

Міністерство освіти і науки України
Вінницький національний технічний університет
Факультет будівництва, цивільної та екологічної інженерії
Кафедра БМГА

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА ДО КУРСОВОГО ПРОЄКТУ

з дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції»
на тему: «Багатоповерхова будівля з неповним
каркасом. Проектування основних несучих елементів»

08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ

Студента 4-го курсу групи Б21-б спеціальності 192
«Будівництво та цивільна інженерія» освітньої
програми «Промислове та цивільне будівництво»



Керівник к.т.н., доц. Войцехівський О.В.
(вчене звання, науковий ступінь, прізвище та ініціали)

Національна шкала _____
Кількість балів _____
Оцінка ECTS _____

Члени комісії:

_____	_____
(підпис)	(прізвище та ініціали)
_____	_____
(підпис)	(прізвище та ініціали)
_____	_____
(підпис)	(прізвище та ініціали)

Вінниця – 2024 рік

ВІННИЦЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ФАКУЛЬТЕТ БУДІВНИЦТВА, ЦИВІЛЬНОЇ ТА ЕКОЛОГІЧНОЇ
ІНЖЕНЕРІЇ КАФЕДРА БУДІВНИЦТВА, МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА ТА АРХІТЕКТУРИ

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри
Швець В.В.

Група Б21-6
Дата видачі 13.09.24

Студент(ка) _____
Термін здачі 15.11.24

ІНДИВІДУАЛЬНЕ ЗАВДАННЯ № 108

на курсовий проект № 1 з дисципліни “Залізобетонні та кам’яні
конструкції” Тема: «Багатоповерхова будівля з неповним каркасом.
Проектування основних несучих елементів»
Вихідні дані для виконання проекту:


1. Поперечний проліт, L, м	<u>6</u>
2. Кількість прольотів, nL, шт.	<u>3</u>
3. Крок колон, B, м	<u>6.6</u>
4. Загальна кількість поперечних прогонів, nB, шт.	<u>5</u>
5. Кількість поверхів, nH, шт.	<u>3</u>
6. Висота поверху, he, м	<u>3.9</u>
7. Район будівництва	<u>Запоріжжя</u>
8. Тип будівлі (житлова — Ж, громадська — Г, промислова — П)	<u>Г</u>
9. Корисне навантаження, p ^H , кПа	<u>5</u>

Зміст та графік виконання проекту:

1. Компонування поперечних рам та збірного перекриття.	- 5 %
2. Збір навантажень. Розрахунок і конструювання конструкції збірного перекриття	- 15 %
3. Статичний розрахунок збірної рами будівлі (як трипрольотної нерозрізної балки перекриття)	- 15 %
4. Розрахунок та конструювання ригеля	- 15 %
5. Розрахунок та конструювання колони каркасу	- 15 %
6. Розрахунок і конструювання монолітного перекриття (полиці та другорядної балки)	- 7 %
7. Розрахунок та проектування армокам’яної конструкції	- 5 %
8. Оформлення робочих креслень та записки	- 15%
9. Перевірка, доопрацювання та захист проекту	- 8 %

Пояснювальна записка – 30-40 стор.

Графічна частина – 2 аркуші А2 (чи 3 – 5 аркушів А3)

Завдання отримав _____


Керівник курсового проекту _____


АНОТАЦІЯ


В даному курсовому проекті виконано компонування багатоповерхової житлової будівлі з неповним каркасом, де несучими і огорожувальними конструкціями слугують цегляні стіни, а внутрішніми несучими елементами – колони. Розглянуто два варіанти міжповерхових перекриттів: монолітний та збірний. Монолітне перекриття включає розрахунок основних і другорядних балок та плит, а збірне – ригелів та круглопустотних плит перекриття.

Основні розрахунки проводилися відповідно до першої та другої групи граничних станів. У процесі проектування здійснено підбір арматури, перевірку її міцності, визначення максимального розкриття тріщин, а також побудовано епюри згинаючих моментів та поперечних сил. Після розрахунків виконано графічну частину з обчисленням необхідної кількості сталевих матеріалів.

Проектування проведено відповідно до чинних нормативів і принципів раціонального проектування, а фінальна графічна частина містить обчислення витрат матеріалів, зокрема сталі.

ЗМІСТ

ВСТУП	6
1. КОМПОНУВАННЯ КАРКАСУ БУДІВЛІ	7
1.1 Компонування неповного каркасу будівлі в збірному та монолітному варіантах.....	7
2. РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ БАГАТОПУСТОТНИХ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ.....	10
2.1 Вихідні данні для розрахунку.....	10
2.1.1 Компонування перерізу та збір навантаження.....	10
2.1.2 Вибір матеріалів	13
2.2. Розрахунок за першою групою граничних стані	14
2.2.1. Розрахунок на міцність нормальних перерізів.....	14
2.2.2 Розрахунок втрат попереднього напруження.....	18
2.2.3 Розрахунок на міцність похилих перерізів.....	22
2.2.4 Розрахунок і конструювання монтажної та розподільчої арматури	24
2.3 Розрахунок за другою групою граничних станів.....	25
2.3.1 Обмеження рівня напружень	25
2.3.2 Обмеження розкриття тріщин.....	26
2.3.3 Мінімальна площа армування.....	26
2.3.4 Визначення величини розкриття тріщин	28
2.3.5 Перевірка необхідності визначення прогинів розрахунковим шляхом ..	30
2.3.6 Розрахунок прогину.....	32

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ							
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	Багатоповерхова будівля з неповним каркасом. Проектування основних несучих елементів.			Літ.	Арк.	Аркушів		
Розробив										3		
Перевірив		Войцехівський О.В						ВНТУ, гр. Б-21б				
Н.Контр.		Войцехівський О.В										
Затвердив												

3.	РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ РИГЕЛЯ	33
3.1	Збір навантажень на ригель	33
3.1.1	Підготовка вихідних даних та статичний розрахунок на ПЕОМ	34
3.2	Розрахунок за першою групою граничних станів	35
3.2.1	Підбір робочої арматури в прольоті.....	37
3.2.2	Підбір робочої арматури на опорі.....	40
3.2.3	Розрахунок міцності похилих перерізів до повздовжньої осі	42
3.2.4	Побудова епюри матеріалів	46
3.2.5	Розрахунок армування консолі ригеля	49
3.3	Розрахунок за другою групою граничних станів.....	50
3.3.1	Мінімальна площа армування.....	50
3.3.2	Визначення величини розкриття тріщин	52
4.	РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ МОНОЛІТНОГО ПЕРЕКРИТТЯ	55
4.1	Вихідні дані для розрахунку.....	55
4.1.1	Компонування перерізу та навантаження	55
4.2.2	Вибір матеріалів	59
4.3	Розрахунок за першою групою граничних станів.....	60
4.3.1	Розрахунок другорядної балки на міцність по нормальним перерізам...	60
4.3.2	Розрахунок другорядної балки на міцність по похилим перерізам	65
4.3.3	Розрахунок полички.....	71
4.4	Розрахунок за другою групою граничних станів.....	74
4.4.1	Обмеження рівня напружень	74
4.4.2	Обмеження розкриття тріщин.....	74
4.4.3	Мінімальна площа армування.....	74
4.4.4	Обмеження тріщиноутворення без прямих розрахунків	76

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						4
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

4.4.5	Визначення величини розкриття тріщин	76
5.	РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ КОЛОНИ КАРКАСУ	79
5.1	Вихідні дані для розрахунку	79
5.1.1	Компонування перерізу та виду колон для громадських будівель.....	79
5.1.2.	Вибір матеріалів	81
5.2	Розрахунок колони	82
5.2.1.	врахування впливів першого порядку	82
5.2.2	Врахування впливів другого порядку	84
5.2.3	Розрахунок основної робочої арматури.....	88
5.2.4.	Перевірка несучої здатності колони	90
5.2.5.	Розрахунок і конструювання монтажної та розподільчої арматури.....	91
5.3.	Розрахунок і конструювання консолей.....	93
5.4	Розрахунок додаткової арматури в вузлах з'єднання ригеля з колоною ...	95
	ВИСНОВКИ.....	100
	СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ	101
	ДОДАТКИ.....	102

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						5
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

ВСТУП

Залізобетонні конструкції є важливою складовою сучасного будівництва, оскільки поєднують у собі численні переваги, такі як довговічність, вогнестійкість та стійкість до атмосферних впливів. Вони вирізняються високою міцністю, здатністю протистояти як статичним, так і динамічним навантаженням, а також мають порівняно низькі витрати на експлуатацію. Завдяки наявності природних матеріалів для бетонних сумішей — таких як щебінь, гравій і пісок — на всій території України, залізобетон широко використовується у різних регіонах.

Залізобетонні конструкції знаходять застосування у промисловому, житловому, транспортному, енергетичному та гірничому будівництві, що дозволяє використовувати їх для різноманітних об'єктів: від багатоповерхових будівель до мостів, тунелів, гідроелектростанцій та шахтних укріплень. Залежно від технології зведення, залізобетонні конструкції бувають збірними, монолітними та збірно-монолітними. Збірні елементи виготовляються на заводах і монтуються на місці будівництва, тоді як монолітні конструкції формуються безпосередньо на будівельних майданчиках, а збірно-монолітні поєднують характеристики обох підходів.

У процесі експлуатації залізобетонних конструкцій у розтягнутих зонах можуть з'являтися тріщини через навантаження. Щоб запобігти їх утворенню або обмежити розкриття, застосовують метод попереднього напруження арматури. Це забезпечує додаткове обтискання бетону в зонах розтягнення, що підвищує міцність, довговічність та економічну ефективність конструкції. Високоміцна арматура дозволяє оптимізувати витрати, забезпечуючи мінімальне розкриття тріщин у процесі експлуатації.

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						6
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

1. КОМПОНУВАННЯ КАРКАСУ БУДІВЛІ

1.1 Компонування неповного каркасу будівлі в збірному та монолітному варіантах

До розрахунку приймається громадська будівля з неповним каркасом у м. Запоріжжя; поперечний проліт – 6 м; кількість прольотів – 3 шт.; крок колон – 6,6 м; загальна кількість поперечних прогонів – 5 шт.; кількість поверхів – 3 шт.; висота поверху – 3,9 м.

Прийнято ригелі поперечних рам трьохролітні, на опорах жорстко (умовно) приєднані до колон. Плити перекриття – багатопустотні попередньо напружені товщиною 220 мм та номінальною шириною 1480 мм, які в крайньому прольоті опираються на ригель та зовнішню несучу стіну, а також в середній рядках на ригелі; звязкові плити розміщують по рядках колон; добірні пристінні плити прийнято номінальною шириною 660 мм

Схема перекриття показана на рис. 1.1.

Розріз промислової будівлі показаний на рис. 1.2.

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						7
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

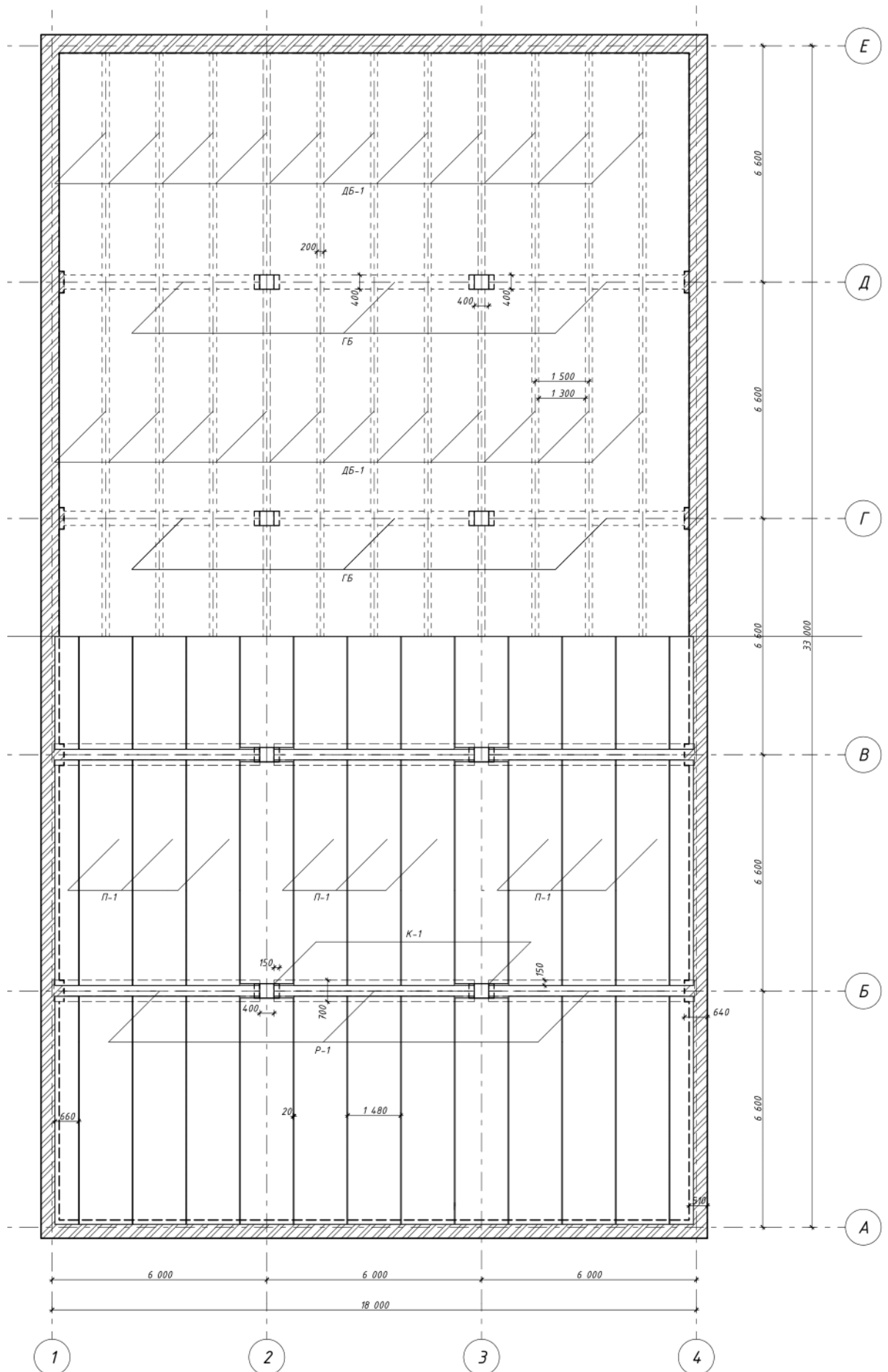


Рис. 1.1- Схема збірного та монолітного перекриття

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ

Арк.

8

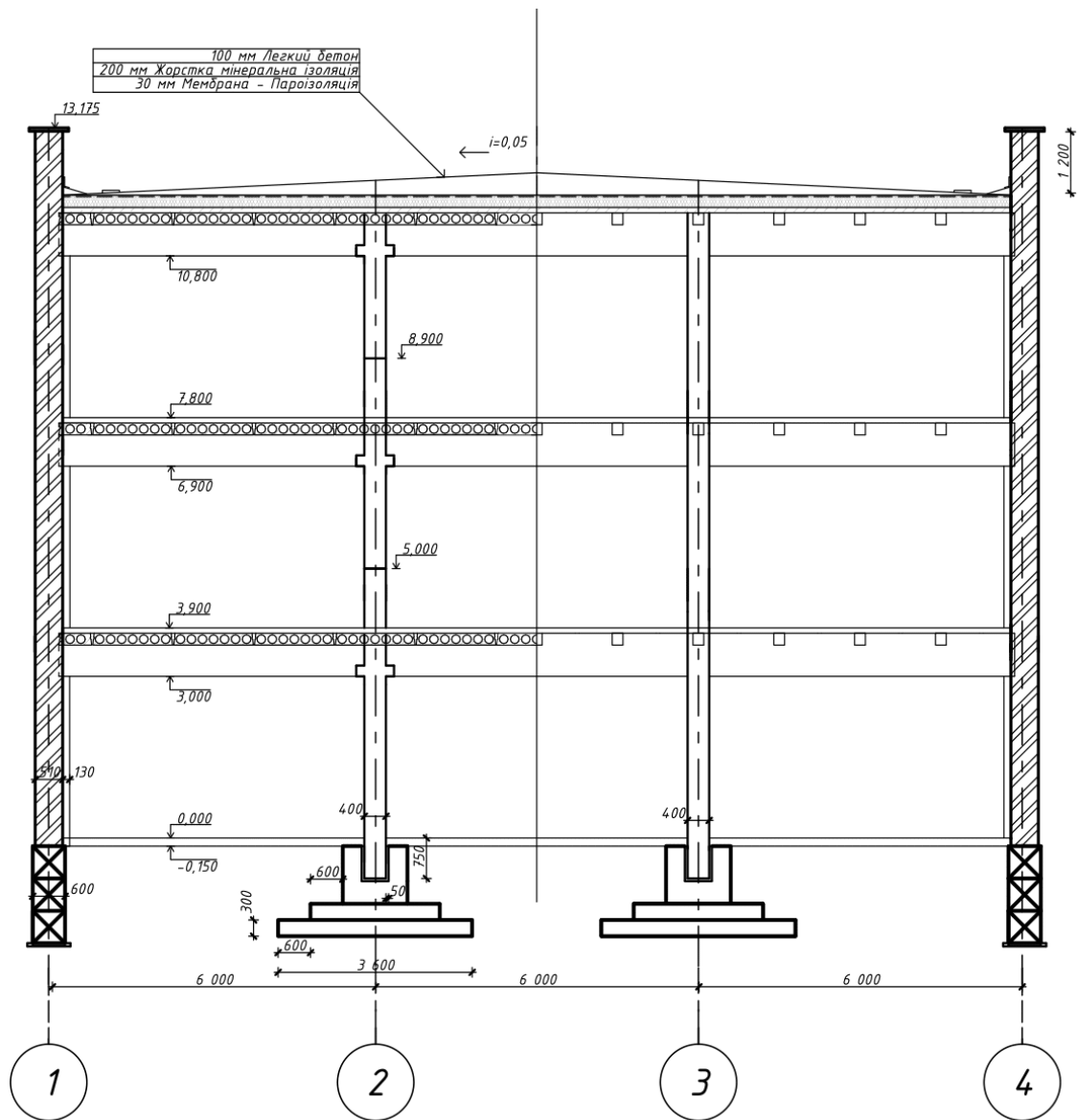


Рис.1.2 – Поперечний розріз будівлі

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						9
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

2. РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ БАГАТОПУСТОТНИХ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ

2.1 Вихідні данні для розрахунку

При компонуванні перекриття було прийнято багатопустотну плиту перекриття з номінальною шириною $b=1480$ мм. Висота плити перекриття приймається з умов уніфікації $h_{пл}=220$ мм (як типових плит). Пустоти плит приймаються діаметром 159 мм (з умови, що пуансони – пустотоутворювачі будуть виготовлятися з тр. 159х6). Мінімальна товщина полиць у пустотних плитах становить 25...30 мм, ребер - 30...35 мм. Приймається кількість пустот 6 штук.

Розташування пустот у плиті прив'язується до типових плит, які виготовляються на заводських стендах (рис 2.1).

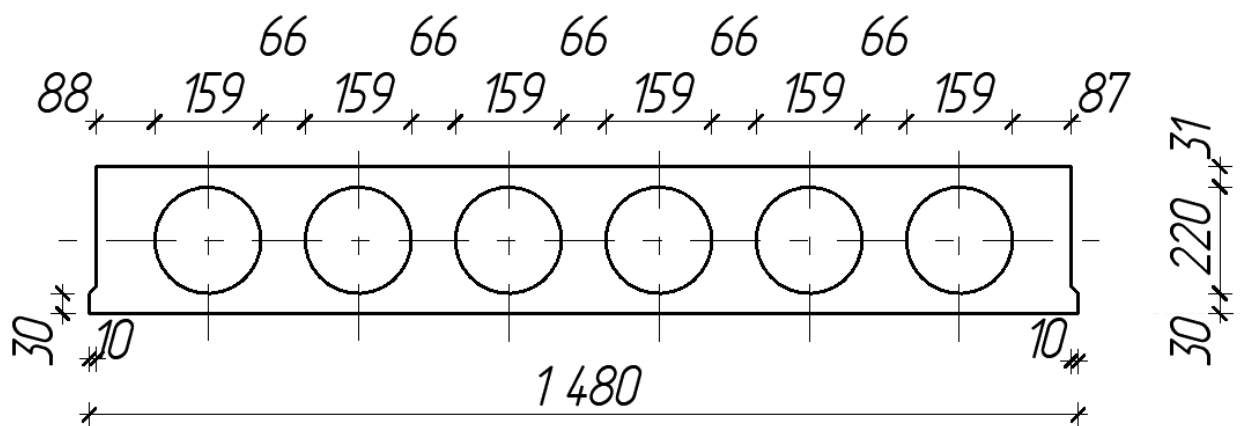


Рис.2.1 - Поперечний переріз багатопустотної плити перекриття

2.1.1 Компонування перерізу та збір навантаження

Для встановлення розрахункового прольоту плити попередньо задаються розміри ригеля для громадської будівлі (рис 2.2). Висота ригеля приймається $h=800$ мм, ширина ребра $b=400$ мм, ширина полиць складає 150 мм.

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						10
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

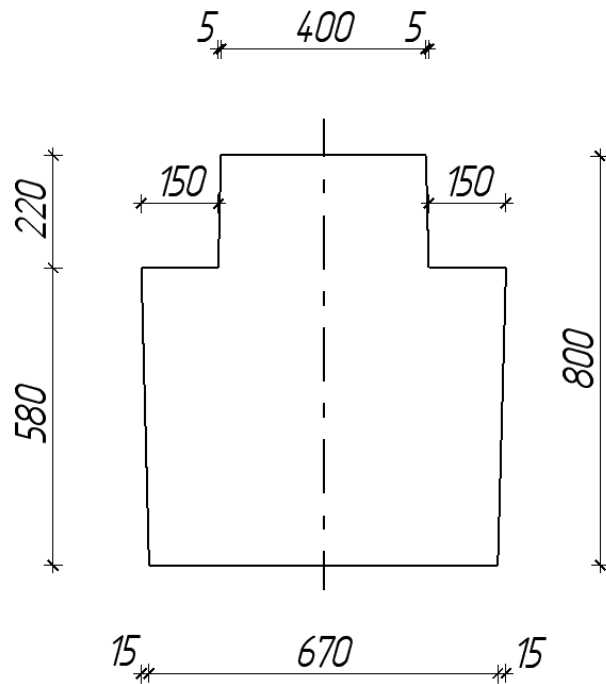


Рис.2.2 – Поперечний переріз ригеля громадської будівлі

Ширина швів між ригелем, стіною та плитами перекриття приймається 10 мм. Прив'язка до стіни з внутрішньої сторони приймається 200 мм. Плита на стіну опирається на $b_{ст}=120$ мм, а на ригель $b_p=140$ мм.

При обпиранні плит перекриття на даний вид ригеля та стіну, номінальна довжина плити визначається за формулою:

$$l_n = B - (200 - b_{ст}) - \left(\frac{300}{2} + 150 - b_p\right) \text{ [мм]} \quad (1.1)$$

$$\begin{aligned} l_{н1} &= B - 2 \cdot \left(\frac{300}{2} + 20\right) = 6600 - (200 - 120) - (150 + 150 - 140) \\ &= 6360 \text{ (мм)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} l_{н2} &= B - 2 \cdot \left(\frac{300}{2} + 20\right) = 6600 - (300 - 140) - (150 + 150 - 140) \\ &= 6280 \text{ (мм)} \end{aligned}$$

Розрахунковий проліт плити перекриття визначається за формулою:

$$l_0 = l_n - y_{обп.ст} - y_{обп.р} \text{ [мм]} \quad (1.2)$$

$$l_{01} = l - y_{обп.ст} - y_{обп.р} = 6360 - \left(\frac{1}{2} \cdot 140 + \frac{2}{3} \cdot 120\right) = 6210 \text{ (мм);}$$

$$l_{02} = l - y_{обп.ст} - y_{обп.р} = 6280 - \left(\frac{1}{2} \cdot 140 + \frac{2}{3} \cdot 140\right) = 6210 \text{ (мм);}$$

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						11
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

де $U_{обп.ст.}$ - ордината центра ваги прикладення навантаження при обпиранні плити на стіну;

$U_{обп.р.}$ - ордината центра ваги прикладення навантаження при обпиранні плити на ригель.

Підрахунок навантажень на 1 м^2 перекриття зведений в таблицю 2.1.

Таблиця 2.1 – Експлуатаційні і розрахункові навантаження на 1 м^2 перекриття

№	Тип навантаження	Характеристичне значення навантаження, кН/м^2	Коефіцієнти надійності			Значення навантаження, кН/м^2	
			γ_{fm}	γ_{ln}	γ_{fm}	Граничне значення	Експлуатаційне значення
1	2	3	4	5	6	7	8
Навантаження на перекриття							
Постійне							
1	Власна вага плити кН/м^2	3,0	1,1	1,1	0,975	3,63	2,925
2	Бетонна стяжка $\delta=40$ мм, $\rho=1800$ кг/м^3	0,72	1,3	1,1	0,975	1,03	0,702
3	Цем.-піщ. стяжка $\delta=55$ мм, $\rho=2500$ кг/м^3	0,99	1,3	1,1	0,975	1,42	0,97
4	Кер. плитка $\delta=5$ мм, $\rho=1800$ кг/м^3	0,09	1,1	1,1	0,975	0,11	0,088
5	Всього qg	4,8				6,19	4,69
Тимчасове							
6	Корисне навантаження $p=5$ кН/м	5	1,2	1,1	0,975	6,6	4,875
Σ	Повне навантаження, кН/м	9,8				12,79	9,57

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		12

Розрахункове навантаження на 1м погонний довжини при ширині плити 1,48 м:

$$\text{Постійне: } g = 6,19 \cdot 1,48 = 9,16(\text{кН/м});$$

$$\text{Повне: } g + v = 12,79 \cdot 1,48 = 18,93(\text{кН/м}).$$

Експлуатаційне навантаження на 1м погонний:

$$\text{Постійне: } g = 4,69 \cdot 1,48 = 6,94(\text{кН/м});$$

$$\text{Повне: } g + v = 9,57 \cdot 1,48 = 14,16 (\text{кН/м}).$$

Згинальний момент і поперечна сила від граничних навантажень:

$$M = (g + v)l_0^2/8 = 18,93 \cdot 6,21^2/8 = 91,25 (\text{кНм});$$

$$Q = (g + v)l_0^2/2 = 18,93 \cdot 6,21/2 = 58,78 (\text{кН}).$$

Згинальний момент і поперечна сила від експлуатаційних навантажень:

$$M = (g + v)l_0^2/8 = 14,16 \cdot 6,21^2/8 = 68,26 (\text{кНм}^2);$$

$$Q = (g + v)l_0^2/2 = 14,16 \cdot 6,21/2 = 43,97 (\text{кН}).$$

2.1.2 Вибір матеріалів

Багатопустотна плита приймається армованою попередньо напруженою арматурою класу А600С. Спосіб створення попереднього напруження електротермічний на упори форм. До тріщиностійкості плити пред'являються вимоги 3-ої категорії. Виріб підлягає тепловій обробці при атмосферному тиску.

Характеристики бетону та арматури зведені в таблицю 2.2.

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						13
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Таблиця 2.2 – Розрахункові характеристики бетону та арматури

Бетон С25/30		Арматура			
		А600С		А240С	
$f_{ck,cyl}$, МПа	22	f_{pk} , МПа	630	f_{yk} , МПа	240
f_{cd} , МПа	17	$f_{p0.1k}$, МПа	575	f_{yd} , МПа	228,57
f_{ctm} , МПа	2,6	f_{pd} , МПа	480	f_{ywd} , МПа	170
$\epsilon_{c3.cd}$	0,68	ϵ_{ud}	0,02	ϵ_{ud}	0,025
$\epsilon_{cu3.cd}$	3,0	E_s , МПа	$1,9 \cdot 10^5$	E_s , МПа	$2,1 \cdot 10^5$
γ_{c1}	0,9	γ_s	1,2	γ_s	1,05

2.2. Розрахунок за першою групою граничних станів

2.2.1. Розрахунок на міцність нормальних перерізів

Для розрахунку за першою групою граничних станів фактичний переріз плити (див. рис. 2.1) приводиться до еквівалентного таврового перерізу (рис. 2.3).

Круглі пустоти діаметром 159 мм умовно замінюються квадратними пустотами зі стороною:

$$a = \sqrt{\pi d^2}/4 \approx 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 159 = 143 \text{ (мм)}.$$

Висота полицки перерізу:

$$h_{eff} = (h - a)/2 = (220 - 143)/2 = 39 \text{ (мм)}.$$

Кількість пустот в плиті $n_n = 6$ шт. Ширина ребра таврового перерізу:

$$b_w = b - n_n \cdot a = 1480 - 6 \cdot 143 = 622 \text{ (мм)}$$

Ширина верхньої полиці плити розрахункового перерізу, яка включається в роботу:

$$b_f = b_w + 12 \cdot h_{eff} = 622 + 12 \cdot 39 = 1090 \text{ (мм)}.$$

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						14
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

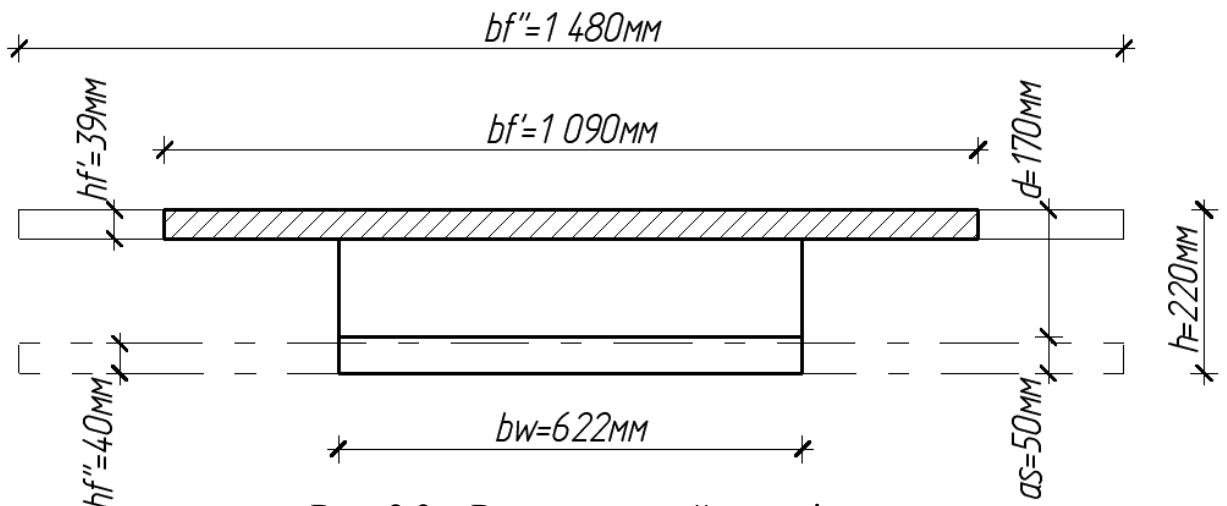


Рис. 2.3 – Розрахунковий переріз плити

Приймається розрахунковий захисний шар арматури $a_s=50$ мм. Робоча висота перерізу: $d = h - a_s = 220 - 50 = 170$ мм.

