

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

Методичні вказівки

до виконання курсового проекту № 1
практичних занять та самостійної роботи
з дисципліни

ЗАЛІЗОБЕТОННІ ТА КАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ

Розділ 2.

**Проектування збірних елементів перекриття,
колон і фундаментів будівлі з неповним каркасом**

*(для студентів 3–4 курсів денної і заочної форм навчання
напряму підготовки 6.060101 «Будівництво»
та слухачів другої вищої освіти спеціальності
7.06010101 «Промислове і цивільне будівництво»)*

Методичні вказівки до виконання курсового проекту №1 практичних занять та самостійної роботи студентів з дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції». Розділ 2. Проектування збірних елементів перекриття, колон і фундаментів будівлі з неповним каркасом (для студентів 3–4 курсів денної і заочної форм навчання напряму підготовки 6.060101 «Будівництво» та слухачів другої вищої освіти спеціальності 7.06010101 «Промислове і цивільне будівництво») / Харк. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова; уклад.: Є. Г. Стоянов, Н. О. Псурцева. – Х.: ХНУМГ, 2014. – 35 с.

Укладачі: доцент Є. Г. Стоянов, доцент Н. О. Псурцева

Рецензент: доцент кафедри будівельних конструкцій
к.т.н. О. М. Шаповалов.

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій,
протокол № 5 від 24 січня 2014 р.

Зміст

	Стор.
Загальні вказівки	4
1. Компоновка перекриття	4
2. Приклад розрахунку елементів перекриття цивільної будівлі	7
2.1 Навантаження на 1 м^2 перекриття	7
2.2 Статичний розрахунок плити номінальною шириною $b_{nl} = 1.5 \text{ м}$	7
2.3 Конструктивний розрахунок плити	8
2.4 Збірний ригель крайнього прольоту. Статичний розрахунок	9
2.5 Розрахунок міцності ригелю в нормальних перерізах	11
2.6 Розрахунок міцності ригелю в похилих перерізах.	11
2.7 Конструювання ригелю цивільної будівлі	12
3. Приклад розрахунку елементів перекриття промислової будівлі	13
3.1 Навантаження на 1 м^2 перекриття.	13
3.2 Статичний розрахунок плити номінальною шириною $b_{nl}=1.5 \text{ м}$	13
3.3 Конструктивний розрахунок плити	14
3.4 Збірний ригель крайнього прольоту. Статичний розрахунок	16
3.5 Розрахунок міцності ригелю в нормальних перерізах.	16
3.6 Розрахунок міцності ригелю в похилих перерізах	17
3.7 Конструювання ригелю. Економічне армування	17
4. Розрахунок колони будівлі	17
4.1 Навантаження на колону	18
4.2 Конструктивний розрахунок колони	19
4.3 Конструювання збірної колони першого поверху	21
5. Проектування монолітного фундаменту під збірну колону	21
5.1 Визначення площі подошви фундаменту	21
5.2 Конструктивний розрахунок фундаменту.	23
5.3 Перевірка міцності фундаменту на продавлювання.	24
6. Графічна частина проекту	25
Список джерел	30
Додатки	31

Загальні вказівки

Ці методичні вказівки є другим розділом виконання курсового проекту № 1 з дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції».

Рекомендації щодо компоновки перекриття і прив'язок залишаються такими, як у першому розділі проекту, де розглядається конструкція монолітного залізобетонного ребристого перекриття.

В збірному варіанті можлива інша компоновка (напрямок ригелів не обов'язково збігається з напрямом головних балок, прольоти ригелів і плит перекриття можуть бути іншими, ніж прольоти головних і другорядних балок).

Студентам пропонується для розробки два варіанта будівель: промислові й цивільні (відповідно до завдання).

Для полегшення роботи студентів над курсовим проектом на практичних заняттях розглядаються розрахунки всіх елементів перекриттів і каркасів в обох варіантах.

1. Компоновка перекриття

Перекриття компонується зі збірних плит, що укладаються на ригелі.

Залежно від кількості прольотів ригелі крайніх прольотів (P1) і середніх прольотів (P2) відрізняються один від одного як зовнішнім виглядом (опалубкою), так і схемою армування.

Залежно від варіанту будівлі (промислова чи цивільна) перекриття компонується по-різному. Для кожного типу будівлі існують свої рекомендації.

А. Цивільна будівля

Ригелі будівлі мають тавровий профіль із полицями в нижній зоні. В опорі на колону ригель має «підрізку» і прямокутний профіль (рис. 1).

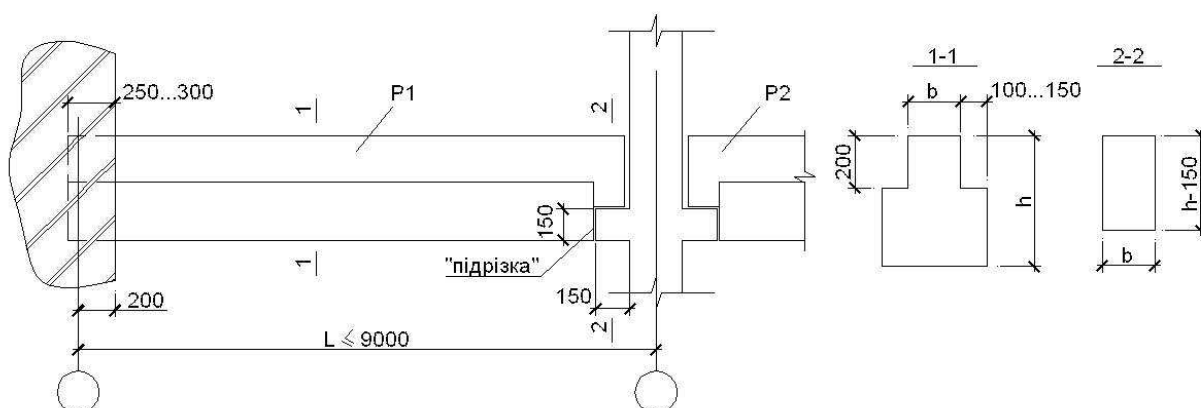


Рис. 1

Висота ригелю приймається як $h = (1/10...1/12)L$, ширина профілю $b = (0.3...0.5)h$. Фактичні розміри перерізів приймають кратними 50 мм.

Плити (панелі) перекриття мають стандартну номінальну ширину 800...1400, 1500, 1600...2000 мм (через 200 мм). Висота панелей стандартна – 220 мм. Панелі виконують із круглими порожнинами діаметром 159 мм (рис. 2).

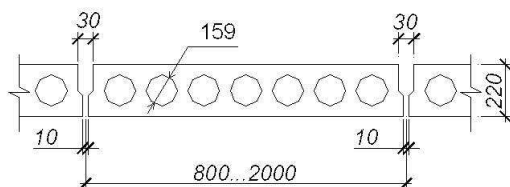


Рис. 2

Панелі укладаються на полиці ригелів (у першому прольоті – на стіну).

Вибір типорозмірів панелей приймається таким, щоб перекрити ширину від внутрішньої поверхні стіни до грані колони або між гранями колон. Залишок розмірів, що не перекриваються панелями, заповнюється монолітним залізобетоном. Розміри поперечного перерізу колон приймаються стандартними – 300×300 мм (при значному навантаженні – 350×350 мм).

Б. Промислова будівля

Ригелі мають складний профіль (рис. 3).

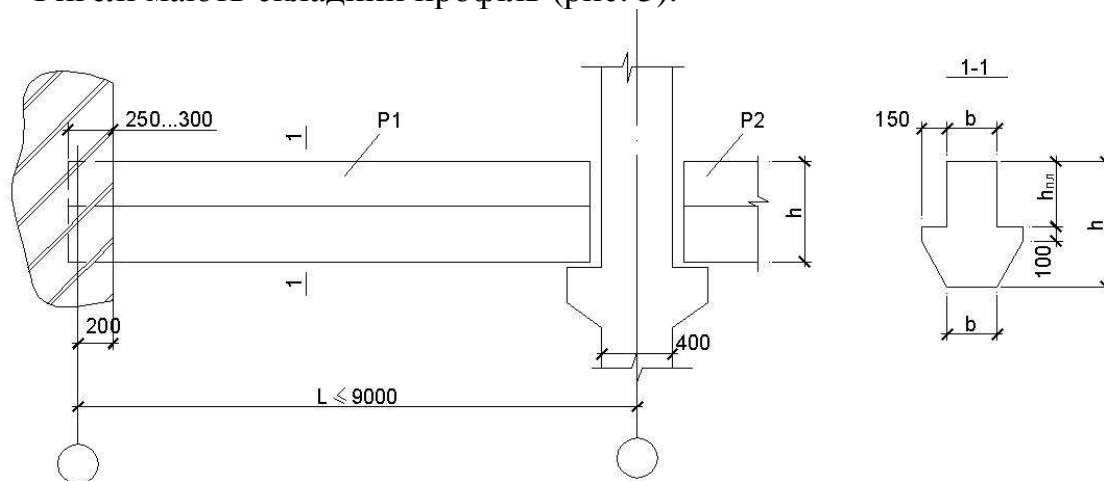


Рис. 3

Розміри перерізу ригелю $h = (1/10...1/12)L$, $b = (0.3...0.5)h$.

Фактичні розміри перерізу приймають кратними 50 мм.

Плити перекриття мають П-образний профіль і можуть бути номінальною шириною 1200 мм і 1500 мм (рис. 4).

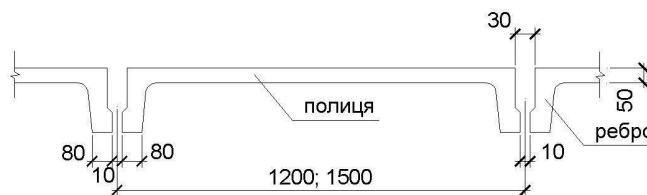


Рис. 4

Компоновка перекриття виконується такою, щоб перекрити відстань між внутрішніми поверхнями протилежних стін. При цьому ребра плит спираються на полиці ригелів і не можуть збігатися з колонами (переріз колон – 400×400 мм). Тому розкладку плит рекомендують починати з середини, від колон, таким чином, щоб ребра однієї плити спирались на ригелі суміжних прольотів. Полиця цієї плити має виріз, що охоплює колону. Залишок ширини будівлі, що не перекривається плитами, бетонується монолітно. Найчастіше цей залишок бетонують біля стіни.

Приклади можливої компоновки перекриттів у обох типах будівель показані на фрагментах (рис. 5).

