = 0,2b_i + 0,1l_0 = 0,2 \cdot 945 + 0,1 \cdot 5185 = 707,5 \text{ мм} < 0,2l_0 = 0,2 \cdot 5185 = 1037 \text{ мм,}$$

відстань $b_i = 0,5l_s = 0,5 \cdot 1890 = 945 \text{ мм;}$

відстань l_0 в перерізі 1-1 – $l_0 = 0,85l_{sb}' = 0,85 \cdot 6100 = 5185 \text{ мм.}$

Умова виконується, беремо $b_{eff} = 1615 \text{ мм.}$

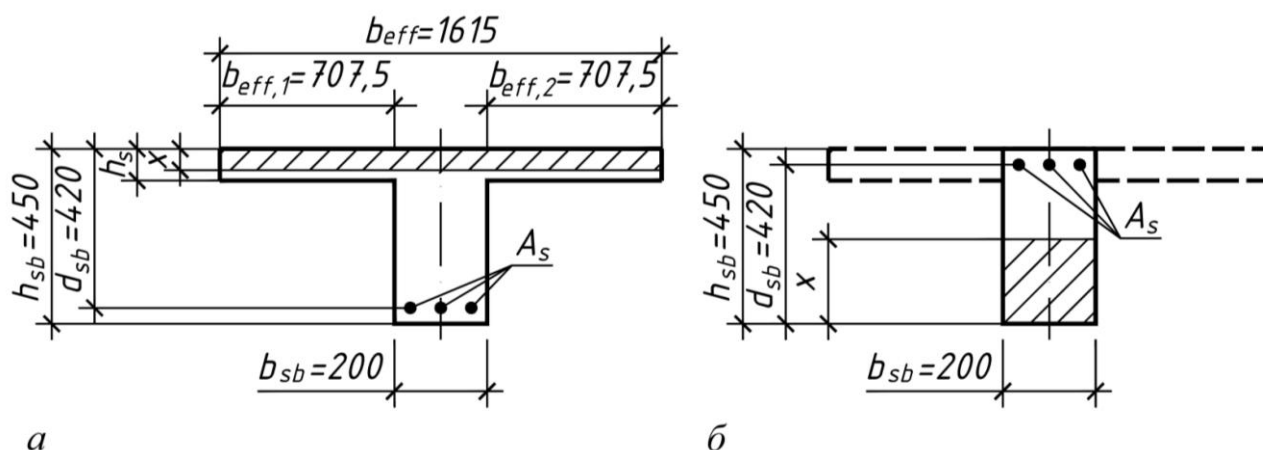


Рисунок 2.7 – Розрахунковий переріз другорядної балки:
а – в прольоті (1-1); б – на опорі (2-2)

Знаходимо положення границі стиснутої зони бетону за (1.41)

$$M'_f = f_{cd} \gamma_{c1} h_s \omega b_{eff} (d_{sb} - \chi h_s \omega) = 8,5 \cdot 0,9 \cdot 60 \cdot 0,792 \cdot 1615 (370 - 0,526 \cdot 60 \cdot 0,792) = 202,55 \text{ кНм.}$$

Оскільки $M'_f = 205,55 \text{ кНм} > M_{Ed,1-1} = 71,95 \text{ кНм}$, то границя стиснутої зони бетону проходить у полиці.

Знаходимо за (1.47)

$$\bar{\alpha}_{m,1-1} = \frac{M_{Ed,1-1}}{f_{cd} \gamma_{c1} b_{eff} d_{sb}^2} = \frac{71,95 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 0,9 \cdot 1615 \cdot 420^2} = 0,033.$$

За значенням із табл. А5 знаходимо відповідне значення $\bar{\zeta}_{1-1}$

$$\bar{\zeta}_{1-1} = 0,984 - \frac{0,984 - 0,979}{0,039 - 0,030} (0,033 - 0,030) = 0,982.$$

Необхідна площа поздовжніх робочих стержнів у перерізі 1-1

$$A_{s,1-1} = \frac{M_{Ed,1-1}}{f_{yd} d_{sb} \bar{\zeta}_{1-1}} = \frac{71,95 \cdot 10^6}{364 \cdot 420 \cdot 0,982} = 479,3 \text{ мм}^2.$$

Беремо $\varnothing 18 + 2\varnothing 12$, фактично $A_{s,1-1} = 480,5 \text{ мм}^2$. Стержень $\varnothing 18$ вибраний з метою використання його на опорі Б.

Переріз 2-2.

У перерізі 2-2 вплив полиці не враховується, оскільки вона міститься в розтягнутій зоні. Тому поперечний переріз тут розраховуємо як прямокутний (рис. 2.8, б), для якого

$$\bar{\alpha}_{m,2-2} = \frac{M_{Ed,2-2}}{f_{cd} \gamma_{c1} b_{sb} d_{sb}^2} = \frac{73,52 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 0,9 \cdot 200 \cdot 420^2} = 0,272.$$

За табл. А5 знаходимо

$$\bar{\zeta}_{2-2} = 0,832 - \frac{0,832 - 0,826}{0,273 - 0,266} (0,272 - 0,266) = 0,827.$$

Звідси

$$A_{s,2-2} = \frac{M_{Ed,2-2}}{f_{yd} d_{sb} \bar{\zeta}_{2-2}} = \frac{73,52 \cdot 10^6}{364 \cdot 420 \cdot 0,827} = 581,5 \text{ мм}^2.$$

Беремо $2\varnothing 18 + 2\varnothing 10$, фактично $A_{s,2-2} = 666 \text{ мм}^2$.

Переріз 3-3.

Згідно з вимогами [1, п. 5.3.2.1]

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_{sb} = 2 \cdot 679 + 200 = 1558 \text{ мм},$$

де $b_{eff,i}$ – звиси полиці в кожен бік від ребра

$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = 0,2b_i + 0,1l_0 = 0,2 \cdot 945 + 0,1 \cdot 4900 = 679 \text{ мм} < 0,2l_0 = 0,2 \cdot 4900 = 980 \text{ мм},$$

відстань $b_i = 0,5l_s = 0,5 \cdot 1890 = 945 \text{ мм}$;

відстань l_0 в перерізі 3-3 – $l_0 = 0,7l_{sb} = 0,7 \cdot 7000 = 4900 \text{ мм}$.

Умова виконується, беремо $b_{eff} = 1558 \text{ мм}$.

Знаходимо положення границі стиснутої зони бетону за (1.41)

$$M'_f = f_{cd} \gamma_{c1} h_s \omega b_{eff} (d_{sb} - \chi h_s \omega) = 8,5 \cdot 0,9 \cdot 60 \cdot 0,792 \cdot 1558 (370 - 0,526 \cdot 60 \cdot 0,792) = 195,40 \text{ кНм}.$$

Оскільки $M'_f = 195,40 \text{ кНм} > M_{Ed,3-3} = 64,33 \text{ кНм}$, то границя стиснутої зони бетону проходить у полиці.