Підбір робочої попередньо напруженої арматури виконується як для прямокутного перерізу розмірами 220x1090 мм.

Максимальна можлива висота стиснутої зони бетону визначається за формулою:

$$x_{1.u} = \frac{d \cdot \varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{s0}} \quad (1.3)$$

де d – робоча висота перерізу;

ε_{s0} – відносні деформації видовження арматури на межі текучості, що визначаються за формулою:

$$\varepsilon_{s0} = \frac{f_{pd}}{\varepsilon_s} \quad (1.4)$$

$$\varepsilon_{s0} = \frac{480}{1,9 \cdot 10^5} = 2,52 \cdot 10^{-3} (\text{МПа});$$

$$x_{1.u} = \frac{0,17 \cdot 3 \cdot 10^{-3}}{3 \cdot 10^{-3} + 2,52 \cdot 10^{-3}} = 0,1 \text{ (м)}.$$

Коефіцієнт λ визначається за формулою:

$$\lambda = \frac{\varepsilon_{cu3,cd} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd}} \quad (1.5)$$

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						15
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

де λ – коефіцієнт, який визначає перерозподіл напружень в стиснутій зоні;

$\varepsilon_{cu3,cd}$, – граничні розрахункові деформації бетону при стиску на межі руйнування, (табл.3.1. [6]);

$\varepsilon_{c3,cd}$ – розрахункові деформації бетону при стиску на межі текучості, (табл. 3.1, [6]).

$$\lambda = \frac{3 \cdot 10^{-3} - 0,68 \cdot 10^{-3}}{3 \cdot 10^{-3}} = 0,77.$$

$$k_\lambda = \frac{1 + \lambda(1 + \lambda)}{3(1 + \lambda)} = \frac{1 + 0,77 \cdot (1 + 0,77)}{3 \cdot (1 + 0,77)} = 0,44$$

$$q_c = \frac{1}{2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \gamma_{c1}(1 + \lambda) = 0,5 \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 1,09(1 + 0,77) = 14759,1$$

де $f_{cd} \cdot \gamma_{c1}$ -розрахункова міцність бетону на стиск (табл.3.1, [6]) урахуванням коефіцієнта умов роботи;

b – ширина прийнятого розрахункового прямокутного перерізу, м.

$$a_{cf} = h_{eff} d \cdot k_\lambda = 0,039 \cdot 0,44 = 0,017 \text{ (м)}$$

де $h_{eff} = h_f$ висота верхньої полицки приведенного перерізу плити.

$$F_c = h_{eff} \cdot q_c = 0,039 \cdot 14759,1 = 577,2 \text{ (кН)};$$

Визначаємо величину моменту M_f , при якому нейтральна вісь проходить по межі полицки ребра:

$$M_f = F_c \cdot z_{ins} = 577,2 \cdot 0,153 = 88,31 \text{ (кНм)};$$

$$z_{ins} = d - a_{cf} = 0,17 - 0,017 = 0,153 \text{ (м)};$$

Оскільки $M = 91,25 \text{ кНм} > M_f = 88,31 \text{ (кНм)}$, то стиснута зона захоплює не тільки полицку, а і частину ребра. Розглядається випадок, коли в полиці напруження в бетоні постійне.

$$B_1 = b_f + \left(\frac{0,5 \cdot (1 + \lambda)}{\lambda} \right) \cdot b_w \text{ [м]} \quad (1.6)$$

$$B_1 = 1,9 + \left(\frac{0,5 \cdot (1 + 0,77)}{0,77} \right) \cdot 0,622 = 1,805 \text{ (м)}$$

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						16
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$B_2 = 0,5b_f + \left(\frac{0,5 \cdot (1+\lambda)}{\lambda}\right) \cdot b_w \cdot \left(\frac{1+2 \cdot \lambda}{3 \cdot \lambda}\right) \text{ [м]} \quad (1.7)$$

$$B_2 = 0,5 \cdot 1,9 + \left(\frac{0,5 \cdot (1 + 0,77)}{0,77}\right) \cdot 0,622 \cdot \left(\frac{1 + 2 \cdot 0,77}{3 \cdot 0,77}\right) = 1,33 \text{ (м)}$$

$$F_{cf1} = f_{cd} \cdot \gamma_{c1} \cdot h_{eff} \cdot B_1 \text{ [кН]} \quad (1.8)$$

$$F_{cf1} = f_{cd} \cdot \gamma_{c1} \cdot h_{eff} \cdot B_1 = 17 \cdot 0,9 \cdot 0,039 \cdot 1,805 = 1077 \text{ (кН)}$$

$$a_{cf} = h_{eff} \cdot (B_2/B_1) \text{ [м]} \quad (1.9)$$

$$a_{cf} = 0,039 \cdot \left(\frac{1,33}{1,805}\right) = 0,029 \text{ (м)}$$

$$M_{f1} = F_{cf1} \cdot (d - a_{cf}) \text{ [кНм]} \quad (2.0)$$

$$M_{f1} = 1077 \cdot (0,17 - 0,029) = 151,85 \text{ (кНм)}$$

Оскільки $M = 91,25 \text{ кНм} < M_f = 151,85 \text{ кНм}$ – отже стиснута зона знаходиться в межах полицки.

Отже, розглядається випадок, коли стиснута зона розповсюджується в ребро, але зона рівномірного розподілу знаходиться в полицці.

Необхідно перевірити умову: $x_{r1} \leq x_{1u}$

$$x_1 = h_{eff} \left[\frac{1}{\lambda} - \frac{M_{1f} - M}{M_{1f} - M_f} \left(\frac{1}{\lambda} - 1 \right) \right] \text{ [м]} \quad (2.1)$$

$$x_1 = 0,039 \left[\frac{1}{0,77} - \frac{153,7 - 91,25}{153,7 - 88,21} \left(\frac{1}{0,77} - 1 \right) \right] = 0,040 \text{ (м)}$$

Так як $x_1 = 0,042 \text{ м} \leq x_{1u} = 0,1 \text{ м}$ умову виконано. Знаходимо необхідну площу робочої повздожньої арматури.

$$F_c = 0,5 \cdot \gamma_{c1} \cdot f_{cd} \left[b'_f \cdot x_1 (1 + \lambda) - (b'_f - b_w) \cdot \frac{(x_1 - h_{eff})^2}{x_1 (1 - \lambda)} \right] \text{ [кН]} \quad (2.2)$$

$$F_c = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 17 \cdot 10^3 \left[1,090 \cdot 0,040 (1 + 0,77) - (1,090 - 0,622) \cdot \frac{(0,040 - 0,039)^2}{0,040 (1 - 0,77)} \right] \\ = 590,0 \text{ (кН)}$$

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						17
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$A_s = \frac{F_c}{f_{yd}} [M^2] \quad (2.3)$$

$$A_s = \frac{590,0}{480 \cdot 10^3} = 12,3 \cdot 10^{-4} (M^2)$$

Приймаємо 7Ø16 A600C, $A_s=14,07\text{см}^2$ та з конструктивних рішень приймаємо 7Ø12 A240 $A_s' = 7,91\text{см}^2$

З умов мінімального армування, коефіцієнт армування μ повинен бути не меншим 0,005:

$$\mu = \frac{A_s}{A_c} = 0,005$$

Фактичне $\mu = \frac{14,07 \cdot 10^{-4}}{1,090 \cdot 0,22} = 0,0059 > 0,005$ – умова виконана.

Уточнюємо величину захисного шару.

$$a_s^{min} = 1,5 \cdot d + 10, [мм] \quad (2.4)$$

$$a_s^{min} = 1,5 \cdot 16 + 10 = 34(мм)$$

34 мм < 50 мм – умову виконано

Розміщення робочих стержнів в перерізі наведено на рисунку 2.4

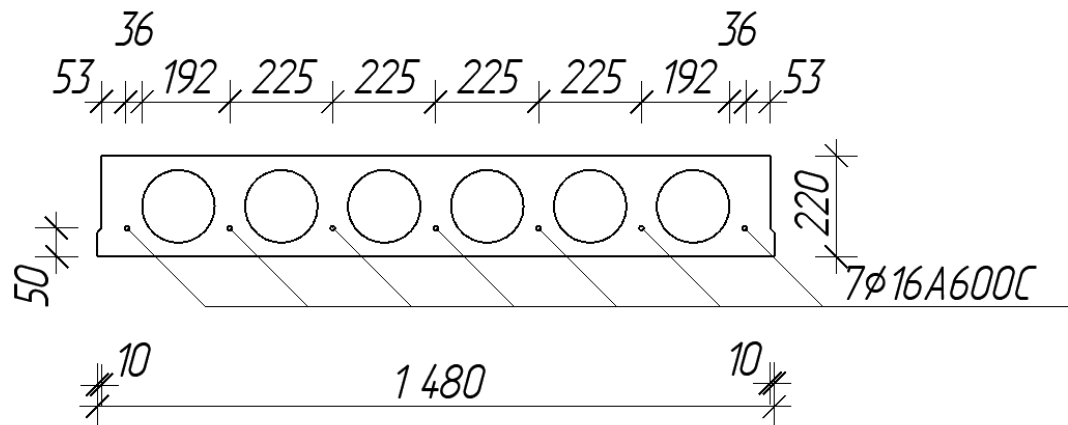


Рис.2.4 – Розміщення робочих стержнів в перерізі

2.2.2 Розрахунок втрат попереднього напруження

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		18

Втрати від релаксації напружень в арматурі при електротермічному способінатягнення визначаються за формулою:

$$\Delta P_r = 0,03 \cdot A_p \cdot \sigma_{p,max}, \text{ [кН]} \quad (2.5)$$

де $\sigma_{p,max}$ – максимальні напруження, що прикладені до попередньо напруженої арматури, менше з двох – $0,8 \cdot f_{pk}$ або $0,9 \cdot f_{p0,1k}$;

$$\sigma_{p,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \cdot f_{pk} \\ 0,9 \cdot f_{p0,1k} \end{array} \right\}; \text{ [МПа]} \quad (2.6)$$

$$\sigma_{p,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,95 \cdot 630 = 504 \text{ (МПа)} \\ 0,9 \cdot 575 = 517,5 \text{ (МПа)} \end{array} \right\} \rightarrow \sigma_{p,max} = 0,8 \cdot 630 = 598,5 \text{ (МПа)}$$

A_p – площа перерізу попередньо напруженої арматури.

$$\Delta P_r = 0,03 \cdot 14,07 \cdot 10^{-4} \cdot 598,5 \cdot 10^3 = 25,26 \text{ (кН)}$$

Втрати попереднього напруження від деформацій сталевих форм при неодночасному натягуванні арматури на форму визначається по формулі:

$$\Delta P_3 = \frac{\Delta l \cdot (n-l)}{2 \cdot n \cdot l} \cdot E_p \cdot A_p, \text{ [кН]} \quad (2.7)$$

де Δl – зближення упорів по лінії дії зусилля натягу, яке визначається зрозрахунків деформацій форми;

L – відстань між зовнішніми гранями упорів;

n – число стрижнів (груп стрижнів), які натягуються неодночасно.

При відсутності даних щодо конструкції форми і технології виготовлення допускається приймати $\frac{\Delta P_3}{A_p} = 30 \text{ (МПа)}$

Звідки $\Delta P_3 = 30 \cdot 14,07 \cdot 10^{-4} \cdot 10^3 = 42,21 \text{ кН}$.

Втрати зусилля в арматурі внаслідок миттєвої деформації бетону:

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \cdot \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right], \text{ [кН]} \quad (2.8)$$

де $\Delta \sigma_c(t)$ - зміна напруження у центрі ваги арматури, прикладене в момент часу t , визначається за формулою:

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						19
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$\Delta\sigma_c = \frac{P_{max}}{A_c} + \frac{P_{max} \cdot e}{W_c} - \frac{M_{cv}}{W_c} \quad (2.9)$$

де A_c – площа бетону визначається за формулою:

$$A_c = b \cdot h - \frac{\pi \cdot \varnothing^2}{4} \cdot n = 1,48 \cdot 0,22 - \frac{3,14 \cdot 0,159^2}{4} \cdot 7 = 0,19 \text{ м}^2$$

P_{max} – сила поперечного перерізу, що прикладається до арматури, визначається за формулою:

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{p,max} = 14,07 \cdot 10^{-4} \cdot 598,5 \cdot 10^3 = 842,08 \text{ (кН)}.$$

e – ексцентриситет, який визначається за формулою:

$$e = \frac{h}{2} - a_s, [\text{мм}] \quad (3.0)$$

$$e = \frac{220}{2} - 50 = 60 \text{ (мм)}$$

W_c – момент опору перерізу плити, який визначається за формулою:

$$W_c = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{1,48 \cdot 0,22^2}{6} = 0,012 \text{ (м}^3\text{)}$$

M_{cv} – момент від власної ваги, який визначається за формулою:

$$W_{cv} = \frac{q_{пл} \cdot l_0^2}{8} \cdot b = \frac{3 \cdot 6,21^2}{8} \cdot 1,48 = 21,4 \text{ (кН} \cdot \text{м)}$$

$$\Delta\sigma_c(t) = \frac{842,08}{0,19} + \frac{842,08 \cdot 0,06}{0,012} - \frac{21,4}{0,012} = 5494,47 \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \right) = 6,86 \text{ (МПа)}$$

$$j - \text{коefficient, рівний } \frac{n-1}{2n} = \frac{7-1}{2 \cdot 7} = 0,43$$

де n – кількість арматурних стержнів;

E_p – розрахункове значення модуля пружності попередньо напруженої сталі, кПа;

E_{cm} – середнє значення початкового модуля пружності бетону, кПа.

$$\Delta P_{el} = 14,07 \cdot 10^{-4} \cdot 1,9 \cdot 10^8 \sum \left[\frac{0,43 \cdot 6,86 \cdot 10^6}{32,5 \cdot 10^9} \right] = 24,26 \text{ (кН)}.$$

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						20
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Втрати в анкерах, що мають місце при заклинюванні у каналах анкерних пристроїв, протягом здійснення заанкерування, після натягування і внаслідок деформацій самих анкерів визначаються за наступною формулою:

$$P_4 = \frac{\Delta l}{l} \cdot E_p \cdot A_p, [\text{кН}] \quad (3.1)$$

де Δl – обтиснення анкерів або зміщення стрижня в затискачах анкерів;

l – відстань між зовнішніми гранями упорів.

Приймаємо $\Delta l = 2$ мм, $l = 6,36$ м.

$$P_4 = \frac{0,002}{6,36} \cdot 1,9 \cdot 10^8 \cdot 14,07 \cdot 10^{-4} = 84,1 \text{ (кН)}$$

У випадку теплової обробки збірних залізобетонних елементів, зменшення натягу в арматурі і обмеження розширення бетону від температури, викликають особливі температурні втрати ΔP_θ , які визначаються за формулою:

$$\Delta P_\theta = 0,5 \cdot A_p \cdot E_p \cdot \alpha_c (T_{max} - T_0), [\text{кН}] \quad (3.2)$$

де A_p – поперечний переріз напруженої арматури;

E_p – модуль пружності напруженої арматури;

α_c – коефіцієнт лінійного температурного розширення бетону;

$T_{max} - T_0$ – різниця між максимальною і початковою температурами бетону поблизу напруженої арматури.

При відсутності точних даних щодо перепаду температур допускається приймати $\Delta t = T_{max} - T_0 = 65$ °С.

$$\Delta P_\theta = 0,5 \cdot 14,07 \cdot 10^{-4} \cdot 1,9 \cdot 10^8 \cdot 1 \cdot 10^{-5} \cdot 65 = 86,88 \text{ (кН)}$$

Сума всіх втрат:

$$\begin{aligned} \Delta P &= \Delta P_r + \Delta P_3 + \Delta P_{el} + P_4 + \Delta P_\theta = 25,26 + 42,21 + 24,26 + 84,1 + 86,88 \\ &= 262,71 \text{ (кН)} \end{aligned}$$

Сумарні втрати напруження:

$$\sigma_{puls} = \frac{\Delta P}{A_p} = \frac{262,71}{14,07 \cdot 10^{-4}} = 186,71 \text{ (кН)} > 100 \text{ (кН)}$$

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						21
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Зусилля обтиснення з врахуванням втрат:

$$P = 14,07 \cdot 10^3 \cdot 10^{-4} (598,5 - 186,71) = 579,38 \text{ (кН)}$$

2.2.3 Розрахунок на міцність похилих перерізів

За похилим перерізом розрахунок проводимо як для прямокутного перерізу 622 x 220 мм (ребро без звисів).

Перевіряємо умову достатності розмірів перерізу:

$$V_{rd,max} \geq V_{ed},$$

де V_{ed} - максимальна розрахункова поперечна сила на опорі від зовнішнього навантаження $V_{ed} = Q = 58,78$ кН;

$V_{rd,max}$ - максимальне допустиме значення поперечної сили, що може витримати переріз.

$$V_{rd,max} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \gamma_{cl}, \text{ [кН]} \quad (3.3)$$

де b_w – мінімальна ширина розрахункового перерізу плити, $b_w=0,662$ м

d – робоча висота перерізу, $d = 220-50=170$ мм;

v – коефіцієнт зниження міцності бетону з тріщинами при зсуві,

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{22}{250}\right) = 0,547 < 0,6$$

$$V_{rd,max} = 0,5 \cdot 0,622 \cdot 0,17 \cdot 0,547 \cdot 17 \cdot 0,9 \cdot 10^3 = 442,47 \text{ (кН)}$$

Оскільки умова виконується $V_{rd,max} = 442,47$ кН $\geq V_{ed} = 58,78$ кН, то розміри перерізу змінювати не потрібно.

Перевіряється необхідність розрахунку поперечних стержнів:

$$V_{ed} \leq V_{rd,c},$$

де $V_{rd,c}$ – максимальна поперечна сила, яку може витримати бетонний переріз без поперечного армування (приймається більше значення);

$$V_{rd} = \left[c_{rd,c} \cdot k(100\rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d \text{ [кН]} \quad (3.4)$$

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						22
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$V_{rd,c} = [V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] b_w \cdot d \text{ [кН]} \quad (3.5)$$

де $c_{rd,c}=0,18/\gamma_c=0,18/1,3=0,138$ – для важкого бетону;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \text{ d – робоча зона, мм, } k = 1 + \sqrt{\frac{200}{170}} \approx 2;$$

p_l – відсоток армування на опорі,

$$p_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02; \quad (3.6)$$

A_{sl} – площа робочої повздовжньої арматури, яка доходить до опори,
 $A_{sl}=14,07 \text{ см}^2$.

$$p_l = \frac{14,07 \cdot 10^{-4}}{0,622 \cdot 0,170} = 0,0133 \leq 0,02$$

$k_1=0,15$;

σ_{cp} – середнє напруження стиску від попереднього напруження,

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0,2 f_{cd}, \text{ [МПа]} \quad (3.7)$$

N_{Ed} – зусилля попереднього напруження арматури з урахуванням всіх втрат:

$$N_{Ed} = A_p \cdot \sigma_{p,max} - \Delta P = 14,07 \cdot 10^{-4} \cdot 598,5 \cdot 10^3 - 262,71 = 579,38 \text{ (кН)}$$

$$\sigma_{cp} = 455,22 \cdot 10^{-3} / 1,090 \cdot 0,22 = 0,92 \leq 3,4 \text{ (МПа)}$$

$$V_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \text{ [МПа]},$$

$$V_{min} = 0,035 \cdot 2,2^{\frac{3}{2}} \cdot 22^{\frac{1}{2}} = 0,46 \text{ (МПа)},$$

$$V_{rd} = \left[0,138 \cdot 2(100 \cdot 0,0133 \cdot 22)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0,92 \right] 0,622 \cdot 0,17 \cdot 10^3$$

$$= 104,52 \text{ (кН)}$$

$$V_{rd,c} = [0,46 + 0,15 \cdot 0,92] 0,622 \cdot 0,17 \cdot 10^3 = 63,23 \text{ (кН)}$$

Приймається $V_{Rd,c}=104,52 \text{ кН} > V_{Ed}=63,23 \text{ кН}$, тому розрахунок поперечного армування не потрібен.

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						23
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Встановлюються поперечні стержні з конструктивних міркувань.

Умова мінімального поперечного армування:

$$\rho_{w,min} = 0,08 \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yk}}}, [M^2] \quad (3.8)$$

$$\rho_{w,min} = 0,08 \sqrt{\frac{22}{240}} = 1,56 \cdot 10^{-3} (M^2)$$

Крок поперечних стержнів $S=h/2=110$ мм, приймається $S=100$ мм.

$$A_{sw} = \rho_w \cdot b_w \cdot S, [M^2] \quad (3.9)$$

$$A_{sw} = 1,56 \cdot 10^{-3} \cdot 0,622 \cdot 0,1 = 0,97 \cdot 10^{-4} (M^2)$$

Приймається 7 Ø 6 Вр-1, $A_w=1,98$ см².

2.2.4 Розрахунок і конструювання монтажної та розподільчої арматури

В елементах збірних залізобетонних конструкціях необхідно передбачувати монтажні петлі які забезпечують їх піднімання при монтажі та транспортуванні.

Міцність перерізу петель перевіряють розрахунком. Діаметр петель підбирається виключно з розтягуючого зусилля M , що діє на петлю. Монтажна арматура приймається зі сталі класу А240С.

Об'єм багатопустотної плити П1 складається з об'єму бетону плити:

Площа бетону плити:

$$A_c=0,19 (M^2)$$

Об'єм плити:

$$V_{пл} = A_c \cdot l_n = 0,19 \cdot 6,36 = 1,2084 (M^3)$$

Вага плити складає:

$$G = 1,2084 \cdot 25 = 30,21 (кН)$$

Зусилля, що припадатиме на одну петлю складає:

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						24
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$N=30,21/3=10,07 \text{ (кН)}$$

При нормативному зусиллі ваги плити, що припадає на одну петлю

$N = F_s = 10,07 \text{ кН}$ – приймаємо діаметр монтажної арматури 10мм.

Висоту проушини петлі h_1 при діаметрі стержня петлі 10 мм приймають:

$h_1 = 160 \text{ мм}$. Довжина запуску арматури в бетон відносно бетону C25/30 приймаємо 30 мм.

При діаметрі стержня петлі 10 мм приймають наступні параметри:

$R = 160 \text{ мм}$; $r = 20 \text{ мм}$; $a_1 = 30 \text{ мм}$; $a_2 = 75 \text{ мм}$.

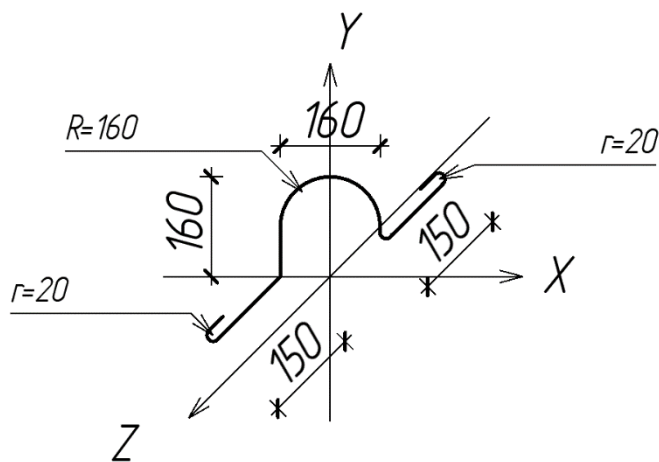


Рис.2.5 – Монтажна петля П-1

2.3 Розрахунок за другою групою граничних станів

2.3.1 Обмеження рівня напружень

Напруження стиску в бетоні повинні обмежуватись для запобіганню виникненню повздовжніх тріщин або високих рівнів повзучості.

Тому обмежується рівень напружень стиску до величини $\sigma_c = k_1 \cdot f_{ck}$.

Оскільки плита працює в звичайних умовах, то коефіцієнт, що залежить від умов експлуатації k_1 рівний 1, $\sigma_c = f_{ck} = 22 \text{ МПа}$.

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						25
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Для запобігання неприйнятого утворення тріщин та деформування обмежується рівень напружень розтягу в арматурі:

$$\begin{cases} \varepsilon_s \leq 150 \cdot 10^{-5}; \\ \sigma_s \leq 0,75 \cdot f_{yk}. \end{cases} \quad (4.0)$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{s2} = 169,02 \cdot 10^{-5} > 150 \cdot 10^{-5}$$

$$\sigma_s = 321,14 \cdot 10^{-5} < 0,75 \cdot 630 = 475,2 \text{ (МПа)}$$

Де ε_s та σ_s – деформації та напруження в арматурі при експлуатацій навантаженні, що визначені за допомогою інтерполяції згідно з додатком А.

Оскільки $\varepsilon_s \leq \varepsilon_{s2}$, то тріщини утворюються.

2.3.2 Обмеження розкриття тріщин

Для плити перекриття громадської будівлі як конструкції всередині приміщень із сухим режимом приймається клас умов експлуатації ХО.

Допустима ширина розкриття тріщини W_{\max} для даного класу становить 0,4 мм.

2.3.3 Мінімальна площа армування

Мінімальна площа армування арматури за вимогами другої групи граничних станів обчислюється за формулою:

$$A_{s,min} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} \text{ [м}^2\text{]}, \quad (4.1)$$

Де A_{ct} – площа бетону у розтягнутій зоні, м².

$$A_{ct} = b_{f0} \cdot h'_f \text{ [м}^2\text{]} \quad (4.2)$$

$$A_{ct} = 1,48 \cdot 0,040 = 0,0592 \text{ (м}^2\text{)}$$

σ_s – абсолютне значення максимально допустимих напружень у арматурі зразу після утворення тріщини, $\sigma_s=630$ МПа;

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						26
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$f_{ct,eff}$ – середня величина міцності бетону на розтяг, що має місце в момент часу, коли очікується поява тріщин, $f_{ct,eff}=f_{ctm}=2,6$ МПа;

k – коефіцієнт, що враховує вплив нерівномірних самоврівноважених напружень, що спричиняють зменшення зусилля у з'єднаннях, $k=1$ при $h>300$ мм;

k_c – коефіцієнт, що враховує розподіл напружень у межах перерізу безпосередньо перед утворенням тріщин і змінює плече пари.

Для прямокутних перерізів і стінок коробчастих перерізів та "Т"-подібних перерізів:

$$k_c = 0,4 \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \left(\frac{b}{h}\right) f_{ct,eff}} \right] \leq 1, \quad (4.3)$$

Де σ_c – середні напруження у бетоні, що діють на частину перерізу, який розглядається:

$$\sigma_c = \frac{P - \Delta P}{b_{f0} \cdot h} \quad (4.4)$$

де P – осьова сила, що діє у граничному стані за придатністю до нормальної експлуатації на частину поперечного перерізу.

$$P = 0,8 \cdot f_{p0,1k} = 0,8 \cdot 575 = 460 \text{ (МПа)},$$

$$\sigma_c = \frac{(460 - 262,71)}{0,22 \cdot 1,48} = 0,61 \text{ (МПа)},$$

$h' = h = 0,22$ м, при $h < 1,0$ м; $b_{f0} = 1,48$ м.

k_1 – коефіцієнт, що враховує впливи основних сил на розподіл напружень,

$k_1 = 2/3$.

$$k_c = 0,4 \left[1 - \frac{0,61}{2/3 \cdot 1 \cdot 2,6} \right] = 0,26$$

$$A_{s,min} = \frac{0,26 \cdot 1 \cdot 2,6 \cdot 0,0592}{630} = 0,6 \cdot 10^{-5} \text{ (м}^2\text{)}$$

$$A_{s,min} = 0,6 \text{ см}^2 < A_s = 14,07 \text{ см}^2$$

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						27
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

де $A_s = 14,07 \text{ см}^2$ - прийняте робоче армування плити.

Отже, мінімальна площа армування за вимогами 2 групи граничних станів забезпечена.

2.3.4 Визначення величини розкриття тріщин

Ширина тріщини w_k визначається за формулою:

$$w_k = S_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \text{ [мм]}, \quad (4.5)$$

де $S_{r,max}$ – максимальний крок тріщин;

ε_{sm} – середні деформації арматури при відповідному сполученні навантажень;

ε_{cm} – середні деформації бетону між тріщинами.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_1 \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_c \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (4.6)$$

σ_s – напруження в розтягнутій арматурі з тріщинами, МПа;

α_c – відношення E_s / E_{cm} ,

$$\alpha_c = \frac{1,9 \cdot 10^5}{32,5 \cdot 10^3} = 5,85$$

$$\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1^2 \cdot A_p) / A_{c,eff} \quad (4.7)$$

де A_s – площа звичайної арматури у розтягнутій зоні, м^2 .

A_p – площа попередньо напруженої арматури в розтягнутій зоні, м^2 ;

$A_{c,ef}$ – фактична площа розтягнутого бетону, що оточує напружену арматуру.