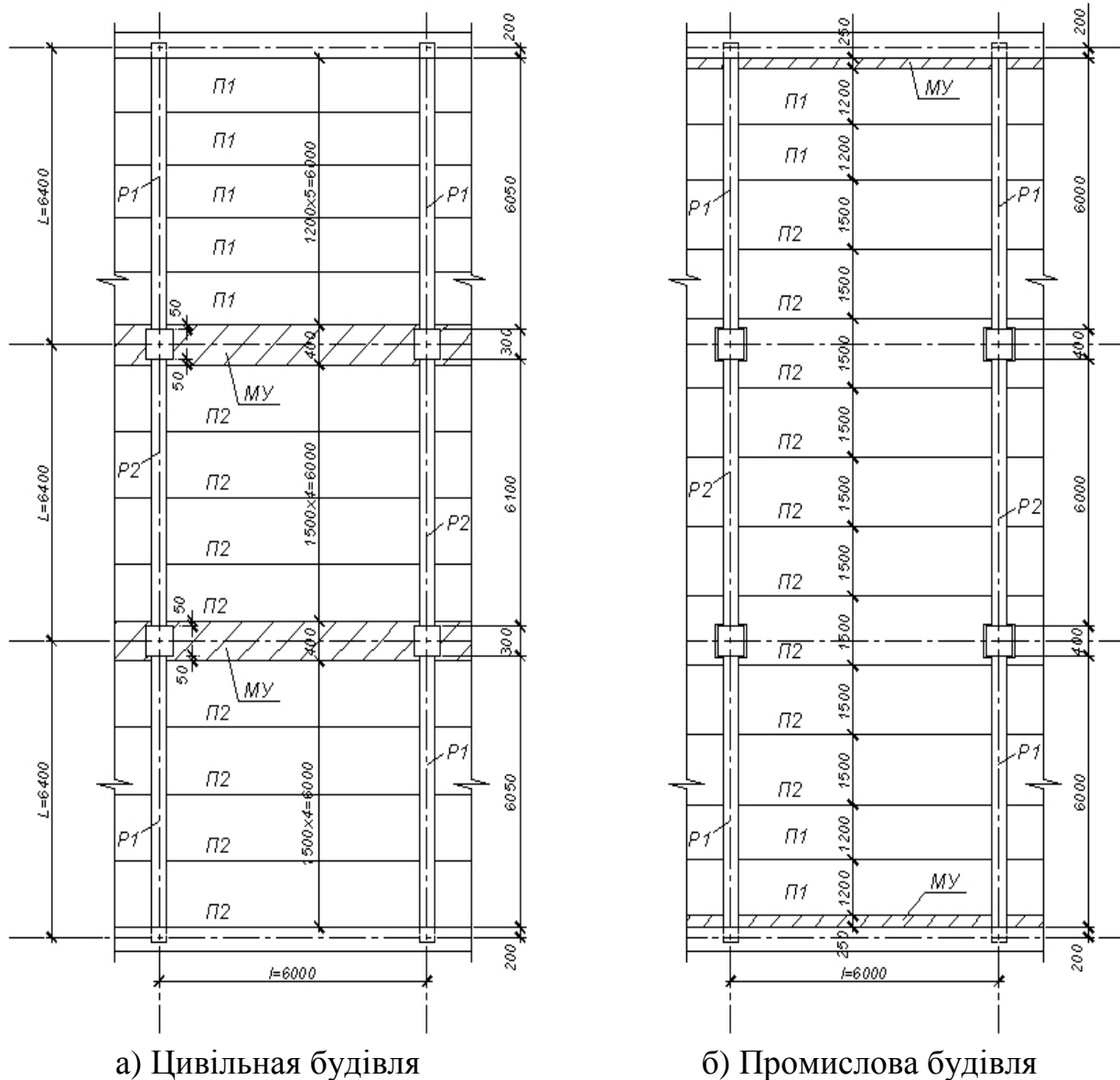


Рис. 5

2. Приклад розрахунку елементів перекриття цивільної будівлі

2.1 Навантаження на 1м² перекриття

Таблиця 2.1

№	Найменування навантаження	Характеристичне, кН/м ²	γ_f	Розрахункове, кН/м ²
1	А. Постійне Паркет ($\delta = 2$ см, $\rho = 6$ кН/м ³) 0.02х6	0.12	1.2	0.144
2	Цементний розчин ($\delta = 3$ см, $\rho = 20$ кН/м ³) 0.03х20	0.6	1.3	0.78
3	Звукоізоляція – пінобетон ($\delta = 6$ см, $\rho = 7$ кН/м ³) 0.06х7	0.42	1.3	0.546
4	Плита залізобетонна (2.7...3.1 кН/м ²)	3.0	1.1	3.3
	Всього постійне			$g = 4.77$
5	Б. Змінне (за завданням)	3.5	2	$v = 4.2$
	В. Сумарне			$q = g + v \approx 9.0$

2.2 Статичний розрахунок плити номінальною шириною $b_{пл} = 1.5$ м

Розрахункові зусилля визначають як для однопрольотної вільно опертої балки.

Попередньо приймаємо розміри поперечного перерізу ригелю: $h=60$ см, $b=25$ см, ширина полиць ригелю – 10 см. Ширина спирання плити на полицю ригеля $c = 9$ см. Розрахунковий проліт плити дорівнює відстані від центрів спирання плити на полиці ригелів (рис. 6):

$$l_0 = l - b - c - 2 \text{ зазора} = 6000 - 250 - 90 - 20 = 5640 \text{ мм} = 5.64 \text{ м.}$$

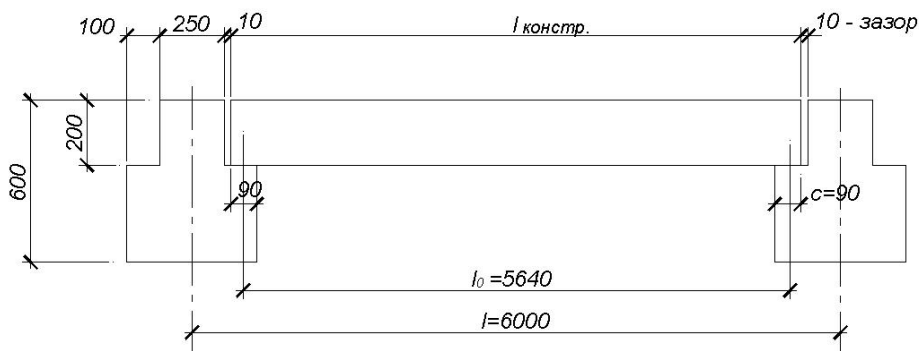


Рис. 6

Погонне навантаження $q = q_{1m}^2 \times b_{nl} = 9 \times 1.5 = 13.5$ кН/м.

Розрахункові зусилля

$$M_{max} = ql^2_0 / 8 = 13.5 \times 5.64^2 / 8 = 53.7 \text{ кНм};$$

$$V_{max} = ql_0 / 2 = 13.5 \times 5.64 / 2 = 38.1 \text{ кН}.$$

2.3 Конструктивний розрахунок плити

Для виготовлення плити приймають бетон класів С12/15, С16/20, С20/25. Залежно від класу приймають розрахункові характеристики міцності бетону (додаток 1).

Для розглядуваного прикладу приймаємо бетон класу С16/20 з розрахунковими міцностями $f_{cd} = 11.5$ МПа на стиск і $f_{ctd} = 0.87$ МПа на розтяг.

Робочу арматуру приймаємо класу А400С з розрахунковою міцністю $f_{yd} = 365$ МПа (додаток 3).

Переріз плити має 7 круглих порожнин і розглядається як двотавровий профіль (рис. 7).

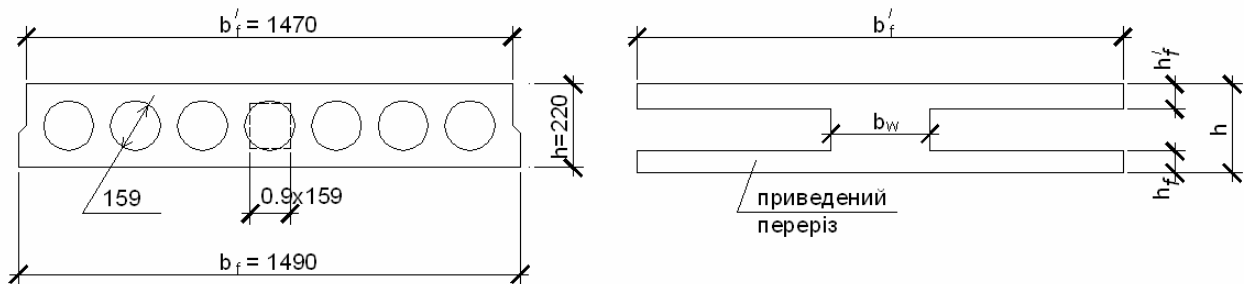


Рис. 7

Для розрахунку приймаємо такі приведені розміри перерізу:

$$b_{eff} = 147 \text{ см}; \quad h = 22 \text{ см}; \quad b_w = 147 - 7 \times 0.9 \times 15.9 = 46.8 \text{ см}; \quad d = 19.5 \text{ см};$$

$$h_f = h'_f = (22 - 0.9 \times 15.9) / 2 = 3.845 \text{ см}.$$

Положення нейтрального шару визначаємо величиною моменту M_f :

$$M_f = f_{cd} b_{eff} h'_f (d - 0.5 h'_f) = 1.15 \times 147 \times 3.845 (19.5 - 0.5 \times 3.845) =$$

$$= 11486 \text{ кНсм} = 114.86 \text{ кНм} > M = 53.7 \text{ кНм}.$$

Нейтральний шар знаходиться в межах стиснутої полиці, тому переріз розраховуємо як прямокутний:

$$\alpha_m = M_{max} / f_{cd} b_{eff} d^2 = 5370 / 1.15 \times 147 \times 19.5^2 = 0.103; \quad \zeta = 0.945 \text{ (додаток 4);}$$

$$A_s = M_{max} / \zeta f_{yd} d = 5370 / 0.945 \times 36.5 \times 19.5 = 7.98 \text{ см}^2.$$

Робочу арматуру розташовують по краям перерізу й між порожнинами.

Приймаємо робочу поздовжню арматуру $8\text{Ø}12\text{A}400\text{C}$ ($A_s = 9.05 \text{ см}^2$, додаток 5).

Ця арматура використовується у вигляді нижньої сітки С1, де поперечна конструктивна арматура приймається Ø3В500 з кроком 250 мм.

Перевіряємо необхідність розрахунку міцності похилих перерізів.

Несуча здатність бетону

$$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} K \sqrt[3]{100 \rho_1 f_{ck}}) b_w d,$$

де: $C_{Rd,c} = 0.1385$; $\rho_1 = A_s / b_w d = 9.05 / 46.8 \times 19.5 = 0.0099$;

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{195}} = 2.01 > 2; \text{ приймаємо } K = 2.$$

$$V_{Rd,c} = (0.1385 \times 2 \sqrt[3]{100 \times 0.0099 \times 15}) 468 \times 195 = 62135 \text{ Н} = 62.13 \text{ кН} > V_{max} = 38.1 \text{ кН}.$$

Поперечну арматуру приймаємо конструктивно – Ø3В500 з кроком 100 мм. Арматурні каркаси з поперечною арматурою (Кр1) приймаємо довжиною $1/4l = 1500$ мм і розташовуємо в опорних зонах по 4 каркаси в перерізі (рис. 8).

У верхній зоні плити розташовуємо конструктивно сітку С2 (Ø3В500 з чарункою 200х200 мм).

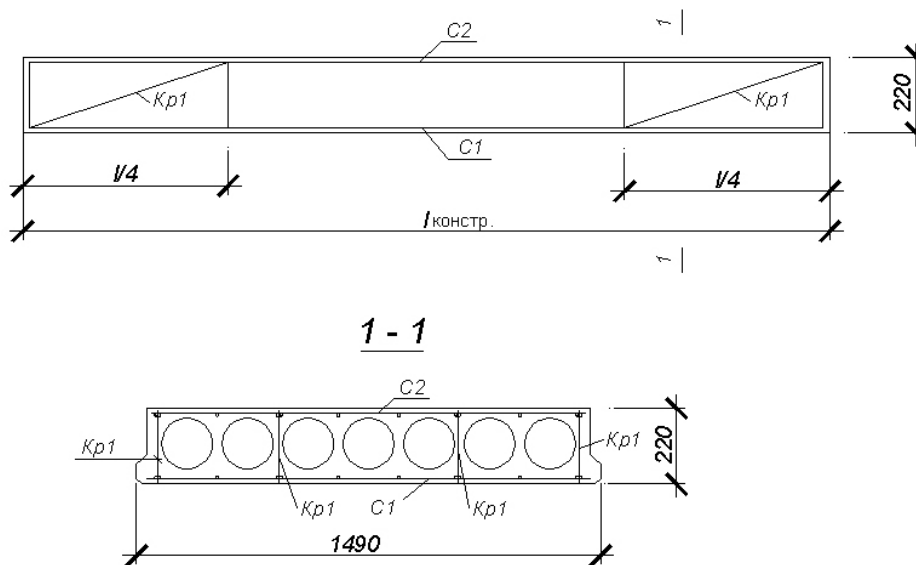


Рис. 8

2.4 Збірний ригель крайнього прольоту. Статичний розрахунок

Ригель розраховують як багатопрольотну нерозрізну балку.

Розрахунковий прольот ригелю крайнього прольоту приймають як відстань від середини його спирання на стіну до центральної вісі колони (рис. 9). Спирання ригелю на стіну вважають шарнірним, а спирання на колону – жорстким за рахунок зварювання закладених деталей ригелю і колони.