Обчислимо за (1.47)

$$\bar{\alpha}_{m,3-3} = \frac{M_{Ed,3-3}}{f_{cd} \gamma_{c1} b_{eff} d_{sb}^2} = \frac{64,33 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 0,9 \cdot 1558 \cdot 420^2} = 0,031.$$

За значенням із табл. А5

$$\bar{\zeta}_{3-3} = 0,984 - \frac{0,984 - 0,979}{0,039 - 0,030} (0,031 - 0,030) = 0,983.$$

Необхідна площа поздовжніх робочих стержнів у перерізі 3-3

$$A_{s,3-3} = \frac{M_{Ed,3-3}}{f_{yd} d_{sb} \bar{\zeta}_{3-3}} = \frac{64,33 \cdot 10^6}{364 \cdot 420 \cdot 0,983} = 428,1 \text{ мм}^2.$$

Беремо $\varnothing 18 + 2\varnothing 12$, фактично $A_{s,3-3} = 480,5 \text{ мм}^2$.

Із вибраного армування першого і другого прольотів видно, що з них на опору Б будуть відігнуті стержні $2\varnothing 18$, як це потрібно згідно з розрахунком у перерізі 2-2. Ці стержні в перерізі на опорі Б розміщують один над одним, оскільки в сусідніх з опорою прольотах їх слід розташувати посередині між стержнями $\varnothing 12$.

Переріз 4-4:

$$\bar{\alpha}_{m,4-4} = \frac{M_{Ed,4-4}}{f_{cd} \gamma_{c1} b_{sb} d_{sb}^2} = \frac{64,33 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 0,9 \cdot 200 \cdot 420^2} = 0,238,$$

із табл. А5 знаходимо відповідне значення $\bar{\zeta}_{4-4}$.

$$\bar{\zeta}_{2-2} = 0,858 - \frac{0,858 - 0,853}{0,239 - 0,232} (0,238 - 0,232) = 0,854$$

$$A_{s,4-4} = \frac{M_{Ed,4-4}}{f_{yd} d_{sb} \bar{\zeta}_{2-2}} = \frac{64,33 \cdot 10^6}{364 \cdot 420 \cdot 0,854} = 492,7 \text{ мм}^2.$$

Беремо з метою уніфікації $2\varnothing 18 + 2\varnothing 10$, фактично $A_{s,4-4} = 666 \text{ мм}^2$.

2.3.5 Розрахунок міцності балки в похилих перерізах

Розраховуючи балку на дію поперечної сили, керуємося п. 1.3.5.

Спочатку перевіряємо необхідність встановлення поперечної арматури за розрахунком, виходячи з умови (1.50).

Поперечна сила у перерізі, що розташовується на відстані d_{sb} від грані опори:

$$V_{Ed} = V_{Ed,Bl} - p d_{sb} = 80,83 - 22,93 \cdot 0,42 = 71,20 \text{ кН}.$$

Розрахункова величина опору зсуву

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_f f_{ck})^{1/3} b_{sb} d_{sb} = 0,14 \cdot 1,69 \cdot (100 \cdot 0,0049 \cdot 11)^{1/3} \cdot 200 \cdot 420 = 34846 \text{ Н} = 34,85 \text{ кН},$$

де $C_{Rd,c}=0,18/\gamma_c=0,18/1,3=0,14$;

$$k=1+\sqrt{\frac{200}{d_{sb}}}=1+\sqrt{\frac{200}{420}}=1,69 < 2;$$

$$\rho_f = \frac{A_s}{b_{sb} \cdot d_{sb}} = \frac{411,5}{200 \cdot 420} = 0,0049 < 0,02;$$

$A_s=411,5 \text{ мм}^2$ – площа розтягнутої арматури $2\varnothing 10+\varnothing 18$, яка продовжується на відстань $\geq l_{bd}+d_{sb}$ за переріз, що розглядається.

Розрахункова величина опору зсуву $V_{Rd,c}$ приймається не менше ніж $0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}b_{sb}d_{sb}=0,035 \cdot 1,69^{3/2} \cdot 11^{1/2} \cdot 200 \cdot 420=21423 \text{ Н} = 21,42 \text{ кН}$.

Отже, остаточно приймаємо $V_{Rd,c}=34,85 \text{ кН}$.

Оскільки $V_{Rd,c}=34,85 \text{ кН} < V_{Ed}=71,20 \text{ кН}$, тому необхідно встановити поперечну арматуру за розрахунком.

Відповідно до конструктивних вимог [2, п. 8.2.6] з урахуванням досвіду проектування [9, с. 129] приймаємо у якості поперечної арматури $2\varnothing 6A240C$ ($A_{sw}=57 \text{ мм}^2$) з кроком $s=150 \text{ мм}$.

При цьому вимоги мінімального поперечного армування (1.52) та максимального кроку поперечних стержнів (1.54) задовольняються:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_{sb} \sin \alpha} = \frac{57}{150 \cdot 200 \cdot \sin 90^\circ} = 0,0019 > \rho_{w,\min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{11}}{240} = 0,0011;$$

$$s=150 \text{ мм} < s_{l,\max}=0,75d_{sb}=0,75 \cdot 420=315 \text{ мм}.$$

Перевіримо за умовою (1.53), чи забезпечує прийнята кількість поперечної арматури міцність балки за похилими перерізами.

Для цього в першому наближенні приймаємо $\text{ctg} \theta=2,5$ та перевіряємо чи виконується умова (1.55)

$$V_{Ed,\max}=80,83 \text{ кН} < V_{Rd,\max} = \frac{b_{sb} z \nu f_{cd}}{\text{ctg} \theta + \text{tg} \theta} = \frac{200 \cdot 378 \cdot 0,574 \cdot 8,5}{2,5+0,4} = 127190 \text{ Н} =$$

$$= 127,19 \text{ кН},$$

де $V_{Ed,\max}=V_{Ed,Bl}=80,83 \text{ кН}$ – максимальна поперечна сила на опорі;

$$z=0,9d_{sb}=0,9 \cdot 420=378;$$

$$\nu=0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left(1 - \frac{11}{250} \right) = 0,574.$$

Оскільки умова (1.56) виконується, то при перевірці (1.54) можна прийняти $\text{ctg} \theta=2,5$.

$$V_{Ed}=71,20 \text{ кН} > V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \text{ctg} \theta = \frac{57}{150} \cdot 378 \cdot 170 \cdot 2,5 = 61047 \text{ Н} = 61,05 \text{ кН}.$$

Отже, перевірка умови (1.54) показала, що прийнята кількість поперечної арматури не забезпечує міцність балки у похилому перерізі. Тому необхідно збільшити її діаметр або зменшити крок.

Визначимо необхідний крок поперечної арматури з умови (1.54), прийнявши $V_{Rd,s}=V_{Ed}=71,20\text{ кН}$,

$$s = \frac{A_{sw}}{V_{Ed}} z f_{ywd} \operatorname{ctg} \theta = \frac{57}{71,20 \cdot 10^3} \cdot 378 \cdot 170 \cdot 2,5 = 128,61 \text{ мм.}$$

Остаточно приймаємо в якості поперечної арматури другорядної балки 2Ø6A240C з кроком $s=120$ мм.

2.3.6 Побудова обвідної епюри моментів

Обвідну епюру моментів будуємо відповідно до рекомендацій п. 1.3.6 за (1.57). Для цього знаходимо спочатку відношення змінного навантаження до постійного.

$$\frac{v}{g} = \frac{v l_s}{p - v l_s} = \frac{7,26 \cdot 1,89}{22,93 - 7,26 \cdot 1,89} = 1,49.$$

За обчисленим відношенням v/g , використовуючи рис. 1.16 та табл. 1.2, знаходимо значення коефіцієнтів β . Для точок 6 – 12 значення коефіцієнта β знаходимо за табл. 1.2 методом інтерполяції. Згинальні моменти обчислюємо в табличній формі (табл. 2.5).