ξ_1 – поправочний коефіцієнт міцності щеплення, який враховує різницю діаметрів попередньо напруженої і звичайної арматури в розтягнутій зоні.

Оскільки застосовується лише напружена арматура, то:

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						28
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$\xi_1 = \sqrt{\xi_s}, \quad (4.8)$$

де ξ - коефіцієнт міцності щеплення попередньо напруженої арматури, $\xi = 0,8$ для стрижневої арматури (табл. 6.1).

$$A_p = 14,07 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2, A_s = 0, \xi_1^2 = 0,8$$

$$A_{c,eff} = b_f' \cdot h_{e,eff} = 1,090 \cdot 0,06 = 0,0654 \text{ (м}^2\text{)}.$$

де $b_f' = 1,090$ мм – розрахункова ширина голки плити;

$h_{c,eff} = 2 \cdot a_s = 2 \cdot 30 = 60$ (мм), детальніше показано на рисунку 2.6.

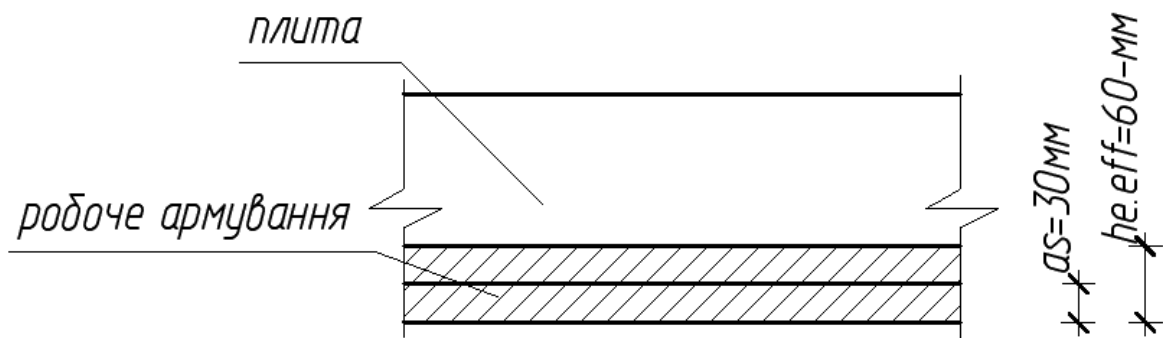


Рис.2.6 – До розрахунку ефективності площі розтягнутої зони

$$\rho_{p,eff} = 0,8 \cdot \frac{14,07 \cdot 10^{-4}}{0,654} = 0,0172$$

k_1 – коефіцієнт що залежить від тривалості навантаження

$k_1 = 0,4$ для довготривалого навантаження.

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= \frac{325,02 - 0,4 \cdot \frac{2,6}{0,0172} (1 + 5,85 \cdot 0,0172)}{1,9 \cdot 10^5} = 0,00136 > 0,6 \cdot \frac{325,02}{1,9 \cdot 10^5} \\ &= 0,00102 \end{aligned}$$

Максимальний крок тріщин:

$$\begin{aligned} S_{r,max} &= k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} = 3,4 \cdot 30 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \frac{16}{0,0172} \\ &= 260,14 \text{ (мм)} \end{aligned}$$

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						29
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

де $k_1 = 0,8$ - коефіцієнт, що враховує умови зчеплення арматури з бетоном;

$k_2 = 0,5$ - коефіцієнт, що враховує розподіл деформацій при згині;

$k_3 = 3,4$ - рекомендована величина;

$k_4 = 0,425$ - рекомендована величина;

$c = 30$ мм - захисний шар бетону робочої арматури;

$\emptyset = 16$ мм - діаметр робочої арматури.

Тоді ширина розкриття тріщин буде:

$$w_k = 0,00136 \cdot 260,14 = 0,353 \text{ (мм)} < w_{\max} = 0,4 \text{ (мм)}$$

Умова тріщиностійкості виконується

2.3.5 Перевірка необхідності визначення прогинів розрахунковим шляхом

Необхідність визначення прогинів розрахунковим шляхом перевіряється виконанням умови: $\lambda_u > \lambda$.

де λ_u – гранична гнучкість елемента;

λ – фактична гнучкість.

Гранична гнучкість визначається за формулою:

якщо $\rho \leq \rho_0$:

$$\lambda_u = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \quad (4.9)$$

якщо $\rho > \rho_0$:

$$\lambda_u = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho_0} + 1/12\sqrt{f_{ck}} \sqrt{\left(\frac{\rho'}{\rho} \right)} \right] \quad (5.0)$$

Фактичний відсоток армування для розтягнутої арматури середині прольоту для сприйняття моменту від розрахункових навантажень:

$$\rho = \frac{A_{s,\phi}}{A_c} = \frac{14,07 \cdot 10^{-4}}{0,19} = 0,0074$$

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						30
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

де $A_{s,\phi} = 14,07 \text{ см}^2$ – площа робочої повздовжньої арматури в розтягнутій зоні;

Довідковий відсоток армування:

$$\rho_0 = 10^{-3} \sqrt{f_{ck}} = 10^{-3} \sqrt{22} = 0,0047$$

Так як $\rho = 0,0074 > \rho_0 = 0,0047$, тоді :

$$\lambda_u = 1,0 \left[11 + 1,5\sqrt{22} \frac{0,0074}{0,0074 - 0,0047} + 1/12\sqrt{22} \sqrt{\left(\frac{41,63 \cdot 10^{-4}}{4,7 \cdot 10^{-3}} \right)} \right] = 30,65$$

$$\rho' = \frac{A_{s,\phi}}{A_c} = \frac{7,91 \cdot 10^{-4}}{0,19} = 41,63 \cdot 10^{-4}$$

$A_{s,\phi}$ – площа арматури в стиснутій зоні.

$k=1$

Оскільки для армування використовується арматура класу А600С, то граничне відношення прольоту до висоти необхідно домножити на $310/\sigma_s$, при цьому приймається, що:

$$310/\sigma_s = \frac{500}{f_{yk} \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}}} \quad (5.1)$$

де $A_{s,prov}$ – фактична (встановлена) площа арматурної сталі, м^2 ;

$A_{s,reg}$ – необхідна площа арматурної сталі за першою групою граничних станів, м^2 .

$$\frac{310}{\sigma_s} = \frac{500}{575 \frac{12,3 \cdot 10^{-4}}{14,07 \cdot 10^{-4}}} = 0,994$$

В такому разі:

$$\lambda_u = 0,994 \cdot 30,65 = 30,46$$

Фактична гнучкість:

$$\lambda = \frac{l}{d} = \frac{6360}{170} = 37,41$$

Оскільки $\lambda = 37,41 > \lambda_u = 18,39$, оскільки умова не виконується, то виконувати розрахунок прогинів потрібно.

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						31
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

2.3.6 Розрахунок прогину

Розрахункова величина прогину визначається за формулою:

$$f = \frac{1}{r} \cdot k_m \cdot l^2, \quad (5.2)$$

де $k_m=5/48$ — Як для елемента вільно опертого по краям із рівномірно розподіленим навантаженням.

Кривизна елемента:

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} - \frac{1}{r_3} \quad (5.4)$$

де $\frac{1}{r_1}$ — кривизна елемента від дії експлуатаційних постійних і тривалих навантажень, складає $\frac{1}{r_1} = 0,0122$. (див. дод. А)

$\frac{1}{r_2}$ — кривизна обумовлена усадкою бетону. Відсутність даних про умови твердіня приймається як $\frac{1}{r_2} = 0$;

$\frac{1}{r_3}$ — кривизна елемента від постійної і тривалої дії попереднього напруження, складає $\frac{1}{r_3} = 0,0063$. (див. дод. Б)

Загальний прогин елемента:

$$f = (0,0122 - 0,0063) \cdot 5/48 \cdot 6,36^2 = 0,0248 \text{ (м)}$$

Максимально допустимий прогин для плити:

$$f_u = 1/250 \cdot 1 = 1/250 \cdot 6360 = 25,44 \text{ (мм)}$$

Оскільки $f=24,8 \text{ мм} < f_u=25,44 \text{ мм}$ – жорсткість плити забезпечена.

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						32
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

3. РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ РИГЕЛЯ

3.1 Збір навантажень на ригель

Ширина вантажної площі при різному кроці колон:

$$B = 6,0/2 + 6,6/2 = 6,3 \text{ м.}$$

Номінальна довжина:

$$L = l - b_k - 130 - 2 \cdot 10 \text{ [мм]} \quad (5.5)$$

$$L_1 = 6000 - 200 - 130 - 2 \cdot 10 = 5650 \text{ (мм)}$$

$$L_2 = 6000 - 2 \cdot 200 - 2 \cdot 10 = 5580 \text{ (мм)}$$

$$L_3 = 6000 - 200 - 130 - 2 \cdot 10 = 5650 \text{ (мм)}$$

Розрахункова довжина:

$$l_0 = L - \frac{1}{2} \cdot (l_{\text{конс}} - 10) - \frac{1}{2} \cdot (b_k - 10) \text{ [мм]} \quad (5.6)$$

$$l_0 = L - 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot (l_{\text{конс}} - 10) \text{ [мм]} \quad (5.7)$$

$$l_{01} = 5650 - \frac{1}{2} \cdot (150 - 10) - \frac{1}{2} \cdot (200 - 10) = 5485 \text{ (мм)}$$

$$l_{02} = 5580 - 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot (150 - 10) = 5440 \text{ (мм)}$$

$$l_{03} = 5650 - \frac{1}{2} \cdot (150 - 10) - \frac{1}{2} \cdot (200 - 10) = 5485 \text{ (мм)}$$

Для постійних навантажень відносять – навантаження від підлоги, плит перекриття, власної ваги ригеля.

Граничне постійне рівномірно розподілене по довжині навантаження на ригель:

$$g = q_g \cdot B + q_{\text{риг.}} = 6,19 \cdot 6,3 + 6,96 = 45,96 \text{ (кН/м)}$$

$$\text{де } q_{\text{риг.}} = A_{\text{риг.}} \cdot p_{з/б} \cdot \gamma_{\text{фм}} \cdot \gamma_n^I = 0,23 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 6,96 \text{ (кН/м)}$$

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						33
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$A_{\text{риг.}}$ – площа поперечного перерізу ригеля;

$\rho_{\text{з/б}}$ – щільність залізобетону, $\rho_{\text{з/б}}=25 \text{ кН/м}^3$.

Граничне тимчасове рівномірно розподілене по довжині навантаження на ригель:

$$v = q_v \cdot B = 6,6 \cdot 6,3 = 41,6 \text{ (кН/м)}$$

Експлуатаційне постійне навантаження на ригель:

$$g = q_g \cdot B + q_{\text{риг}} = 4,69 \cdot 6,3 + 6,17 = 35,7 \text{ (кН/м)}$$

$$\text{де } q_{\text{риг.}} = A_{\text{риг.}} \cdot \rho_{\text{з/б}} \cdot \gamma_{\text{фм}} \cdot \gamma_{\text{п}}^{\text{II}} = 0,23 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,975 = 6,17 \text{ (кН/м)}$$

Експлуатаційне тимчасове навантаження на ригель:

$$v = q_v \cdot B = 4,88 \cdot 6,3 = 30,74 \text{ (кН/м)}$$

Експлуатаційне повне навантаження на ригель:

$$g + v = 35,7 + 30,74 = 66,44 \text{ (кН/м)}$$

Повний пролітний згинальний момент та поперечна сила від експлуатаційних навантажень, що виникають у ригелі:

$$M = (g+v)l_0^2/16 = 66,44 \cdot 5,485^2/16 = 124,92 \text{ (кНм)};$$

$$Q = (g+v)l_0/2 = 66,44 \cdot 5,485/2 = 182,21 \text{ (кН)}.$$

Де $l_0 \leq 5,485 \text{ м}$ – розрахункова довжина ригеля.

3.1.1 Підготовка вихідних даних та статичний розрахунок на ПЕОМ

Опорні та прольотні моменти, поперечні сили 3-х прольотного ригеля визначаються в програмі «Балка П» (версії v.2.0.5). Ця програма використовується для статичного розрахунку багатопрольотних балок за допомогою розв'язання диференціального рівняння зігнутої осі балки.

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						34
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Вихідні дані для розрахунку:

- Постійне граничне навантаження: $g = 45,96$ (кН/м), (див. п. 3.1);
- Тимчасове граничне навантаження: $v = 41,6$ (кН/м), (див. п. 3.1);
- Розрахункова довжина першого прольоту: $l_{01} = 5485$ (мм), (див. п. 3.1);
- Розрахункова довжина другого прольоту: $l_{02} = 5440$ (мм), (див. п. 3.1);
- Розрахункова довжина третього прольоту: $l_{03} = 5485$ (мм), (див. п. 3.1);

При розрахунку ригеля в програмі «Балка П» враховуємо п'ять схем навантаження ригеля від постійного і тимчасового навантаження.

Схеми навантаження ригеля наведені на рис. 2.3: 1-ше навантаження: від постійного граничного навантаження; 2-ге навантаження: від постійного граничного навантаження та тимчасового граничного навантаження на всіх прольотах; 3-тє навантаження: від постійного граничного навантаження та тимчасового граничного навантаження на середньому прольоті; 4-тє навантаження: від постійного граничного навантаження та тимчасового граничного навантаження на крайніх прольотах; 5-тє навантаження: від постійного граничного навантаження та тимчасового граничного навантаження на крайній прольоті.

З отриманих результатів розрахунків навантажень, подальші розрахунки ведемо для балки, що має найбільший прольот. Отже, розрахункова довжина першого та третього прольотів $l_{01} = l_{02} = 5485$ мм.

3.2 Розрахунок за першою групою граничних станів

Для армування використовується арматура А500С для робочого армування та А240 для поперечного. Клас бетону С30/35. З огинаючих епюр відомо величини найбільших згинальних моментів та поперечних сил в прольотах та на опорах.

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						35
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Обравши найбільш завантажений проліт, отримані такі значення: прольотний згинальний момент $M_{пр}=228,06$ кНм, опорний згинальний момент $M_{оп}= 282,35 \cdot 0,85 = 239,99$ кНм (так як виникає пластичний шарнір, величина опорного згинального моменту зменшується на 15% для врахування пластичного шарніру).

Поперечна сила на лівій опорі $Q^{рп} = 199,84$ кН , поперечна сила на правій опорі $Q^{рп} = 291,61$ кН. Оскільки полиці ригеля в роботу не включаються, то розрахунковим буде прямокутний переріз 400x800 мм.

Бетон С25/30		Арматура				
		А600С		А240С		В500
$f_{ck,cyl}$, МПа	22	f_{pk} , МПа	500	f_{yk} , МПа	240	500
f_{cd} , МПа	17	$f_{p0.1k}$, МПа	416,67	f_{yd} , МПа	228,57	416,7
f_{ctm} , МПа	2,6	f_{pd} , МПа	300	f_{ywd} , МПа	170	500
$\epsilon_{c3.cd}$	0,68	ϵ_{ud}	0,02	ϵ_{ud}	0,025	0,02
$E_{cu3.cd}$	3,0	E_s , МПа	$2,0 \cdot 10^5$	E_s , МПа	$2,1 \cdot 10^5$	$1,9 \cdot 10^5$
γ_{c1}	0,9	γ_s	1,2	γ_s	1,05	1,05

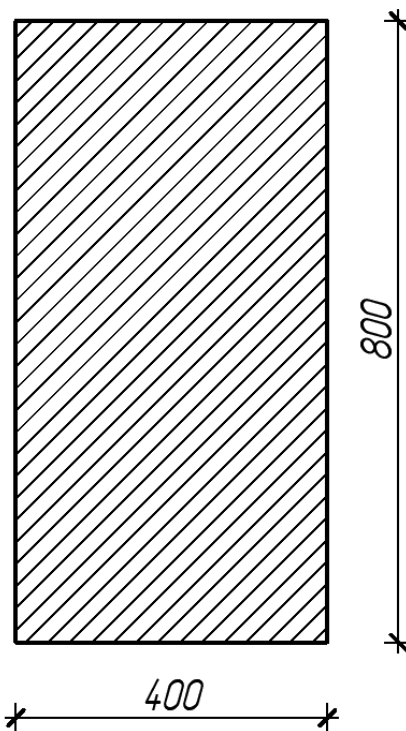


Рис.3.1 – Розрахунковий переріз ригеля

3.2.1 Підбір робочої арматури в прольоті

Максимальний прольотний момент, який діє в ригелі $M_{пр} = 228,06$ кНм. Робоча поздовжня арматура розташовується внизу робочого перерізу, враховуючи захисний шар бетону, який приймається $a_s = 70$ мм.

Тоді робоча висота перерізу становитиме:

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

Гранична висота стиснутої зони бетону визначається за наступними формулами:

$$x_{1u} = d \frac{\varepsilon_{cu3.cd}}{\varepsilon_{cu3.cd} + \varepsilon_{s,0}} = 0,73 \frac{3 \cdot 10^{-3}}{3 \cdot 10^{-3} + 2,08 \cdot 10^{-3}} = 0,43 \text{ (м);}$$

$$\varepsilon_{s,0} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{416,67}{2,0 \cdot 10^5} = 2,08 \cdot 10^{-3};$$

$$\lambda = \frac{\varepsilon_{cu3.cd} - \varepsilon_{c3.cd}}{\varepsilon_{cu3.cd}} = \frac{0,003 - 0,00068}{0,003} = 0,77;$$

$$k_\lambda = \frac{1 + \lambda(1 + \lambda)}{3(1 + \lambda)} = \frac{1 + 0,77(1 + 0,77)}{3(1 + 0,77)} = 0,44;$$

$$q_c = \frac{1}{2} f_{cd} \cdot b \cdot (1 + \lambda) = \frac{1}{2} \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 0,4(1 + 0,77) = 4513,5 \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}} \right).$$

Визначаємо величину дискримінанта:

$$\begin{aligned} D_3 &= d^2 \cdot q_c^2 - 4 \cdot k_\lambda \cdot q_c \cdot M_{пр} = 0,73^2 \cdot 4513,5^2 - 4 \cdot 0,44 \cdot 4513,5 \cdot 228,06 \\ &= 9044415,6 \end{aligned}$$

Фактична висота стиснутої зони бетону при дії зовнішнього навантаження за формулою:

$$x_1 = \frac{d \cdot q_c - \sqrt{D_3}}{2 \cdot k_\lambda \cdot q_c} \text{ [м]} \quad (5.8)$$

$$x_1 = \frac{0,73 \cdot 4513,5 - \sqrt{9044415,6}}{2 \cdot 0,44 \cdot 4513,5} = 0,072 \text{ (м)}$$

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						37
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Так як $x_1=0,054\text{м} \leq x_{1u}=0,43\text{м}$ умову виконано. За розрахунком встановлювати арматуру в стиснуту зону бетону не потрібно, вона приймається з конструктивних міркувань.

Визначаємо робоче армування в розтягнутій зоні:

$$A_s^{nt} = \frac{q_c \cdot x_1}{f_{yd}} [M^2] \quad (5.9)$$

$$A_s^{nt} = \frac{4513,5 \cdot 0,072}{416,67 \cdot 10^3} = 7,8 \cdot 10^{-4} (M^2) = 7,8 (cm^2)$$

При конструюванні перерізу повинна виконуватись умова:

$$A_s^{nt} \leq A_s$$

Приймаємо $6\phi 16 A500C$, $A_s=12,06 \text{ cm}^2$

$$A_s^{nt} = 7,8 \text{ cm}^2 < A_s = 12,06 \text{ cm}^2 - \text{умова виконана}$$

Уточнюємо величину захисного шару:

$$a_s^{\min} = 1,5d + 10 = 1,5 \cdot 16 + 10 = 34 \text{ (мм)}$$

$$34 \text{ мм} \leq 50 \text{ мм} - \text{умову виконано.}$$

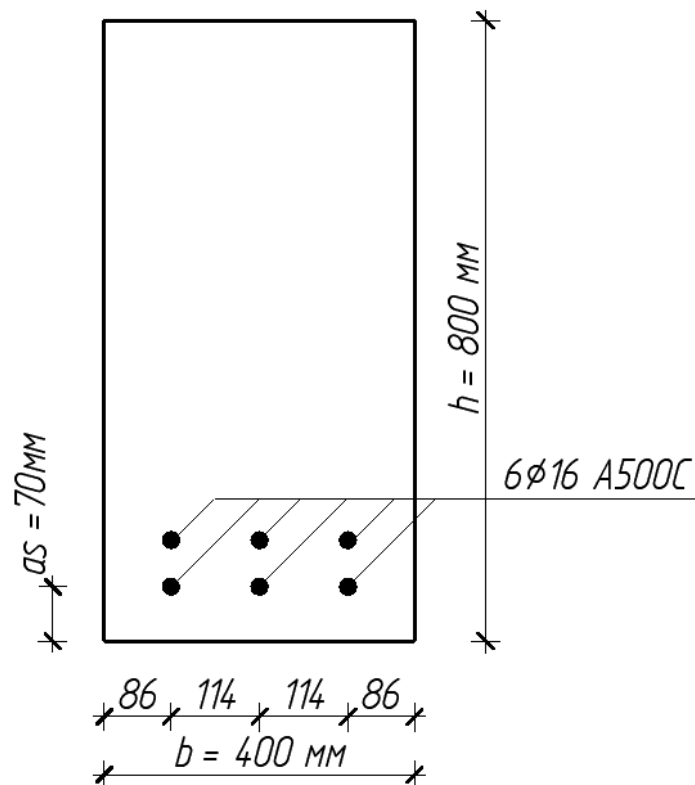


Рисунок 3.2 – Схема армування ригеля в прольоті

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						38
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Так як по всій довжині розташовується тільки нижній ряд арматури, розраховується граничний момент, щоб отримати межі розташування верхнього ряду арматури.

Вихідними даними для розрахунку є: $M_{пр} = 228,06$ кН·м, вище розрахований

нижній ряд арматури $3\text{Ø}16\text{A}500\text{C}$ $A_s = 6,04 \cdot 10^{-4}$ м².

Робоча висота перерізу: $d = h - a_s = 800 - 70 = 730$ мм.

Величина стиснутої зони з умови початку текучості арматури:

$$x_1 = \frac{416,67 \cdot 10^3 \cdot 6,04 \cdot 10^{-4}}{4513,5} = 0,056 \text{ (м)}$$

Визначаємо характерний випадок руйнування:

$$x_1 = 0,056 \text{ м} \leq x_{1u} = 0,43 \text{ м}$$

Руйнування балки буде відбуватися при текучості арматури.

Знаходимо фактичні деформації розтягнутої арматури:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu3,cd} \left(\frac{d}{x_1} - 1 \right) \quad (6.0)$$

$$\varepsilon_s = 3 \cdot 10^{-3} \left(\frac{0,73}{0,056} - 1 \right) = 0,01923 = 19,23 \cdot 10^{-3}$$

Перевіряємо умову не пружної роботи розтягнутої арматури:

$$\varepsilon_{ud} > \varepsilon_s > \varepsilon_{s0}$$

$$\varepsilon_{ud} = 20 \cdot 10^{-3} > \varepsilon_s = 19,23 \cdot 10^{-3} > \varepsilon_{s0} = 2,08 \cdot 10^{-3}$$

Арматура працює в пластичній стадії, але не руйнується.

Обчислюємо несучу здатність перерізу:

$$M_u = x_1 \cdot q_c (d - x_1 \cdot k_\lambda), [\text{кНм}] \quad (6.1)$$

$$M_u = 0,056 \cdot 4513,5 \cdot (0,73 - 0,056 \cdot 0,44) = 139,42 \text{ (кНм)}.$$

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						39
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

3.2.2 Підбір робочої арматури на опорі

Розрахунок проводиться аналогічно до розрахунку арматури в прольоті.

Згинальний момент на опорі $M_{оп} = 239,99$ кН·м

Робоча висота перерізу: $d = h - a_s = 800 - 55 = 745$ мм.

Визначаємо величини:

$$x_{1,u} = \frac{d \cdot \varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{s0}} = \frac{0,745 \cdot 3 \cdot 10^{-3}}{3 \cdot 10^{-3} + 2,08 \cdot 10^{-3}} = 0,44$$

$$\varepsilon_{s,0} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{416,67}{2,0 \cdot 10^5} = 2,08 \cdot 10^{-3};$$

$$\lambda = \frac{\varepsilon_{cu3,cd} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd}} = \frac{0,003 - 0,00068}{0,003} = 0,77;$$

$$k_\lambda = \frac{1 + \lambda(1 + \lambda)}{3(1 + \lambda)} = \frac{1 + 0,77(1 + 0,77)}{3(1 + 0,77)} = 0,44;$$

$$q_c = \frac{1}{2} f_{cd} \cdot b \cdot (1 + \lambda) = \frac{1}{2} \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 0,4(1 + 0,77) = 4513,5 \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}} \right).$$

Визначаємо величину дискримінанта:

$$\begin{aligned} D_3 &= d^2 \cdot q_c^2 - 4 \cdot k_\lambda \cdot q_c \cdot M_{np} = 0,745^2 \cdot 4513,5^2 - 4 \cdot 0,44 \cdot 4513,5 \cdot 239,99 \\ &= 9400369,0 \end{aligned}$$

Максимально можлива висота стиснутої зони при дії зовнішнього навантаження:

$$x_1 = \frac{d \cdot q_c - \sqrt{D_3}}{2 \cdot k_\lambda \cdot q_c} = \frac{0,745 \cdot 4513,5 - \sqrt{9400369}}{2 \cdot 0,44 \cdot 4513,5} = 0,075 \text{ (м)}$$

Перевіряємо умову необхідності розташування в стиснутій зоні арматури:

$$x_1 = 0,075 \text{ м} \leq x_{1u} = 0,44 \text{ м}$$

Умову виконано. За розрахунком встановлювати арматуру в стиснуту зону бетону не потрібно, вона приймається з конструктивних міркувань.

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						40
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Визначаємо робоче армування в розтягнутій зоні:

$$A_s^{nt} = \frac{4513,5 \cdot 0,075}{416,67 \cdot 10^3} = 8,12 \cdot 10^{-4} (\text{м}^2) = 8,12 (\text{см}^2)$$

Приймаємо 3Ø20 A500C, $A_s=9,41 \text{ см}^2$

$$A_s^{nt} = 8,12 \text{ см}^2 < A_s = 9,41 \text{ см}^2 - \text{умова виконана}$$

Уточнюємо величину захисного шару:

$$a_s^{\min} = 1,5d + 10 = 1,5 \cdot 20 + 10 = 40 (\text{мм})$$

40 мм ≤ 50 мм - умову виконано.

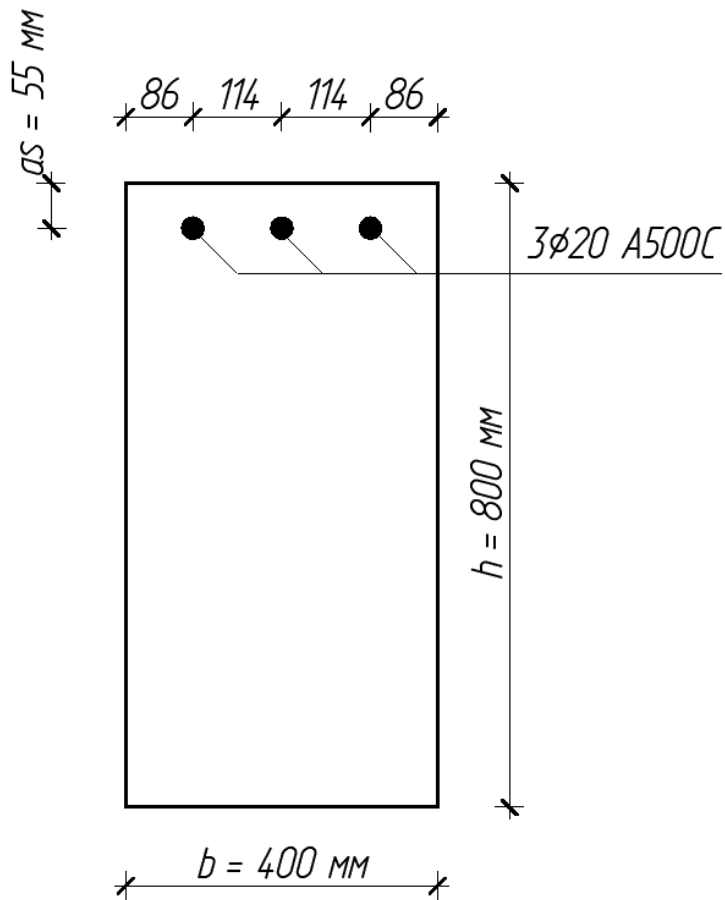


Рисунок 3.3 – Схема армування ригеля в прольоті

Максимальний момент виникає тільки в опорі, розташовувати робочу арматуру по всій довжині не доцільно. Тому розраховується граничний момент, щоб отримати межі розташування робочої арматури на прольотній ділянці.

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						41
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Вихідними даними для розрахунку ϵ : $M_{оп} = 239,99$ кН·м, конструктивно приймається $3\text{Ø}16\text{A}500\text{C}$, $A_s = 6,04 \cdot 10^{-4}$ м²

Робоча висота перерізу: $d = h - a_s = 800 - 55 = 745$ мм.

Визначаємо величини:

$$x_{1.u} = \frac{d \cdot \epsilon_{cu3,cd}}{\epsilon_{cu3,cd} + \epsilon_{s0}} = \frac{0,745 \cdot 3 \cdot 10^{-3}}{3 \cdot 10^{-3} + 2,08 \cdot 10^{-3}} = 0,44$$

Величина стиснутої зони з умови початку текучості арматури:

$$x_1 = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{q_c} = \frac{416,67 \cdot 10^3 \cdot 6,04 \cdot 10^{-4}}{4513,5} = 0,056 \text{ (м)}$$

Визначаємо характерний випадок руйнування:

$$x_1 = 0,056 \text{ м} \leq x_{1u} = 0,26 \text{ м}$$

Руйнування балки буде відбуватися при текучості арматури.