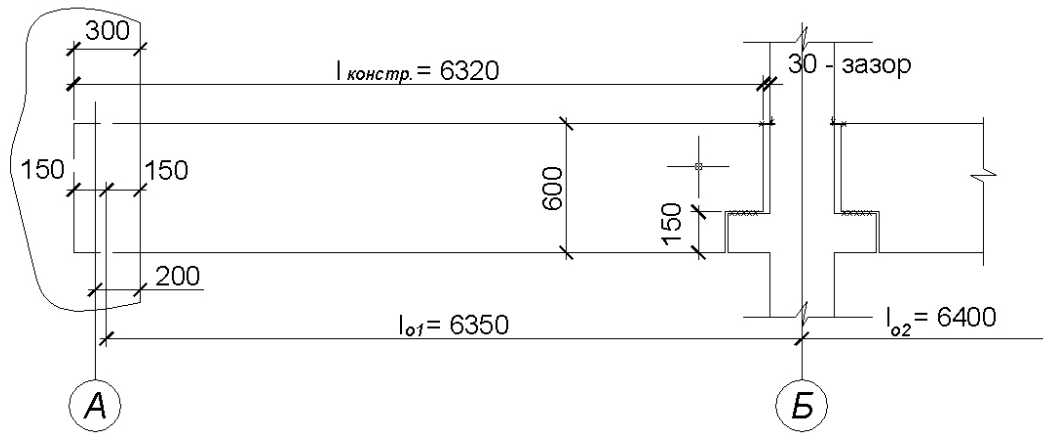


Рис. 9

Розрахунковий прольот ригелю $l_0 = 6400 - 200 + 150 = 6350$ мм = 6.35 м.
 Конструктивна довжина ригелю

$$l_{\text{констр.}} = l_0 + 150 \text{ мм} - h_{\kappa} / 2 - \text{зазор} = 6350 + 150 - 300 / 2 - 30 = 6320 \text{ мм.}$$

Розрахункове погонне навантаження на ригель:

- постійне $g = g_{1\text{м}}^2 \times l + \gamma_f \times (\text{власна вага нижньої частини ригелю з полицями}) = 4.77 \times 6 + 1.1(0.6 - 0.2)0.45 \times 25 = 33.6$ кН/м;
- змінне $v = v_{1\text{м}}^2 \times l = 4.2 \times 6 = 25.2$ кН/м;
- повне $q = g + v = 33.6 + 25.2 = 58.8$ кН/м.

Для розрахунку крайнього прольоту розглядають дві розрахункові схеми:

- постійне навантаження всіх прольотів ригелю із змінним навантаженням крайнього прольоту і далі через проліт;
- постійне навантаження всіх прольотів ригелю із змінним навантаженням першого і другого прольотів.

З першої схеми (додаток б) визначають найбільший прольотний згинальний момент

$$M_I = (0.08g + 0.101v)l_{01}^2 = (0.08 \times 33.6 + 0.101 \times 25.2)6.35^2 = 211 \text{ кНм.}$$

З другої схеми (додаток б) визначають найбільший опорний момент

$$M_B = (-0.1g - 0.117v)l_{01}^2 = (-0.1 \times 33.6 - 0.117 \times 25.2)6.35^2 = -254.4 \text{ кНм.}$$

За рахунок перерозподілу зусиль можна зменшити моменти в прольоті і на опорі:

$$M'_I = 0.9M_I = 0.9 \times 211 = 189.9 \text{ кНм;}$$

$$M'_B = /0.75M_B/ = 0.75 \times 254.4 = 190.8 \text{ кНм.}$$

Поперечні сили

$$V_A = (0.4g + 0.45v)l_{01} = (0.4 \times 33.6 + 0.45 \times 25.2)6.35 = 157.4 \text{ кН;}$$

$$V_B = (-0.6g - 0.617v)l_{01} = (-0.6 \times 33.6 - 0.617 \times 25.2)6.35 = -226.8 \text{ кН.}$$

Для конструктивного розрахунку остаточно приймають

$$\text{- в прольоті } M_{np} = M'_I = 189.9 \text{ кНм;}$$

$$\text{- на опорі } M_{on} = M'_B - |0.5V_B h_{\kappa}| = 190.8 - 226.8 \times 0.15 = 156.8 \text{ кНм.}$$

2.5 Розрахунок міцності ригелю в нормальних перерізах

Для розглядуваного прикладу приймаємо бетон класу C20/25 ($f_{cd} = 14.5$ МПа, $f_{ctd} = 1.0$ МПа), робочу арматуру – класу А400С ($f_{yd} = 365$ МПа).

А. Арматура в прольоті

Робочу висоту перерізу приймаємо $d = 55$ см.

$$\alpha_m = M_{np} / f_{cd} b d^2 = 18990 / 1.45 \times 25 \times 55^2 = 0.173; \quad \zeta = 0.904;$$

$$A_s = M_{np} / \zeta f_{yd} d = 18990 / 0.904 \times 36.5 \times 55 = 10.46 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 2Ø20А400С + 2Ø18А400С ($A_s = 11.37 \text{ см}^2$).

Б. Арматура на опорі (робоча висота перерізу $d = 41$ см)

$$\alpha_m = M_{on} / f_{cd} b d^2 = 15680 / 1.45 \times 25 \times 41^2 = 0.257; \quad \zeta = 0.85;$$

$$A_s = 15680 / 0.85 \times 36.5 \times 41 = 12.32 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 2Ø28А400С ($A_s = 12.32 \text{ см}^2$).

2.6 Розрахунок міцності ригелю в похилих перерізах

Розрахунок виконується окремо на поперечну силу $V_A = 157.4$ кН для повного перерізу з $h = 60$ см і на поперечну силу $V_B = 226.8$ кН для перерізу з «підрізкою» на опорі В ($h = 45$ см).

Як приклад розглядається розрахунок на $V_{max} = V_B = 226.8$ кН. Розрахунок виконуємо в наступному порядку.

1. Приймаємо поперечну арматуру в двох каркасах з умови зварювання 2Ø10А400С ($A_s = 1.57 \text{ см}^2$); крок хомутів $s_w \leq 0.75d = 0.75 \times 41 = 30.75$ см.

2. Визначаємо несучу здатність бетону

$$V_{Rd,c1} = (C_{Rd,c} K \sqrt[3]{100 \rho_1 f_{ck}}) b_w d,$$

де: $C_{Rd,c} = 0.1385$; $K = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/410} = 1.7 > 2$;

$$\rho_1 = 12.32 / 25 \times 41 = 0.012;$$

$$V_{Rd,c1} = (0.1385 \times 1.7 \sqrt[3]{100 \times 0.012 \times 18.5}) = 67828 \text{ Н} = 67.83 \text{ кН};$$

$$V_{Rd,c2} = (0.035 \sqrt{f_{ck} K^3}) b_w d = (0.035 \sqrt{18.5 \times 1.7^3}) 250 \times 410 = 34202 \text{ Н} = 34.2 \text{ кН}.$$

Приймаємо $V_{Rd,c} = 67.83 \text{ кН} < V_{Ed} = 226.8 \text{ кН}$.

Поперечна арматура необхідна за розрахунком.

Несуча здатність хомутів

$$V_{Rd,s} = A_{sw} z f_{ywd} \text{ctg} \theta,$$

де $z = 0.9d = 0.9 \times 41 = 36.9$ см;

величина $V_{Ed} / b_w d = 226800 / 250 \times 410 = 2.21$; за графіком (рис. 10)

$$\text{ctg} \theta = 2.5; \quad \text{tg} \theta = 0.4.$$

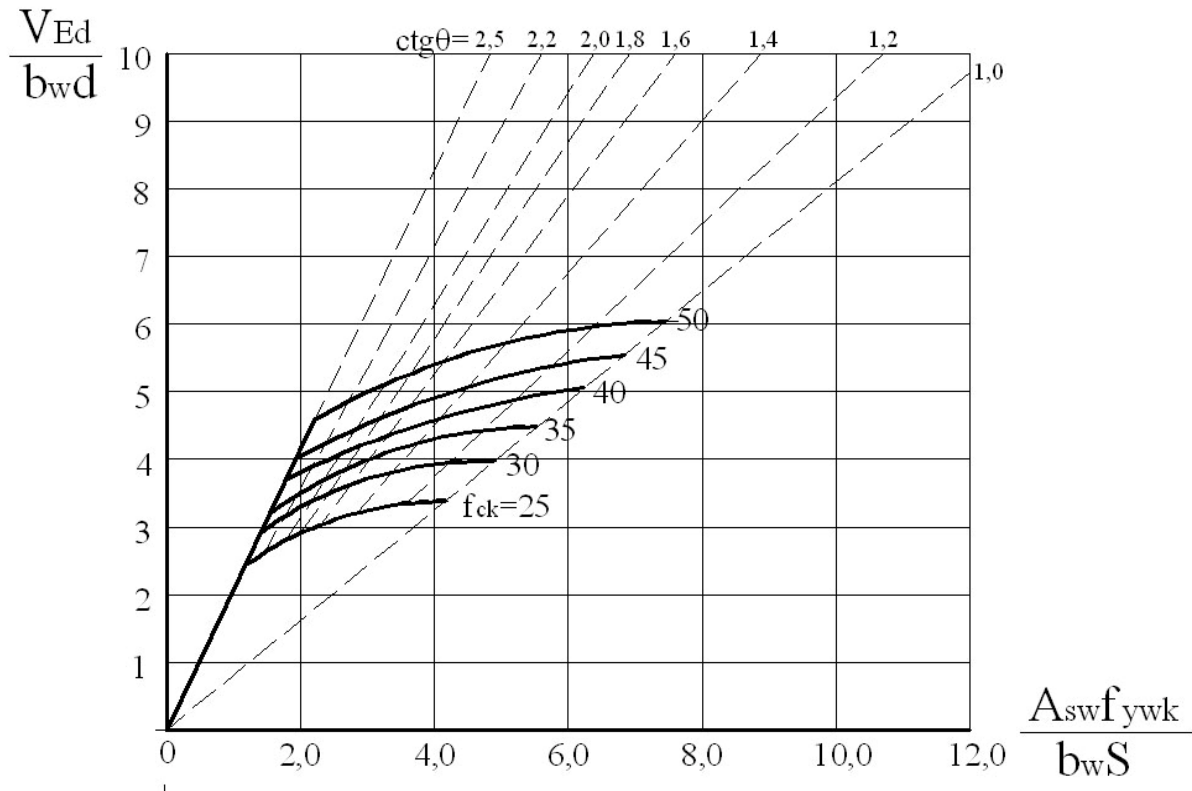


Рис. 10

$$V_{Rd,s} = 1.57 \times 36.9 \times 29 \times 2.5 / 25 = 168 \text{ кН.}$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_l f_{cd} / (ctg\theta + tg\theta),$$

де: $\alpha_{cw} = 1$ при відсутності попереднього напруження;

$v_l = 0.6$ для $f_{ck} \leq 60$ МПа;

$$V_{Rd,max} = 1 \times 25 \times 36.9 \times 0.6 \times 1.45 / (2.5 + 0.4) = 276,7 \text{ кН.}$$

Приймаємо менше значення $V_{Rd,s} = 168$ кН.

Повна несуча здатність перерізу

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} = 67.83 + 168 = 230.54 \text{ кН.}$$

Несуча здатність перерізу забезпечена.

На опорі А приймаємо попередньо в двох каркасах 2Ø8A400С, крок у приопорній зоні ($0.25l$) $s_{w1} = 200$ мм. Крок поперечної арматури в середній зоні довжини ригелю приймаємо $s_{w2} = 400$ мм ($s_{w2} \leq 0.75h = 450$ мм).

Всі подальші перевірки виконують за раніше наведеним алгоритмом.

2.7 Конструювання ригелю цивільної будівлі

Прольотну робочу арматуру розташовують в двох каркасах Кр1. Верхню арматуру в цих каркасах приймають конструктивно (2Ø12A240С).

Опорну робочу арматуру розташовують у двох каркасах Кр2. Довжина каркасів Кр2 – чверть прольоту ригелю. Нижню арматуру каркасів Кр2 приймають конструктивно. У більшості конструкцій її приймають діаметром нижньої прольотної арматури (2Ø18A400С).

Армування полиць ригелю виконують гнутими каркасами Кр3.
Схема армування ригелю показана на рис. 11.