Таблиця 2.5 – Обчислення значень ординат обвідної епюри моментів у перерізах другорядної балки

Проліт	Розрахунковий переріз	Відстань від лівої опори до перерізу, мм	$+\beta_i$	$-\beta_i$	$p l_{sb i}^2$, кНм	$M_{Ed, \max}$, кНм	$M_{Ed, \min}$, кНм
1	2	3	4	5	6	7	8
АБ	0	$0,0 l_{sb1} = 0$	0	–	$22,93 \cdot 5,875^2 = 791,44$	0	–
	1	$0,2 l_{sb1} = 0,2 \cdot 5875 = 1175$	0,0650	–		51,4	–
	2	$0,4 l_{sb1} = 2350$	0,0900	–		71,2	–
	1-1	$0,425 l_{sb1} = 2497$	0,0910	–		72,0	–
	3	$0,6 l_{sb1} = 3525$	0,0750	–		59,4	–
	4	$0,8 l_{sb1} = 4700$	0,0200	–		15,8	–
	5 (2-2)	$1,0 l_{sb1} = 5875$	–	–0,0715	$22,93 \cdot 6,700^2 = 1029,33$	–	–73,6

Продовження табл. 2.5

1	2	3	4	5	6	7	8
БВ	5 (2-2)	$0,0l_{sb2} = 0$	–	–0,0715		–	–73,6
	6	$0,2l_{sb2} =$ $0,2 \cdot 6700 =$ 1340	0,0180	–0,0259		18,5	–26,7
	7	$0,4l_{sb2} =$ 2680	0,0580	–0,0028		59,7	–2,9
	3-3	$0,5l_{sb2} =$ 3350	0,0625	–0,0015		64,3	
	8	$0,6l_{sb2} =$ 4020	0,0580	0,0002		59,7	0,2
	9	$0,8l_{sb2} =$ 5360	0,0180	–0,0199		18,5	–20,5
	10 (4-4)	$1,0l_{sb2} =$ 6700	–	–0,0625		–	–64,3
ВГ	10 (4-4)	$0,0l_{sb2} = 0$	–	–0,0625		–	–64,3
	11	$0,2l_{sb2} =$ 1340	0,0180	–0,0189		18,5	–19,5
	12	$0,4l_{sb2} =$ 2680	0,0580	0,0042		59,7	4,3

Точку перетину верхньої правої частини обвідної епюри в прольоті АБ з горизонтальною віссю знайдемо таким чином. Із рис. 1.16 видно, що при $v/g = 1,5$ верхня частина обвідної епюри перетинає горизонтальну вісь на відстані $0,228l_{sb}$ від правої опори Б, а при $v/g = 1,0$ – на відстані $0,200l_{sb}$. У нашому випадку $v/g = 1,49$, а тому точка перетину верхньої частини обвідної епюри з горизонтальною віссю розміщуватиметься від правої опори В на відстані

$$\left(0,200 + \frac{0,228 - 0,200}{1,5 - 1,0} (1,49 - 1,0) \right) \cdot l_{sb1} = 0,227 \cdot 5,875 = 1,334 \text{ м.}$$

Для забезпечення надійного анкерування поздовжніх стержнів ординати $M_{Ed,i}$ обвідної епюри моментів (табл. 2.5) необхідно збільшити на значення $\Delta M_{td,i}$, котрі обчислюються за (1.58) з використанням значень поперечної сили із її обвідної епюри.

В даному прикладі з метою спрощення та зменшення трудомісткості виконання курсового проекту зміщення обвідної епюри моментів шляхом збільшення її ординат не виконується. При цьому основні принципи відгинання та обривання поздовжніх арматурних стержнів (п. 1.3.7) не порушуються.



2.3.7 Побудова епюри матеріалів

Епюру матеріалів будуємо в прольотах АБ і БВ, керуючись рекомендаціями, викладеними в п. 1.3.7.

Значення ординат епюри обчислюємо за (1.64). Побудову епюри починаємо від опори А.

Проліт АБ. Переріз 1-1.

Згідно з (1.60) на відстані $0,425l_{sb1}$ від опори А балкою сприймається згинальний момент (переріз 1-1)

$$M_{1-1} = f_{yd} A_{s,1-1} \bar{\zeta}_{1-1} d_{sb,1-1}.$$

У цьому перерізі (рис. 2.8) $d_{sb,1-1} = 420 \text{ мм}$, $A_{s,1-1} = 480,5 \text{ мм}^2$, $f_{yd} = 364 \text{ МПа}$. Щоб знайти $\bar{\zeta}_{1-1}$ спочатку обчислюємо за (1.61)

$$\bar{\zeta}_{1-1} = \frac{f_{yd}}{\omega f_{cd} \gamma_{c1}} \cdot \frac{A_{s,1-1}}{b_{eff} d_{sb,1-1}} = \frac{364}{0,792 \cdot 8,5 \cdot 0,9} \cdot \frac{480,5}{1615 \cdot 420} = 0,043.$$

Із табл. А5 знаходимо, що $\bar{\zeta}_{1-1} = 0,982$, за яким матимемо

$$M_{1-1} = 364 \cdot 480,5 \cdot 0,982 \cdot 420 = 72,1 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 72,1 \text{ кНм}.$$

У цьому самому перерізі негативний момент сприймається стержнями $2\varnothing 10\text{A}240\text{C}$ при $A'_{s,1-1} = 157 \text{ мм}^2$.

$$M'_{1-1} = f_{yd} A'_{s,1-1} \bar{\zeta}'_{1-1} d'_{sb,1-1} = 364 \cdot 157 \cdot 0,954 \cdot 420 = 22,9 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 22,9 \text{ кНм};$$

$$\bar{\zeta}'_{1-1} = \frac{f_{yd}}{\omega f_{cd} \gamma_{c1}} \cdot \frac{A'_{s,1-1}}{b_{sb} d'_{sb,1-1}} = \frac{364}{0,792 \cdot 8,5 \cdot 0,9} \cdot \frac{157}{200 \cdot 420} = 0,112.$$

Із табл. А5 знаходимо $\bar{\zeta}'_{1-1} = 0,954$.

Ордината епюри згинального моменту M'_{1-1} перетинає верхню частину огинаючої епюри моментів зліва від опори Б на відстані

$$x = 1,334 - \frac{1,334 \cdot 22,9}{73,6} = 0,920 \text{ м} = 920 \text{ мм},$$

яка є місцем теоретичного обриву стержня 12, відігнутого із прольоту БВ. Стержень необхідно запустити за точку теоретичного обриву на відстань l_{bd} (п.1.3.8), котра обчислена в п. 2.3.8.

Переріз 5-5.

У цьому перерізі (рис. 2.8) $d_{sb,5-5} = 420 \text{ мм}$, $A_{s,5-5} = 226 \text{ мм}^2$, $f_{yd} = 364 \text{ МПа}$.