Знаходимо фактичні деформації розтягнутої арматури:

$$\epsilon_s = 3 \cdot 10^{-3} \left(\frac{0,745}{0,056} - 1 \right) = 0,01988 = 19,88 \cdot 10^{-3}$$

Перевіряємо умову не пружної роботи розтягнутої арматури:

$$\epsilon_{ud} > \epsilon_s > \epsilon_{s0}$$

$$\epsilon_{ud} = 20 \cdot 10^{-3} > \epsilon_s = 19,88 \cdot 10^{-3} > \epsilon_{s0} = 2,08 \cdot 10^{-3}$$

Арматура працює в пластичній стадії, але не руйнується.

Обчислюємо несучу здатність перерізу:

$$M_u = x_1 \cdot q_c (d - x_1 \cdot k_\lambda) = 0,056 \cdot 4513,5 \cdot (0,745 - 0,056 \cdot 0,44) = 137,75 \text{ (кНм)}.$$

3.2.3 Розрахунок міцності похилих перерізів до повздовжньої осі

Виконується розрахунок для приопорних ділянок ригеля.

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						42
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Перевіряється умова достатності перерізу:

$$V_{ed} \leq V_{rd,max}$$

Визначаємо максимальну розрахункову поперечну силу на опорі від зовнішнього навантаження, $V_{ed} = 291,61$ кН (що відповідає $Q^{гп}$ за огинаючою епюрою),

$$\text{звідки } q = \frac{2 \cdot V_{ed}}{L_0} = \frac{2 \cdot 291,61}{5,485} = 106,33 \text{ (кН/м)}$$

Визначаємо величину поперечної сили, що діє в похилому перерізі:

$$V'_{ed} = V_{ed} - q \cdot z_{ins} = 291,61 - 106,33 \cdot 0,65 = 222,5 \text{ (кН)}$$

$$\text{де } z_{ins} = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 0,722 = 0,65 \text{ (м)}$$

d – робоча висота перерізу, $d = h - (a_s + 0,5 \cdot \emptyset) = 80 - (7 + 0,5 \cdot 1,6) = 72,2$ мм;

Перевіряємо умову достатності міцності перерізу:

$$V_{rd,max} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 40 \cdot 72,2 \cdot 0,547 \cdot 17 \cdot 10^{-1} = 616,52 \text{ (кН)}$$

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{22}{250}\right) = 0,547 < 0,6$$

Оскільки умова виконується $V_{rd,max} = 616,52$ кН $> V_{ed} = 291,61$ кН, розміри перерізу достатні.

Необхідність розрахунку поперечних стержнів перевіряється за формулою:

$$V_{ed} \leq V_{Rd,c}$$

де $V_{Rd,c}$ - максимальна поперечна сила, яку може витримати бетонний переріз без поперечного армування (приймається більше значення).

$$V_{Rd,c} = \left[c_{rd,c} \cdot k (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d \text{ [кН]} \quad (6.2)$$

$$V_{Rd,c} = [V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] b_w \cdot d \text{ [кН]} \quad (6.3)$$

де $c_{rd,c} = 0,13 / \gamma_c = 0,18 / 1,3 = 0,138$ – для важкого бетону;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \text{ d – робоча зона, мм, } k = 1 + \sqrt{\frac{200}{442}} = 1,67;$$

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						43
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

p_l – відсоток армування на опорі,

$$p_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02 = \frac{6,04}{40 \cdot 72,2} = 0,0021 \leq 0,02$$

$k_1=0,15$;

$\sigma_{cp} = 0$ – середнє напруження стиску від попереднього напруження,

$$V_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \text{ [МПа]}, \quad (6.4)$$

$$V_{min} = 0,035 \cdot 1,67^{\frac{3}{2}} \cdot 22^{\frac{1}{2}} = 0,35 \text{ (МПа)},$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,138 \cdot 1,67 \cdot (100 \cdot 0,0021 \cdot 22)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 772 \cdot 400 = 118,52 \text{ (кН)}$$

$$V_{Rd,c} = 118,52 \text{ кН} < V_{Ed} = 291,61 \text{ кН}.$$

Умова не виконана, тому потрібен розрахунок поперечного армування.

В першому наближенні визначаємо діаметр поперечних стержнів \emptyset_{sw} із умови доброї зварюваності з основною робочою повздовжньою арматурою

$$\emptyset_{sw} = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4} \right) \cdot \emptyset = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4} \right) \cdot 16 = 5,3 \div 4 \text{ (мм)}$$

Приймаємо кількість поперечних стержнів в перерізі із необхідності улаштування 3-х каркасів $n = 3$. З умов доброго зварювання приймаємо поперечну арматуру 3 \emptyset 8 A240C, $A_{sw} = 2,01 \text{ см}^2$

Визначаємо мінімальний необхідний за розрахунками крок поперечних стержнів:

$$S_w = \frac{A_{sw} \cdot z_{ins} \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta}{V'_{ed}} = \frac{2,01 \cdot 65 \cdot 170 \cdot 10^2 \cdot 1}{249,3 \cdot 10^3} = 8,9 \text{ (см)}$$

Перевіряємо прийнятий розрахунковий крок з максимально допустимим:

$$S_{1,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \theta) = 0,75 \cdot 722 \cdot (1 + 0) = 541,5 \text{ (мм)}$$

де $\cot \theta = 0$;

$$S_{1,max} = 541,5 \text{ мм} < 800 \text{ мм}$$

Умова виконується

Оптимальний крок поперечних стержнів для опорної ділянки 70...120 мм.

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						44
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Остаточно приймаємо мінімальне значення кроку поперечних стержнів на приопорній ділянці для подальших розрахунків, а саме $S = 70$ мм.

$$S_w = 8,9 \text{ см} < S_{1,\max} = 54,15 \text{ см}$$

Конструктивно приймаємо $S_w = 70$ мм = 7 см

Опір зсуву перерізу із прийнятими поперечними стержнями:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{S_w} \cdot z_{ins} \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta = \frac{2,01}{0,7} \cdot 65 \cdot 170 \cdot 10^2 \cdot 1 = 317,29 \text{ (кН)}$$

Максимально можливе значення поперечної сили, що витримує переріз:

$$V_{rd,\max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) = 1,0 \cdot 0,4 \cdot 0,65 \cdot 0,6 \cdot 17 \cdot 10^3 / (1 + 1) = 1326,0 \text{ (Н)} = 1,33 \text{ (кН)}$$

де $\alpha_{cw} = 1$, оскільки $\sigma_{cp} = 0$

$v = 0,6$, тому що $f_{ck} < 60$ Мпа.

Остаточно приймаємо більше значення опору зсуву $V_{Rd,s} = 317,29$ (кН)

Перевіряємо умову забезпечення несучої здатності похилого перерізу:

$$V_{Rd,s} = 317,29 \text{ кН} > V_{Ed} = 249,3 \text{ кН} - \text{умова міцності виконується.}$$

Перевіримо прийняте поперечне армування із мінімально допустимим відсотком:

$$\rho_{w,\min} = 0,08 \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yk}}} = 0,08 \sqrt{\frac{22}{240}} = 0,00156 \text{ (м}^2\text{)}$$

Фактичний відсоток армування:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot S_w} = \frac{1,51}{40 \cdot 7} = 0,0054$$

$$\rho_w = 0,00540 > \rho_{w,\min} = 0,00156$$

Умова забезпечення мінімальної кількості поперечних стержнів виконується.

Визначаємо крок поперечних стержнів в центральній ділянці ригеля (довжиною $l/2 = 6000/2 = 3000$ мм):

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						45
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$S_w = 15 \cdot \emptyset, [\text{мм}]$$

$$S_w = 15 \cdot 8 = 120 (\text{мм})$$

Остаточно приймається крок 120 мм.

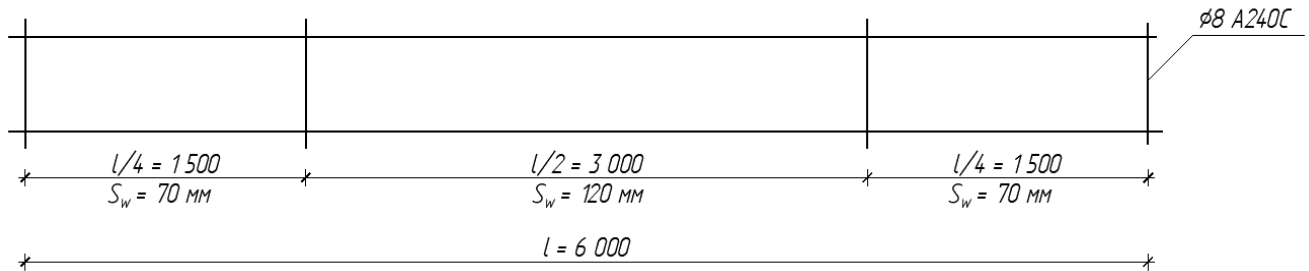


Рис.3.4 – Схема розташування поперечної арматури по довжині балки

3.2.4 Побудова епюри матеріалів

Для уникнення явища проковзування робочої арматури, її необхідно анкерувати в тілі бетону.

Довжина напуску W визначається за формулою:

$$W \geq \begin{cases} 20\emptyset, \\ 5\emptyset + \frac{Q}{2q_{sw}} \end{cases} \quad (6.5)$$

де q_{sw} – поперечне погонне армуванням. Рівне розрахунковому опору поперечної арматури помноженому на площу поперечного армування і поділену на крок.

Q – поперечна сила, яка приймається згідно з епюрами в місці теоретичного обриву стержнів з врахуванням перерозподілів згинальних моментів.

Інтенсивність поперечного армування визначається з врахуванням огинаючої епюри поперечних сил.

Проектуємо точки обриву на епюру поперечних сил, знаходимо:

$$Q_1 = 120,3 \text{ кН}, Q_2 = 162,41 \text{ кН}, Q_3 = 268,34 \text{ кН}$$

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						46
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Знаходимо напуск у верхній зоні:

$$W \geq \begin{cases} 20 \cdot 20 = 400 \text{ (мм)}, \\ 5 \cdot 20 + \frac{120,3}{2 \cdot 366,71} = 100,16 \text{ (мм)} \end{cases}$$

$$q_{sw} = \frac{f_{yd} \cdot A_{sw}}{S} = \frac{170 \cdot 10^3 \cdot 1,51 \cdot 10^{-4}}{0,07} = 366,71 \text{ [кН]}$$

Напуск у нижній зоні зліва:

$$W \geq \begin{cases} 20 \cdot 16 = 320 \text{ (мм)}, \\ 5 \cdot 16 + \frac{162,41}{2 \cdot 366,71} = 80,22 \text{ (мм)} \end{cases}$$

$$q_{sw} = \frac{f_{yd} \cdot A_{sw}}{S} = \frac{170 \cdot 10^3 \cdot 1,51 \cdot 10^{-4}}{0,07} = 366,71 \text{ [кН]}$$

Напуск у нижній зоні справа:

$$W \geq \begin{cases} 20 \cdot 16 = 320 \text{ (мм)}, \\ 5 \cdot 16 + \frac{268,34}{2 \cdot 366,71} = 80,4 \text{ (мм)} \end{cases}$$

$$q_{sw} = \frac{f_{yd} \cdot A_{sw}}{S} = \frac{170 \cdot 10^3 \cdot 1,51 \cdot 10^{-4}}{0,07} = 366,71 \text{ [кН]}$$

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						47
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

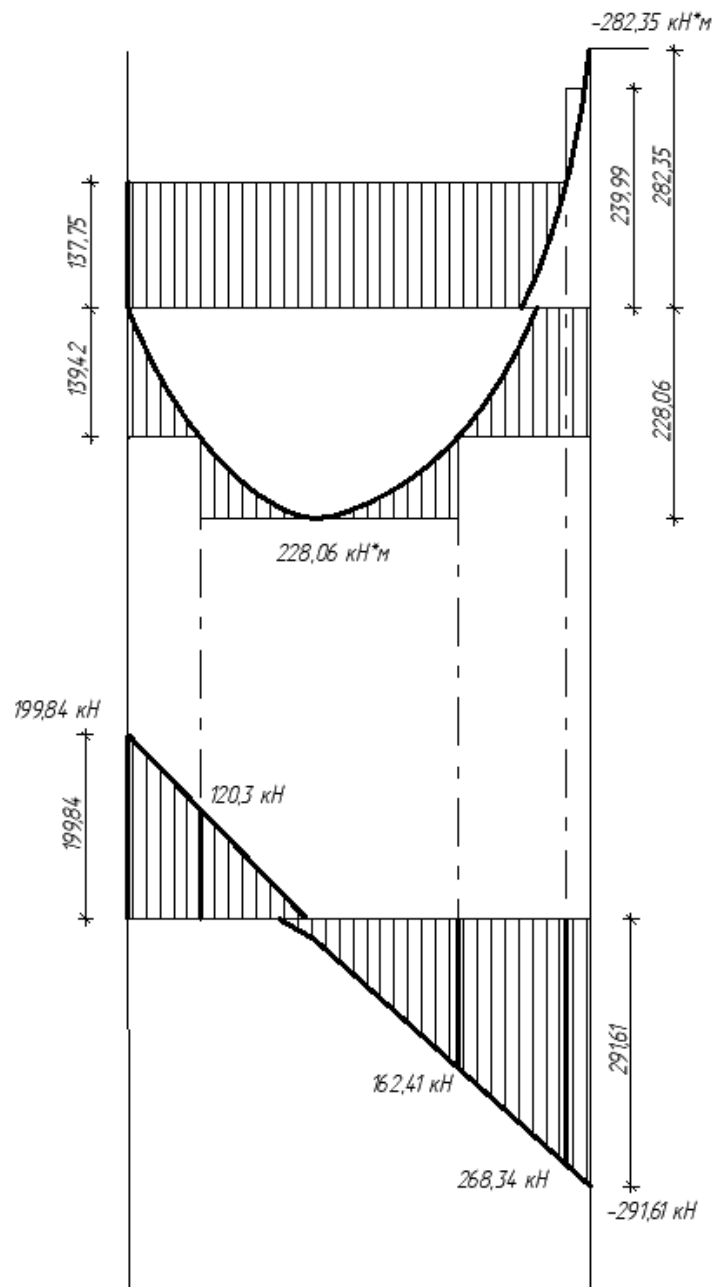


Рис.3.5 – Епюра матеріалів

Згідно з розрахунку ригеля за нормальними та похилими перерізами в нижній зоні прольоту для сприйняття моменту $M=228,06$ кН·м, прийнято 3Ø16 А500С,

$A_s=6,04$ см²; для сприйняття моменту $M=139,42$ кН·м, прийнято 3Ø16 А500С,

$A_s=6,04$ см². У верхній зоні: для сприйняття $M=239,99$ кН·м прийнято 3Ø20 А500С, $A_s=9,41$ см²; для сприйняття моменту $M=137,75$ кН·м прийнято 3Ø16 А500С, $A_s=6,04$ см².

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						48
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

3.2.5 Розрахунок армування консолі ригеля

Для армування приймаємо проволочку В500 ($f_{yd} = 416,7$ МПа).

Перевірка довжини консолі:

$$\frac{Q}{\psi \cdot l \cdot b_m} \leq f_{cd} \quad (6.7)$$

Де Q – максимальна поперечна сила, що передається з плити на ригель.

$Q = 58,78$ (кН).

ψ – коефіцієнт безпеки, рівний 0,75

l – довжина опорної площадки 150 мм

b_m – ширина плити $b_m = 1,48$ м.

$$\frac{58,78}{0,75 \cdot 0,15 \cdot 1,48} = 353,03 \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \right) \leq 17000 \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \right)$$

Умова міцності на зминання виконується, довжина достатня для сприйняття даної поперечної сили.

Перевірка міцності консолі на зріз:

$$Q \leq 3,5 f_{cd} \cdot b \cdot h_0, \quad (6.8)$$

де b - ширина консолі ригеля, $b = 150$ мм. h – робоча висота консолі, $h = 580$ мм.

$$50,36 \leq 3,5 \cdot 1,5 \cdot 10^3 \cdot 0,15 \cdot 0,58 = 456,75 \text{ (кН)}$$

Міцність перерізу консолі забезпечена.

Підбір робочої арматури консолі:

$$A_s = \frac{1,25 \cdot M}{f_{yd} \cdot \zeta \cdot h_0} \text{ [м}^2\text{]} \quad (6.9)$$

де $M = Q \cdot e_0 = 58,76 \cdot 0,245 = 16,75$ (кНм);

$e_0 = 355 - 70 = 285$ (мм) – ексцентриситет прикладання зусилля.

$\zeta = 0,9$

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						49
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

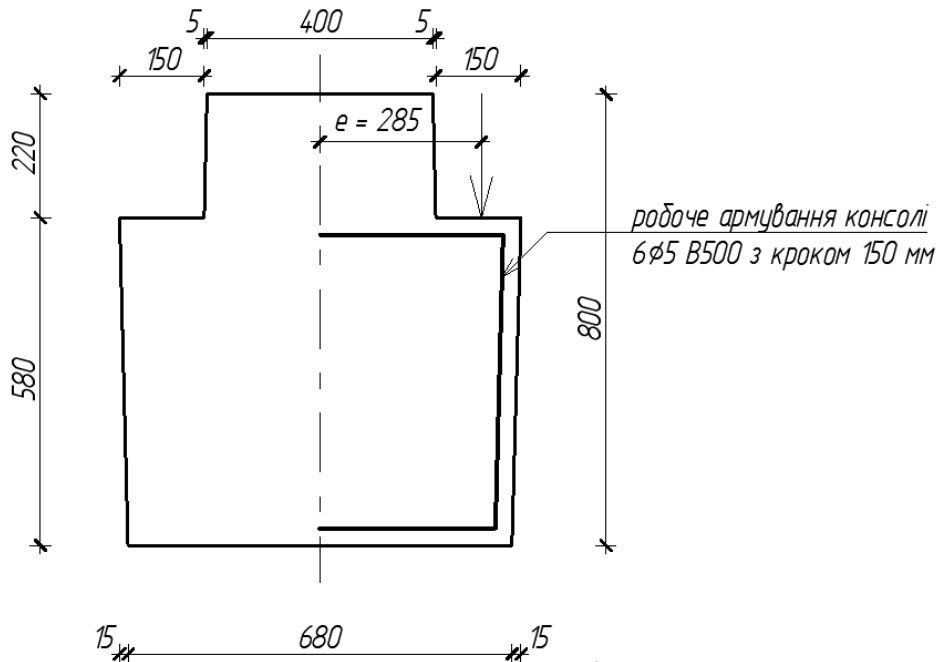


Рис.3.6 – До розрахунку консолі ригеля

$$A_s = \frac{1,25 \cdot 16,75}{416,7 \cdot 0,9 \cdot 0,580 \cdot 10^3} = 0,96 \cdot 10^{-4} \text{ (м}^2\text{)}$$

Отже приймаємо 6Ø5 B500C $A_s=1,18 \text{ см}^2$ на довжині 1,48 м (по ширині однієї плити). Тобто приймаємо крок стержнів 150 мм.

3.3 Розрахунок за другою групою граничних станів

Для ригеля громадської будівлі як конструкції всередині приміщень із сухим режимом приймаємо клас умов експлуатації ХО. Допустима ширина розкриття тріщини w_{\max} для данного класу становить 0,4 мм.

3.3.1 Мінімальна площа армування

Мінімальну площу арматури за вимогами 2ГГС обчислюють:

$$A_{s,min} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} \text{ [м}^2\text{]}, \quad (7.0)$$

Де A_{ct} – площа бетону у розтягнутій зоні, м².

$$A_{ct} = b \cdot h = 0,4 \cdot 0,8 = 0,32 \text{ (м}^2\text{)}$$

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						50
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

σ_s – абсолютне значення максимально допустимих напружень у арматурі зразу після утворення тріщини, $\sigma_s=500$ МПа;

$f_{ct,eff}$ – середня величина міцності бетону на розтяг, що має місце в момент часу, коли очікується поява тріщин, $f_{ct,eff}=f_{ctm}=2,6$ МПа;

k – коефіцієнт, що враховує вплив нерівномірних самоврівноважених напружень, що спричиняють зменшення зусилля у з'єднаннях, $k=1$ при $h>300$ мм;

k_c – коефіцієнт, що враховує розподіл напружень у межах перерізу безпосередньо перед утворенням тріщин і змінює плече пари.

Для прямокутних перерізів і стінок коробчастих перерізів та "Т"-подібних перерізів:

$$k_c = 0,4 \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \left(\frac{b}{h}\right) f_{ct,eff}} \right] = 0,4 \left[1 - \frac{0}{2/3 \cdot 1 \cdot 2,6} \right] = 0,4 \leq 1,$$

Де σ_c – середні напруження у бетоні, що діють на частину перерізу, який розглядається:

$$\sigma_c = \frac{N_{ed}}{b \cdot h} = \frac{0}{0,4 \cdot 0,7} = 0 \text{ (МПа)}$$

де N_{ed} – осьова сила, що діє у граничному стані за придатністю до нормальної експлуатації на частину поперечного перерізу.

$h'=h=0,7$ м, при $h<1,0$ м;

k_1 - коефіцієнт, що враховує впливи основних сил на розподіл напружень,

$k_1 = 2/3$.

$$A_{s,min} = \frac{0,3 \cdot 1 \cdot 2,6 \cdot 0,32}{500} = 5,0 \cdot 10^{-4} \text{ (м}^2\text{)}$$

$A_{s,min}=5,0 \text{ см}^2 < A_s=12,06 \text{ см}^2$

де $A_s = 12,06 \text{ см}^2$ - прийняте робоче армування ригеля.

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						51
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Отже, мінімальна площа армування за вимогами 2 групи граничних станів забезпечена

3.3.2 Визначення величини розкриття тріщин

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_1 \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_c \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

σ_s - напруження в розтягнутій арматурі з тріщинами, МПа;

α_c - відношення E_s / E_{cm} ,

$$\alpha_c = \frac{2,0 \cdot 10^5}{32,5 \cdot 10^3} = 6,15$$

$$\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1^2 \cdot A_p) / A_{c,eff}$$

де A_s – площа звичайної арматури у розтягнутій зоні, м².

A_p – площа попередньо напруженої арматури в розтягнутій зоні, м²;

$A_{c,ef}$ – фактична площа розтягнутого бетону, що оточує напружену арматуру.

ξ – коефіцієнт міцності щеплення попередньо напруженої арматури, $\xi = 1.0$ для стрижневої арматури (табл. 6.1.).

$$\rho_{p,eff} = 1,0 \cdot \frac{12,06 \cdot 10^{-4}}{0,32} = 0,015$$

k_1 – коефіцієнт що залежить від тривалості навантаження

$k_1 = 0,4$ для довготривалого навантаження.

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= \frac{296,1 - 0,4 \cdot \frac{2,6}{0,015} (1 + 6,15 \cdot 0,015)}{2,0 \cdot 10^5} = 0,00110 > 0,6 \cdot \frac{296,1}{2,0 \cdot 10^5} \\ &= 0,00088 \end{aligned}$$

$$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} = 3,4 \cdot 70 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \frac{16}{0,015} = 351,3 \text{ (мм)}$$

де $k_1 = 0,8$ – коефіцієнт, що враховує умови зчеплення арматури з бетоном;

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						52
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$k_2 = 0,5$ – коефіцієнт, що враховує розподіл деформацій при згині;

$k_3 = 3,4$ – рекомендована величина;

$k_4 = 0,425$ – рекомендована величина;

$c = 70$ мм – захисний шар бетону робочої арматури;

$\emptyset = 16$ мм – діаметр робочої арматури.

Тоді ширина розкриття тріщин буде:

$$w_k = 0,00110 \cdot 351,3 = 0,38 \text{ (мм)} < w_{\max} = 0,4 \text{ (мм)}$$

Умова виконується

Перевірка необхідності визначення прогинів розрахунковим шляхом

Необхідність визначення прогинів розрахунковим шляхом перевіряється

виконанням умови: $\lambda_u > \lambda$,

де λ_u – гранична гнучкість елемента;

λ – фактична гнучкість.

Гранична гнучкість визначається за формулою:

якщо $\rho \leq \rho_0$:

$$\lambda_u = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right]$$

якщо $\rho > \rho_0$:

$$\lambda_u = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho}{\rho - \rho_0} + 1/12\sqrt{f_{ck}} \sqrt{\left(\frac{\rho'}{\rho} \right)} \right]$$

Фактичний відсоток армування для розтягнутої арматури середині прольоту для сприйняття моменту від розрахункових навантажень:

$$\rho = \frac{A_{s,\phi}}{A_c} = \frac{12,06 \cdot 10^{-4}}{0,32} = 0,0038$$

де $A_{s,\phi} = 12,06 \text{ см}^2$ – площа робочої повздовжньої арматури в розтягнутій зоні;

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						53
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Довідковий відсоток армування:

$$\rho_0 = 10^{-3} \sqrt{f_{ck}} = 10^{-3} \sqrt{22} = 0,0047$$

Так як $\rho = 0,0038 < \rho_0 = 0,0047$, тоді :

$$\lambda_u = 1,0 \left[11 + 1,5\sqrt{22} \frac{0,0047}{0,0038} + 3,2\sqrt{22} \sqrt{\left(\frac{0,0047}{0,0038} - 1\right)^{3/2}} \right] = 21,43$$

Оскільки для армування використовується арматура класу А500С, то граничне відношення прольоту до висоти необхідно домножити на $310/\sigma_s$, при цьому приймається, що:

$$\frac{310}{\sigma_s} = \frac{500}{f_{yk} \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}}} = \frac{500}{500 \frac{12,06 \cdot 10^{-4}}{7,8 \cdot 10^{-4}}} = 0,65$$

В такому разі:

$$\lambda_u = 0,65 \cdot 21,43 = 13,93$$

Фактична гнучкість:

$$\lambda = \frac{l}{d} = \frac{5650}{730} = 7,74$$

Оскільки $\lambda = 7,74 < \lambda_u = 13,93$ оскільки умова виконується, то виконувати розрахунок прогинів потрібно.

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						54
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

4. РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ МОНОЛІТНОГО ПЕРЕКРИТТЯ

4.1 Вихідні дані для розрахунку

4.1.1 Компонування перерізу та навантаження

Монолітне перекриття складається з трьох елементів, таких як: головна балка, другорядна балка, поличка.

Поличка має проліт, який рівний відстані між другорядними балками, працює на місцевий згин. Товщину полички в економічних цілях доцільно приймати мінімальною, значення якої для громадської будівлі складає 60 мм.

Монолітне ребристе перекриття виконується головними балками вздовж більшого прольоту і другорядними балками по меншому прольоту (рис. 4.1). Сутність монолітного перекриття в тому, що бетон, в цілях економії, видаляється з розтягнутої зони перерізів, де зберігаються тільки ребра, в яких сконцентрована розтягнута арматура.

Другорядні балки розміщуються по осям колон, у даному випадку з кроком 1,5 м між осями.

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						55
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

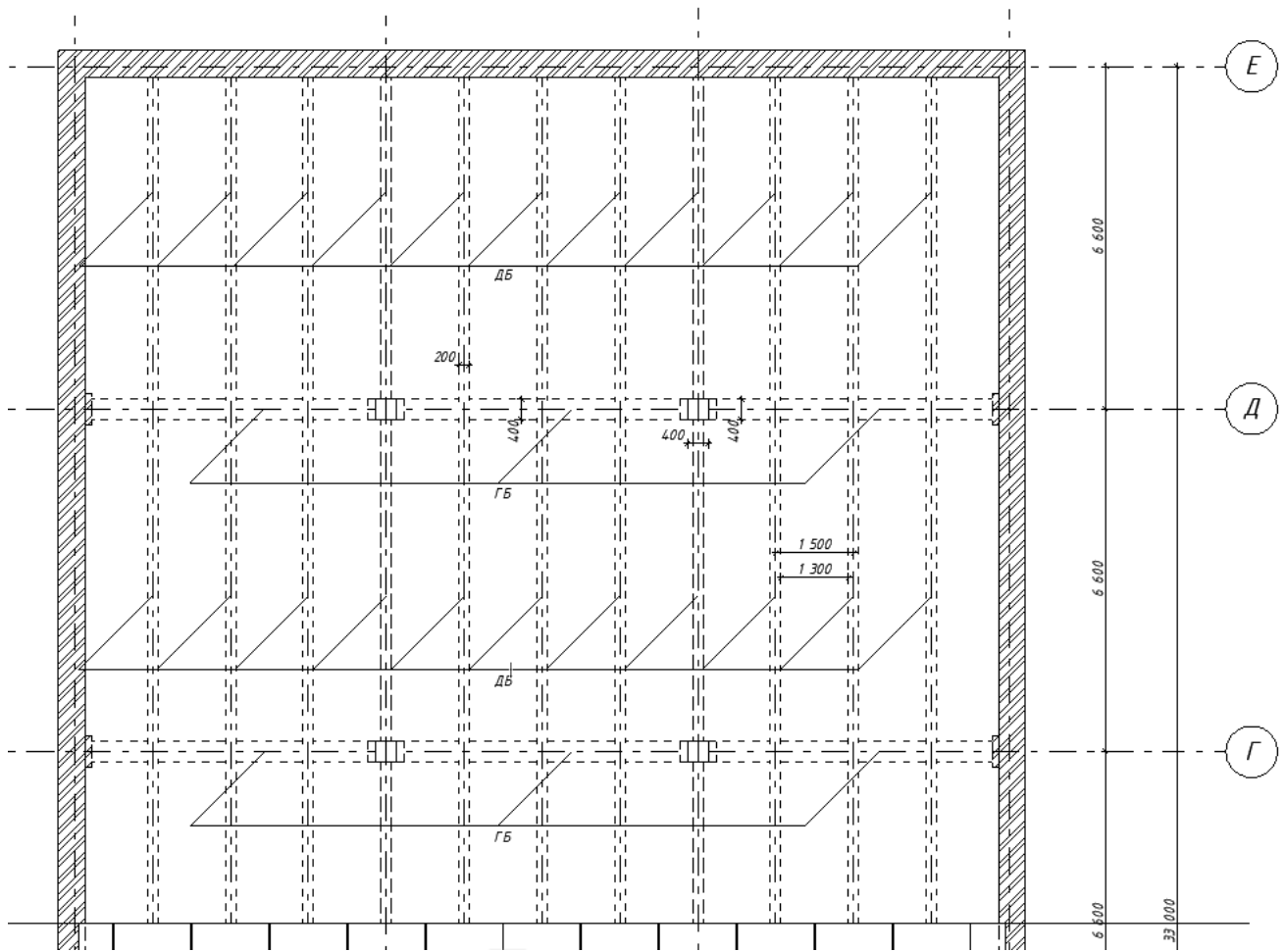


Рис. 4.1 – Схема монолітного перекриття

Розміри поперечного перерізу головної балки повинні співпадати з розмірами поперечного перерізу робочої частини ригеля. Армування ригеля співпадає з армуванням головної балки, тому армування головної балки не розраховується, а приймається таким же, як в ригелі.