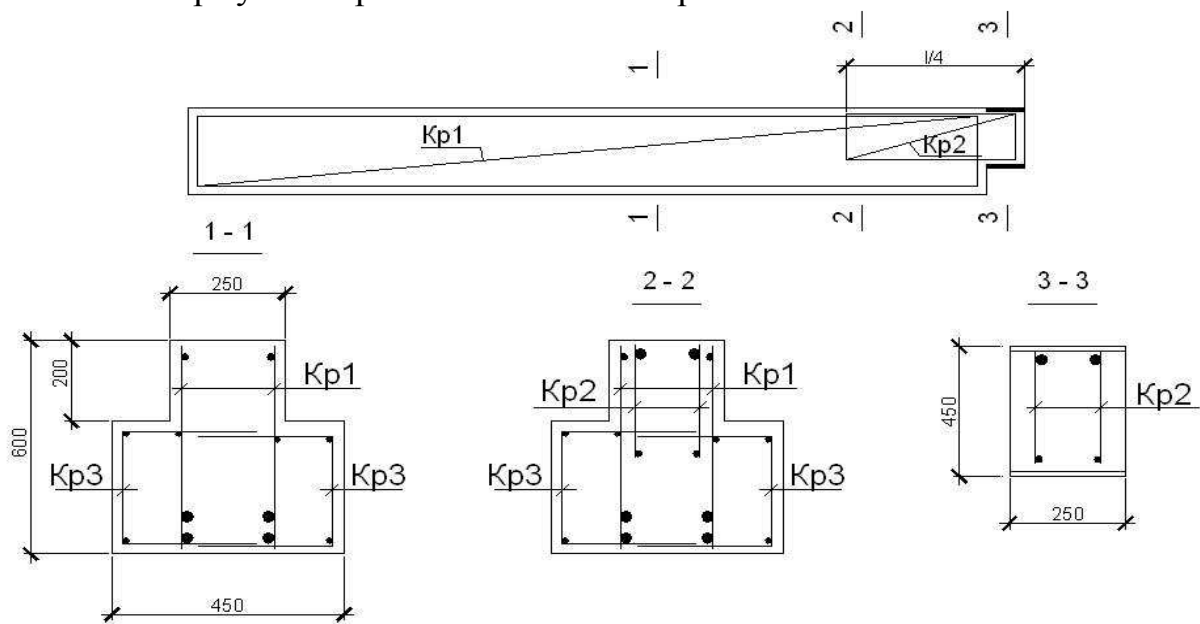


Рис. 11

3. Приклад розрахунку елементів перекриття промислової будівлі

3.1 Навантаження на 1 м² перекриття

Таблиця 3.1

№	Найменування навантаження	Характеристичне, кН/м ²	γ_f	Розрахункове, кН/м ²
1	<i>А. Постійне</i> Мозаїчне покриття ($\delta=2$ см, $\rho=20$ кН/м ³) 0.02x20	0.4	1.3	0.52
2	Звукоізоляція (пінобетон) 0.06x8	0.48	1.3	0.624
3	Залізобетонна плита (1.8...2.5 кН/м ²)	2.4	1.1	2.64
4	Всього постійне <i>Б. Змінне (за завданням)</i>	8,0	1.2	$g = 3.784$ $v = 9.6$
	<i>Сумарне</i>			$q=g+v = 13.39$

3.2 Статичний розрахунок плити номінальної ширини $b_{пл} = 1.5$ м

Приймаємо розміри поперечного перерізу ригелю: $h = 65$ см, $b = 25$ см, ширина опорних полиць 15 см висоту плити приймаємо $h_{пл} = 35$ см.

Розрахунковий проліт плити визначаємо згідно з рис. 12:

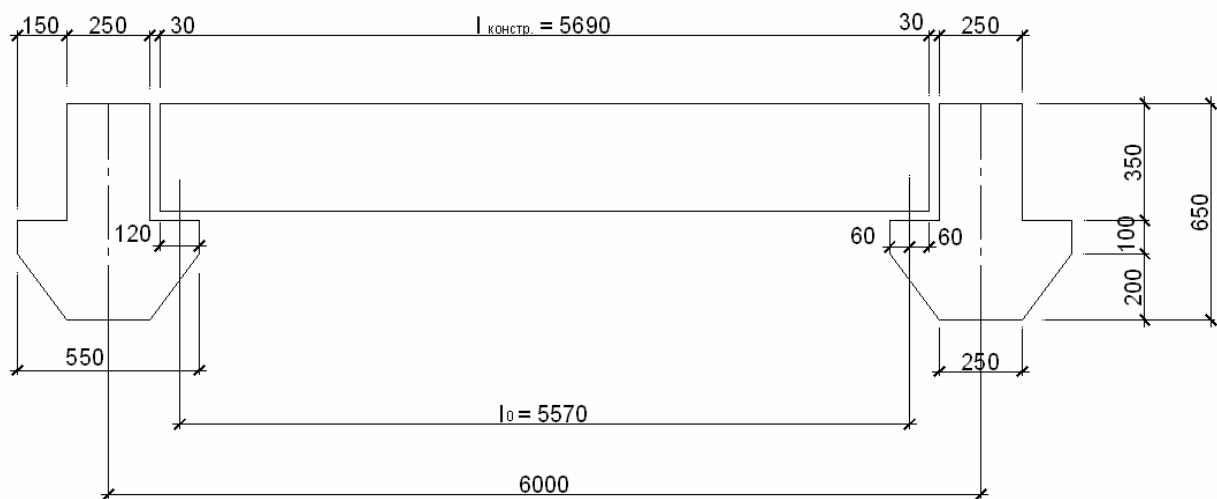


Рис. 12

$$l_0 = 6000 - 250 - 30 \times 2 - 120 = 5570 \text{ мм} = 5.57 \text{ м.}$$

$$\text{Погонне навантаження } q = q_{1\text{м}}^2 \times b_{\text{пл}} = 13.39 \times 1.5 = 20.1 \text{ кН/м.}$$

Розрахункові зусилля

$$M_{\text{max}} = ql_0^2 / 8 = 20.1 \times 5.57^2 / 8 = 78 \text{ кНм,}$$

$$V_{\text{max}} = ql_0 / 2 = 20.1 \times 5.57 / 2 = 56 \text{ кН.}$$

3.3 Конструктивний розрахунок плити

Приймаємо бетон класу С16/20 ($f_{cd} = 11.5 \text{ МПа}$), робочу арматуру – класу А400С ($f_{yd} = 365 \text{ МПа}$).

Переріз П-образної плити розглядають як тавровий із полицею в стиснутій зоні.

Розрахунковий переріз плити наведений на рис. 13.

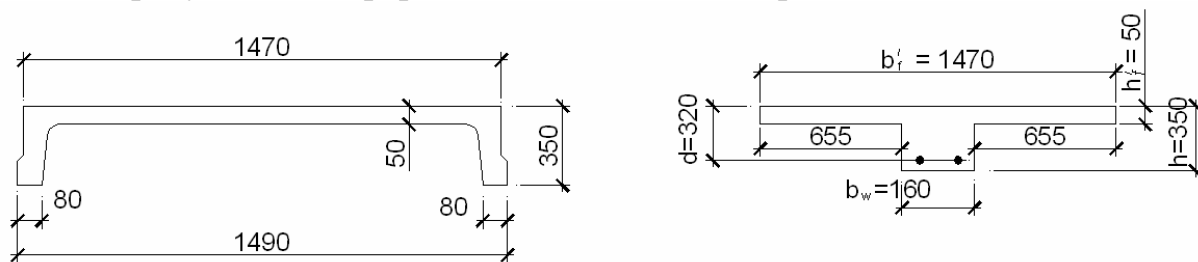


Рис. 13

$$b_{\text{eff}} = 2(0.2b_f + 0.1l_0) + b_w = 2(0.2 \times 65.5 + 0.1 \times 557) + 16 = 153.6 \text{ см} > b_{\text{факт.}}$$

Приймаємо $b_{\text{eff}} = 147 \text{ см}$.

Положення нейтрального шару

$$M_f = f_{cd} b_{\text{eff}} h_f' (d - 0.5h_f') = 1.15 \times 147 \times 5 (32 - 2.5) = 24934 \text{ кНсм} = 249.3 \text{ кНм} > M_{\text{max}} = 78 \text{ кНм.}$$

Нейтральний шар розташований в межах полиці, тому переріз розраховуємо як прямокутний.

$$\alpha_m = 7800 / 1.15 \times 147 \times 32^2 = 0.045; \quad \zeta = 0.977;$$

$$A_s = 7800 / 0.977 \times 36.5 \times 32 = 6.84 \text{ см}^2.$$

Робочу арматуру приймаємо 2Ø22A400C ($A_s = 7.6 \text{ см}^2$) і розташовуємо в двох каркасах (по одному каркасу в ребрі плити).

Верхню арматуру в каркасах приймаємо конструктивно 2Ø12A240C.

Поперечну арматуру приймаємо за умови зварювання з робочою арматурою (Ø6A240C). Крок хомутів $s_w \leq 0.75d = 0.75 \times 32 = 24 \text{ см}$. Приймаємо $s_w = 20 \text{ см}$.

Несуча здатність бетону

$$\rho l = A_s / b_w d = 7.6 / 16 \times 32 = 0.0148,$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{320}} = 1.79 < 2,$$

$$V_{Rd,c1} = (0.1385 \times 1.79^3 \sqrt{100 \times 0.0148 \times 15}) 160 \times 320 = 35674 \text{ Н} = 35.67 \text{ кН};$$

$$V_{Rd,c2} = (0.035 \sqrt{15 * 1.79^3}) 160 \times 320 = 16600 \text{ Н} = 16.6 \text{ кН}.$$

Приймаємо $V_{Rd,c} = 35.67 \text{ кН} < V_{Ed} = 56 \text{ кН}$.

Хомути потрібні за розрахунком.

Несуча здатність хомутів

$$V_{Rd,s} = A_{sw} z f_{ywd} \text{ctg}\theta / s_w; \quad z = 0.9d = 0.9 \times 32 = 28.8 \text{ см}.$$

При величині $V_{Ed} / b_w d = 56000 / 160 \times 320 = 1.093 \text{ Н/мм}^2 \quad \text{ctg}\theta = 2.5$.

$$V_{Rd,s} = 0.57 \times 28.8 \times 17 \times 2.5 / 20 = 34.88 \text{ кН}.$$

Повна несуча здатність перерізу

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} = 35.67 + 34.88 = 70.55 \text{ кН} > V_{Ed} = 56 \text{ кН}.$$

Полицю плити конструктивно армуємо сіткою С1 – Ø4B500 з чарункою 200x200 мм (рис. 14).

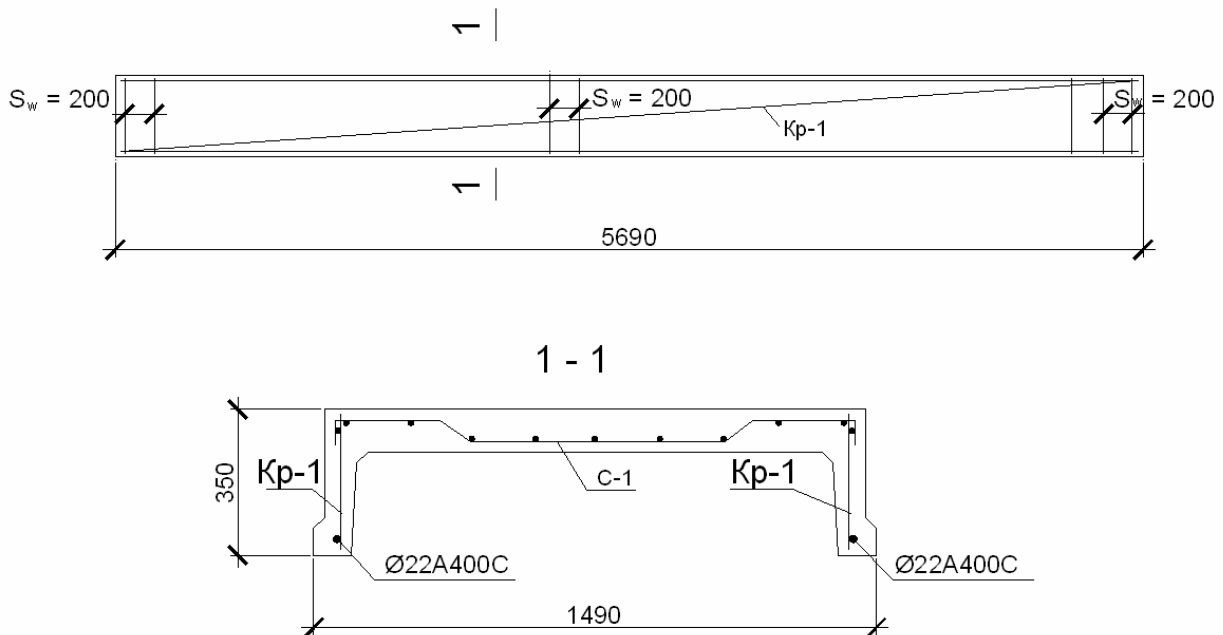


Рис. 14

3.4 Збірний ригель крайнього прольоту. Статичний розрахунок

Розрахунковий проліт приймають як для ригелю цивільної будівлі ($l_0 = 6.35$ м). Конструктивна довжина ригелю дорівнює (рис. 15).

$$l_{\text{констр.}} = l_{01} + 150 \text{ мм} - h_{\kappa}/2 - \text{зазор} = 6350 + 150 - 200 - 50 = 6250 \text{ мм.}$$