Щоб знайти $\bar{\zeta}_{5-5}$ спочатку обчислюємо за (1.61)

$$\bar{\zeta}_{5-5} = \frac{f_{yd}}{\omega f_{cd} \gamma_{c1}} \cdot \frac{A_{s,5-5}}{b_{eff} d_{sb,5-5}} = \frac{364}{0,792 \cdot 8,5 \cdot 0,9} \cdot \frac{226}{1615 \cdot 420} = 0,020.$$

Із табл. А5 знаходимо, що $\bar{\zeta}_{5-5} = 0,992$, за яким матимемо

$$M_{5-5} = f_{yd} A_{s,5-5} \bar{\zeta}_{5-5} d_{sb,5-5} = 364 \cdot 226 \cdot 0,992 \cdot 420 = 34,3 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 34,3 \text{ кНм}.$$

Ордината епюри згинального моменту $M_{5-5}=34,3\text{кНм}$ перетинає ліву і праву частини обвідної епюри моментів у точках, які є місцями теоретичних обривів стержня 11. Справа від опори А відстань до такої точки

$$x = \frac{1,175 \cdot 34,3}{51,4} = 0,785\text{ м} = 785\text{ мм},$$

де 1,175 м – відстань між точками 0 і 1 (рис. 2.8).

Аналогічно зліва від опори Б

$$x = 1,175 + \frac{1,175(34,3 - 15,8)}{59,4 - 15,8} = 1,675\text{ м} = 1675\text{ мм},$$

де 1,175 м – відстань між точками 3 і 4 та 4 і 5 (рис. 2.10).

На відстані від цих точок не ближче ніж $0,5d_{sb,1-1}$ можна стержень 11 відігнути на опори.

У перерізі 5-5 балка може сприйняти негативний момент арматурою, що складається із стержнів $2\varnothing 10 + \varnothing 18\text{А400С}$, площа яких $A'_{s,5-5} = 411,5\text{мм}^2$. Цей момент

$$M'_{5-5} = f_{yd} A'_{s,5-5} \bar{\xi}'_{5-5} d'_{sb,5-5} = 364 \cdot 411,5 \cdot 0,877 \cdot 420 = 55,2 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 55,2 \text{ кНм};$$

$$\bar{\xi}'_{5-5} = \frac{f_{yd}}{\omega f_{cd} \gamma_{c1}} \cdot \frac{A'_{s,5-5}}{b_{sb} d'_{sb,5-5}} = \frac{364}{0,792 \cdot 8,5 \cdot 0,9} \cdot \frac{411,5}{200 \cdot 420} = 0,294.$$

Із табл. А5 знаходимо $\bar{\xi}'_{5-5} = 0,877$.

Ордината епюри згинального моменту балки $M'_{5-5} = 55,2\text{кНм}$ перетинає верхню частину обвідної епюри моментів зліва від опори Б на відстані

$$x = 1,334 - \frac{1,334 \cdot 55,2}{73,6} = 0,335\text{ м} = 335\text{ мм}.$$

Оскільки $0,5d'_{sb,2-2} + 340 = 200 + 390 = 590\text{ мм} > x = 335\text{ мм}$ (390 мм – довжина проекції відгину при $\alpha = 45^\circ$), то початок відгину стержня 11 проектуємо на відстані 200 мм зліва від опори Б (див. рис. 1.17).

Переріз 2-2.

$M_{2-2} = M_{5-5} = 34,3\text{кНм}$, оскільки в цих перерізах армування розтягнутої зони однакове.

У цьому перерізі (рис. 2.8) негативний момент сприймається стержнями $2\varnothing 18 + 2\varnothing 10\text{А400С}$ при $A'_{s,2-2} = 666\text{мм}^2$, $d'_{sb,2-2} = 400\text{мм}$, $f_{yd} = 364\text{МПа}$. Щоб знайти $\bar{\xi}'_{2-2}$ спочатку обчислюємо за (1.61)

$$\bar{\xi}'_{2-2} = \frac{f_{yd}}{f_{cd} \omega \gamma_{c1}} \cdot \frac{A'_{s,2-2}}{b_{sb} d'_{sb,2-2}} = \frac{364}{8,5 \cdot 0,792 \cdot 0,9} \cdot \frac{666}{200 \cdot 400} = 0,500.$$

Із табл. А5 знаходимо, що $\bar{\xi}'_{2-2} = 0,793$, за яким матимемо

$$M'_{2-2} = 364 \cdot 666 \cdot 0,793 \cdot 400 = 76,9 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 76,9 \text{ кНм}.$$

У цьому перерізі на відстані 200 мм від опори Б зліва є відгин, тому епюра матеріалів зміниться, набувши вигляду похилої лінії в межах 340 мм за горизонталлю.

У нижній зоні балки епюра матеріалів у правій частині також буде мати ділянку з похилою лінією. Початок цієї ділянки буде зліва від опори Б на графіку M_{2-2} на відстані 200 мм, а кінець – на графіку M_{1-1} на відстані 540 мм.

Проліт БВ. Переріз 3-3.

У цьому перерізі для вибраного армування міцність балки така сама, як і в перерізі 1-1. Тому $M_{3-3}=M_{1-1}=72,1\text{Нмм}$, $M'_{3-3}=M'_{1-1}=22,9\text{Нмм}$.

Ордината епюри згинального моменту M'_{3-3} перетинає верхню лінію обвідної епюри моментів на відстанях:

справа від опори Б

$$x=1,340+\frac{1,340(26,7-22,9)}{26,7-2,9}=1,555\text{м}=1555\text{ мм};$$

зліва від опори В

$$x=\frac{1,340(64,3-22,9)}{64,3-20,5}=1,265\text{м}=1265\text{ мм}.$$

На відстані 1555 мм від опори Б міститься точка теоретичного обриву стержня 11, відігнутого із прольоту АБ, а на відстані 1265 мм від опори В – точка теоретичного обриву стержня 13, відігнутого із прольоту ВГ. Довжина їх анкерування l_{bd} , обчислена в п. 2.3.8.

Справа від опори Б в місці відгину стержня 12 з нижньої зони перерізу 3-3 у верхню зону перерізу 2-2 епюра матеріалів зміниться, а саме: момент M'_{3-3} збільшиться до значення M''_{2-2} , котрий сприймається стержнями $\varnothing 18+2\varnothing 10\text{A}400\text{С}$.

Обчислимо негативний момент M''_{2-2} при $A''_{s,2-2}=411,5\text{мм}^2$, $d''_{sb,2-2}=400\text{мм}$, $f_{yd}=364\text{МПа}$. Щоб знайти $\bar{\xi}''_{2-2}$ спочатку обчислюємо за (1.61)

$$\bar{\xi}''_{2-2}=\frac{f_{yd}}{\omega f_{cd}\gamma_{c1}}\cdot\frac{A''_{s,2-2}}{b_{sb}d''_{sb,2-2}}=\frac{364}{0,792\cdot 8,5\cdot 0,9}\cdot\frac{411,5}{200\cdot 400}=0,309.$$

Із табл. А5 знаходимо, що $\bar{\xi}''_{2-2}=0,872$, за яким матимемо

$$M''_{2-2}=364\cdot 411,5\cdot 0,872\cdot 400=52,2\cdot 10^6\text{Нмм}=52,2\text{кНм}.$$

Ордината епюри згинального моменту балки $M''_{2-2}=52,2\text{кНм}$ перетинає верхню частину обвідної епюри моментів справа від опори Б на відстані

$$x=\frac{1,340(73,6-52,2)}{(73,6-26,7)}=0,610\text{м}=610\text{ мм},$$

де 1,340 м – відстань між точками 5 і 6 (рис. 2.8).