З огинаючих епюр відомо величини найбільших згинальних моментів та поперечних сил в прольотах та на опорах. Обравши найбільш завантажений проліт, отримані такі значення: прольотний згинальний момент $M_{пр} = 228,06$ кН·м, опорний згинальний момент $M_{оп} = 282,35 \cdot 0,85 = 239,99$ кН·м (так як виникає пластичний шарнір, величина опорного згинального моменту зменшується на 15% для врахування пластичного шарніру). Поперечна сила на лівій опорі $Q^{пр} = 199,84$ кН, поперечна сила на правій опорі $Q^{пр} = 291,61$ кН.

Повне розрахункове та експлуатаційне навантаження визначається з урахуванням, що власна вага конструкцій монолітного перекриття така ж як і

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						56
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

збірного:

$$g + v = 18,93 \text{ (кН/м)} - \text{повне граничне}$$

$$g + v = 14,16 \text{ (кН/м)} - \text{повне експлуатаційне}$$

Висота перерізу другорядних балок зазвичай складає половину висоти головної балки, а ширина половину висоти другорядної балки тобто приймаємо такі розміри другорядної балки 400x200 мм. У подальшому, у випадку невиконання хоча б однієї умови, необхідно збільшити розміри поперечного перерізу другорядної балки

Розрахунковий проліт визначається із урахуванням ширини головної балки, прив'язки на несучі стіни. Крок другорядних балок $b_0 = 1,5$ м, тому розрахункове та експлуатаційне навантаження на 1,5 м довжини другорядної балки:

$$M = (g + v)B_0 = 18,93 \cdot 1,5 = 28,61 \text{ (кН/м)} - \text{повне граничне}$$

$$M = (g + v)B_0 = 14,16 \cdot 1,5 = 18,45 \text{ (кН/м)} - \text{повне експлуатаційне}$$

Розрахунковий проліт головної балки:

$$l_0 = 6000 - 200 - 200 - 10 - 10 - 150/2 - 130/2 = 5430 \text{ мм}$$

Розрахункова довжина для крайніх прольотів другорядних балок з урахуванням центра ваги прикладеного навантаження, коли з однієї сторони несучою конструкцією є стіна, а з іншої – головна балка

$$l_{01} = l_{03} = B - 200/2 - 400/2 = 6600 - 100 - 200 = 6300 \text{ мм}$$

Розрахункова довжина для середнього прольоту другорядних балок з урахуванням центра ваги прикладеного навантаження, коли з обох сторін несучою конструкцією є головна балка.

$$l_{02} = B - 400/2 - 400/2 = 6600 - 200 - 200 = 6200 \text{ мм}$$

де 200 мм – ширина другорядної балки

Згинальні моменти для полички визначаються як для багатопролітної плити з урахуванням перерозподілу моментів.

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						57
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

В першому прольоті:

$$M_{\text{пр}} = (g+v)l^2_{01}/11 = 28,61 \cdot 6,300^2/11 = 103,23 \text{ (кНм)};$$

На першій проміжній опорі:

$$M_{\text{оп1}} = (g+v)l^2_{01}/14 = 28,61 \cdot 6,300^2/14 = 81,2 \text{ (кНм)};$$

В середніх прольотах і на середніх опорах:

$$M = (g+v)l^2_{02}/16 = 28,61 \cdot 6,200^2/16 = 68,73 \text{ (кНм)};$$

Поперечні сили на крайній опорі:

$$Q_{\text{оп1}} = 0,4(g+v)l_0 = 0,4 \cdot 28,61 \cdot 6,300 = 72,09 \text{ (кН)}.$$

На першій проміжній опорі зліва:

$$Q_{\text{оп2}} = 0,6(g+v)l_0 = 0,6 \cdot 28,61 \cdot 6,300 = 108,14 \text{ (кН)}.$$

На першій проміжній опорі справа:

$$Q_{\text{оп}} = 0,5(g+v)l_0 = 0,5 \cdot 28,61 \cdot 6,300 = 90,12 \text{ (кН)}.$$

Розрахунковий проліт полички приймається в поперечному напрямку:

$$l_{01} = 1500 - 200/2 - 200/2 = 1300 \text{ мм}$$

Довжина полички в повздовжньому напрямку $l_{02} = 6,3$ м. Відношення повздовжнього прольоту до поперечного складає $6,3 / 1,5 = 4,2 > 2$ – тому поличка розраховується як така, що працює по короткому напрямку. Приймається товщина плити 50 мм.

Згинальні моменти для полички визначаються як для багатопролітної плити з урахуванням перерозподілу моментів

В середніх прольотах і на середніх опорах:

$$M = (g+v)L_{01}^2/16 = 18,45 \cdot 1,5^2/16 = 2,6 \text{ (кН·м)}.$$

В першому прольоті і на першій проміжній опорі:

$$M_1 = (g+v)L_0^2/11 = 18,45 \cdot 1,5^2/11 = 3,8 \text{ (кН·м)}.$$

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						58
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

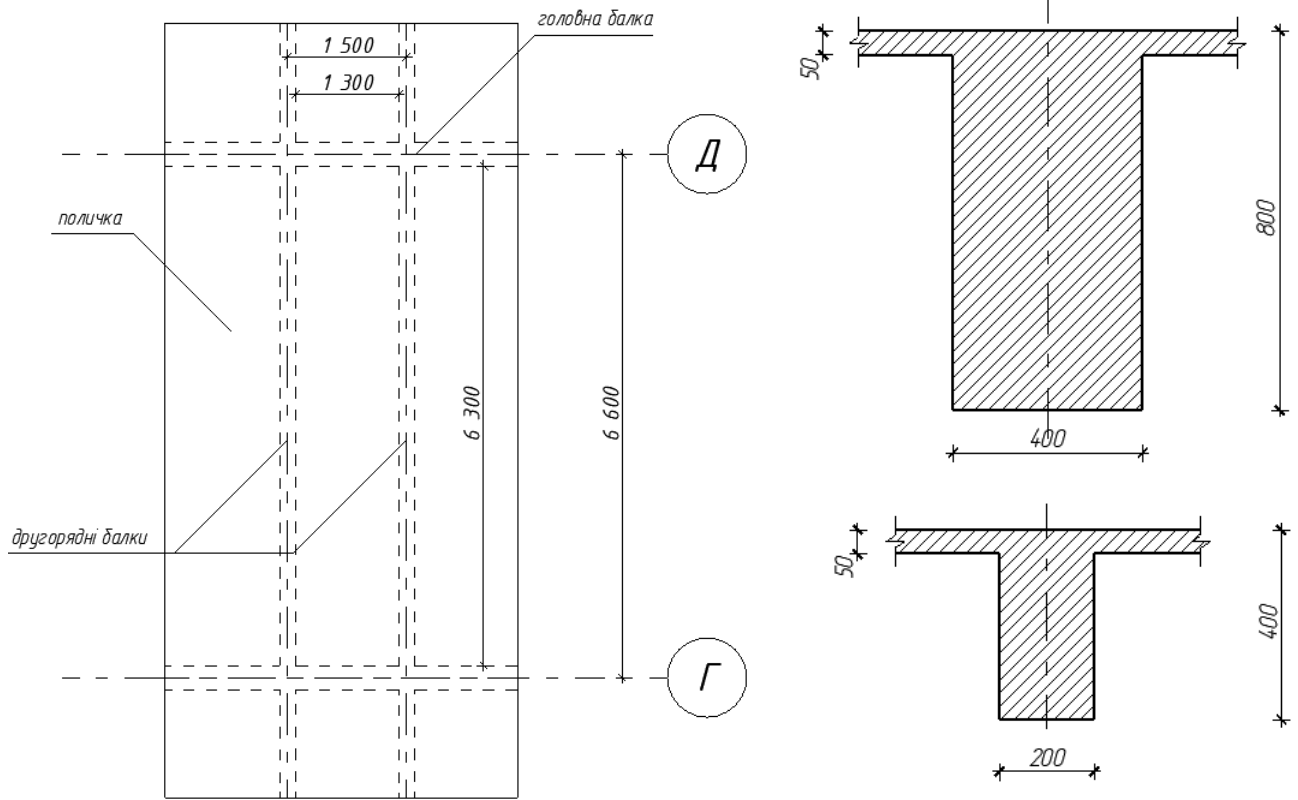


Рис.4.2 До розрахунку полічки

4.2.2 Вибір матеріалів

Бетон С25/30		Арматура			
		А500С		А240С	
$f_{ck,cyl}$, МПа	22	f_{pk} , МПа	500	f_{yk} , МПа	240
f_{cd} , МПа	17	$f_{p0.1k}$, МПа	416,67	f_{yd} , МПа	228,57
f_{ctm} , МПа	2,6	f_{pd} , МПа	300	f_{ywd} , МПа	170
$\epsilon_{c3.cd}$	0,68	ϵ_{ud}	0,02	ϵ_{ud}	0,025
$\epsilon_{cu3.cd}$	3,0	E_s , МПа	$2,0 \cdot 10^5$	E_s , МПа	$2,1 \cdot 10^5$
γ_{c1}	0,9	γ_s	1,2	γ_s	1,05

Для зведення монолітного перекриття обрано бетон класу С25/30 та робоча арматура класу А500С

4.3 Розрахунок за першою групою граничних станів

За першою групою граничних станів розраховуватиметься на міцність лише другорядна балка перерізом 200×400 мм, оскільки головна має такі ж параметри що і ригель 400×800 мм, також розраховуватиметься поличка товщиною 50 мм.

4.3.1 Розрахунок другорядної балки на міцність по нормальним перерізам

Розрахунок проводиться за алгоритмом для таврового перерізу. Розрахунок ширини полиці приймаємо з умови її включення в роботу.

Так як $h_{eff}/h = 50/400 = 0,125$, тобто $h_{eff}/h > 0,1$, в розрахунках приймається:

$$b_f' = b_w + 12 \cdot h_{eff} = 200 + 12 \cdot 50 = 800 \text{ мм.}$$

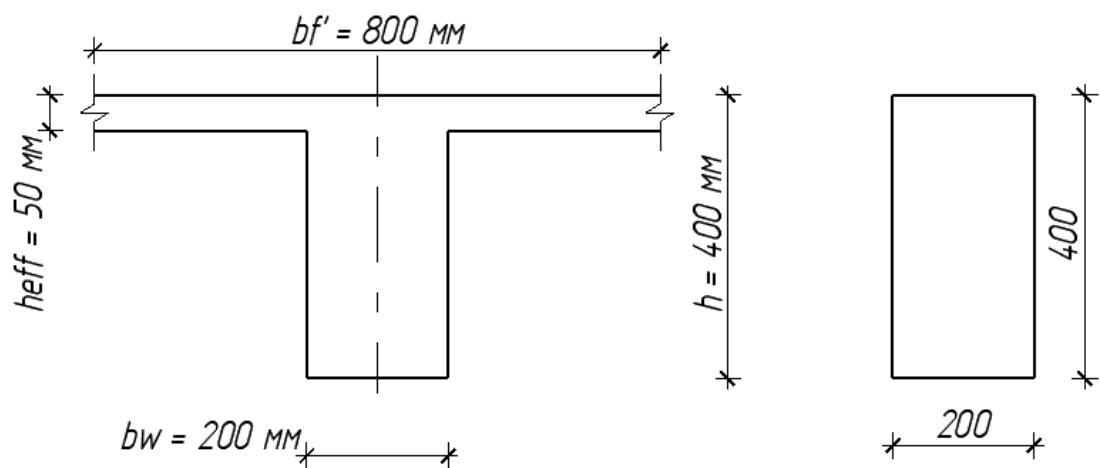


Рис.4.3 Розрахунковий переріз другорядної балки

Підбирається армування за моментом в першому прольоті, у якого згинальний момент $M_{пр1} = 103,23 \text{ кНм}$

Попередньо приймаємо розрахунковий захисний шар арматури $a_s = 50 \text{ мм}$.

Тоді робоча висота перерізу становитиме:

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						60
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$d = h - a_s = 400 - 50 = 350 \text{ мм.}$$

Визначаємо величини:

$$x_{1.u} = \frac{d \cdot \varepsilon_{cu3.cd}}{\varepsilon_{cu3.cd} + \varepsilon_{s0}} = \frac{0,35 \cdot 3 \cdot 10^{-3}}{3 \cdot 10^{-3} + 2,08 \cdot 10^{-3}} = 0,21$$

$$\varepsilon_{s.0} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{416,67}{2,0 \cdot 10^5} = 2,08 \cdot 10^{-3};$$

$$\lambda = \frac{\varepsilon_{cu3.cd} - \varepsilon_{c3.cd}}{\varepsilon_{cu3.cd}} = \frac{0,003 - 0,00068}{0,003} = 0,77;$$

$$k_\lambda = \frac{1 + \lambda(1 + \lambda)}{3(1 + \lambda)} = \frac{1 + 0,77(1 + 0,77)}{3(1 + 0,77)} = 0,44;$$

$$q_c = \frac{1}{2} f_{cd} \cdot b \cdot (1 + \lambda) = \frac{1}{2} \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 0,8(1 + 0,77) = 12036 \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}} \right).$$

Визначаємо величину дискримінанта:

Оскільки $M = 103,23 \text{ кН}\cdot\text{м} < M_f = 197,39 \text{ (кН}\cdot\text{м)}$, то стиснута зона знаходиться в поличці, приймаємо $b = b_f' = 0,8$.

Підбір робочого армування виконуємо як для балки перерізом 200x400(мм).

Приймаємо $x_1 = h_{eff}$ та визначаємо величину моменту M_f , при якому нейтральна вісь проходить по межі полички ребра та розрахунковий випадок для розрахунку таврового перерізу.

$$F_c = h_{eff} \cdot q_c = 0,05 \cdot 12036 = 601,8 \text{ (кН);}$$

$$a_c = h_{eff} \cdot k_\lambda = 0,05 \cdot 0,44 = 0,022 \text{ (м);}$$

$$z_{ins} = d - a_c = 0,35 - 0,022 = 0,328 \text{ (м);}$$

$$M_f = F_c \cdot z_{ins} = 526,58 \cdot 0,708 = 197,39 \text{ (кНм),}$$

Визначаємо величину дискримінанта:

$$\begin{aligned} D_3 &= d^2 \cdot q_c^2 - 4 \cdot k_\lambda \cdot q_c \cdot M_{np} = 0,350^2 \cdot 12036^2 - 4 \cdot 0,44 \cdot 12036 \cdot 103,23 \\ &= 15559240,5 \text{ (кН}^2\text{)} \end{aligned}$$

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						61
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Максимально можлива висота стиснутої зони при дії зовнішнього навантаження:

$$x_1 = \frac{d \cdot q_c - \sqrt{D}}{2 \cdot k_\lambda \cdot q_c} = \frac{0,350 \cdot 12036 - \sqrt{15559240,5}}{2 \cdot 0,44 \cdot 12036} = 0,025 \text{ (м)}$$

Перевіряємо умову необхідності розташування в стиснутій зоні арматури:

$$x_1 = 0,025 \text{ м} \leq x_{1u} = 0,21 \text{ м}$$

Умову виконано. За розрахунком встановлювати арматуру в стиснуту зону бетону не потрібно, вона приймається з конструктивних міркувань.

Визначаємо робоче армування в розтягнутій зоні:

$$A_s^{nt} = \frac{q_c \cdot x_1}{f_{yd}} = \frac{12036 \cdot 0,025}{416,67 \cdot 10^3} = 7,22 \cdot 10^{-4} \text{ (м}^2\text{)} = 7,22 \text{ (см}^2\text{)}$$

Приймаємо 2Ø22 A500C, $A_s = 7,6 \text{ см}^2$. Кількість арматурних стрижнів має бути парною.

$$A_s^{nt} = 7,22 \text{ см}^2 < A_s = 7,6 \text{ см}^2 - \text{умова виконана}$$

Уточнюємо величину захисного шару:

$$a_s^{min} = 1,5d + 10 = 1,5 \cdot 22 + 10 = 43 \text{ (мм)}.$$

$$43 \text{ мм} \leq 50 \text{ мм} - \text{умову виконано.}$$

Підбирається армування за моментом на першій опорі $M_{оп1} = 81,2 \text{ кНм}$
Приймається розрахунковий захисний шар арматури $a_s = 50 \text{ мм}$.

Робоча висота перерізу:

$$d = h - a_s = 400 - 50 = 350 \text{ мм.}$$

Визначаємо величини:

$$x_{1.u} = \frac{d \cdot \varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{s0}} = \frac{0,35 \cdot 3 \cdot 10^{-3}}{3 \cdot 10^{-3} + 2,08 \cdot 10^{-3}} = 0,21$$

$$\varepsilon_{s.0} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{416,67}{2,0 \cdot 10^5} = 2,08 \cdot 10^{-3};$$

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						62
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$\lambda = \frac{\varepsilon_{cu3.cd} - \varepsilon_{c3.cd}}{\varepsilon_{cu3.cd}} = \frac{0,003 - 0,00068}{0,003} = 0,77;$$

$$k_\lambda = \frac{1 + \lambda(1 + \lambda)}{3(1 + \lambda)} = \frac{1 + 0,77(1 + 0,77)}{3(1 + 0,77)} = 0,44;$$

$$q_c = \frac{1}{2} f_{cd} \cdot b \cdot (1 + \lambda) = \frac{1}{2} \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 0,2(1 + 0,77) = 3009 \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}} \right).$$

Визначаємо величину дискримінанта:

$$D_3 = d^2 \cdot q_c^2 - 4 \cdot k_\lambda \cdot q_c \cdot M_{np} = 0,350^2 \cdot 3009^2 - 4 \cdot 0,44 \cdot 3009 \cdot 81,2 \\ = 679102,71 \text{ (кН}^2\text{)}$$

Максимально можлива висота стиснутої зони при дії зовнішнього навантаження:

$$x_1 = \frac{d \cdot q_c - \sqrt{D}}{2 \cdot k_\lambda \cdot q_c} = \frac{0,350 \cdot 3009 - \sqrt{679102,71}}{2 \cdot 0,44 \cdot 3009} = 0,087 \text{ (м)}$$

Визначаємо характерний випадок руйнування:

$$x_1 = 0,087 \text{ м} \leq x_{1u} = 0,21 \text{ м}$$

Додатково встановлювати арматуру в стиснуту зону бетону не потрібно, вона приймається з конструктивних міркувань.

Визначаємо робоче армування в розтягнутій зоні:

$$A_s^{nt} = \frac{q_c \cdot x_1}{f_{yd}} = \frac{3009 \cdot 0,087}{416,67 \cdot 10^3} = 6,28 \cdot 10^{-4} \text{ (м}^2\text{)} = 6,28 \text{ (см}^2\text{)}$$

Приймаємо 2Ø22 A500C, $A_s = 7,6 \text{ см}^2$. Кількість арматурних стрижнів має бути парною.

$$A_s^{nt} = 6,28 \text{ см}^2 < A_s = 7,6 \text{ см}^2 - \text{умова виконана}$$

Уточнюємо величину захисного шару:

$$a_s^{min} = 1,5d + 10 = 1,5 \cdot 22 + 10 = 43 \text{ (мм)}.$$

$$43 \text{ мм} \leq 50 \text{ мм} - \text{умову виконано.}$$

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						63
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

На першій опорі у верхній зоні приймається 2Ø22 A500С, $A_s=7,6 \text{ см}^2$ на довжину по $0,25l_0$ в обидві сторони від опори.

Визначається необхідне армування для середніх прольотів і опор на яких $M = 68,73 \text{ кНм}$.

Попередньо приймаємо розрахунковий захисний шар арматури $a_s = 50 \text{ мм}$.

Тоді робоча висота перерізу становитиме:

$$d = h - a_s = 400 - 50 = 350 \text{ мм.}$$

Визначаємо величини:

$$x_{1,u} = \frac{d \cdot \varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{s0}} = \frac{0,35 \cdot 3 \cdot 10^{-3}}{3 \cdot 10^{-3} + 2,08 \cdot 10^{-3}} = 0,21$$

$$\varepsilon_{s.0} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{416,67}{2,0 \cdot 10^5} = 2,08 \cdot 10^{-3};$$

$$\lambda = \frac{\varepsilon_{cu3,cd} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd}} = \frac{0,003 - 0,00068}{0,003} = 0,77;$$

$$k_\lambda = \frac{1 + \lambda(1 + \lambda)}{3(1 + \lambda)} = \frac{1 + 0,77(1 + 0,77)}{3(1 + 0,77)} = 0,44;$$

$$q_c = \frac{1}{2} f_{cd} \cdot b \cdot (1 + \lambda) = \frac{1}{2} \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 0,8(1 + 0,77) = 12036 \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}} \right).$$

Підбір робочого армування виконуємо як для балки перерізом 200x400(мм).

Приймаємо $x_1 = h_{eff}$ та визначаємо величину моменту M_f , при якому нейтральна вісь проходить по межі полицки ребра та розрахунковий випадок для розрахунку таврового перерізу.

$$F_c = h_{eff} \cdot q_c = 0,05 \cdot 12036 = 601,8 \text{ (кН);}$$

$$a_c = h_{eff} \cdot k_\lambda = 0,05 \cdot 0,44 = 0,022 \text{ (м);}$$

$$z_{ins} = d - a_c = 0,35 - 0,022 = 0,328 \text{ (м);}$$

$$M_f = F_c \cdot z_{ins} = 526,58 \cdot 0,708 = 197,39 \text{ (кНм),}$$

Оскільки $M = 68,73 \text{ кН·м} < M_f = 197,39 \text{ (кН·м)}$, то стиснута зона знаходиться в полицці, приймаємо $b = b_f' = 0,8$.

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						64
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Визначаємо величину дискримінанта:

$$D_3 = d^2 \cdot q_c^2 - 4 \cdot k_\lambda \cdot q_c \cdot M_{np} = 0,350^2 \cdot 12036^2 - 4 \cdot 0,44 \cdot 12036 \cdot 68,73 \\ = 16290066,43 \text{ (кН}^2\text{)}$$

Максимально можлива висота стиснутої зони при дії зовнішнього навантаження:

$$x_1 = \frac{d \cdot q_c - \sqrt{D}}{2 \cdot k_\lambda \cdot q_c} = \frac{0,350 \cdot 12036 - \sqrt{16290066,43}}{2 \cdot 0,44 \cdot 12036} = 0,017 \text{ (м)}$$

Перевіряємо умову необхідності розташування в стиснутій зоні арматури:

$$x_1 = 0,017 \text{ м} \leq x_{1u} = 0,21 \text{ м}$$

Умову виконано. За розрахунком встановлювати арматуру в стиснуту зону бетону не потрібно, вона приймається з конструктивних міркувань.

Визначаємо робоче армування в розтягнутій зоні:

$$A_s^{nt} = \frac{q_c \cdot x_1}{f_{yd}} = \frac{12036 \cdot 0,017}{416,67 \cdot 10^3} = 4,91 \cdot 10^{-4} \text{ (м}^2\text{)} = 4,91 \text{ (см}^2\text{)}$$

Приймаємо 2Ø18 A500C, $A_s = 5,09 \text{ см}^2$. Кількість арматурних стрижнів має бути парною.

$$A_s^{nt} = 4,91 \text{ см}^2 < A_s = 5,09 \text{ см}^2 - \text{умова виконана}$$

Уточнюємо величину захисного шару:

$$a_s^{min} = 1,5d + 10 = 1,5 \cdot 18 + 10 = 37 \text{ (мм)}.$$

$$37 \text{ мм} \leq 50 \text{ мм} - \text{умову виконано.}$$

Для нижнього армування в прольоті та верхнього на опорах приймаються 2Ø18 A500C, $A_s = 5,09 \text{ см}^2$, що встановлюються на довжину $0,5l_0$ симетрично в прольотах на опорах.

4.3.2 Розрахунок другорядної балки на міцність по похилим перерізам

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						65
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

На крайній опорі балки поперечна сила $Q_{оп1} = 72,09$ кН.

Перевіряється умова достатності перерізу:

$$V_{Ed} \leq V_{rd,max}$$

де V_{Ed} – максимальна розрахункова поперечна сила на опорі від зовнішнього навантаження

$V_{Rd,max}$ – максимальне допустиме значення поперечної сили, що може витримати переріз, визначається за формулою

Визначаємо максимальну розрахункову поперечну силу на опорі від зовнішнього навантаження, $V_{ed} = Q_{max} = 72,09$ кН

$$\text{звідки } q = \frac{2 \cdot V_{ed}}{L_0} = \frac{2 \cdot 72,09}{6,3} = 22,88 \text{ (кН/м)}$$

Визначаємо величину поперечної сили, що діє в похилому перерізі:

$$V'_{ed} = V_{ed} - q \cdot z_{ins} = 72,09 - 22,88 \cdot 0,307 = 65,07 \text{ (кН)}$$

де $z_{ins} = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 0,341 = 0,307$ (м)

d – робоча висота перерізу, $d = h - (a_s + 0,5 \cdot \emptyset) = 40 - (5 + 0,5 \cdot 1,8) = 34,1$ мм;

Перевіряємо умову достатності міцності перерізу:

$$V_{rd,max} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,2 \cdot 0,341 \cdot 0,547 \cdot 17 \cdot 10^{-1} = 317,1 \text{ (кН)}$$

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{22}{250}\right) = 0,547 < 0,6$$

Оскільки умова виконується $V_{rd,max} = 317,1$ кН $> V_{ed} = 65,07$ кН, розміри перерізу достатні.

Необхідність розрахунку поперечних стержнів перевіряється за формулою:

$$V_{Ed} \geq V_{Rd,c}$$

де $V_{Rd,c}$ – максимальна поперечна сила, яку може витримати бетонний переріз без поперечного армування (приймається більше значення).

$$V_{Rd,c} = \left[c_{rd,c} \cdot k (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d \text{ [кН]}$$

$$V_{Rd,c} = [V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] b_w \cdot d \text{ [кН]}$$

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						66
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

де $c_{rd,c}=0,13/\gamma_c=0,18/1,3=0,138$ – для важкого бетону;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \text{ d – робоча зона, мм, } k = 1 + \sqrt{\frac{200}{341}} = 1,77;$$

p_l – відсоток армування на опорі,

$$p_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02;$$

A_{sl} – площа робочої повздовжньої арматури, яка доходить до опори, $A_{sl}=7,6$ см².

$$p_l = \frac{7,6}{20 \cdot 33,9} = 0,0113 \leq 0,02$$

$k_1=0,15$;

$\sigma_{cp} = 0$ – середнє напруження стиску від попереднього напруження,

$$V_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \text{ [МПа]},$$

$$V_{min} = 0,035 \cdot 1,67^{\frac{3}{2}} \cdot 22^{\frac{1}{2}} = 0,35 \text{ (МПа)},$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,138 \cdot 1,77 \cdot (100 \cdot 0,0113 \cdot 22)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0 \right] \cdot 341 \cdot 200 = 48,62 \text{ (кН)}$$

$V_{Rd,c}=48,62$ кН < $V_{Ed}=72,09$ кН.

Умова не виконана, тому потрібен розрахунок поперечного армування.

В першому наближенні визначаємо діаметр поперечних стержнів \emptyset_{sw} із умови доброї зварюваності з основною робочою повздовжньою арматурою

$$\emptyset_{sw} = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4} \right) \cdot \emptyset = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4} \right) \cdot 18 = 6 \div 4,5 \text{ (мм)}$$

Приймаємо кількість поперечних стержнів в перерізі із необхідності улаштування 2-х каркасів $n = 2$. З умов доброго зварювання приймаємо поперечну арматуру 2 \emptyset 8A240C, $A_{sw} = 1,01$ см²

Визначаємо мінімальний необхідний за розрахунками крок поперечних стержнів:

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						67
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$S_w = \frac{A_{sw} \cdot z_{ins} \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta}{V'_{ed}} = \frac{1,01 \cdot 30,7 \cdot 170 \cdot 10^2 \cdot 1}{65,07 \cdot 10^3} = 8,1 \text{ (см)}$$

Перевіряємо прийнятий розрахунковий крок з максимально допустимим:

$$S_{1,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \theta) = 0,75 \cdot 341 \cdot (1 + 0) = 255,75 \text{ (мм)}$$

де $\cot \theta = 0$;

$$S_{1,max} = 255,75 \text{ мм} < 600 \text{ мм}$$

Умова виконується

Оптимальний крок поперечних стержнів для опорної ділянки 70...120 мм.

Остаточно приймаємо мінімальне значення кроку поперечних стержнів на приопорній ділянці для подальших розрахунків, а саме $S = 120$ мм.

$$S_w = 8,1 \text{ см} < S_{1,max} = 25,57 \text{ см}$$

Конструктивно приймаємо $S_w = 120 \text{ мм} = 12 \text{ см}$

Опір зсуву перерізу із прийнятими поперечними стержнями:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{S_w} \cdot z_{ins} \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta = \frac{1,01}{1,2} \cdot 30,7 \cdot 170 \cdot 10^2 \cdot 1 = 439,26 \text{ (кН)}$$

Максимально можливе значення поперечної сили, що витримує переріз:

$$V_{rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) = 1,0 \cdot 0,2 \cdot 0,307 \cdot 0,547 \cdot 17 \cdot 10^3 / (1 + 1) = 285,48 \text{ (Н)} = 0,285 \text{ (кН)}$$

де $\alpha_{cw} = 1$, оскільки $\sigma_{cp} = 0$

$v = 0,6$, тому що $f_{ck} < 60$ Мпа.