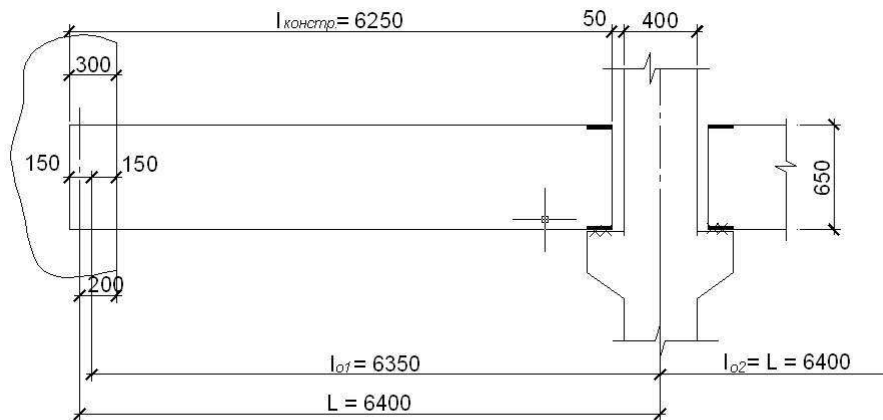


Рис. 15

Розрахункове погонне навантаження

- постійне $g = g_{1M}^2 l + \gamma_f \times (\text{власна вага нижньої частини ригеля}) =$
 $= 3.784 \times 6 + 1.1(0.55 \times 0.35 - 0.15 \times 0.2) 25 = 27.2 \text{ кН/м};$
- перемінне $v = v_{1M}^2 l = 9.6 \times 6 = 57.6 \text{ кН/м};$
- повне $q = g + v = 27.2 + 57.6 = 84.8 \text{ кН/м.}$

Для розрахунку крайнього прольоту розглядають дві розрахункові схеми (див. п.2.4), з яких визначають згинальні моменти і поперечні сили:

$$M_I = (0.08 \times 27.2 + 0.101 \times 57.6) 6.35^2 = 322.3 \text{ кНм};$$

$$M_B = (-0.1 \times 27.2 - 0.117 \times 57.6) 6.35^2 = -381.4 \text{ кНм};$$

$$V_A = (0.4 \times 27.2 + 0.45 \times 57.6) 6.35 = 233.7 \text{ кН};$$

$$V_B = (-0.6 \times 27.2 - 0.617 \times 57.6) 6.35 = -329.3 \text{ кН.}$$

За рахунок перерозподілу зусиль розрахункові згинальні моменти в прольоті й на опорі

$$M_{\text{прол}} = 0.9 M_I = 0.9 \times 322.3 = 290 \text{ кНм};$$

$$M_{\text{он}} = /0.75 M_B / - /0.5 V_B h_{\kappa} / = 0.75 \times 381.4 - 329.3 \times 0.4 / 2 = 220 \text{ кНм.}$$

3.5 Розрахунок міцності ригелю в нормальних перерізах

Приймаємо бетон класу С20/25, арматуру класу А400С.

А. Армвання в прольоті

Робочу висоту перерізу приймаємо $d = 59$ см для дворядного розташування арматури.

$$\alpha_m = 29000 / 1.45 \times 25 \times 59^2 = 0.23; \quad \zeta = 0.867;$$

$$A_s = 29000 / 0.867 \times 36.5 \times 59 = 15.53 \text{ см}^2.$$

Приймаємо $2\text{Ø}25\text{A}400\text{С} + 2\text{Ø}22\text{A}400\text{С}$ ($A_s = 17.42 \text{ см}^2$).

Б. Армвання на опорі (для однорядного розташування арматури $d = 61$ см)

$$\alpha_m = 22000 / 1.45 \times 25 \times 61^2 = 0.163; \quad \zeta = 0.91;$$

$$A_s = 22000 / 0.91 \times 36.5 \times 61 = 10.86 \text{ см}^2.$$

Приймаємо $2\text{Ø}28\text{A}400\text{С}$ ($A_s = 12.32 \text{ см}^2$).

3.6 Розрахунок міцності ригелю в похилих перерізах

Розрахунок виконують на $V_{Ed} = V_{max} = V_B = 329.3$ кН.

Поперечну арматуру приймаємо в двох каркасах 2Ø8A400C ($A_s = 1.01$ см²).

Крок поперечної арматури $s_w \leq 0.75d = 45$ см. Приймаємо в крайніх четвертях прольоту $s_{w1} = 20$ см, в середині прольоту $s_{w2} = 40$ см.

Перевірку забезпечення міцності похилих перерізів виконують за наведеним раніше алгоритмом. Вважаємо, що всі перевірки виконані і міцність похилих перерізів з прийнятою арматурою достатня.

3.7 Конструювання ригелю. Економічне армування

Прольотну робочу арматуру розташовуємо в двох каркасах Кр1. Верхню арматуру в цих каркасах приймаємо конструктивно – 2Ø14A400C.

Опорну робочу арматуру розташовуємо в каркасах Кр1. Ця арматура має рекомендовану довжину чверті прольоту і стикується з верхньою конструктивною арматурою.

Армування полиць ригелю виконують гнутими каркасами Кр2.

При конструюванні ригелю цивільної або промислової будівлі раціонально розташовувати поздовжню робочу арматуру відповідно до епюри згинальних моментів. Так, в прикладі армування ригелю промислової будівлі можна по всій довжині ригелю укласти лише 2Ø22A400C з площею перерізу 7.6 см², а 2Ø25A400C з площею перерізу 9.82 см² укласти тільки в зоні найбільшого згинального моменту. Для визначення меж обривання цієї арматури будуємо епюри розрахункових згинальних моментів і моментів фактичної несучої здатності під схемою армування ригелю (рис. 16).

Визначаємо фактичну несучу здатність різних перерізів ригелю.

1. Несуча здатність перерізу з усією прольотною арматурою ($A_s=17.42$ см²)

$$\xi = f_{yd}A_s / 0,8f_{cd}bd = 36.5 \times 17.42 / 0,8 \times 1,45 \times 25 \times 59 = 0.372; \quad \zeta = 0.851;$$

$$M_{sect} = \zeta f_{yd}A_s d = 0.851 \times 36.5 \times 17.42 \times 59 = 31924 \text{ кНсм} = 319,24 \text{ кНм.}$$

2. Несуча здатність перерізу із залишеною арматурою 2Ø22A400C ($A_s=7.6$ см²)

$$\xi = 36.5 \times 7.6 / 0,8 \times 1.45 \times 25 \times 59 = 0.162; \quad \zeta = 0.935;$$

$$M_{sect} = 0.935 \times 36.5 \times 7.6 \times 59 = 15302 \text{ кНсм} = 153 \text{ кНм.}$$

3. Несуча здатність опорного перерізу з 2Ø28A400C ($A_s=12.32$ см²)

$$\xi = 36.5 \times 12.32 / 0,8 \times 1.45 \times 25 \times 61 = 0.254; \quad \zeta = 0.898;$$

$$M_{sect} = 0.898 \times 36.5 \times 12.32 \times 61 = 24630 \text{ кНсм} = 246,3 \text{ кНм.}$$

4. Несуча здатність на негативний згинальний момент в прольоті з 2Ø14A400C ($A_s=3.08$ см²):

$$\xi = 36.5 \times 3.08 / 0,8 \times 1.45 \times 25 \times 61 = 0.064; \quad \zeta = 0.974;$$

$$M_{sect} = 0.974 \times 36.5 \times 3.08 \times 61 = 6679 \text{ кНсм} = 66,8 \text{ кНм.}$$

Арматура, що обривається в прольоті (2Ø25A400C), має довжину більше теоретичної на величину $w = 50\emptyset = 50 \times 25 = 1250$ мм з кожного краю.

4. Розрахунок колони будівлі

Алгоритм розрахунку колон цивільної й промислової будівель однаковий. Як приклад розглядаємо розрахунок колони промислової будівлі.

4.1 Навантаження на колону

Для розрахунку приймаємо такі додаткові дані:

- число поверхів $n = 4$;
- висота кожного поверху $H_{нов} = 3.6$ м;
- місце будівництва – м. Харків;
- тип покриття – бездахове;
- термін експлуатації будівлі – 50 років.

Згідно з ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» експлуатаційна величина снігового навантаження для м. Харкова $s_0 = 1.6$ кН/м².

Для терміну експлуатації будівлі 50 років коефіцієнт надійності для снігового навантаження $\gamma_f = 1.0$.

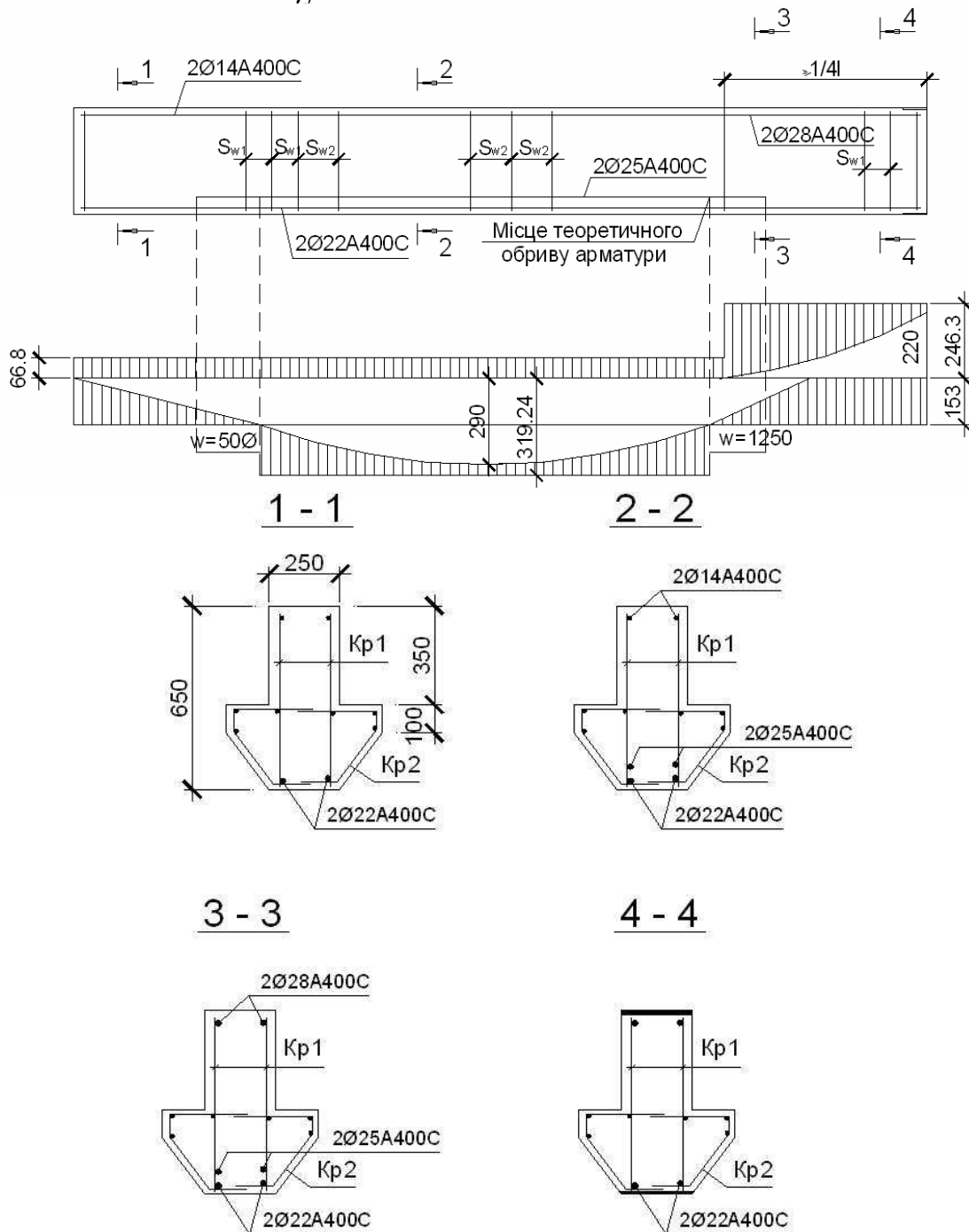


Рис. 16

Вантажна площа, з якої збирають навантаження на колону,

$$A = L \times l = 6.4 \times 6 = 38.4 \text{ м}^2.$$

Розрахункове навантаження на колону визначають на рівні підлоги першого поверху.

Навантаження на колону рахуємо в табличній формі (табл. 4.1).