Ураховуючи це, призначаємо початок відгину стержня 12 на відстані $610-390=220\text{ мм} > 0,5d'_{sb,2-2}=200\text{ мм}$ справа від опори Б. Кінець відгину розташований на відстані $220+390=610\text{ мм}$.

Графік згинального моменту $M''_{2-2}=52,2\text{ кНм}$ перетинає праву верхню частину обвідної епюри моментів зліва від опори В на відстані

$$x = \frac{1,340(64,3-52,2)}{64,3-20,5} = 0,370\text{ м} = 322\text{ мм}.$$

Оскільки $0,5d'_{sb,2-2}+390=200+390=590\text{ мм} > x=322\text{ мм}$ (390 мм – довжина проекції відгину при $\alpha=45^\circ$), то початок відгину стержня 12 проектуємо на відстані 200 мм зліва від опори В (див. рис. 1.17).

Переріз 4-4.

В цьому перерізі $M_{4-4}=M_{5-5}=34,3\text{ кНм}$, оскільки в цих перерізах армування нижньої зони однакове, а $M'_{4-4}=M'_{2-2}=76,9\text{ кНм}$, оскільки в цих перерізах армування верхньої зони однакове.

Точка теоретичного обриву стержня 12 справа від опори В буде на відстані

$$x = \frac{1,340(64,3-22,9)}{(64,3-19,5)} = 1,240\text{ м} = 1240\text{ мм}.$$

У прольоті ВГ епюра моментів $M''_{4-4}=M'_{5-5}=55,2\text{ кНм}$, що сприймається арматурою $\varnothing 18+2\varnothing 10\text{ A400C}$, перетинає обвідну епюру на відстані

$$x = \frac{1,340(64,3-55,2)}{(64,3-19,5)} = 0,270\text{ м} = 270\text{ мм}.$$

Оскільки $0,5d'_{sb,2-2}+340=200+340=540\text{ мм} > x=270\text{ мм}$ (340 мм – довжина проекції відгину при $\alpha=45^\circ$), то початок відгину стержня 13 проектуємо на відстані 200 мм справа від опори В, а кінець – на відстані $200+340=540\text{ мм}$.

2.3.8 Анкерування поздовжньої арматури

Визначення розрахункової довжини анкерування l_{bd} , на яку заводяться арматурні стержні за точки їх теоретичного обриву (рис. 2.8), визначені при побудові епюри матеріалів (п. 2.3.7), здійснюємо, керуючись п. 1.3.8

Оскільки, стержні 11, 12, 13 (рис. 2.8), які обриваються, мають однаковий діаметр ($\varnothing 18$) та розміщені у верхній зоні балки, то довжину їх анкерування можна прийняти однаковою.

Спочатку обчислюємо базову довжину зони анкерування $l_{b,rqd}$ за (1.64)

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} = \frac{18 \cdot 364}{4 \cdot 1,15} = 1424\text{ мм},$$

де $\sigma_{sd} = f_{yd} = 364$ МПа – для арматури А400С (табл. А.2);

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} = 2,25 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 0,73 = 1,15 \text{ МПа};$$

$$\eta_1 = 0,7;$$

$$\eta_2 = 1,0 \text{ при } \varnothing \leq 32 \text{ мм};$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / \gamma_{ct} = 1,1 / 1,5 = 0,73 \text{ МПа};$$

$$f_{ctk,0,05} = 1,1 \text{ МПа} – \text{для бетону С12/15 (табл. А.1);}$$

$$\gamma_{ct} = 1,5 – \text{коефіцієнт надійності для бетону [1, табл. 2.1, с. 17].}$$

Розрахункову довжину зони анкерування l_{bd} визначаємо за залежністю (1.62):

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} = 1 \cdot 1 \cdot 0,92 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1424 = 1310 \text{ мм} > l_{b,min} = 428 \text{ мм},$$

$$\text{де } \alpha_1 = 1;$$

$$\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - \varnothing) / \varnothing = 1 - 0,15(18 - 18) / 18 = 1;$$

$c_d = c_{nom,sw} = 18 \text{ мм} < c_{nom} = 21 \text{ мм} < a / 2 = 27,5 \text{ мм}$ – для прямих стержнів (рис. 1.15 та рис. 2.8);

$$\alpha_3 = 1 - K\lambda = 1 - 0,05 \cdot 1,53 = 0,92; \quad 0,7 < \alpha_3 = 0,92 < 1,0;$$

$$\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min}) / A_s = (452,8 - 0,25 \cdot 254,5) / 254,5 = 1,53;$$

ΣA_{st} – площа поперечного перерізу поперечної арматури вздовж розрахункової довжини анкерування. Попередньо приймаємо, що в зоні анкерування встановлено 8 хомутів, тоді площа перерізу 16Ø6A240С $\Sigma A_{st} = 452,8 \text{ мм}^2$ (табл. А.6);

$$\Sigma A_{st,min} = 0,25 A_s = 0,25 \cdot 254,5 = 63,6 \text{ мм}^2;$$

$$A_s = 254,5 \text{ мм} – \text{площа одного заанкерованого стержня } \varnothing 18 \text{ (табл. А.6);}$$

$$K = 0,05;$$

$$\alpha_4 = 1;$$

$$\alpha_5 = 1;$$

$$\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 = 1 \cdot 0,92 \cdot 1 = 0,92 > 0,7;$$

$l_{b,min}$ – мінімальна довжина анкерування при розтягу

$$l_{b,min} = 0,3 l_{b,rqd} = 0,3 \cdot 1424 = 428 \text{ мм} < 10 \cdot 18 = 180 \text{ мм} < 100 \text{ мм}.$$

Остаточно приймаємо розрахункову довжину зони анкерування стержнів 11, 12, 13 (рис. 2.8) $l_{bd} = 1350 \text{ мм}$.

За підрахованими значеннями відстаней від опор до точок теоретичних обривів стержнів, а також довжинами їх анкерування в бетоні обчислюємо довжини стержнів на окремих ділянках, що необхідно на практиці при виготовленні каркасів (рис. 2.8).

Ці обчислення зручно виконувати в табличній формі (табл. 2.6).

Таблиця 2.6 – Підрахунок довжин окремих ділянок стержнів і їх кількості на другорядну балку

Позиція	Ділянка балки, що розглядається	Місце розташування стержня	Довжина стержня на ділянках, що розглядаються, мм	Кількість стержнів на балку
11	Крайні прольоти А – Б та Д – Е	В торцях балки	$450-30-20=400$	2
		Над опорами А та Е	$250-10+50=290$	
		Відгин	$390/\cos 45^0 \approx 550$	
		Знизу балки	$5900-50-390-340-350=4770$	
		Відгин	$340/\cos 45^0 \approx 480$	
		Над опорами Б та Д	$350+3055=3405$	
12	Середні прольоти Б – В та Г – Д	Над опорами Б та Д	$2420+370=2790$	2
		Відгин	$390/\cos 45^0 \approx 550$	
		Знизу балки	$7000-370-390-390-350=5500$	
		Відгин	$390/\cos 45^0 \approx 550$	
		Над опорами В та Г	$350+2740=3090$	
13	Середній проліт В – Г	Над опорами В та Г	$2 \times (2765+350)=2 \times 3115=6230$	1
		Відгини	$2 \times 340/\cos 45^0 \approx 2 \times 480=960$	
		Знизу балки	$7000-350-340-340-350=5620$	
14	Крайні прольоти А – Б та Д – Е	Знизу балки	$5900+250-10-150+120=6110$	4
15	Середні прольоти Б – В, В – Г, Г – Д	Знизу балки	$7000-150+120-150+120=6940$	6
16	Вся балка	Зверху балки	$33200+50-10+50-10=33260$	2
17	Крайні прольоти А – Б та Д – Е	Вся балка	$12,5 \times 6+2 \times 420+170=1085$	24
	Середні прольоти Б – В, В – Г, Г – Д			48
18	На опорах А та Е	Вся балка	$12,5 \times 6+2 \times 420+2 \times 170=1255$	28
	На опорах Б та Д			58
	На опорах В та Г			62

За прийнятою схемою армування другорядної балки (рис. 2.8) з використанням даних табл. 2.6 складаємо специфікацію арматури на балку у вигляді табл. 2.7.