Остаточно приймаємо більше значення опору зсуву $V_{Rd,s} = 439,26$ (кН)

Перевіряємо умову забезпечення несучої здатності похилого перерізу:

$$V_{Rd,s} = 439,26 \text{ кН} > V'_{Ed} = 65,07 \text{ кН} - \text{умова міцності виконується.}$$

Перевіримо прийняте поперечне армування із мінімально допустимим відсотком:

$$\rho_{w,min} = 0,08 \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yk}}} = 0,08 \sqrt{\frac{22}{240}} = 0,00156 \text{ (м}^2\text{)}$$

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						68
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Фактичний відсоток армування:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot S_w} = \frac{1,01}{20 \cdot 12} = 0,0042$$

$$\rho_w = 0,0042 > \rho_{w,min} = 0,00156$$

Умова забезпечення мінімальної кількості поперечних стержнів виконується.

Остаточо приймаємо 2Ø8A240C, $A_{sw} = 1,01 \text{ см}^2$, $S_w = 120 \text{ мм}$.

Каркас розташовується на приопорних ділянках на довжину $0,25l_0$

На першій проміжній опорі зліва поперечна сила $Q_{оп2} = 108,14 \text{ кН}$

Робоча висота перерізу:

$$d = h - (a_s + 0,5 \cdot \emptyset) = 40 - (5 + 0,5 \cdot 1,8) = 34,1 \text{ мм}$$

Оскільки на опорі балка такого самого перерізу, тому умова достатності розмірів перерізу забезпечена $V_{Rd,max} = 317,1 \text{ кН} > V_{Ed} = 108,14 \text{ кН}$

Необхідний розрахунок поперечних стержнів, оскільки:

$$V_{Ed} = 108,14 \text{ кН} > V_{Rd,c} = 48,62 \text{ кН}$$

Визначаємо величину поперечної сили, що діє в похилому перерізі:

$$V'_{ed} = V_{ed} - q \cdot z_{ins} = 108,14 - 34,33 \cdot 0,307 = 97,6 \text{ (кН)}$$

$$\text{звідки } q = \frac{2 \cdot V_{ed}}{L_0} = \frac{2 \cdot 108,14}{6,3} = 34,33 \text{ (кН/м)}$$

Приймаємо кількість каркасів $n = 2$. З умов доброго зварювання приймаємо поперечну арматуру 2Ø8A240C, $A_{sw} = 1,01 \text{ см}^2$

Визначаємо мінімальний необхідний за розрахунками крок поперечних стержнів:

$$S_w = \frac{A_{sw} \cdot z_{ins} \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta}{V'_{ed}} = \frac{1,01 \cdot 30,7 \cdot 170 \cdot 10^2 \cdot 1}{97,6 \cdot 10^3} = 5,4 \text{ (см)}$$

Перевіряємо прийнятий розрахунковий крок з максимально допустимим:

$$S_{1,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \theta) = 0,75 \cdot 341 \cdot (1 + 0) = 255,75 \text{ (мм)}$$
$$= 0,2557 \text{ (м)}$$

де $\cot \theta = 0$;

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						69
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Оптимальний крок поперечних стержнів для опорної ділянки 70...120 мм, тому приймаємо $S = 100$ мм.

Необхідна площа поперечного армування:

$$A_{sw} = \frac{97,6 \cdot 0,1 \cdot 10^3}{0,307 \cdot 170 \cdot 10^6} = 1,87 \cdot 10^{-4} \text{ (м}^2\text{)}$$

Оскільки необхідна площа поперечної арматури $A_{sw} = 1,87 \text{ см}^2$ перевищує прийняту $A_{sw} = 1,01 \text{ см}^2$, то остаточно приймаємо $2\emptyset 12 \text{ A240C}$, $A_{sw} = 2,26 \text{ см}^2$.

Опір зсуву перерізу із прийнятими поперечними стержнями:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{S_w} \cdot z_{ins} \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta = \frac{2,26}{10} \cdot 30,7 \cdot 170 \cdot 10^2 \cdot 1 = 117,95 \text{ (кН)}$$

$$V_{Ed} = 108,14 \text{ кН} < V_{Rd,s} = 117,95 \text{ кН} \text{ – умова міцності виконується}$$

Приймаємо $2\emptyset 12 \text{ A240C}$, $A_{sw} = 2,26 \text{ см}^2$, $S_w = 100$ мм. Влаштовуються поперечні стержні кроком $S = 100$ мм на довжину $0,25l_0$ зліва від першої проміжної опори.

На першій проміжній опорі справа поперечна сила $Q_{оп2} = 90,12$ кН

Робоча висота перерізу:

$$d = h - (a_s + 0,5 \cdot \emptyset) = 40 - (5 + 0,5 \cdot 1,8) = 34,1 \text{ мм}$$

Оскільки на опорі балка такого самого перерізу, тому умова достатності розмірів перерізу забезпечена $V_{Rd,max} = 317,1 \text{ кН} > V_{Ed} = 90,12 \text{ кН}$

Необхідний розрахунок поперечних стержнів, оскільки:

$$V_{Ed} = 90,12 \text{ кН} > V_{Rd,c} = 48,62 \text{ кН}$$

Визначаємо величину поперечної сили, що діє в похилому перерізі:

$$V'_{ed} = V_{ed} - q \cdot z_{ins} = 90,12 - 28,61 \cdot 0,307 = 81,33 \text{ (кН)}$$

$$\text{звідки } q = \frac{2 \cdot V_{ed}}{L_0} = \frac{2 \cdot 90,12}{6,3} = 28,61 \text{ (кН/м)}$$

Приймаємо кількість каркасів $n = 2$. З умов доброго зварювання приймаємо поперечну арматуру $2\emptyset 8 \text{ A240C}$, $A_{sw} = 1,01 \text{ см}^2$

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						70
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Визначаємо мінімальний необхідний необхідний за розрахунками крок поперечних стержнів:

$$S_w = \frac{A_{sw} \cdot z_{ins} \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta}{V'_{ed}} = \frac{1,01 \cdot 30,7 \cdot 170 \cdot 10^2 \cdot 1}{81,33 \cdot 10^3} = 6,5 \text{ (см)} = 0,065 \text{ (м)}$$

Перевіряємо прийнятий розрахунковий крок з максимально допустимим:

$$S_{1,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \theta) = 0,75 \cdot 341 \cdot (1 + 0) = 255,75 \text{ (мм)} \\ = 0,2557 \text{ (м)}$$

де $\cot \theta = 0$;

Оптимальний крок поперечних стержнів для опорної ділянки 70...120 мм, тому приймаємо $S = 100$ мм.

Необхідна площа поперечного армування:

$$A_{sw} = \frac{81,33 \cdot 0,1 \cdot 10^3}{0,307 \cdot 170 \cdot 10^6} = 1,56 \cdot 10^{-4} \text{ (м}^2\text{)}$$

Оскільки необхідна площа поперечної арматури $A_{sw} = 1,56 \text{ см}^2$ перевищує прийняту $A_{sw} = 1,01 \text{ см}^2$, то остаточно приймаємо 2Ø12 A240C, $A_{sw} = 2,26 \text{ см}^2$:

Опір зсуву перерізу із прийнятими поперечними стержнями:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{S_w} \cdot z_{ins} \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta = \frac{2,26}{10} \cdot 30,7 \cdot 170 \cdot 10^2 \cdot 1 = 117,95 \text{ (кН)}$$

$$V_{Ed} = 90,12 \text{ кН} < V_{Rd,s} = 117,95 \text{ кН} - \text{умова міцності виконується}$$

Приймаємо 2Ø12A240C, $A_{sw} = 2,26 \text{ см}^2$, $S_w = 100$ мм. Влаштовуються поперечні стержні кроком $S = 100$ мм на довжину $0,25l_0$ справа від опори.

4.3.3 Розрахунок полицки

Поличка армується сітками, тому підбирається сітка за моментом на середніх опорах та прольотах $M = 2,08 \text{ кНм}$, яка встановлюється на всю балку, та за різницею моментів $\Delta M = M_1 - M = 3,8 - 2,6 = 1,2 \text{ кНм}$, підбирається додаткова сітка, яка встановлюється на першому прольоті та на першій опорі.

Приймаємо розрахунковий захисний шар арматури $a_s = 20$ мм.

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						71
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Робоча висота перерізу:

$$d = h - a_s = 50 - 20 = 30 \text{ мм.}$$

Визначаємо величини:

$$x_{1,r} = \frac{\varepsilon_{cu3.cd}}{\varepsilon_{cu3.cd} + \varepsilon_{s0}} d = \frac{0,003}{0,003 + 0,00107} 0,03 = 0,022(\text{м});$$

$$\varepsilon_{s,0} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{228,57}{2,1 \cdot 10^5} = 1,07 \cdot 10^{-3};$$

$$\lambda = \frac{\varepsilon_{cu3.cd} - \varepsilon_{c3.cd}}{\varepsilon_{cu3.cd}} = \frac{0,003 - 0,00068}{0,003} = 0,77;$$

$$k_\lambda = \frac{1 + \lambda(1 + \lambda)}{3(1 + \lambda)} = \frac{1 + 0,77(1 + 0,77)}{3(1 + 0,77)} = 0,44;$$

$$q_c = \frac{1}{2} f_{cd} \cdot b \cdot (1 + \lambda) = \frac{1}{2} \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 1(1 + 0,77) = 15045 \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}} \right).$$

Визначаємо величину дискримінанта:

$$\begin{aligned} D_3 &= d^2 \cdot q_c^2 - 4 \cdot k_\lambda \cdot q_c \cdot M_{np} = 0,03^2 \cdot 15045^2 - 4 \cdot 0,44 \cdot 15045 \cdot 2,6 \\ &= 134870,9 \text{ (кН}^2\text{)} \end{aligned}$$

Максимально можлива висота стиснутої зони при дії зовнішнього навантаження:

$$x_1 = \frac{d \cdot q_c - \sqrt{D_3}}{2 \cdot k_\lambda \cdot q_c} = \frac{0,03 \cdot 15045 - \sqrt{134870,9}}{2 \cdot 0,44 \cdot 15045} = 0,0064 \text{ (м)}$$

Перевіряємо умову необхідності розташування в стиснутій зоні арматури:

$$x_1 = 0,0064 \text{ м} \leq x_{1u} = 0,022 \text{ м}$$

Умову виконано. За розрахунком встановлювати арматуру в стиснуту зону бетону не потрібно, вона приймається з конструктивних міркувань.

Визначаємо робоче армування в розтягнутій зоні:

$$A_s^{nt} = \frac{q_c \cdot x_1}{f_{yd}} = \frac{15045 \cdot 0,0064}{228,57 \cdot 10^3} = 0,421 \cdot 10^{-4} (\text{м}^2) = 0,421 (\text{см}^2)$$

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						72
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

На 1 м довжини сітки приймаємо 1Ø8 А240С, $A_s=0,503 \text{ см}^2$. Конструктивно приймаються поперечні стержні Ø4 Вр-І

Уточнюємо величину захисного шару:

$$a_s^{min} = 1,5d + 10 = 1,5 \cdot 4 + 10 = 16 \text{ (мм)}.$$

$$16 \text{ мм} < 20 \text{ мм} - \text{умову виконано.}$$

Підбирається додаткова сітка на ділянці, де діє момент $\Delta M = 1,2 \text{ кНм}$.

Приймаючи, що розрахунковий захисний шар арматури $a_s = 20 \text{ мм}$.

Робоча висота перерізу:

$$d = h - a_s = 50 - 20 = 30 \text{ мм}.$$

Визначаємо величини:

$$x_{1.u} = \frac{d \cdot \varepsilon_{cu3.cd}}{\varepsilon_{cu3.cd} + \varepsilon_{s0}} = \frac{0,03 \cdot 3 \cdot 10^{-3}}{3 \cdot 10^{-3} + 1,07 \cdot 10^{-3}} = 0,022$$

$$\varepsilon_{s.0} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{228,57}{2,1 \cdot 10^5} = 1,07 \cdot 10^{-3};$$

$$\lambda = \frac{\varepsilon_{cu3.cd} - \varepsilon_{c3.cd}}{\varepsilon_{cu3.cd}} = \frac{0,003 - 0,00068}{0,003} = 0,77;$$

$$k_\lambda = \frac{1 + \lambda(1 + \lambda)}{3(1 + \lambda)} = \frac{1 + 0,77(1 + 0,77)}{3(1 + 0,77)} = 0,44;$$

$$q_c = \frac{1}{2} f_{cd} \cdot b \cdot (1 + \lambda) = \frac{1}{2} \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 1(1 + 0,77) = 15045 \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}} \right).$$

Визначаємо величину дискримінанта:

$$\begin{aligned} D_3 &= d^2 \cdot q_c^2 - 4 \cdot k_\lambda \cdot q_c \cdot M_{np} = 0,03^2 \cdot 15045^2 - 4 \cdot 0,44 \cdot 15045 \cdot 1,2 \\ &= 171941,78 \text{ (кН}^2\text{)} \end{aligned}$$

Максимально можлива висота стиснутої зони при дії зовнішнього навантаження:

$$x_1 = \frac{d \cdot q_c - \sqrt{D}}{2 \cdot k_\lambda \cdot q_c} = \frac{0,03 \cdot 15045 - \sqrt{171941,78}}{2 \cdot 0,44 \cdot 15045} = 0,0028 \text{ (м)}$$

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						73
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Визначаємо характерний випадок руйнування:

$$x_1=0,0028 \text{ м} \leq x_{1u}=0,022 \text{ м}$$

Додатково встановлювати арматуру в стиснуту зону бетону не потрібно, вона приймається з конструктивних міркувань.

Визначаємо робоче армування в розтягнутій зоні:

$$A_s^{nt} = \frac{q_c \cdot x_1}{f_{yd}} = \frac{15045 \cdot 0,0028}{228,57 \cdot 10^3} = 1,84 \cdot 10^{-4} (\text{м}^2) = 1,84 (\text{см}^2)$$

На 1 м довжини сітки приймаємо 4Ø8 A240C, $A_s=2,01 \text{ см}^2$. Конструктивно приймаються поперечні стержні Ø4 Вр-I

Уточнюємо величину захисного шару:

$$a_s^{min} = 1,5d + 10 = 1,5 \cdot 4 + 10 = 16 (\text{мм}).$$

$$16 \text{ мм} < 20 \text{ мм} - \text{умову виконано.}$$

4.4 Розрахунок за другою групою граничних станів

4.4.1 Обмеження рівня напружень

Так як робоча арматура для другорядної балки не попередньо напружена, то обмеження рівня напружень рахувати не доцільно.

4.4.2 Обмеження розкриття тріщин

Для другорядної балки промислової будівлі приймається клас умов експлуатації ХО. Допустима ширина розкриття тріщини w_{max} для даного класу становить 0,4 мм

4.4.3 Мінімальна площа армування

Мінімальну площу арматури за вимогами 2ГГС обчислюють:

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						74
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$A_{s,min} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = \frac{0,4 \cdot 1 \cdot 2,6 \cdot 0,08}{500} = 1,66 \cdot 10^{-4} \text{ (м}^2\text{)}$$

$$A_{ct} = b \cdot h = 0,2 \cdot 0,3 = 0,08 \text{ (м}^2\text{)}$$

σ_s – абсолютне значення максимально допустимих напружень у арматурі зразу після утворення тріщини, $\sigma_s=500$ МПа;

$f_{ct,eff}$ – середня величина міцності бетону на розтяг, що має місце в момент часу, коли очікується поява тріщин, $f_{ct,eff}=f_{ctm}=2,6$ МПа;

k – коефіцієнт, що враховує вплив нерівномірних самоврівноважених напружень, що спричиняють зменшення зусилля у з'єднаннях, $k=1$ при $h>300$ мм;

k_c – коефіцієнт, що враховує розподіл напружень у межах перерізу безпосередньо перед утворенням тріщин і змінює плече пари.

Для прямокутних перерізів і стінок коробчастих перерізів та "Т"-подібних перерізів:

$$k_c = 0,4 \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \left(\frac{b}{h} \right) f_{ct,eff}} \right] = 0,4 \left[1 - \frac{0}{2/3 \cdot 1 \cdot 2,6} \right] = 0,4 \leq 1,$$

Де σ_c – середні напруження у бетоні, що діють на частину перерізу, який розглядається:

$$\sigma_c = \frac{N_{ed}}{b \cdot h} = \frac{0}{0,2 \cdot 0,4} = 0 \text{ (МПа)}$$

де N_{ed} – осьова сила, що діє у граничному стані за придатністю до нормальної експлуатації на частину поперечного перерізу.

$h'=h=0,4$ м, при $h<1,0$ м;

$k_1 = 2/3$.

$$A_{s,min}=1,66 \text{ см}^2 < A_s=7,6 \text{ см}^2$$

де $A_s = 7,6 \text{ см}^2$ - прийняте робоче армування балки.

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						75
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Отже, мінімальна площа армування за вимогами 2 групи граничних станів забезпечена

4.4.4 Обмеження тріщиноутворення без прямих розрахунків

Загальна товщина другорядної балки 200 мм, напруження в розтягнутій арматурі $\sigma_{s2} = 435,0$ МПа (див. додаток Г), діаметр робочих стержнів $\varnothing 22$. Оскільки діаметр робочої арматури перевищує 8 мм, то потрібно виконувати розрахунок ширини розкриття тріщин.

4.4.5 Визначення величини розкриття тріщин

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_1 \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_c \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

σ_s - напруження в розтягнутій арматурі з тріщинами, МПа;

α_c - відношення E_s / E_{cm} ,

$$\alpha_c = \frac{2,0 \cdot 10^5}{32,5 \cdot 10^3} = 6,15$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 \cdot A_p}{A_{c,eff}} = \frac{7,6 \cdot 10^{-4}}{0,02} = 0,04$$

$$A_{ct} = 0,2 \cdot 0,1 = 0,02 \text{ (м}^2\text{)}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{435 - 0,4 \cdot \frac{2,6}{0,04} (1 + 6,15 \cdot 0,04)}{2,0 \cdot 10^5} = 0,002 > 0,6 \cdot \frac{435}{2,0 \cdot 10^5} = 0,0013$$

$$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \frac{\varnothing}{\rho_{p,eff}} = 3,4 \cdot 50 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \frac{22}{0,04} = 263,5 \text{ (мм)}$$

де $k_1=0,8$ - коефіцієнт, що враховує умови зчеплення арматури з бетоном;

$k_2=0,5$ - коефіцієнт, що враховує розподіл деформацій при згині;

$k_3=3,4$ - рекомендована величина;

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						76
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$k_4 = 0,425$ - рекомендована величина;

$c = 50$ мм - захисний шар бетону робочої арматури;

$\varnothing = 22$ мм - діаметр робочої арматури.

Тоді ширина розкриття тріщин буде:

$$w_k = 0,002 \cdot 263,5 = 0,58 \text{ (мм)} > w_{\max} = 0,4 \text{ (мм)}$$

Умова не виконується. Необхідно збільшити розрахунковий переріз до 200x450.

Перевірка необхідності визначення прогинів розрахунковим шляхом

Необхідність визначення прогинів розрахунковим шляхом перевіряється виконанням умови: $\lambda_u > \lambda$.

де λ_u – гранична гнучкість елемента;

λ – фактична гнучкість.

Гранична гнучкість визначається за формулою:

якщо $\rho \leq \rho_0$:

$$\lambda_u = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right]$$

якщо $\rho > \rho_0$:

$$\lambda_u = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho}{\rho - \rho_0} + 1/12\sqrt{f_{ck}} \sqrt{\left(\frac{\rho'}{\rho} \right)} \right]$$

Фактичний відсоток армування для розтягнутої арматури середині прольоту для сприйняття моменту від розрахункових навантажень:

$$\rho = \frac{A_{s,\phi}}{A_c} = \frac{7,6 \cdot 10^{-4}}{0,08} = 0,0095$$

де $A_{s,\phi} = 7,6$ см² – площа робочої повздовжньої арматури в розтягнутій зоні;

Довідковий відсоток армування:

$$\rho_0 = 10^{-3} \sqrt{f_{ck}} = 10^{-3} \sqrt{22} = 0,0047$$

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						77
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Так як $\rho = 0,0095 > \rho_0 = 0,0047$, тоді :

$$\lambda_u = 1,0 \left[11 + 1,5\sqrt{22} \frac{0,0047}{0,0095 - 0,0047} + 1/12\sqrt{22} \sqrt{\frac{0,0013}{0,0095}} \right] = 23,03$$

$$\rho' = \frac{A_{s,\phi}}{A_c} = \frac{1,01 \cdot 10^{-4}}{0,08} = 0,0013$$

$A_{s,\phi}$ – площа арматури у стиснутій зоні бетону 2Ø8 A240С, $A_{sw} = 1,01\text{см}^2$

Оскільки для армування використовується арматура класу А500С, то граничне відношення прольоту до висоти необхідно домножити на $310/\sigma_s$, при цьому приймається, що:

$$\frac{310}{\sigma_s} = \frac{500}{f_{yk} \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}}} = \frac{500}{500 \frac{7,6 \cdot 10^{-4}}{7,22 \cdot 10^{-4}}} = 0,95$$

де $A_{s,prov}$ – фактична (встановлена) площа арматурної сталі, м^2 ;

$A_{s,reg}$ – необхідна площа арматурної сталі за першою групою граничних станів, м^2 .

В такому разі:

$$\lambda_u = 0,95 \cdot 23,03 = 21,9$$

Фактична гнучкість:

$$\lambda = \frac{l}{d} = \frac{6300}{350} = 18$$

Оскільки $\lambda = 18 < \lambda_u = 21,9$ оскільки умова виконується, то виконувати розрахунок прогинів потрібно.

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						78
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

5. РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ КОЛОНИ КАРКАСУ

5.1 Вихідні дані для розрахунку

5.1.1 Компонування перерізу та виду колон для громадських будівель

Залізобетонні збірні колони є елементами, що жорстко закріплені у стовпчастих фундаментах і шарнірно з диском перекриття та забезпечують жорстке з'єднання ригелів (збірними балками, розташованими вздовж прольотів). Оскільки 3-ох поверхова громадська будівля з сіткою колон 6,0х6,6 м і загальним корисним навантаженням $p^H = 5$ кПа, то приймаємо колону перерізом 400х400 мм.

Прив'язка колон до осей – «0». Висота консолі збірної колони складає 200 мм. Колона закріплена в тілі стовпчастого фундаменту на 1,5 величини власної ширини, тобто на 450 мм. Верх колони має бути на 1000 - 1200 мм вище рівня верхньої грані плити перекриття для можливості виконати стик колони з колоною.

Таким чином геометрична довжина колони першого поверху згідно компонування каркасу складає 5750 мм. Консоль прийнятої колони з підрізом.

Вантажна площа середньої колони:

$$A_{\text{вант.}} = 6,0 \cdot 6,6 = 39,6 \text{ (м}^2\text{)}$$

Постійне граничне навантаження від перекриття:

$$P_g = q_g \cdot A_{\text{вант.}} \cdot n = 4,8 \cdot 39,6 \cdot 3 = 570,24 \text{ (кНм)}$$

де q_g – постійне граничне навантаження в кН/м² (табл.2.1);

$A_{\text{вант}}$ – вантажна площа колони;

n – кількість поверхів.

Граничне навантаження від власної ваги ригелів:

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						79
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$P_{\text{риг}} = \frac{q_{\text{риг}}}{B} \cdot A_{\text{вант}} \cdot n = \frac{6,96}{6,3} \cdot 39,6 \cdot 3 = 131,25 \text{ (кН)}$$

де $q_{\text{риг}}$ – навантаження від власної ваги ригелів в кН/м²;

B – ширина вантажної площі при різному кроці колон, $B=6,0$ (м).

Граничне навантаження від власної ваги колон:

$$P_{\text{кол}} = b_{\text{кол}}^2 \cdot h_{\text{кол}} \cdot \rho_{\frac{з}{б}} \cdot n \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n^1 = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 3,9 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,1 \cdot 3 = 56,62 \text{ (кН)}$$

де $b_{\text{кол}}=0.4$ м – ширина колони,

$h_{\text{пов}}$ – висота поверху, м.

$$\rho_{\frac{з}{б}} = 25 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_{fm} = 1,1$$

$$\gamma_n^1 = 1,1$$

Повне граничне навантаження:

$$G = P_g + P_{\text{риг}} + P_{\text{кол}} = 570,24 + 131,25 + 56,62 = 758,11 \text{ (кН)}$$

Тимчасове граничне навантаження від перекриття:

$$Q_v = q_v \cdot A_{\text{вант}} \cdot n = 6,6 \cdot 39,6 \cdot 2 = 522,72 \text{ (кН)}$$

де q_v – тимчасове граничне навантаження від перекриття в кН/м² (табл.2.4);

Тимчасове граничне навантаження – снігове навантаження (м. Запоріжжя):

$$Q_{\text{сніг}} = q_{\text{сніг}} \cdot A_{\text{вант}} = 1,11 \cdot 39,6 = 44,0 \text{ (кН)}$$

де $q_{\text{сніг}}$ – граничне снігове навантаження в кН/м²;

Повздовжня сила на колони першого поверху рами від повного навантаження:

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						80
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$N_{ed} = G + Q_v + Q_{снir} = 758,11 + 522,72 + 44,0 = 1324,83 \text{ (кН)}$$

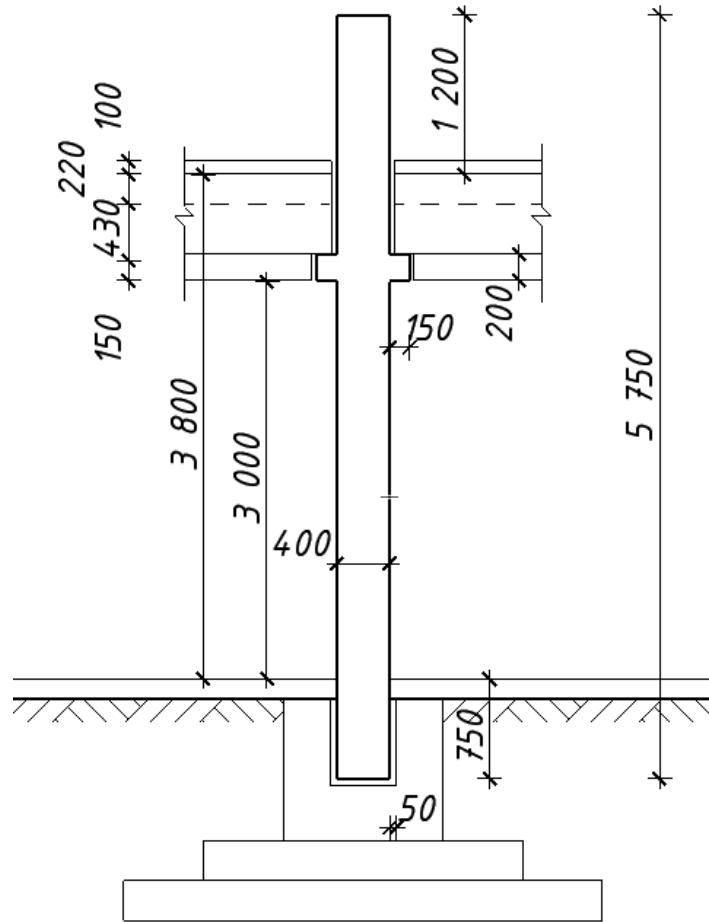


Рис. 5.1 – Схема компонування, розміри колони К-1.

5.1.2. Вибір матеріалів

Для колони, згідно з умовами завдання, приймаємо наступні матеріали:

- Бетон – клас С25/30
- Арматура – робоча повздовжня А400С; поперечна А240С.

Фізико-хімічні характеристики матеріалів наведені в таблиці 5.1.

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						81
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Таблиця 5.1. Фізико-хімічні характеристики матеріалів

		Арматура			
		A400C		A240C	
$f_{ck,prism}$, МПа	22	f_{yk} , Мпа	400	f_{yk} , Мпа	240
f_{cd} , Мпа	17	f_{yd} , Мпа	363,7	f_{yd} , Мпа	228,6
f_{ctm} , Мпа	2,6	f_{ywd} , Мпа	285	f_{ywd} , Мпа	170
$\varepsilon_{c3.cd}$	0,68	ε_{ud}	0,025	ε_{ud}	0,025
$\varepsilon_{cu3.cd}$	3,00	E_s , Мпа	$2,1 \cdot 10^5$	E_s , Мпа	$2,1 \cdot 10^5$
γ_{cl}	0,9	γ_s	1,1	γ_s	1,05

5.2 Розрахунок колони

5.2.1. врахування впливів першого порядку

Впливи першого порядку – це впливи які враховують геометричні неточності елементів та похибки встановлення конструкції. Вимоги щодо врахування впливів другого порядку наведені в п. 5.2 [6]. Несприятливі впливи від можливих відхилів у геометрії конструкції, розташуванні навантажень потрібно враховувати при розрахунку елементів і конструкцій. Відхили у розмірах поперечних перерізів, зазвичай, враховуються коефіцієнтами надійності за матеріалами. Їх не потрібно додатково включати у конструктивний розрахунок.

При розрахунку за першою групою граничних станів слід розглядати ефект від впливу можливих недосконалостей у геометрії навантаженої конструкції. Необхідно намагатися врахувати несприятливі ефекти якомога більшої кількості недосконалостей. Недосконалості потрібно враховувати для граничних станів за придатністю до нормальної експлуатації. Якщо вплив недосконалостей менший від впливу розрахункових горизонтальних дій, то ним можна знехтувати. Недосконалості не слід ураховувати для особливих (аварійних) сполучень навантажень.

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						82
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Згідно з умовами завдання, колона є центрально-стиснутим елементом. Це означає, що рівнодійна стискаючого зусилля N_{Ed} співпадає з центром ваги перерізу нашої залізобетонної колони (рис. 5.2). тому виконуємо розрахунок колони як центрально-стиснутого елемента з випадковим елементом e_a .