Таблиця 4.1

№	Найменування навантаження	Характеристичне, кН	γ_f	Розрахункове, кН
1	2	3	4	5
	<i>А. Постійне</i>			
1	Покрівля рулонна 0.1×38.4	3.84	1.3	5.0
2	Цементний розчин ($\delta=2$ см, $\rho=20$ кН/м ³) 0.02×20×38.4	15.36	1.3	20.0
3	Утеплення, пароізоляція ($\delta=10$ см, $\rho=6$ кН/м ³) 0.1×6×38.4	23.04	1.3	30.0
4	Плити покриття 2.4×38.4	92.16	1.1	101.4
5	Вага конструкції трьох перекриттів (див. табл. 3.1) 3.784×3×38.4	-	-	436.0
6	Вага нижньої частини ригелів на всіх поверхах (0.55×0.35–0.15×0.2)25×6.4×4	104.0	1.1	114.4
7	Власна вага колони 0.4×0.4×3.6×25×4	57.6	1.1	63.4
	<i>Всього постійне</i>			770.2
	<i>Б. Змінне</i>			
8	– на перекриттях $v \times A \times (n-1)$ 9,6×38.4×3	-	-	1106
9	– на покритті (сніг) 1,6×38.4	61,4	1.0	61,4
	<i>Всього змінне</i>			1167,4
	<i>Повне</i>			1938

4.2 Конструктивний розрахунок колони

Розрахункову довжину колони для багатоповерхової будівлі зі збірних елементів приймають $l_0 = H_{нов.} = 3.6$ м.

Колона виготовляється з бетону класу С16/20. Арматура – класу А400С.

Величину випадкового ексцентриситету приймаємо як більшу із значень

$$e_i = l_0 / 600 = 360 / 600 = 0.6 \text{ см};$$

$$e_i = h / 30 = 40 / 30 = 1.33 \text{ см};$$

$$e_i = 1 \text{ см}.$$

Приймаємо $e_i = 1.33$ см.

Радіус інерції перерізу $i = 0.289h = 0.289 \times 40 = 11.56$ см.

Гнучкість колони $\lambda = l_0 / i = 360 / 11.56 = 31.14$.

Відносна осьова сила $n = N / A_c f_{cd} = 1938 / 1600 \times 1.15 = 1.053$.

Гранична гнучкість

$$\lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}} = \frac{20 \times 0.7 \times 1.1 \times 0.7}{\sqrt{1.053}} = 10.5 < \lambda = 31.14,$$

треба враховувати деформації другого порядку.

Жорсткість перерізу (при попередній кількості арматури $0,01A_c$)

$$EI = K_c E_{cd} I_c + 0.01 E_s A_c (0.5h - a)^2,$$

де: $K_c = 0.3 / (1 + 0.5\varphi_{ef})$; для приведенного коефіцієнта повзучості $\varphi_{ef} = 2.2$

$$K_c = 0.3 / (1 + 0.5 \times 2.2) = 0.143;$$

$$EI = 0.143 \times 2000 \times 40^4 / 12 + 0.01 \times 21000 \times 1600 (20 - 4)^2 = 1.47 \times 10^8 \text{ кНсм}^2.$$

Критична сила

$$N_B = \pi^2 EI / l_0^2 = 3.14^2 \times 1.47 \times 10^8 / 360^2 = 11183 \text{ кН.}$$

Остаточна величина розрахункового ексцентриситету

$$e_0 = e_i \left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N}} \right),$$

де: $\beta = \pi^2 / c_0$; $c_0 = 8$ при відсутності поперечного навантаження;

$$\beta = 3.14^2 / 8 = 1.232;$$

$$e_0 = 1.33 \left(1 + \frac{1.232}{\frac{11183}{1938}} \right) = 1.67 \text{ см.}$$

Координата ядрової точки $r = h / 6 = 40 / 6 = 6.67$ см.

$$e = e_0 + 0.5h - a = 1.67 + 20 - 4 = 17.67 \text{ см.}$$

В зв'язку з тим, що $e_0 < r$, розрахунок ведемо за першою формою рівноваги (весь переріз стиснутий, $A_s = 0$).

$$A'_s = \frac{Ne - f_{cd}bh(0.5h - a)}{f_{yd}(d - d')} = \frac{1938 \times 17.67 - 1.15 \times 40 \times 40(20 - 4)}{36.5(36 - 4)} = 4.11 \text{ см}^2$$

Колона може деформуватись в будь-якому напрямку, тому приймаємо симетричне армування $A_s^I = A_s = 4.11 \text{ см}^2$.

Для загального армування перерізу колони приймаємо $4\emptyset 18A400C$ ($A_s = 10.18 \text{ см}^2$).

Поперечну арматуру приймаємо за умови зварювання $\emptyset 6A240C$ з кроком $300 \text{ мм} < 20\emptyset = 360 \text{ мм}$.

4.3 Конструювання збірної колони першого поверху

Збірна колона першого поверху має більшу довжину ніж на інших поверхах. Так, нижня частина колони замурується в стаканній частині фундаменту на глибину $\geq 1.5 h_k$, а верхня частина колони протягується до стику з колоною другого поверху. Цей стик розташовують на висоті 600...800 мм від рівня верху перекриття. Зону стику підсилюють сітками непрямого армування (в цьому курсовому проекті приймають конструктивно 4 сітки).

Консолі колони працюють на згин від тиску ригелів. Арматуру консолі приймаємо конструктивно (рис. 17).

Колону цивільної будівлі розраховують за тим же алгоритмом як і промислової будівлі. Особливості конструювання стосуються тільки консолі колони. Характер армування консолі колони цивільної будівлі показаний на рис.18.

5. Проектування монолітного фундаменту під збірну колону

Для проектування фундаменту використовують дані попереднього розрахунку колони і додатково – розрахунковий опір ґрунту основи (за завданням).

При проектуванні фундаменту визначають розміри площі подошви, кількість і конфігурацію ступенів і армування фундаменту.

Габаритні розміри фундаменту (подошви, висоти) приймають кратними 300 мм.

Верхня грань фундаменту заглиблюється нижче нульової поверхні підлоги першого поверху на 150 мм.

5.1 Визначення площі подошви фундаменту

Розглядаємо приклад розрахунку фундаменту під колону промислової будівлі.

Попередньо визначаємо мінімальну висоту фундаменту за прийнятими рекомендаціями.

Заглиблення колони в стакан фундаменту $h_{загл.} = 1.5h_k = 1.5 \times 40 = 60$ см.

Від торця колони до днища стакану резервується 50 мм під підливку бетону. Товщину днища (до арматури) приймають не меншою 200 мм. Відстань від арматури до подошви фундаменту приймають не меншою 50 мм.

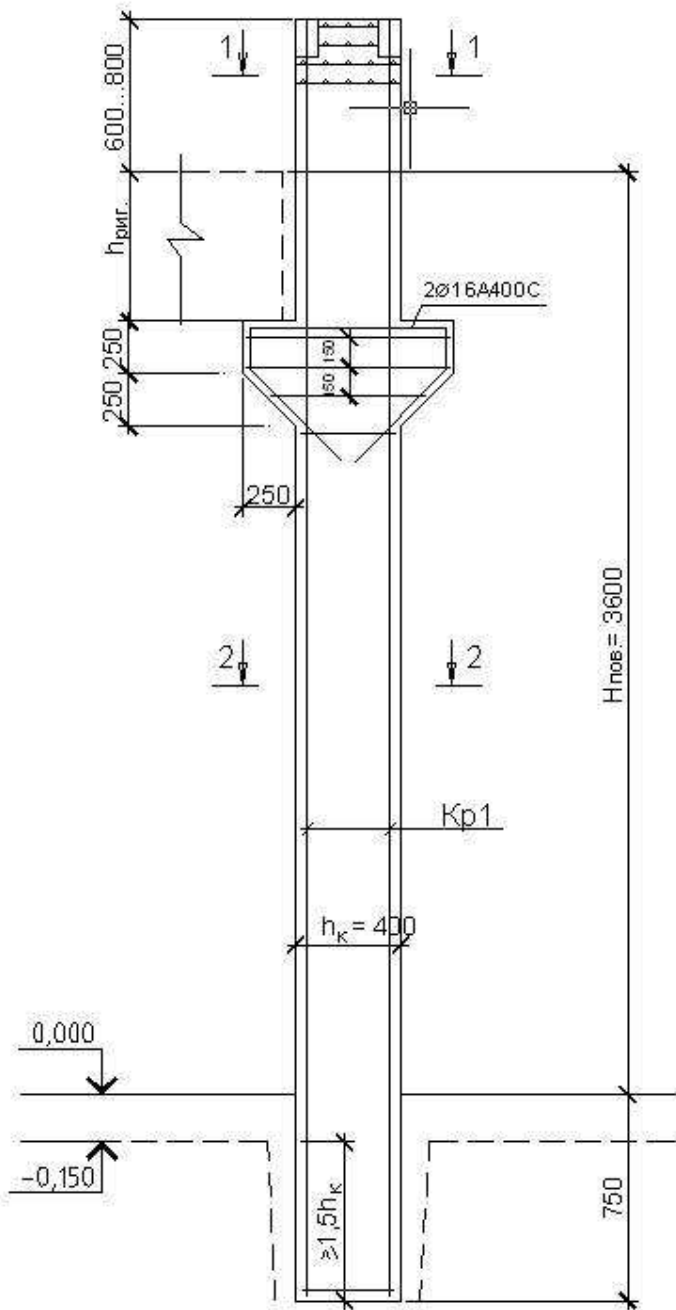


Рис. 17

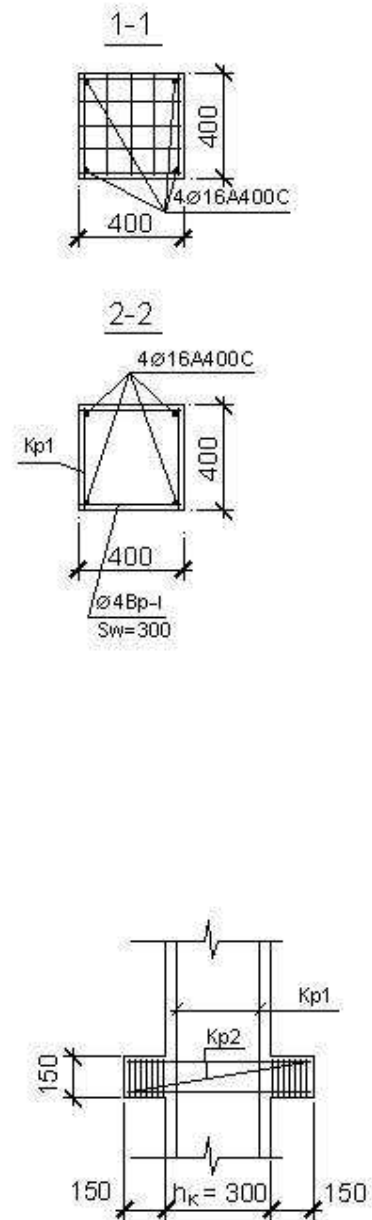


Рис. 18

Таким чином, для фундаменту під колону промислової будівлі мінімальна висота фундаменту становить

$$h = 600 + 50 + 200 + 50 = 900 \text{ мм} = 0.9 \text{ м.}$$

Заглиблення підшви фундаменту становить

$$H = h + 150 \text{ мм} = 900 + 150 = 1050 \text{ мм} = 1.05 \text{ м.}$$

Розрахункова величина площі підшви фундаменту

$$A_{\phi} = N / \gamma_{fm} (f_0 - \rho_m H),$$

де: N – навантаження на фундамент від колони ($N = 1938 \text{ кН}$);

γ_{fm} – середня величина коефіцієнту надійності за навантаженням по всіх елементах будівлі (приймають $\gamma_{fm} = 1.15$);

f_0 – розрахунковий опір ґрунту (приймаємо $f_0 = 240$ кПа);
 ρ_m – середня питома вага бетонного фундаменту і ґрунту над ним (приймають $\rho_m = 20$ кН/м³).

$$A_\phi = 1938 / 1.15(240 - 20 \times 1.05) = 7.69 \text{ м}^2.$$

Розмір сторони підшви $a = \sqrt{A_\phi} = \sqrt{7.69} = 2.77$ м.