Таблиця 2.7 – Специфікація арматури балки Бм-1

Поз.	Позначення	Найменування	Кільк.	Маса од., кг	Приміт ка
		<u>Балка Бм-1 – шт. 37</u>			
		Деталі			
		Ø18A400C ДСТУ 3760:2006			
11		$l = 9895$	2	19,77	39,5
12		$l = 12480$	2	24,94	49,9
13		$l = 12810$	1	25,60	25,6
		Ø12A400C ДСТУ 3760:2006			
14		$l = 6110$	4	5,42	21,7
15		$l = 6940$	6	6,16	37,0
		Ø10A400C ДСТУ 3760:2006			
16		$l = 33260$	2	20,52	41,0
		Ø6A400C ДСТУ 3760:2006			
17		$l = 1085$	72	0,24	17,3
18		$l = 1255$	148	0,28	41,4
		Матеріали			
		Бетон C12/15	2,7		м ³

ДОДАТОК А

ТАБЛИЦІ ЗНАЧЕНЬ ПАРАМЕТРІВ ТА ХАРАКТЕРИСТИК, ЩО ВИКОРИСТОВУЮТЬСЯ У РОЗРАХУНКАХ

Таблиця А.1 – Характеристики міцності та деформативності бетону

Клас міцності бетону													Аналітична залежність/пояснення
	C8/10	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60		
$f_{ck,cube}$ (МПа)	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60		
$f_{cm,cube}$ (МПа)	13	19	25	32	38	45	51	58	64	71	77	$f_{cm,cube}=f_{cm,cube}/(1-1,64V_c)$	
$f_{ck,prism}$ (МПа)	7,5	11	15	18,5	22	25,5	29	32	36	39,5	43		
f_{cd} (МПа)	6	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	25	27,5	30	33	$f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c$	
f_{ctm} (МПа)	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,8	3	3,2	3,5	3,8	4,1		
$f_{ctk,0,05}$ (МПа)	0,8	1,1	1,3	1,5	1,8	2	2,1	2,2	2,5	2,7	3	$f_{ctk,0,05}=0,7f_{ctm}$ 5%вибірки	
$f_{ctk,0,95}$ (МПа)	1,6	2	2,5	2,9	3,4	3,6	3,9	4,2	4,6	4,9	5,3	$f_{ctk,0,95}=1,3f_{ctm}$ 95%вибірки	
E_{cm} (ГПа)	18	23	27	30	32,5	34,5	36	37,5	39	39,5	40		
E_{ck} (ГПа)	15	20	23	26	29	31	32	34	35	36	37		
E_{cd} (ГПа)	12,6	16,3	20	23	25	27	28,5	30,5	32	33	34		
$\varepsilon_{c1,ck}$ (‰)	1,57	1,61	1,66	1,71	1,76	1,81	1,86	1,90	1,94	1,98	2,02		
$\varepsilon_{c1,cd}$ (‰)	1,56	1,58	1,62	1,65	1,69	1,72	1,76	1,80	1,84	1,87	1,91		
$\varepsilon_{cu1,ck}$ (‰)	4,5	4,4	4,15	3,85	3,55	3,25	3	2,83	2,63	2,5	2,4		
$\varepsilon_{cu1,cd}$ (‰)	3,75	3,7	3,59	3,44	3,28	3,1	2,93	2,72	2,57	2,43	2,29		
$\varepsilon_{c3,ck}$ (‰)	0,5	0,55	0,65	0,71	0,76	0,82	0,91	0,94	1,03	1,1	1,16	$\varepsilon_{c3,ck}=f_{ck,prism}/E_{ck}$	
$\varepsilon_{c3,cd}$ (‰)	0,48	0,52	0,58	0,63	0,68	0,72	0,77	0,83	0,86	0,91	0,97	$\varepsilon_{c3,cd}=f_{cd}/E_{cd}$	
$\varepsilon_{cu3,ck}$ (‰)	4,05	3,96	3,73	3,46	3,2	2,93	2,7	2,55	2,37	2,25	2,16	$\varepsilon_{cu3,ck}=0,9\varepsilon_{cu1,ck}$	
$\varepsilon_{cu3,cd}$ (‰)	3,38	3,33	3,23	3,1	3	2,8	2,64	2,45	2,31	2,19	2,06	$\varepsilon_{cu3,cd}=0,9\varepsilon_{cu1,cd}$	
*) - величини $f_{ck,cube}$ в таблиці наведені виходячи зі значення коефіцієнта варіації V_c , який дорівнює 13,5 %													

Таблиця А.2 – Характеристики міцності та деформативності арматури

Характеристика арматури	A240C	A400C	A500C		B500
			Ø8 – 22	Ø25 – 40	
f_{yk} (МПа)	240	400	500		500
γ_s	1,05	1,10	1,15	1,20	1,20
f_{yd} (МПа)	229	364	435	417	417
f_{ywd} (МПа)	170	285	300		300
E_s (МПа)	$2,1 \times 10^5$	$2,1 \times 10^5$	$2,1 \times 10^5$		$1,9 \times 10^5$
ε_{ud}	0,025	0,025	0,020		0,012

Таблиця А.3 – Значення параметрів ω , φ , χ залежно від значень K та η_u

	K								
	1,18	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5
η_u	1,075	1,2	1,268	1,309	1,339	1,363	1,382	1,398	1,412
ω	0,587	0,673	0,732	0,767	0,792	0,811	0,826	0,838	0,848
φ	0,3835	0,4214	0,443	0,455	0,462	0,467	0,471	0,474	0,476
χ	0,591	0,555	0,539	0,53	0,526	0,523	0,52	0,518	0,517
φ/ω	0,653	0,626	0,605	0,593	0,583	0,576	0,57	0,566	0,561
$\frac{\omega - \varphi}{\omega}$	0,347	0,374	0,395	0,407	0,417	0,424	0,43	0,434	0,439

Таблиця А.4 – Граничні значення коефіцієнтів $\bar{\xi}_R$, $\bar{\alpha}_R$

Клас розтягнутої арматури	K							
	2		2,5		3		3,5	
	$\bar{\xi}_R$	$\bar{\alpha}_R$	$\bar{\xi}_R$	$\bar{\alpha}_R$	$\bar{\xi}_R$	$\bar{\alpha}_R$	$\bar{\xi}_R$	$\bar{\alpha}_R$
A240C	0,690	0,368	0,674	0,375	0,666	0,381	0,661	0,386
A400C	0,583	0,329	0,565	0,334	0,556	0,338	0,551	0,342
A500C (Ø8 – 22)	0,539	0,311	0,521	0,315	0,512	0,319	0,507	0,323
A500C (Ø25 – 40)	0,550	0,315	0,532	0,320	0,522	0,324	0,517	0,327
B500	0,525	0,305	0,507	0,309	0,497	0,312	0,492	0,316