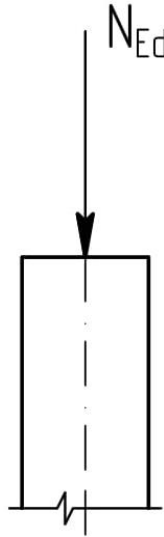


Рис. 5.2. Центрально-стиснутий елемент

Випадковий ексцентриситет e_i враховує неточності:

- Виготовлення залізобетонної конструкції;
- Вертикальності конструкції при монтажі;
- Передачі навантаження з конструкції над колоною на безпосередню саму колону.

Випадковий ексцентриситет для колони з розрахунковою довжиною

$$l = \mu \cdot l \quad (7.1)$$

$$l_0 = 0,7 \cdot 3,8 = 2,66 \text{ м,}$$

Таким чином,

$$e_i = \begin{cases} l_0/600; \\ h/30; \\ 10 \text{ мм.} \end{cases} \quad (7.2)$$

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						83
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$e_a = \begin{cases} 2660/600 = 4,43\text{мм}; \\ 400/30 = 13,33\text{ мм}; \\ 10\text{ мм}. \end{cases}$$

де h – ширина колони, $h=400$ мм;

l_0 – розрахункова висота колони

Приймаємо найбільше значення, $e_0=13,3$ мм.

5.2.2 Врахування впливів другого порядку

Вимоги щодо врахування впливів другого порядку наведені в п. 5.7 [6]. Загальні впливи другого порядку можуть проявлятися і у конструкціях із гнучкою в'язевою системою. Якщо враховуються впливи другого порядку, то рівновагу й опір конструкції потрібно перевіряти у деформованому стані. Деформації потрібно визначити з урахуванням відповідного впливу тріщиноутворення, нелінійних властивостей матеріалів і повзучості. При розрахунку за умов лінійного характеру роботи матеріалів ці впливи можна знехтувати шляхом зниження характеристик жорсткості. Характер роботи конструкції потрібно розглядати у напрямку, в якому може відбуватися деформація, а в необхідних випадках, слід ураховувати двовісний згин. Невизначеності у геометрії і розташуванні навантажень стиску потрібно враховувати як додаткові впливи першого порядку на основі геометричних недосконалостей. Впливами другого порядку можна знехтувати, якщо вони разом становлять менше ніж 10% відповідних впливів першого порядку.

Якщо ми враховуємо впливи другого порядку, то не потрібно виконувати додаткових розрахунків на втрату стійкості. Вважається, що впливи другого порядку враховані, якщо гнучкість λ є меншою певної величини (граничної) λ_{lim} .

Тобто необхідне виконання наступної умови:

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						84
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$\lambda \leq \lambda_{min};$$

Фактична гнучкість кололони з радіусом інерції:

$$i = 0,266 \cdot h \quad (7.3)$$

$$i = 0,266 \cdot 400 = 106,4 \text{ (м)},$$

$$\lambda = l_0/i \quad (7.4)$$

$$\lambda = 2660/106,4 = 25.$$

Мінімальне значення гнучкості:

$$\lambda_{min} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}, \quad (7.5)$$

$$\lambda_{min} = 20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot \frac{0,7}{\sqrt{0,49}} = 15,4.$$

де A – коефіцієнт, що враховує геометрію перерізу та повзучість бетону, $A=0,7$;

B – коефіцієнт, що враховує епюру наповнення стиску бетону та коефіцієнт армування, $B=1,1$;

C – коефіцієнт, що враховує розподіл моментів по довжині колони і конструктивну схему, $C=0,7$;

v – коефіцієнт Паусона, для бетону $v=0,2$;

n – відносна осьова сила.

Відносна осьова сила:

$$n = N_{ed} / A_c \cdot f_{cd}, \quad (7.6)$$

$$n = 1324,83 / 0,16 \cdot 17 \cdot 10^3 = 0,49$$

$$A_c = b \cdot n = 0,4 \cdot 0,4 = 0,16.$$

де N_{Ed} - розрахункова осьова сила стиску, $N_{Ed} = 1324,83$ кН;

A_c – площа бетонного перерізу колони;

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						85
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

f_{cd} – розрахункова міцність бетону на стиск (табл. 5.1).

Тоді:

$$\lambda = 25 > \lambda_{min} = 15,4$$

Умова не виконується, необхідно врахувати впливи другого порядку.

Номінальна жорсткість перерізу:

$$E \cdot I = 0,15 \cdot E_{cd} \cdot \frac{b \cdot h^3}{12} + 0,01 \cdot E_s \cdot A_c (0,5 \cdot h - a'_s)^2, \quad (7.7)$$

$$\begin{aligned} E \cdot I &= 0,15 \cdot 2500 \cdot \frac{40 \cdot 40^3}{12} + 0,01 \cdot 21000 \cdot 40^2 (0,5 \cdot 40 - 5)^2 \\ &= 155,6 \cdot 10^6 \text{ (кН} \cdot \text{см}^2\text{)}. \end{aligned}$$

Критична сила:

$$N_b = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l_0^2}. \quad (7.8)$$

$$N_b = \frac{3,14^2 \cdot 155,6 \cdot 10^6}{266,0^2} = 21682,3 \text{ (кН)}.$$

Визначаємо величину загального ексцентриситету

$$e_0 = e_i \left\{ 1 + \frac{\beta}{\frac{N_b}{B_{ed}} - 1} \right\}, \quad (7.9)$$

$$e_0 = 1,33 \left\{ 1 + \frac{1,232}{\frac{21682,3}{1324,83} - 1} \right\} = 1,44 \text{ (см)},$$

Визначаємо форму рівноваги:

Відстань від центру перерізу до крайньої точки ядрового перерізу:

$$r = \frac{h}{6} = \frac{40}{6} = 6,6 \text{ (см)}.$$

Оскільки $e_0 = 1,44 \text{ см} < r = 6,6 \text{ см}$, для цього випадку характерна перша форма рівноваги.

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						86
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Величина загального ексцентриситету:

$$e = e_0 + 0,5 \cdot h - a_s. \quad (8.0)$$

$$e = 1,44 + 0,5 \cdot 40 - 5 = 16,44 \text{ (см)}.$$

Визначимо висоту стиснутої зони:

$$x = h \cdot \frac{\varepsilon_{cu3.cd}}{\varepsilon_{cu3.cd} - \varepsilon_{c(2)}} = 40 \cdot \frac{300 \cdot 10^{-5}}{300 \cdot 10^{-5} - 234,1 \cdot 10^{-5}} = 182,1 \text{ (см)} \cdot$$

$$\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{cu3.cd} \left(1 - \frac{e_0}{r}\right); \quad (8.1)$$

$$\varepsilon_{c(2)} = 300 \cdot 10^{-5} \left(1 - \frac{1,44}{6,6}\right) = 234,1 \cdot 10^{-5};$$

Висота перерізу з постійними напруженнями стиску:

$$\lambda x = x_1 \cdot \frac{\varepsilon_{cu3.cd} - \varepsilon_{c3.cd}}{\varepsilon_{cu3.cd}} = 182,1 \cdot \frac{300 \cdot 10^{-5} - 68 \cdot 10^{-5}}{300 \cdot 10^{-5}} = 140,82 \text{ (см)}.$$

Оскільки

$$\lambda \cdot x_1 \geq h,$$

$$\lambda \cdot x = 140,82 \text{ см} > h = 40 \text{ см},$$

весь переріз стиснутий $\sigma_c = f_{cd} = 17 \text{ МПа}$.

Деформації в менш напруженій арматурі:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu3.cd} \frac{x_1 - d}{x_1}, \quad (8.2)$$

$$\varepsilon_s = 300 \cdot 10^{-5} \frac{182,1 - (40 - 5)}{182,1} = 242,34 \cdot 10^{-5}.$$

Оскільки

$$\varepsilon_{s0} < \varepsilon_s < \varepsilon_{ud}$$

$$\varepsilon_{s0} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{363,7}{2,1 \cdot 10^{-5}} = 173,2 \cdot 10^{-5}$$

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						87
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$\varepsilon_{s0} = 2500 \cdot 10^{-5} > \varepsilon_s = 242,34 \cdot 10^{-5} > \varepsilon_{s0} = 182,1 \cdot 10^{-5}$$

То арматура знаходиться в стадії текучості, але не руйнується, і $\sigma_s = f_{yd} = 363,7$ МПа.

5.2.3 Розрахунок основної робочої арматури

При армуванні колон повздовжні стрижні повинні бути діаметром не менше ніж $\varnothing_{min} = 8$ мм, а загальна кількість повздовжньої арматури повинна бути не менше ніж $A_{s,min}$. Приймаємо захисний шар для повздовжньої робочої арматури конструктивно 50 мм.

Необхідна кількість арматури:

більш завантаженої:

$$A'_s = \frac{N_{ed}e - f_{ed} \cdot b \cdot h \cdot (0,5 \cdot h - a_s)}{f_{yd} \cdot (d - a_s')} ; \quad (8.3)$$

$$A'_s = \frac{1324,83 \cdot 16,45 - 1,53 \cdot 40 \cdot 40 \cdot (0,5 \cdot 40 - 5)}{36,3 \cdot (35 - 5)} = -13,71 \text{ (см}^2\text{)};$$

менш завантаженої:

$$A_s = \frac{N_{ed} - f_{ed} \cdot b \cdot h - f_{yd} \cdot A_s'}{f_{yd}} ; \quad (8.3)$$

$$A_s = \frac{1324,83 - 1,53 \cdot 40 \cdot 40 - 36,3 \cdot 13,71}{36,3} = -44,65 \text{ (см}^2\text{)}.$$

Від'ємні результати вказують про те, що бетон в колоні не напружений, тому приймаємо конструктивно $4\varnothing 20$ А400С $A_s = 12,56$ см² $A_s = A'_s = -13,71$ см².

Знаходимо мінімально необхідну з конструктивних вимог площу арматури:

$$A_{s,min} = A_{s,tot} = \begin{cases} \frac{0,10 \cdot N_{ed}}{f_{yd}} ; \\ 0,002 \cdot A_c \end{cases} ; \quad (8.4)$$

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						88
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$A_{s.min} = A_{s.tot} = \begin{cases} \frac{0,10 \cdot 1324,83}{363,7} = 0,364 \text{ (см}^2\text{)}; \\ 0,002 \cdot 40 \cdot 40 = 3,2 \text{ (см}^2\text{)} \end{cases}$$

Прийнята нами загальна розрахункова площа арматури значно перевищує мінімально необхідно площу арматури.

Остаточно приймаємо в якості робочої повздовжньої арматури 4Ø20A400C з $A_s = 12,56 \text{ (см}^2\text{)}$.

Діаметр поперечних стержнів $\phi_{cl.t}$:

$$\phi_{cl.t} = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4}\right) \cdot \phi \geq 6 \text{ мм}, \quad (8.5)$$

$$\phi_{cl.t} = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4}\right) \cdot 20 = (6,7 \div 5).$$

З цього діапазону приймаємо $\phi_{cl.t} = 6 \text{ мм}$.

Крок поперечних стержнів має відповідати вимогам

$$S_{cl.t} = \begin{cases} 20 \cdot \phi; \\ b \text{ мм}; \\ 400 \text{ мм}, \end{cases} \quad (8.6)$$

$$S_{cl.t} = \begin{cases} 20 \cdot 20 = 400 \text{ (мм)}; \\ b = 400 \text{ мм}; \\ 400 \text{ мм}, \end{cases}$$

Остаточно приймаємо $S_{cl.t} = 400 \text{ мм}$.

Колона армується просторовими каркасами, утвореними з плоских зварних каркасів. Основна повздовжня робоча арматура об'єднується поперечними стержнями Ø6 A240C з чотирьох боків (рис. 5.3).

Схема армування колони наведена на рис. 5.3.

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						89
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

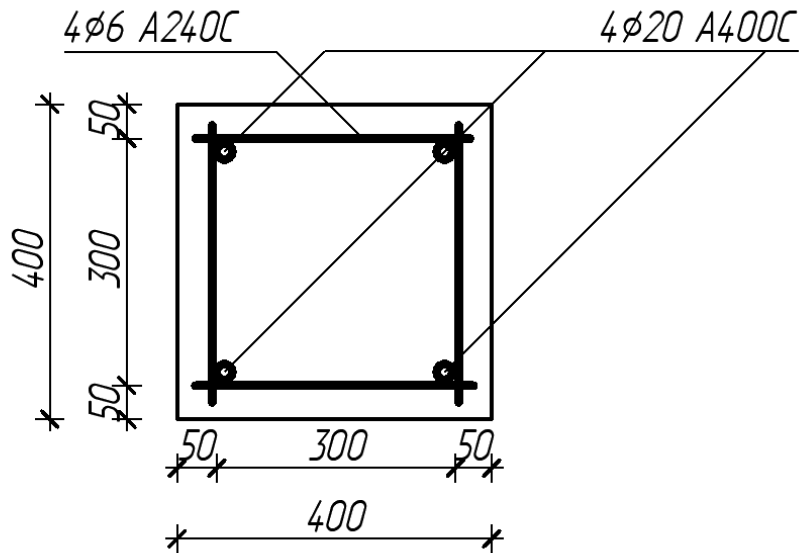


Рис. 5.3 – Схема армування колони

5.2.4. Перевірка несучої здатності колони

Перевіряємо умову забезпечення несучої здатності колони:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

Тоді, фактична несуча здатність перерізу колони становить за формулою (8.21)...(8.22):

$$N_{Rd} = \frac{A'_s \cdot f_{yd} \cdot (d - a'_s) + f_{cd} \cdot b \cdot h \cdot (0,5 \cdot h - a_s)}{e};$$

$$N_{Rd} = \frac{12,56 \cdot 36,3 \cdot (35 - 5) + 1,53 \cdot 40 \cdot 40 \cdot (0,5 \cdot 40 - 5)}{16,45} = 3063,7 \text{ (кН)};$$

$$N_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} + f_{cd} \cdot b \cdot h + f_{yd} \cdot A'_s;$$

$$N_{Rd} = 12,56 \cdot 36,3 + 1,53 \cdot 40 \cdot 40 + 12,56 \cdot 36,3 = 3359,86 \text{ (кН)}.$$

Для порівняння приймаємо менше значення, тобто $N_{Rd} = 3063,7 \text{ (кН)}$.

Перевіряємо несучу здатність колони:

$$N_{Ed} = 1316,13 \text{ (кН)} < N_{Rd} = 3063,7 \text{ (кН)}$$

Умова виконана. Несуча здатність перерізу забезпечена.

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						90
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

5.2.5. Розрахунок і конструювання монтажної та розподільчої арматури

Монтажна арматура складається з петель та трубок. Монтажні петлі (МП-1 на кресленнях) забезпечують можливість розпалублення конструкції після їх виготовлення, забезпечення завантажувальних та розвантажувальних операцій. Монтажна трубка забезпечує можливість встановлення колони в проектне положення.

Для влаштування монтажних петель застосовують тільки гарячекатану арматурну сталь з площиною текучості класу А240С марки ВСтЗсп2 та А300С марки 10ГТ, яка має найкращий опір дії динамічним навантаженням при підніманні. Міцність перерізу петель перевіряють розрахунком. Діаметр петлі підбирається виключно з розтягуючого зусилля, що діє на цю петлю. Приймаємо монтажну арматуру із сталі класу А240С.

Знаходимо вагу колони.

Загальна довжина колони К-1 складає 5,75 м.

Об'єм колони К-1 без урахування двох консолей:

$$V = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 5,75 = 0,92 \text{ (м}^3\text{)};$$

Об'єм двох консолей колони К-1:

$$V = 2 \cdot 0,4 \cdot 0,15 \cdot 0,2 = 0,024 \text{ (м}^3\text{)};$$

Загальний об'єм колони К-1:

$$V = 0,92 + 0,024 = 0,944 \text{ (м}^3\text{)};$$

Вага колони К-1:

$$G = 0,944 \cdot 25 = 23,6 \text{ (кН)};$$

Зусилля, що припадатиме на одну петлю складає:

$$N = 23,6 / 2 = 11,8 \text{ (кН)};$$

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						91
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Остаточно приймаємо $N = F_s = 11,8$ (кН).

Згідно [табл. 6.41, 7] при нормативному зусиллі ваги колони, що припадатиме на одну петлю $N = F_s = 11,8$ (кН) приймаємо діаметр монтажної арматури 14 мм.

На рис. 5.4 наведена конструкції петлі.

Висоту проушини петлі h_1 при діаметрі стержня 14 (мм) [7, с. 376] приймають: $h_c \geq \phi + 60$ (мм),

$$h_c \geq 14 + 60 = 74 \text{ (мм)},$$

Приймаємо $h_c = 115$ мм.

$$h_l = 115 \text{ (мм)} > 74 \text{ (мм)}.$$

Умова виконується.

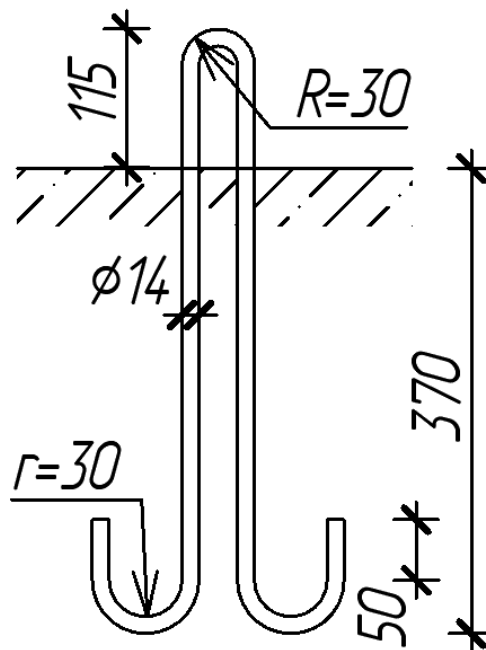


Рис.5.4 – Монтажна петля МП-1

Довжина запуску арматури в бетон l_{an} :

$$l_{an} = \begin{cases} l_{an.min}; \\ 15\phi, \end{cases} \quad (8.7)$$

$$l_{an} \geq \begin{cases} 300 \text{ мм}; \\ 15 \cdot 14 = 210 \text{ мм}, \end{cases}$$

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						92
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Проте ми збільшуємо довжину запуску арматури в бетон l_{an} до 370 мм, щоб перев'язати монтажну петлю М-1 з повздовжньою робочою арматурою колони.

В місцях передачі навантажень з колони на колону та з колони на фундамент встановлюється розподільча арматура. На оголовку встановлюються 5 додаткових сіток в площині поперечного перерізу з проволочи $\emptyset 4\text{Вр} - \text{I}$ з чарункою 50x50 мм та кроком 100 мм.

5.3. Розрахунок і конструювання консолей

Перевірка довжини опорної площадки на зминання:

$$\frac{V_{Ed}}{\Psi \cdot l \cdot b_m} \leq f_{cd} \quad (8.8)$$

де V_{Ed} – максимальна поперечна сила, що передається з ригеля на колону, з огинаючої епюри $V_{Ed} = 219,61$ кН;

Ψ – коефіцієнт безпеки, рівний 0,75;

l – довжина опорної площадки,

$$l = l_{\text{конс}} - 10\text{мм} = 150 - 10 = 140 \text{ (мм)};$$

де $l_{\text{конс}}$ – довжина консолі;

b_m – ширина ригеля, $b_m = 400$ мм.

$$\frac{291,61 \cdot 10^{-3}}{0,75 \cdot 0,140 \cdot 0,4} = 6,94 \text{ (кПа)} < 17 \text{ (кПа)}.$$

Умова виконується, довжина опорної площадки достатня для сприйняття поперечної сили.

Перевірка міцності консолі на зріз:

$$V_{ed} \leq 3,5 \cdot f_{edt} \cdot b \cdot d, \quad (8.9)$$

де b – ширина колони, $b=400$ мм;

d – робоча висота консолі,

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						93
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$d = h_{\text{конс}} - a_s = 200 - 30 = 170 \text{ мм.}$$

де a_s – захисний шар бетону в консолі, мм;

$h_{\text{конс}}$ – висота консолі, мм;

f_{ctd} – розрахункова міцність бетону на розтяг колони,

$$f_{ctd} = a_{ct} \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_{ct}} = 1 \cdot \frac{1,8}{1,3} = 1,38 \text{ (МПа);}$$

де $f_{ctk,0,05}$ – опір бетону осьовому розтягу (табл. 8.1);

γ_{ct} – коефіцієнт надійності для бетону, $\gamma_{ct} = 1,3$;

$$291,61 \text{ (кН)} < 3,5 \cdot 1,38 \cdot 0,4 \cdot 0,17 \cdot 10^3 = 328,4 \text{ (кН).}$$

Міцність перерізу консолі на зріз забезпечена.

Підбір робочої арматури консолі:

$$A_s = \frac{1,25 \cdot M}{f_{yd} \cdot \xi \cdot d} [\text{м}^2], \quad (9.0)$$

де M – момент, що сприймає консоль;

V_{ed} – максимальна поперечна сила;

a – відстань від грані колони до точки передання навантаження від ригеля;

$$a = \frac{150 - 10}{2} + 10 = 80 \text{ (мм)} = 0,08 \text{ (м).}$$

d – робоча висота консолі;

$\xi = 0,95$.

$$M = V_{ed} \cdot a = 291,61 \cdot 0,08 = 23,33 \text{ (кН} \cdot \text{м)}$$

$$A_s = \frac{1,25 \cdot 23,33}{240 \cdot 0,95 \cdot 0,170 \cdot 10^3} = 7,5 \cdot 10^{-4} \text{ (м}^2\text{)}$$

Приймаємо $2\emptyset 25A400C$, $A_s = 9,82 \text{ см}^2$.

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						94
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Схема армування консолі наведена на рис. 5.5.

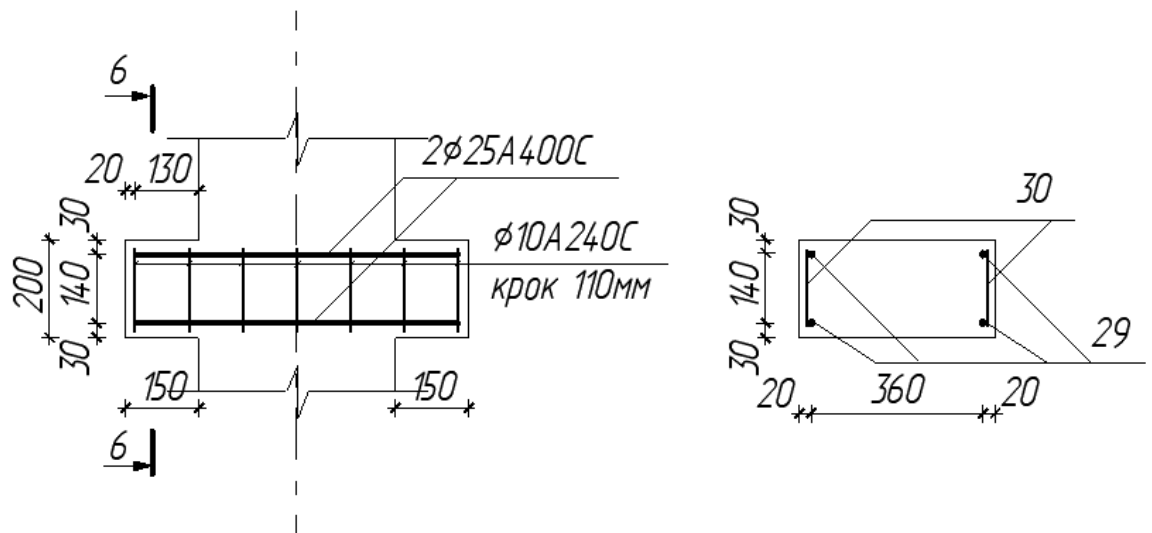


Рис. 5.5 – Схема армування консолі

5.4 Розрахунок додаткової арматури в вузлах з'єднання ригеля з колоною

Умовно жорсткий стик колони з ригелем забезпечує закладна деталь – «рибка» яка приєднує верхню частину перерізу ригеля до закладної деталі колони (рис. 8.6). Приймаємо товщину «рибки» 10 мм, ширину – 200 мм, довжину 300 мм.

Розраховуємо ширину робочої частини «рибки»

$$b_p = \frac{N}{\delta_p \cdot f_{yd}} = \frac{365,3}{0,01 \cdot 230 \cdot 10^3} = 0,159 \text{ (м)},$$

де N – зусилля що виникає на закладній деталі;

$$N = M/z = 239,99 / 0,657 = 365,3 \text{ (кН)},$$

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 0,730 = 0,657 \text{ (м)};$$

d – робоча висота ригеля,

$$d = h_{\text{риг}} - a_s = 0,8 - 0,070 = 0,730 \text{ (м)};$$

$h_{\text{риг}}$ – висота перерізу ригеля;

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						95
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

M – максимальний момент, який діє в перерізі на опорі, $M = 239,99$ кН · м;

δ_p – товщина «рибки».

Приймаємо ширину звуження $b_p = 160$ мм.

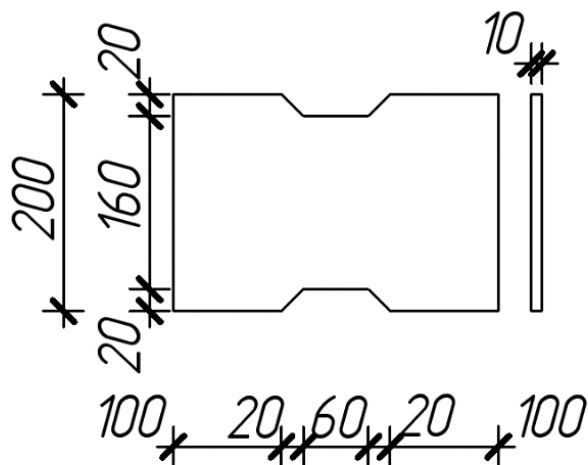


Рис. 5.6 – Основні розміри закладної деталі «рибки» (ЗД-4) для стикування колони з ригелем.

На рис. 5.7 наведений вузол стикування колони з ригелем.

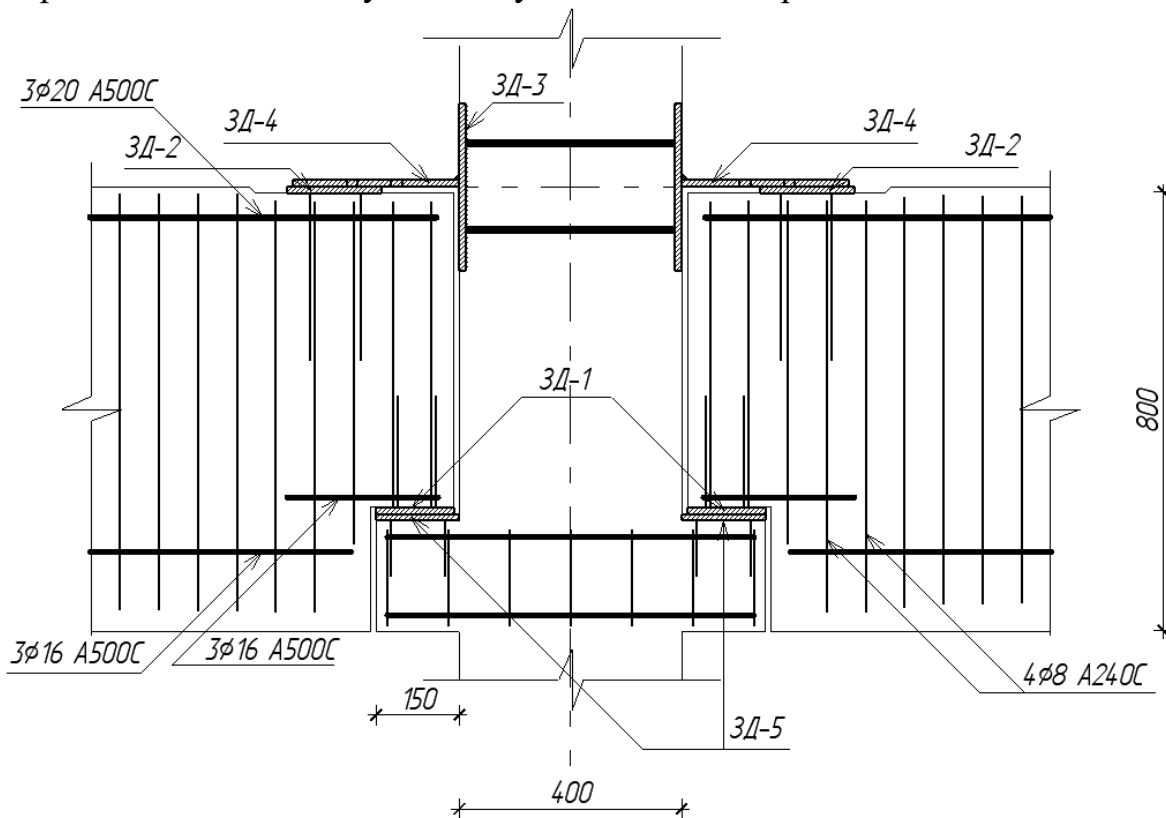


Рис. 5.7 – Вузол стикування колони з ригелем

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		96

На рис. 5.8 представлені закладні деталі для вузла стикування колони з ригелем.