Остаточню приймаємо розміри площі підшви

$$A_\phi = a^2 = 3 \times 3 = 9 \text{ м}^2.$$

Фактичний розрахунковий тиск на ґрунт становить

$$p = N/A_\phi + \rho_m H = 1938/9 + 20 \times 1.05 = 236 \text{ кПа}.$$

5.2 Конструктивний розрахунок фундаменту

Для проектування фундаменту приймаємо бетон класу С12/15 ($f_{ctd} = 0.73$ МПа = 730 КПа), арматуру класу А400С ($f_{yd} = 365$ МПа).

При конструюванні фундаменту треба вибрати кількість і конфігурацію ступенів відповідно до таких рекомендацій.

1. Товщину стінок стакану фундаменту приймають не менше 200 мм. Із урахуванням відстані бокової поверхні стакану зверху до грані колони (75 мм) перша ступінь буде мати найменший виліт 275 мм.

2. Нижня ступінь фундаменту виконується висотою не менше 300 мм.

3. Фундамент проектують дво- або триступінчастим.

Приймаємо фундамент двоступінчастим (рис. 19).

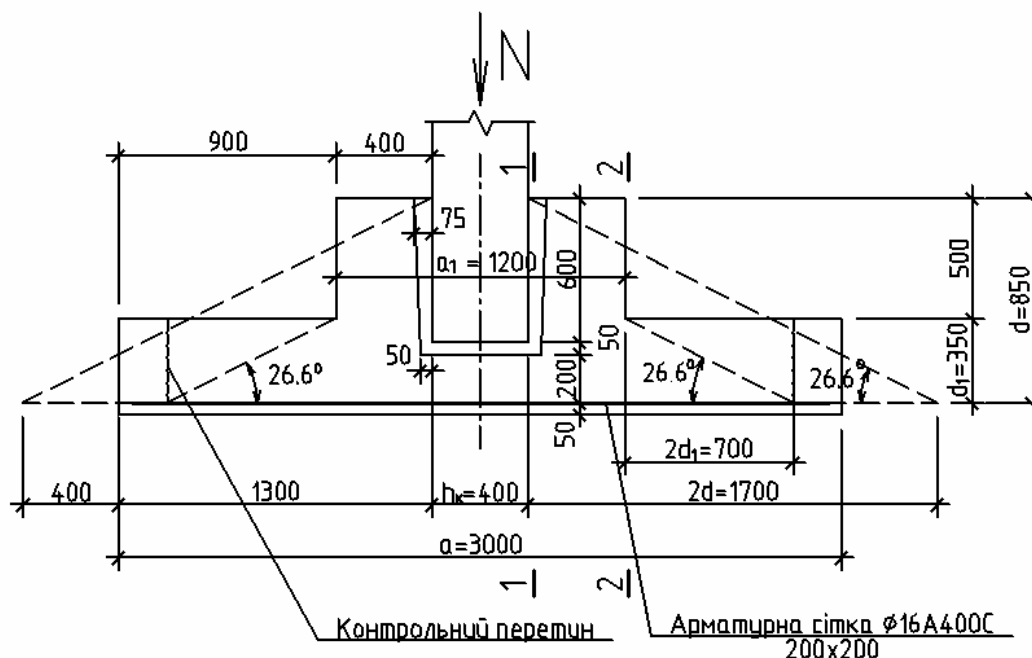


Рис. 19

Арматура визначається із розрахунку на згин у двох розрахункових перерізах:

$$M_{1-1} = 0.125pa(a - h_k)^2 = 0.125 \times 236 \times 3(3 - 0.4)^2 = 598.3 \text{ кНм};$$

$$M_{2-2} = 0.125pa(a - a_1)^2 = 0.125 \times 236 \times 3(3 - 1.2)^2 = 286.4 \text{ кНм}.$$

Необхідна кількість арматури

$$A_{s1} = M_{I-1} / 0.9 f_{yd} d = 59830 / 0.9 \times 36.5 \times 85 = 21,43 \text{ см}^2;$$

$$A_{s2} = M_{2-2} / 0.9 f_{yd} d_1 = 28640 / 0.9 \times 36.5 \times 35 = 24,9 \text{ см}^2.$$

Приймаємо армування по більшому значенню: 15Ø16A400C
($A_s = 30.16 \text{ см}^2$) з чарункою 200x200 мм.

5.3 Перевірка міцності фундаменту на продавлювання

Міцність на продавлювання перевіряємо тільки на контрольному перерізі, що знаходиться на відстані $2d_1 = 700$ мм від грані верхньої ступені (контрольний переріз на відстані $2d$ від грані колони знаходиться поза межами підшви фундаменту).

Периметр контрольного перерізу $u = 2.6 \times 4 = 10.4 \text{ м} = 1040 \text{ см}$.

Вага верхньої ступені фундаменту $G_1 = 1.2 \times 1.2 \times 0.5 \times 20 = 14.4 \text{ кН}$.

Сумарна сила стиску на нижню ступінь фундаменту

$$V_{Ed} = N + G_1 = 1938 + 14.4 = 1952.4 \text{ кН}.$$

Направлена вгору сила тиску основи в межах контрольного периметру

$$\Delta V_{Ed} = p \times b^2 = 236 \times 2.6^2 = 1595.4 \text{ кН}.$$

Зусилля продавлювання

$$V_{Ed \text{ red}} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} = 1952.4 - 1595.4 = 357 \text{ кН}.$$

Напруження на контрольному перерізі

$$v_{Ed \sigma} = V_{Ed \text{ red}} / u d_1 = 357 / 1040 \times 35 = 0.0099 \text{ кН/см}^2;$$

напруження опору перерізу на продавлювання

$$V_{Rd,c \sigma} = C_{Rd,c} K \sqrt[3]{100 \rho_1 f_{ck}} \frac{2d}{c},$$

де: $C_{Rd,c} = 0.1385$; $K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{300}} = 1.756 < 2$,

$$\rho_1 = A_s / ad = 30.16 / 300 \times 35 = 0.00287;$$

$$v_{Rd,c \sigma} = 0.1385 \times 1.756 \sqrt[3]{100 \times 0.00287 \times 11} \frac{2 \times 35}{70} =$$

$$= 0.435 \text{ МПа} > v_{Ed \sigma} = 0.0099 \text{ МПа}.$$

Міцність на продавлювання забезпечена.

Якщо міцність перерізу на продавлювання недостатня, приймають більшу висоту нижньої ступені, або проектують фундамент з трьома ступенями таким чином, щоб контрольний переріз був поза межами площі підшви фундаменту (див. варіант на рис. 20).

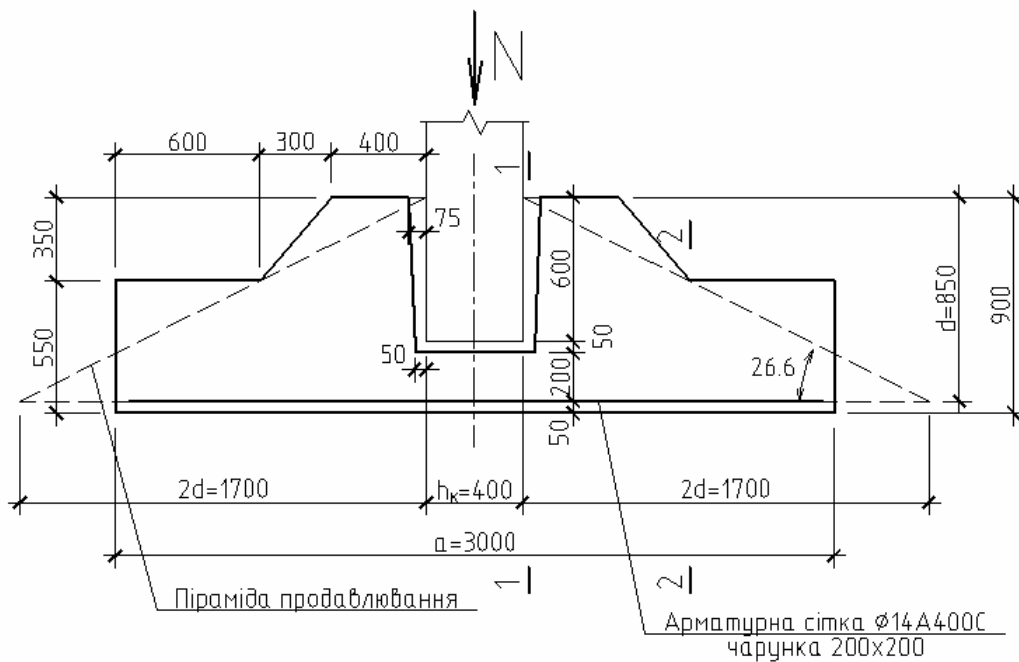


Рис. 20

6. Графічна частина проекту

Графічну частину для збірного варіанту будівлі виконують на листі формату А1 разом із монолітним варіантом.

У графічній частині наводяться:

- схема компоновки перекриття;
- поперечний розріз будівлі з маркіровкою збірних елементів;
- опалубочні креслення, схеми армування і арматурні креслення ригелю, колони і фундаменту під колону;
- специфікація арматури ригелю, колони і фундаменту;
- відомість витрат арматури вказаних елементів.

Нижче наведені приклади оформлення креслень розрахованих елементів, специфікації і відомості витрат арматури (рис. 21...23).