Таблиця А.5 – Значення коефіцієнтів $\bar{\xi}$, $\bar{\zeta}$, $\bar{\alpha}_m$

ξ	K=2			K=2,5			K=3			K=3,5		
	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$
0,01	0,014	0,995	0,010	0,013	0,995	0,010	0,013	0,995	0,010	0,012	0,995	0,010
0,02	0,027	0,989	0,020	0,026	0,989	0,020	0,025	0,989	0,020	0,025	0,990	0,020
0,03	0,041	0,984	0,030	0,039	0,984	0,030	0,038	0,984	0,030	0,037	0,984	0,030
0,04	0,055	0,978	0,039	0,052	0,979	0,039	0,050	0,979	0,039	0,049	0,979	0,039
0,05	0,068	0,973	0,049	0,065	0,973	0,049	0,063	0,974	0,049	0,062	0,974	0,049
0,06	0,082	0,968	0,058	0,078	0,968	0,058	0,076	0,968	0,058	0,074	0,969	0,058
0,07	0,096	0,962	0,067	0,091	0,963	0,067	0,088	0,963	0,067	0,086	0,963	0,067
0,08	0,109	0,957	0,077	0,104	0,958	0,077	0,101	0,958	0,077	0,099	0,958	0,077
0,09	0,123	0,952	0,086	0,117	0,952	0,086	0,114	0,953	0,086	0,111	0,953	0,086
0,10	0,137	0,946	0,095	0,130	0,947	0,095	0,126	0,947	0,095	0,123	0,948	0,095
0,11	0,150	0,941	0,103	0,143	0,942	0,104	0,139	0,942	0,104	0,136	0,943	0,104
0,12	0,164	0,935	0,112	0,156	0,936	0,112	0,151	0,937	0,112	0,148	0,937	0,112
0,13	0,178	0,930	0,121	0,169	0,931	0,121	0,164	0,932	0,121	0,160	0,932	0,121
0,14	0,191	0,925	0,129	0,182	0,926	0,130	0,177	0,926	0,130	0,173	0,927	0,130
0,15	0,205	0,919	0,138	0,195	0,920	0,138	0,189	0,921	0,138	0,185	0,922	0,138
0,16	0,219	0,914	0,146	0,208	0,915	0,146	0,202	0,916	0,147	0,197	0,916	0,147
0,17	0,232	0,908	0,154	0,222	0,910	0,155	0,215	0,911	0,155	0,210	0,911	0,155
0,18	0,246	0,903	0,163	0,235	0,904	0,163	0,227	0,905	0,163	0,222	0,906	0,163
0,19	0,260	0,898	0,171	0,248	0,899	0,171	0,240	0,900	0,171	0,234	0,901	0,171
0,20	0,273	0,892	0,178	0,261	0,894	0,179	0,252	0,895	0,179	0,247	0,895	0,179
0,21	0,287	0,887	0,186	0,274	0,889	0,187	0,265	0,890	0,187	0,259	0,890	0,187
0,22	0,301	0,881	0,194	0,287	0,883	0,194	0,278	0,884	0,195	0,271	0,885	0,195
0,23	0,314	0,876	0,202	0,300	0,878	0,202	0,290	0,879	0,202	0,284	0,880	0,202
0,24	0,328	0,871	0,209	0,313	0,873	0,209	0,303	0,874	0,210	0,296	0,875	0,210
0,25	0,342	0,865	0,216	0,326	0,867	0,217	0,316	0,869	0,217	0,308	0,869	0,217
0,26	0,355	0,860	0,224	0,339	0,862	0,224	0,328	0,863	0,224	0,321	0,864	0,225
0,27	0,369	0,855	0,231	0,352	0,857	0,231	0,341	0,858	0,232	0,333	0,859	0,232
0,28	0,382	0,849	0,238	0,365	0,851	0,238	0,353	0,853	0,239	0,345	0,854	0,239

ξ	K=2			K=2,5			K=3			K=3,5		
	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$
0,29	0,396	0,844	0,245	0,378	0,846	0,245	0,366	0,847	0,246	0,358	0,848	0,246
0,3	0,410	0,838	0,252	0,391	0,841	0,252	0,379	0,842	0,253	0,370	0,843	0,253
0,31	0,423	0,833	0,258	0,404	0,835	0,259	0,391	0,837	0,259	0,382	0,838	0,260
0,32	0,437	0,828	0,265	0,417	0,830	0,266	0,404	0,832	0,266	0,395	0,833	0,266
0,33	0,451	0,822	0,271	0,430	0,825	0,272	0,417	0,826	0,273	0,407	0,828	0,273
0,34	0,464	0,817	0,278	0,443	0,820	0,279	0,429	0,821	0,279	0,419	0,822	0,280
0,35	0,478	0,811	0,284	0,456	0,814	0,285	0,442	0,816	0,286	0,432	0,817	0,286
0,36	0,492	0,806	0,290	0,469	0,809	0,291	0,454	0,811	0,292	0,444	0,812	0,292
0,37	0,505	0,801	0,296	0,482	0,804	0,297	0,467	0,805	0,298	0,456	0,807	0,298
0,38	0,519	0,795	0,302	0,495	0,798	0,303	0,480	0,800	0,304	0,469	0,801	0,305
0,39	0,533	0,790	0,308	0,508	0,793	0,309	0,492	0,795	0,310	0,481	0,796	0,311
0,40	0,546	0,785	0,314	0,521	0,788	0,315	0,505	0,790	0,316	0,493	0,791	0,316
0,41	0,560	0,779	0,319	0,534	0,782	0,321	0,518	0,784	0,322	0,506	0,786	0,322
0,42	0,574	0,774	0,325	0,547	0,777	0,326	0,530	0,779	0,327	0,518	0,780	0,328
0,43	0,587	0,768	0,330	0,560	0,772	0,332	0,543	0,774	0,333	0,530	0,775	0,333
0,44	0,601	0,763	0,336	0,573	0,766	0,337	0,555	0,769	0,338	0,543	0,770	0,339
0,45	0,615	0,758	0,341	0,586	0,761	0,343	0,568	0,763	0,343	0,555	0,765	0,344
0,46	0,628	0,752	0,346	0,599	0,756	0,348	0,581	0,758	0,349	0,567	0,760	0,349
0,47	0,642	0,747	0,351	0,612	0,751	0,353	0,593	0,753	0,354	0,580	0,754	0,355
0,48	0,656	0,741	0,356	0,625	0,745	0,358	0,606	0,748	0,359	0,592	0,749	0,360
0,49	0,669	0,736	0,361	0,639	0,740	0,363	0,619	0,742	0,364	0,604	0,744	0,365
0,50	0,683	0,731	0,365	0,652	0,735	0,367	0,631	0,737	0,369	0,617	0,739	0,369
0,51	0,697	0,725	0,370	0,665	0,729	0,372	0,644	0,732	0,373	0,629	0,733	0,374
0,52	0,710	0,720	0,374	0,678	0,724	0,376	0,656	0,726	0,378	0,641	0,728	0,379
0,53	0,724	0,715	0,379	0,691	0,719	0,381	0,669	0,721	0,382	0,654	0,723	0,383
0,54	0,738	0,709	0,383	0,704	0,713	0,385	0,682	0,716	0,387	0,666	0,718	0,388
0,55	0,751	0,704	0,387	0,717	0,708	0,389	0,694	0,711	0,391	0,678	0,713	0,392
0,56	0,765	0,698	0,391	0,730	0,703	0,394	0,707	0,705	0,395	0,691	0,707	0,396

ξ	K=2			K=2,5			K=3			K=3,5		
	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$
0,57	0,779	0,693	0,395	0,743	0,697	0,398	0,720	0,700	0,399	0,703	0,702	0,400
0,58	0,792	0,688	0,399	0,756	0,692	0,401	0,732	0,695	0,403	0,715	0,697	0,404
0,59	0,806	0,682	0,402	0,769	0,687	0,405	0,745	0,690	0,407	0,728	0,692	0,408
0,60	0,820	0,677	0,406	0,782	0,682	0,409	0,757	0,684	0,411	0,740	0,686	0,412
0,61	0,833	0,671	0,410	0,795	0,676	0,412	0,770	0,679	0,414	0,752	0,681	0,416
0,62	0,847	0,666	0,413	0,808	0,671	0,416	0,783	0,674	0,418	0,765	0,676	0,419
0,63	0,861	0,661	0,416	0,821	0,666	0,419	0,795	0,669	0,421	0,777	0,671	0,423
0,64	0,874	0,655	0,419	0,834	0,660	0,423	0,808	0,663	0,425	0,789	0,665	0,426
0,65	0,888	0,650	0,422	0,847	0,655	0,426	0,821	0,658	0,428	0,802	0,660	0,429
0,66	0,902	0,644	0,425	0,860	0,650	0,429	0,833	0,653	0,431	0,814	0,655	0,432
0,67	0,915	0,639	0,428	0,873	0,644	0,432	0,846	0,648	0,434	0,826	0,650	0,435
0,68	0,929	0,634	0,431	0,886	0,639	0,435	0,858	0,642	0,437	0,839	0,645	0,438
0,69	0,943	0,628	0,434	0,899	0,634	0,437	0,871	0,637	0,440	0,851	0,639	0,441
0,70	0,956	0,623	0,436	0,912	0,628	0,440	0,884	0,632	0,442	0,863	0,634	0,444
0,71	0,970	0,618	0,438	0,925	0,623	0,442	0,896	0,627	0,445	0,876	0,629	0,447
0,72	0,984	0,612	0,441	0,938	0,618	0,445	0,909	0,621	0,447	0,888	0,624	0,449
0,73	0,997	0,607	0,443	0,951	0,613	0,447	0,922	0,616	0,450	0,900	0,618	0,451
0,74				0,964	0,607	0,449	0,934	0,611	0,452	0,913	0,613	0,454
0,75				0,977	0,602	0,451	0,947	0,606	0,454	0,925	0,608	0,456
0,76				0,990	0,597	0,453	0,959	0,600	0,456	0,937	0,603	0,458
0,77							0,972	0,595	0,458	0,950	0,598	0,460
0,78							0,985	0,590	0,460	0,962	0,592	0,462
0,79							0,997	0,584	0,462	0,974	0,587	0,464
0,80										0,987	0,582	0,465
0,81										0,999	0,577	0,467

Таблиця А.6 – Сортамент арматури

Номинальний діаметр стержня*, мм	Розрахункова площа поперечного перерізу стержня, мм ² при кількості стержнів									Теоретична маса 1 м довжини арматури, кг	Діаметр арматури класів**			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240C	A400C	A500C	B500
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,056	-	-	-	+
4	12,6	25,1	37,7	50,3	62,8	75,4	88	100,5	113,1	0,099	-	-	-	+
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,4	157,1	176,7	0,154	-	-	-	+
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222	+	+	+	+
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	452	0,395	+	+	+	+
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,616	+	+	+	+
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	+	+
14	153,9	308	462	616	770	924	1078	1232	1385	1,208	+	+	+	-
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,579	+	+	+	-
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998	+	+	+	-
20	314,2	628	942	1257	1571	1885	2199	2513	2827	2,466	+	+	+	-
22	380,1	760	1140	1521	1901	2281	2661	3041	3421	2,984	+	+	+	-
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,854	+	+	+	-
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4,834	+	+	+	-
32	804,2	1608	2413	3217	4021	4825	5630	6434	7238	6,313	+	+	+	-
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,991	+	+	+	-
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9,864	+	+	+	-

* Номінальний діаметр арматурних стержнів періодичного профілю відповідає номінальному діаметру рівновеликих за площею поперечного перерізу гладких стержнів.

** Знак + означає наявність діаметра в сортаменті для даного класу.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. ДБН В.2.6-98:2009 / Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
2. Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 / Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с.
3. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. ДБН В.1.2-2:2006 / Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. – К.: Мінбуд України, 2006. – 75 с.
4. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. ДБН В.1.2-14-2009 / Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 37 с.
5. Полы. СНИП 2.03.13-88 / ЦНИИпромзданий Госстроя СССР. – М.: Госстрой СССР, 1989. – 26 с.
6. Архитектура гражданских и промышленных зданий: Учебник для вузов. В 5 т. Т.3 / Л.Б. Великовский, А.С. Ильяшев, Т.Г. Маклакова и др.; Под общ. ред. К.К. Шевцова. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1983. – 239 с.: ил.
7. Архитектурные конструкции гражданских зданий: Здания и их части. Фундаменты и цоколи. Стены. Перегородки. Перекрытия и полы. Крыши / С.Б. Дехтяр, Л.И. Армановский, В.С. Диденко, Д.В. Кузнецов. – 2-е изд., перераб. и доп. – К.: Будивельник, 1987. – 222 с.: ил.
8. Глебов А.М. Справочные таблицы для строителей / А.М. Глебов. – Л.: Стройиздат. Ленингр. отд-ние., 1988. – 144 с.
9. Байков В.Н. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – 5-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.: ил.
10. Голышев А.Б. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие / А.Б. Голышев, В.Я. Бачинский, В.П. Полищук, А.В. Харченко, И.В. Руденко; Под. ред. А.Б. Голышева. – 2-е изд., перераб. и доп. – К.: Будивельник, 1990. – 544 с.: ил.
11. Павліков А.М. Розрахунок міцності нормальних перерізів балкових елементів за нелінійною деформаційною моделлю (на основі ДБН В.2.6-98:2009) : навчальний посібник / А.М. Павліков, О.В. Бойко. За ред. А.М. Павлікова. – Полтава: ПолтНТУ, 2012. – 85 с.

КОНСТРУЮВАННЯ І РОЗРАХУНОК
МОНОЛІТНИХ РЕБРИСТИХ ПЕРЕКРИТТІВ:
навчальний посібник

Комп'ютерна верстка О.В. Гарькава
Редактор А.М. Павліков

Підписано до друку . .2013 р.
Формат 60 x 84/16. Папір офсетний. Друк RISO
Ум. друк. арк. Наклад прим.
Зам. № від . .2013 р.

Віддруковано з оригінал-макета у поліграфічному центрі
Полтавського національного технічного університету
імені Юрія Кондратюка
Першотравневий проспект, 24, м. Полтава, 36011
Свідectво про внесення суб'єкта видавничої справи
до Державного реєстру видавців, виготівників і
розповсюджувачів видавничої продукції
Серія ДК, №3130 від 06.03.2008