Ригель Р1. Схема армування

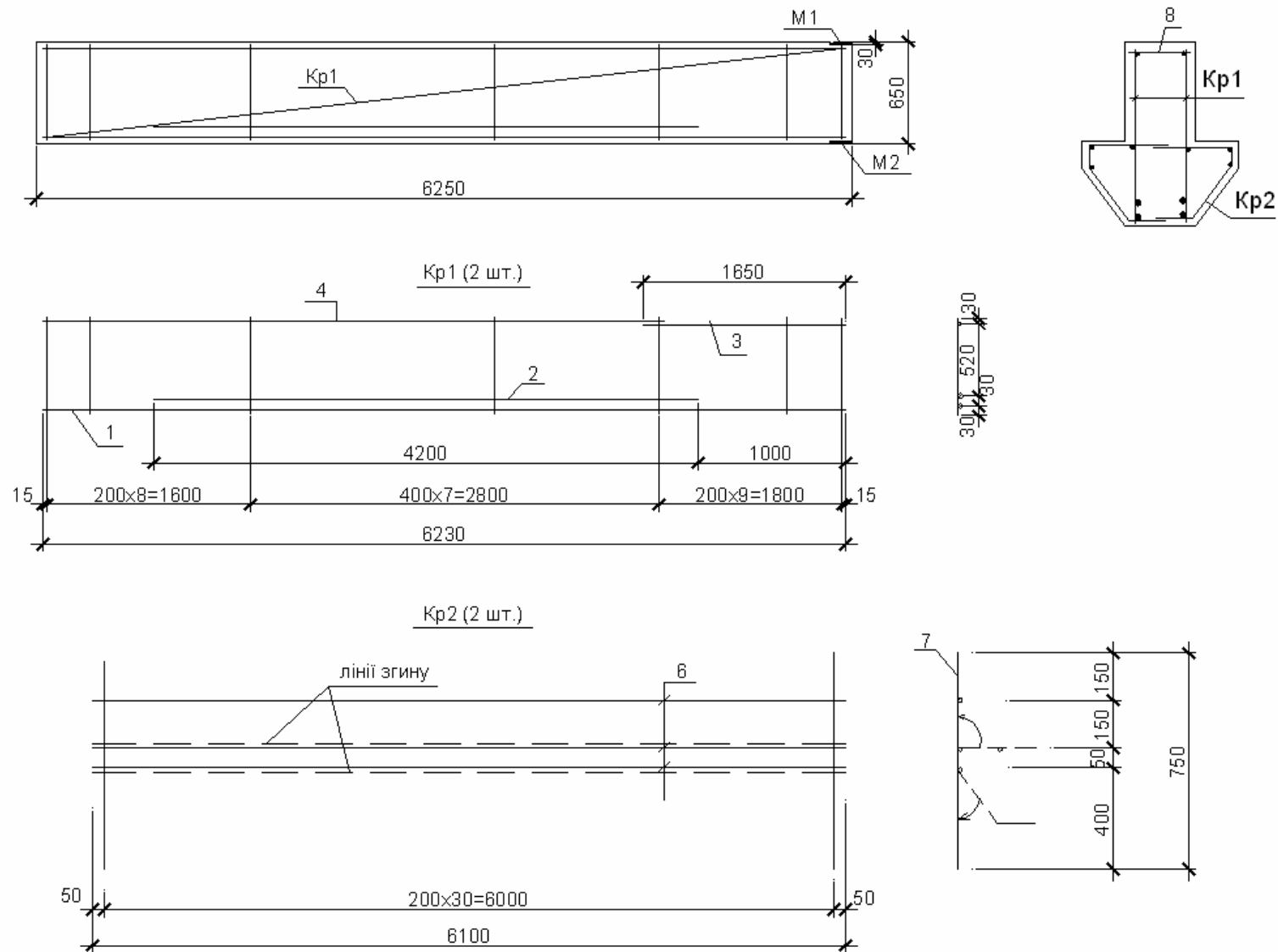


Рис. 21

Колона К1. Схема армування

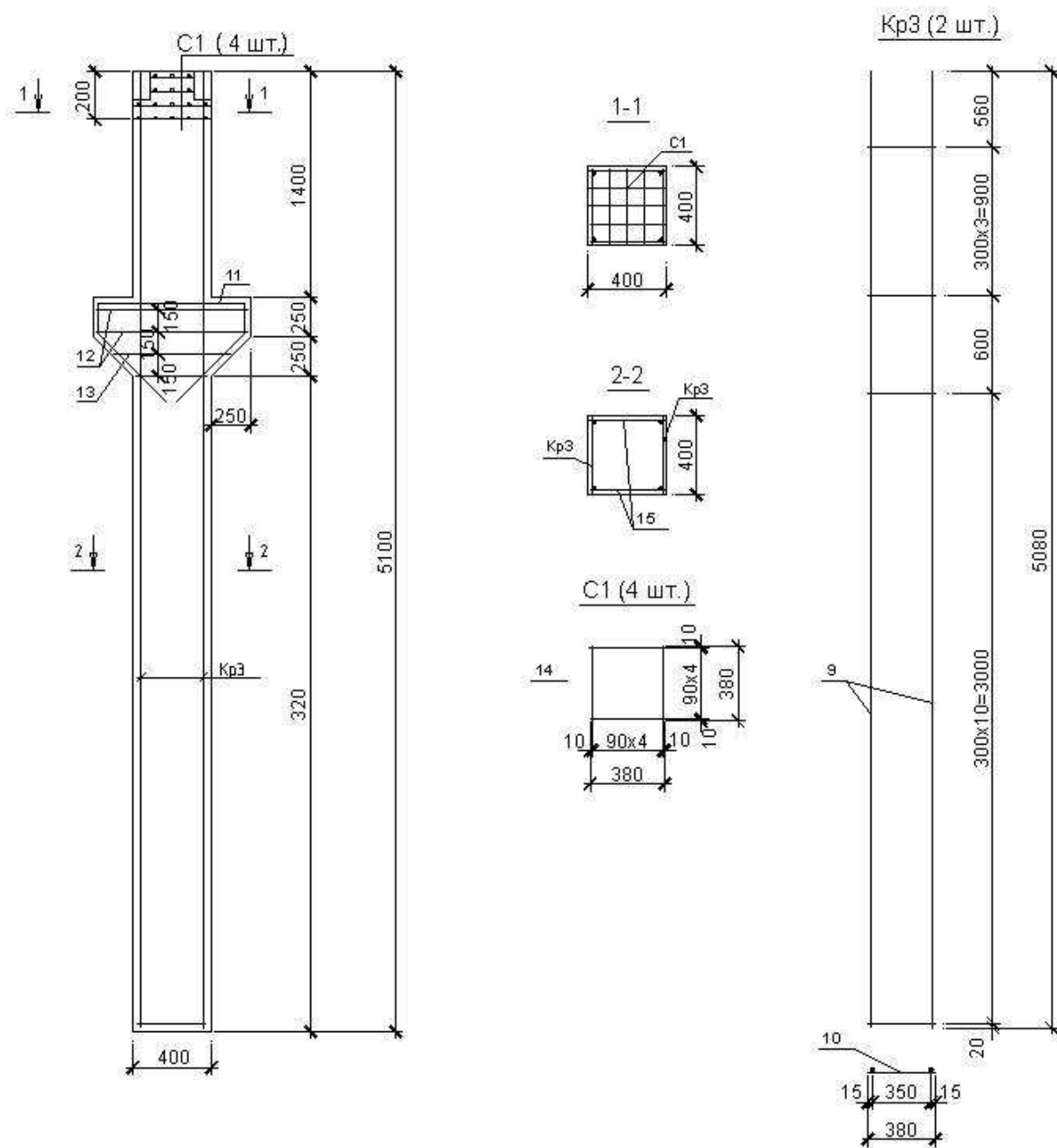
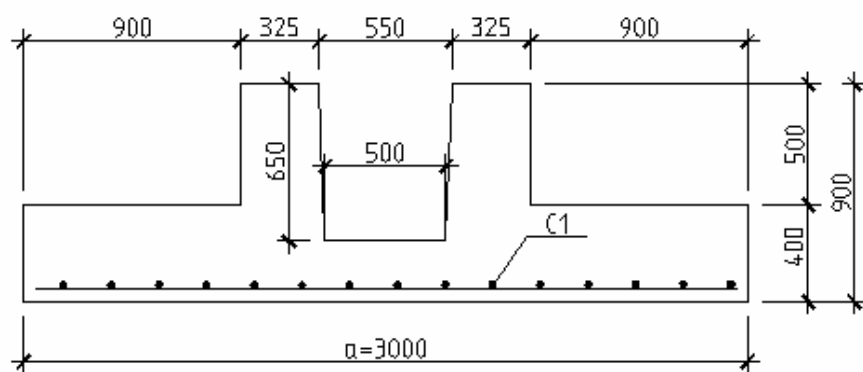


Рис. 22

Фундамент ФМ1



C1 (1 шт)

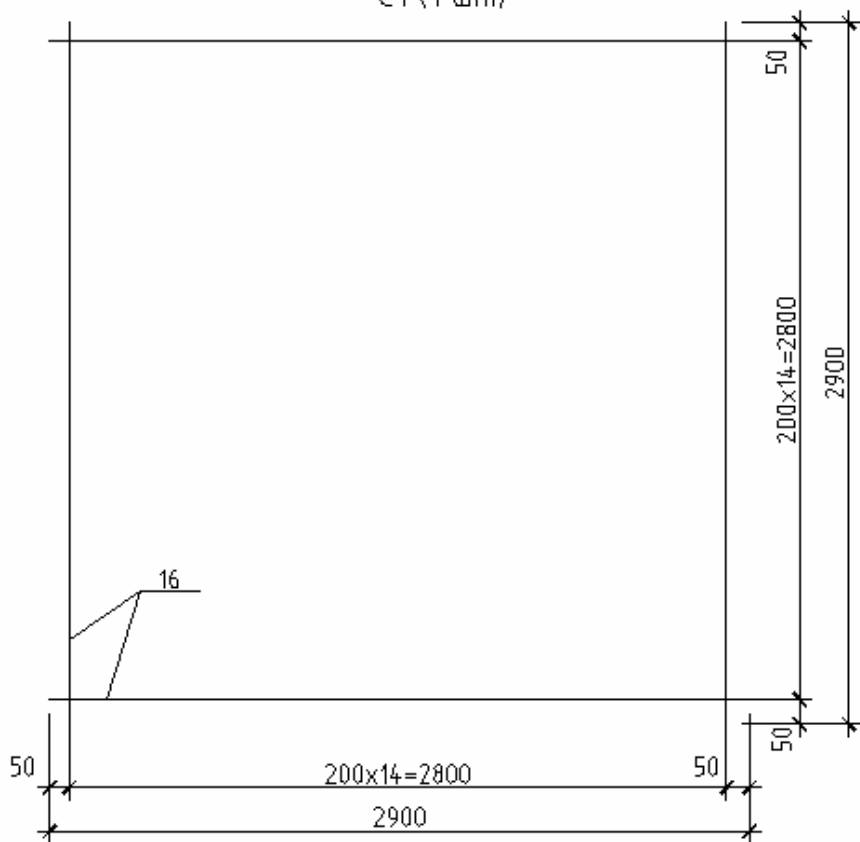


Рис. 23

Специфікація арматурних виробів

Марка поз.	Позначення	Найменування	Кіл.	Маса од., кг	Прим.
	ПК-1.5	Плита перекриття	8		
	С1	Сітка арматурна	1	42.7	42.7
		Збірні одиниці			
1	ДСТУ 3760:2006	Ø12 А400С; l=5730	8	5.1	40.8
2	ДСТУ ENV 10080	Ø3 В500; l=1460	23	0.08	1.84
	С2	Сітка арматурна	1	5.38	5.38
		Збірні одиниці			
3	ДСТУ ENV 10080	Ø3 В500; l=1440	23	0.079	1.82
4	ДСТУ ENV 10080	Ø3 В500; l=5730	8	0.32	3.56
	Кр1	Каркас плоский	8	0.27	2.16
		Збірні одиниці			
5	ДСТУ ENV 10080	Ø3 В500; l=200	16	0.011	0.1
6	ДСТУ ENV 10080	Ø3 В500; l=1550	2	0.085	0.17
		<u>Деталі</u>			
15	60	65	10	15	20

Список джерел

1. ДБН В.1.2-2:2006 Нагрузки и воздействия. – К: Минстрой Украины, 2006. – 60 с.
2. СНиП 2.03.01-84* Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: Госстрой СССР, 1989. – 77 с.
3. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011.
4. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011.
5. В.М.Бондаренко, Д.Г.Суворкин. Железобетонные и каменные конструкции. – М.: Выс. шк., 1987. – 383 с.
6. ДСТУ 3760:2006 Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій.
7. EN 1992-1-1:2004+AC:2008, ІДТ. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Общие правила и правила для зданий.
8. Барашиков А.Я. Залізобетонні конструкції. – К.: Вища школа, 1995. – 347 с.

**Розрахункові опори бетону при осьовому стиску й розтягу;
модуль пружності**

Клас бетону за міцністю на стиск	Розрахунковий опір бетону при розрахунку за I групою граничних станів, МПа		Початковий модуль пружності при стиску $E_{cm} \cdot 10^3$, МПа	Примітка
	при стиску f_{cd}	при розтягу f_{ctd}		
C8/10	6.0	0.53	18.0	Значення модуля пружності подане для важкого бетону
C12/15	8.5	0.73	23.0	
C16/20	11.5	0.87	27.0	
C20/25	14.5	1.0	30.0	
C25/30	17.0	1.2	32.5	
C30/35	19.5	1.33	34.5	
C32/40	22.0	1.4	36.0	

Значення граничного коефіцієнта α_R

Клас арматури	Клас важкого бетону		
	C12/15	C16/20	C20/25
A240C	0.423	0.420	0.418
A400C	0.387	0.385	0.381
A500C	0.370	0.367	0.363
B500	0.361	0.358	0.354

Розрахункові опори арматури. Модуль пружності

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

Значення коефіцієнтів α_m , ξ та ζ

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

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

Сортамент арматурної сталі за ДСТУ 3760:2006

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

**Згинальні моменти $M = (\alpha g + \beta v)l_0^2$ і поперечні сили $V = (\gamma g + \delta v)l_0$
багатопрольотної балки**

№	Схема навантаження		Прольотні моменти		Опорні моменти			Поперечні сили		
			M_1	M_2	M_B	M_C		V_A	$V_B^{\text{лів.}}$	$V_B^{\text{пр.}}$
1		α	0,08	0,025	-0,1	-0,1	γ	0,4	-0,6	0,5
2		β	0,101	-0,05	-0,05	-0,05	δ	0,45	-0,55	0
3			-	-	-0,117	-0,033		0,383	-0,617	0,58

Навчальне видання

Методичні вказівки

до виконання курсового проекту № 1
практичних занять та самостійної роботи
з дисципліни

«ЗАЛІЗОБЕТОННІ ТА КАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ»

Розділ 2.

Проектування збірних елементів перекриття, колон і фундаментів будівлі з неповним каркасом

*(для студентів 3–4 курсів денної і заочної форм навчання
напряму підготовки 6.060101 «Будівництво»
та слухачів другої вищої освіти спеціальності
7.06010101 «Промислове і цивільне будівництво»)*

Укладачі: **СТОЯНОВ Євген Геннадійович**
ПСУРЦЕВА Ніна Олексіївна

Відповідальний за випуск: *В. С. Шмуклер*

За авторською редакцією

Комп'ютерне верстання: *І. В. Волосожарова*

План 2014, поз. 5М

Підп. до друку 13.02.2014

Формат 60×84/16

Друк на ризографі.

Ум. друк. арк. 2,1

Тираж 50 пр.

Зам. №

Видавець і виготовлювач:

Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова,

вул. Революції, 12, Харків, 61002

Електронна адреса: rectorat@kname.edu.ua

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:

ДК № 4064 від 12.05.2011 р.