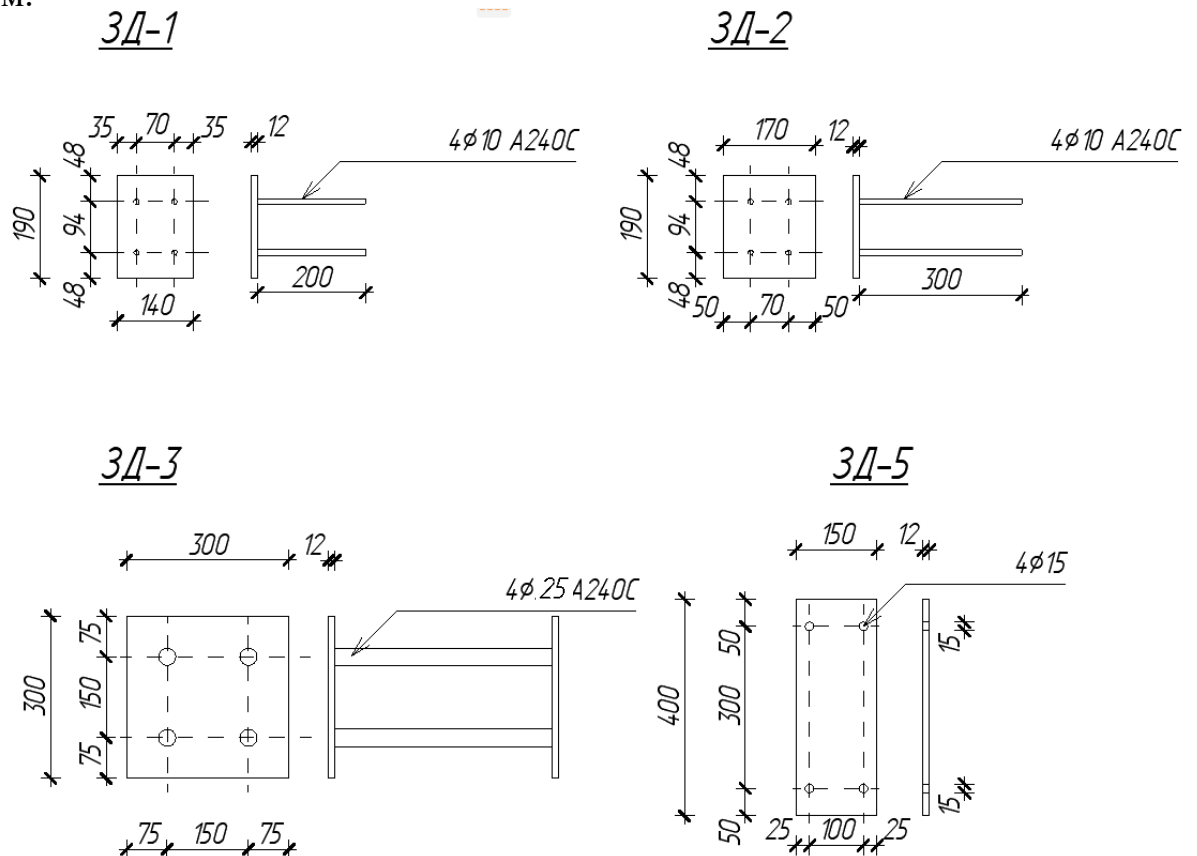


Рис. 5.8 – Закладні деталі

ЗД-1 – закладна металева деталь для передачі навантаження з ригеля на колону.

Закладні деталі ЗД-1, ЗД-2 являють собою пластину з отворами, в які встановлені та приварені 4 анкерні стержні $\phi 10A240C$.

ЗД-3 – закладна деталь у вигляді двох пластин, що з'єднані 4 стержнями $\phi 25A240C$, для з'єднання ригелів з колоною.

Робочі стержні закладної ЗД-3 приймаємо з умови рівномірності,

$$A_{sl} = \frac{f_{yd_2} \cdot A_{s2}}{f_{yd_1}} = \frac{364 \cdot 9,41}{228,6} = 15 \text{ (см}^2\text{)},$$

де A_{sl} – площа робочої арматури закладної ЗД-3;

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						97
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

A_{s2} – площа робочої арматури в верхній зоні ригеля на приопорній ділянці ($\emptyset 20A500C$);

f_{yd1}, f_{yd2} - відповідні розрахункові міцності арматури (табл. 8.1).

Приймаємо $4\emptyset 25A240C$, $A_s = 19,63 \text{ см}^2$. З умови доброї зварюваності підбираємо товщину пластини $\delta = 8 \text{ мм}$.

Розраховуємо необхідну довжину зварних швів між закладними деталями ЗД-2 та ЗД-4, і між ЗД-4 та ЗД-3.

Необхідна довжина зварного шва визначається за формулою:

$$l_f = \frac{N}{\delta_f \cdot R_{wf}} = \frac{365,3}{0,008 \cdot 185 \cdot 10^3} = 0,203 \text{ (м)} = 246 \text{ (мм)},$$

де δ_f - катет зварного шва, $\delta_f = 8 \text{ мм}$;

R_{wf} - розрахунковий опір зварного шва, який визначається згідно до таблиці. Ж2 [11], $R_{wf} = 185 \text{ МПа}$.

Згідно табл. Ж1 [11] при з'єднанні матеріалів пластин зі сталі СтЗсп приймаємо електроди типу Э42А за ГОСТ 9467.

Як бачимо при товщині пластини 8 мм і висоті катету 8 мм, необхідна довжина шва має бути 246 мм, що більше ширини «рибки» 200 мм. Крім того, в розрахунках треба враховувати, що прикінцеві ділянки пластини, довжиною не менше товщини пластини, в розрахунок не включаються. Тобто, при товщині «рибки» в 8 мм і ширині 200 мм не буде можливості виконати зварне з'єднання.

Тому збільшуємо товщину пластини «рибки» до 12 мм і відповідно катет шва до 12 мм (рис. 7.6, б) і повторимо розрахунок за формулою (8)

$$l_f = \frac{365,3}{0,012 \cdot 185 \cdot 10^3} = 0,165 \text{ (м)} = 165 \text{ (мм)}.$$

Перевіряємо можливість улаштування зварних швів.

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						98
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Стик складних деталей ЗД-3 та ЗД-4 виконується одним стиковим швом (рис. 5.9). А закладні ЗД-2 та ЗД-4 зварюються двома фланговими швами.

Виходячи з цього і робимо остаточне конструювання закладної деталі «рибки» ЗД-4.

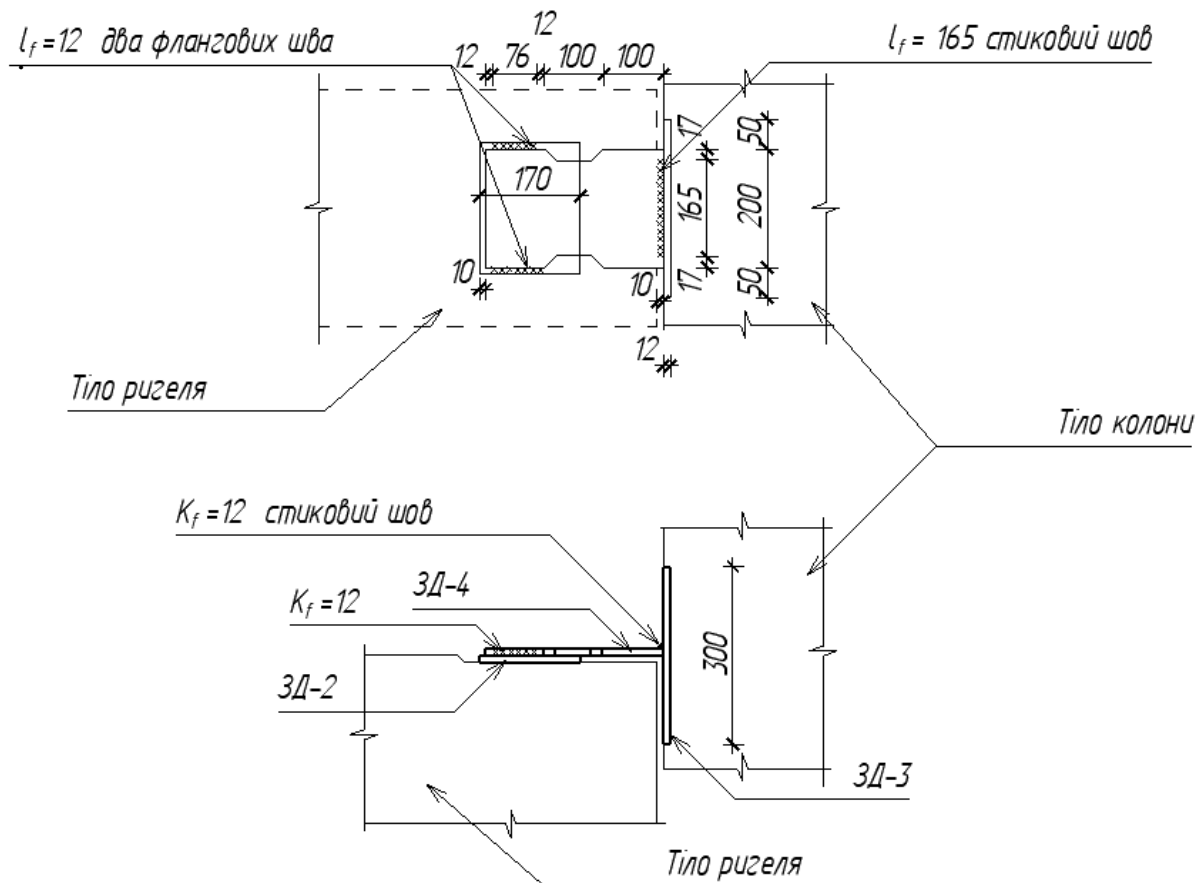


Рис. 5.9 – Схема зварювання частин закладних деталей

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						99
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

ВИСНОВКИ

У курсовому проекті було проведено детальне проектування і розрахунок основних елементів каркасу житлової будівлі, включаючи багатопустотну плиту перекриття, ригель, монолітне перекриття та колону першого поверху.

В результаті виконаних розрахунків обрано оптимальні параметри перерізів і необхідне армування, що забезпечує міцність та надійність конструкцій при експлуатації.

Для кожного елемента визначено кількість та тип арматури, а також розраховано поперечне армування для забезпечення конструктивної жорсткості й стійкості під навантаженнями. Особливу увагу приділено розташуванню і фіксації робочої арматури, поперечних стержнів та каркасів для підвищення тріщиностійкості та довговічності конструкцій. Усі розрахунки виконано відповідно до нормативних вимог, визначених у ДБН В.2.6-98:2009 та ДСТУ Б В.2.6-156:2010, що дозволило забезпечити відповідність конструкцій сучасним вимогам міцності, безпеки та довговічності.

На основі проведених розрахунків розроблено креслення, специфікацію арматурних виробів та таблиці витрат арматурної сталі. Це забезпечує ефективне використання матеріалів і надає можливість оптимізувати процес будівництва.

Таким чином, проектована конструкція відповідає всім вимогам експлуатаційної безпеки і є раціональним вибором для реалізації у житловому будівництві.

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						100
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції», К.: Мінбуд України, 2009. – 92 с.
2. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 «Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону», К.: Мінбуд України, 2010. – 166 с.
3. Войцехівський О.В. Використання дволінійних діаграм деформування матеріалів при розрахунках залізо-бетонних конструкцій за деформаційним методом / О.В. Войцехівський, А.М. Бамбура, І.Р. Сазонова, Д.М. Байда Містобудування та територіальне планування: наук.-техн. зб. Київ, КНУБА, 2016. Вип. 61. С. 173-192.
4. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. Введ. З 1 січня 2007 р. на заміну розділу 10 СНиП 2.01.07-85. К.: Мінбуд України, 2006. – 10 с.
5. ДБН В.1.2-:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. Введ. З 1 січня 2007 р. на заміну СНиП 2.01.07-85 (крім розділу 10). К.: Мінбуд України, 2006. – 71 с.
6. Залізобетонні конструкції: Підручник / А.Я. Барашиков, Л.М. Будникова, Л.В. Кузнєцов та ін.; під ред. А.Я. Барашикова. – К.: Вища школа, 1995. – 591 с.
7. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6- 98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / В.М. Бабаєв, А.М. Бамбура, О.М. Пустовойтова та ін.; за заг. Ред. В.С. Шмуклера. – Харків : Золоті сторінки, 2015. – 208 с.
8. Войцехівський О.В., Журавський О.Д., Попов В.О. Основи проектування елементів залізобетонного каркасу багатоповерхової будівлі. Курсове та дипломне проектування. Навчальний посібник. – К.: КНУБА, 2018. -191с.

					08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ	Арк.
						101
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

ДОДАТОК А

До розрахунку прогину від дії експлуатаційних навантажень

Вихідні дані для розрахунку:

$$b = 1 \text{ м}$$

$$h = 0.22 \text{ м}$$

$$Z_{s1} = 0.02 \text{ м}$$

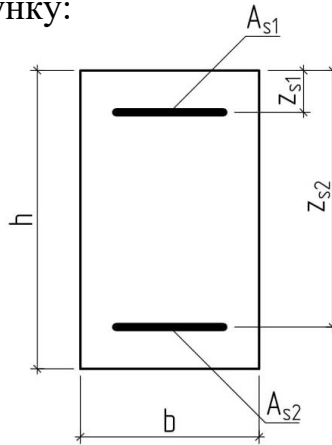
$$Z_{s2} = 0.17 \text{ м}$$

$$A_{s1} = 0.000791 \text{ м}^2$$

$$A_{s2} = 0.001407 \text{ м}^2$$

Бетон С25/30

Арматура А500С



Результати розрахунку:

Крок	Момен T, кН·м	Кривизн a, 1/r	Напруження в арматурі s ₁ , МПа	Напруження в арматурі s ₂ , МПа
0	0	0	0	0
1	35	0.00649	42	-163
2	51	0.00951	63	-236
3	65	0.01244	86	-306
4	79	0.01523	108	-371
5	91	0.01788	132	-432
6	93	0.02883	154	-435
7	94	0.04105	172	-435
8	94	0.0539	187	-435
9	95	0.06694	201	-435
10	94	0.09455	233	-435

Знаходимо кривизну ($1/r$) та напруження в розтягнутій (σ_{s2x}) та стиснутій (σ_{s1x}) арматурі при експлуатаційному навантаженні:

При $M_{експл.} = 68,26$ кН·м вираховуємо інтерполяцією:

$$(1/r) = 0,01244 + (68,26 - 65) \cdot (0,01523 - 0,01244) / (79 - 65) = 0,0122.$$

$$\sigma_{s1x} = 86 + (68,26 - 65) \cdot (108 - 86) / (79 - 65) = 91,12 \text{ МПа.}$$

$$\sigma_{s2x} = 306 + (68,26 - 65) \cdot (371 - 306) / (79 - 65) = 382,1 \text{ МПа.}$$

ДОДАТОК Б

До розрахунку прогину від дії експлуатаційних навантажень

Вихідні дані для розрахунку:

$$b = 1.09 \text{ м}$$

$$h = 0.22 \text{ м}$$

$$Z_{s1} = 0.02 \text{ м}$$

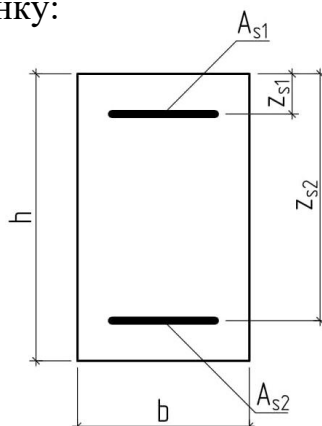
$$Z_{s2} = 0.2 \text{ м}$$

$$A_{s1} = 0.001407 \text{ м}^2$$

$$A_{s2} = 0.0007913 \text{ м}^2$$

Бетон С25/30

Арматура А500С



Результати розрахунку:

Крок	Момент, кН·м	Кривизна, $1/r$	Напруження в арматурі s_1 , МПа	Напруження в арматурі s_2 , МПа
0	0	0	0	0
1	34	0.00908	31	-228
2	34	0.01833	26	-228
3	34	0.02844	18	-228
4	35	0.03873	10	-228
5	35	0.04897	1	-228
6	35	0.06901	-14	-228
7	35	0.08832	-27	-228
8	35	0.1069	-36	-228
9	35	0.12485	-42	-228
10	35	0.16141	-48	-228

Знаходимо кривизну ($1/r$) при експлуатаційному навантаженні.

$$M_{експл.} = (N_{ед.} \cdot (1/b)) \cdot e = (579,38 \cdot (1/1,48)) \cdot 0,06 = 23,49 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$e = ((h/2) - 0,05) = 0,22/2 - 0,05 = 0,06 \text{ м.}$$

При $M_{експл.} = 23,49 \text{ кН} \cdot \text{м}$ вираховуємо інтерполяцією:

$$(1/r) = 0 + (23,49 - 0) \cdot (0,00908 - 0) / (34 - 0) = 0,0063.$$

ДОДАТОК В

До розрахунку прогину від дії експлуатаційних навантажень
Вихідні дані для розрахунку:

$$b = 0,4 \text{ м}$$

$$h = 0.8 \text{ м}$$

$$Z_{s1} = 0.05 \text{ м}$$

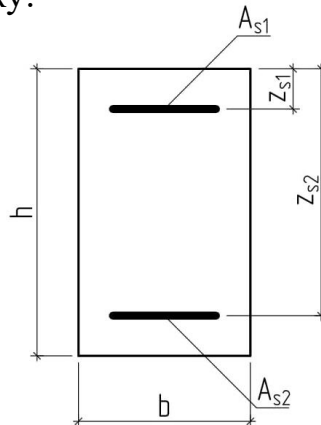
$$Z_{s2} = 0.73 \text{ м}$$

$$A_{s1} = 0.000941 \text{ м}^2$$

$$A_{s2} = 0.001206 \text{ м}^2$$

Бетон С25/30

Арматура А500С



Результати розрахунку:

Крок	Момент, T , кН·м	Кривизна a , $1/r$	Напруження в арматурі s_1 , МПа	Напруження в арматурі s_2 , МПа
0	0	0	0	0
1	194	0.00201	35	-239
2	281	0.00294	54	-347
3	351	0.00396	71	-435
4	355	0.00584	74	-435
5	357	0.00789	74	-435
6	360	0.01228	69	-435
7	361	0.01678	63	-435
8	361	0.02124	57	-435
9	362	0.02556	53	-435
10	361	0.03425	55	-435

Знаходимо кривизну ($1/r$) та напруження в розтягнутій (σ_{s2x}) та стиснутій (σ_{s1x}) арматурі при експлуатаційному навантаженні:

При $M_{експл.} = 239,99$ кНм вираховуємо інтерполяцією:

$$(1/r) = 0,00201 + (239,99 - 194) \cdot (0,00294 - 0,00201) / (281 - 194) = 0,0025.$$

$$\sigma_{s1x} = 35 + (239,99 - 194) \cdot (54 - 35) / (281 - 194) = 45,04 \text{ МПа.}$$

$$\sigma_{s2x} = 239 + (239,99 - 194) \cdot (347 - 239) / (281 - 194) = 296,1 \text{ МПа.}$$

ДОДАТОК Г

До розрахунку прогину від дії експлуатаційних навантажень
Вихідні дані для розрахунку:

$$b = 0,4 \text{ м}$$

$$h = 0,8 \text{ м}$$

$$Z_{s1} = 0,05 \text{ м}$$

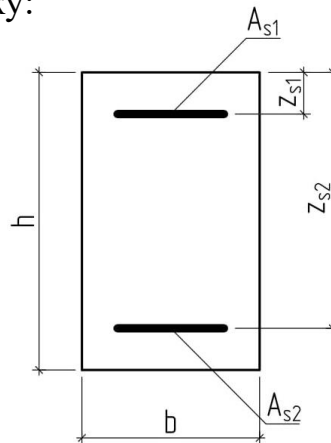
$$Z_{s2} = 0,73 \text{ м}$$

$$A_{s1} = 0,001206 \text{ м}^2$$

$$A_{s2} = 0,000941 \text{ м}^2$$

Бетон С25/30

Арматура А500С



Результати розрахунку:

Крок	Мом ент, кН·м	Кривизн а, 1/r	Напруження в арматурі s ₁ , МПа	Напруження в арматурі s ₂ , МПа
0	0	0	0	0
1	34	0.00908	31	-228
2	34	0.01833	26	-228
3	34	0.02844	18	-228
4	35	0.03873	10	-228
5	35	0.04897	1	-228
6	35	0.06901	-14	-228
7	35	0.08832	-27	-228
8	35	0.1069	-36	-228
9	35	0.12485	-42	-228
10	35	0.16141	-48	-228

Знаходимо кривизну (1/r) при експлуатаційному навантаженні.

$$M_{експл.} = (N_{ед.} \cdot (1/b)) \cdot e = (579,38 \cdot (1/1,48)) \cdot 0,06 = 23,49 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$e = ((h/2) - 0,05) = 0,22/2 - 0,05 = 0,06 \text{ м.}$$

При $M_{експл.} = 23,49 \text{ кН} \cdot \text{м}$ вираховуємо інтерполяцією:

$$(1/r) = 0 + (23,49 - 0) \cdot (0,00908 - 0) / (34 - 0) = 0,0063.$$

ДОДАТОК Д

До розрахунку прогину від дії експлуатаційних навантажень
Вихідні дані для розрахунку:

$$b = 0,2 \text{ м}$$

$$h = 0,4 \text{ м}$$

$$Z_{s1} = 0,05 \text{ м}$$

$$Z_{s2} = 0,35 \text{ м}$$

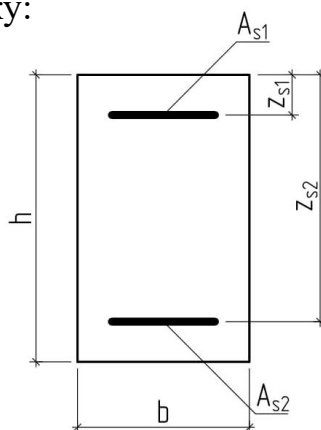
$$A_{s1} = 0,00076 \text{ м}^2$$

$$A_{s2} = 0,00076 \text{ м}^2$$

Бетон С25/30

Арматура А500С

Результати розрахунку:



Крок	Момен T, кН·м	Кривизн a, 1/r	Напруження в арматурі s ₁ , МПа	Напруження в арматурі s ₂ , МПа
0	0	0	0	0
1	35	0.00295	38	-148
2	51	0.00436	58	-217
3	66	0.00572	78	-282
4	80	0.00703	98	-344
5	93	0.00829	120	-402
6	102	0.01256	144	-435
7	103	0.01805	155	-435
8	103	0.0238	163	-435
9	103	0.02964	171	-435
10	103	0.04215	187	-435

Знаходимо кривизну ($1/r$) та напруження в розтягнутій (σ_{s2x}) та стиснутій (σ_{s1x}) арматурі при експлуатаційному навантаженні:

При $M_{експл.} = 103,23$ кН·м вираховуємо інтерполяцією:

$$(1/r) = 0,00614 + (239,99 - 239) \cdot (0,00888 - 0,00614) / (276 - 239) = 0,0621.$$

$$\sigma_{s1x} = 131 + (239,99 - 239) \cdot (167 - 131) / (276 - 239) = 131,96 \text{ МПа.}$$

$$\sigma_{s2x} = 435 \text{ МПа.}$$

ДОДАТОК Е

Рис.1 Розрахункова схема балки

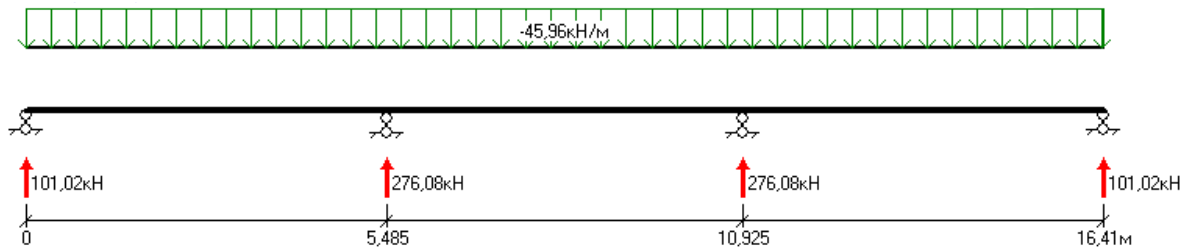


Рис.4 Епюра згинальних моментів [кН·м]

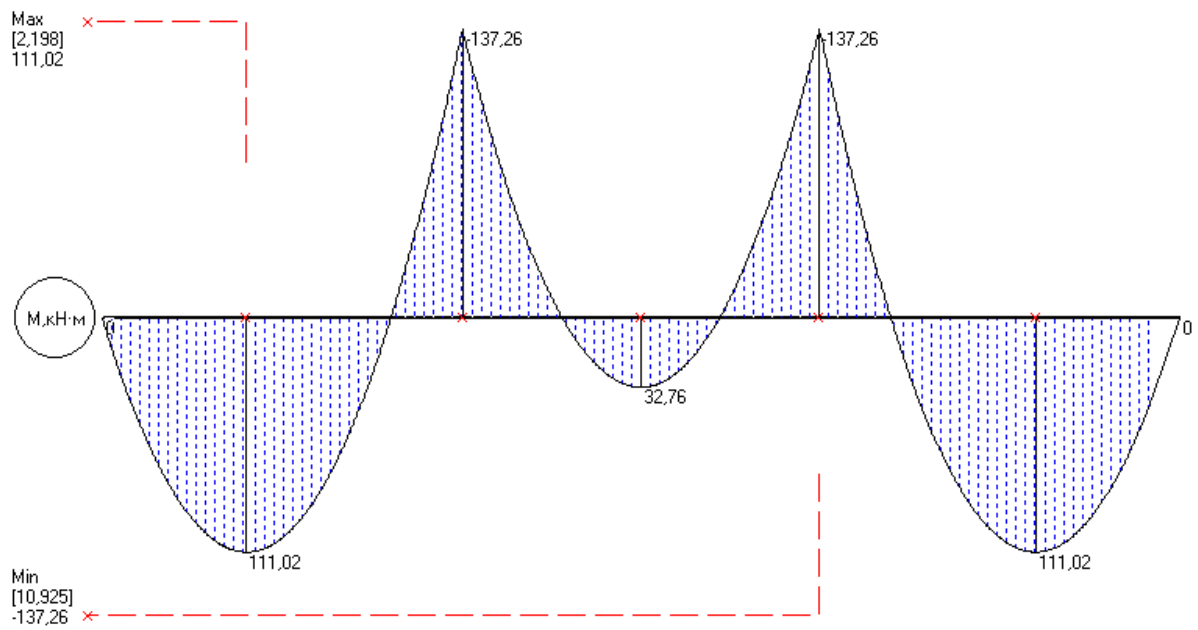


Рис.5 Епюра поперечних сил [кН]

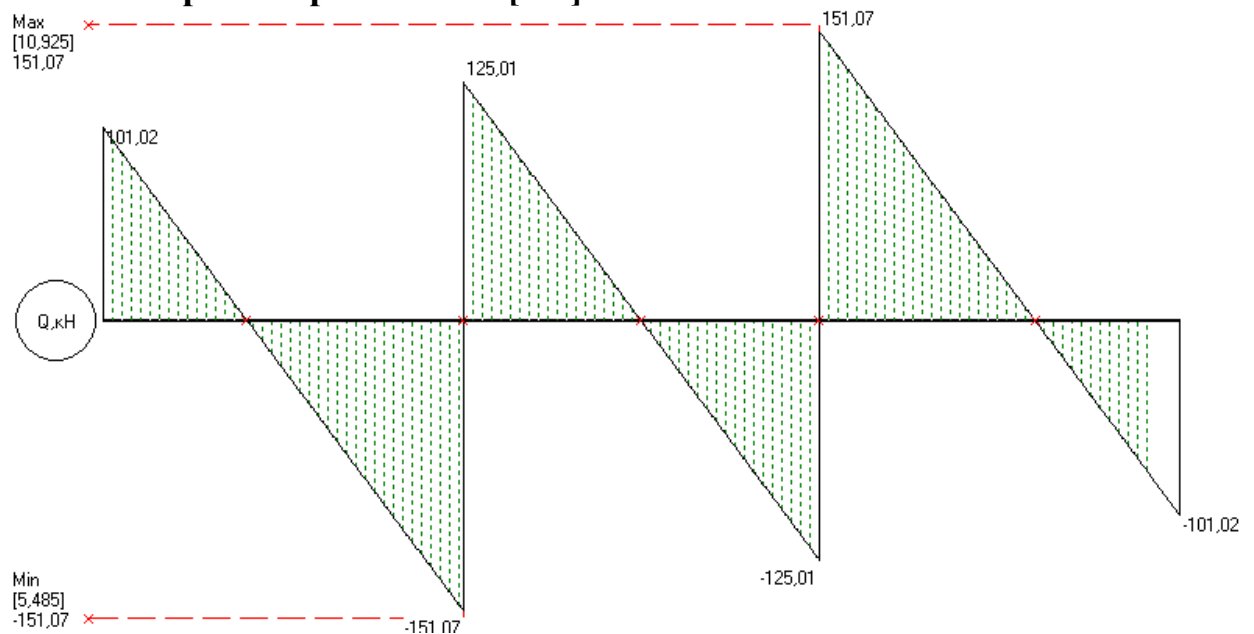


Рис.1 Розрахункова схема балки

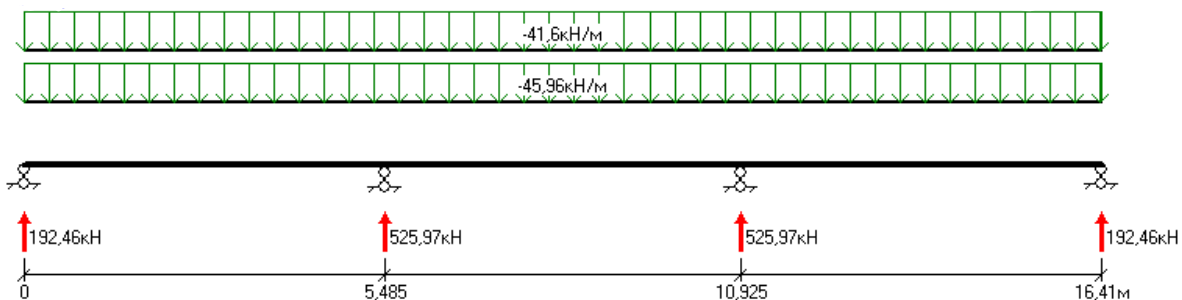


Рис.4 Епюра згинальних моментів [кН·м]

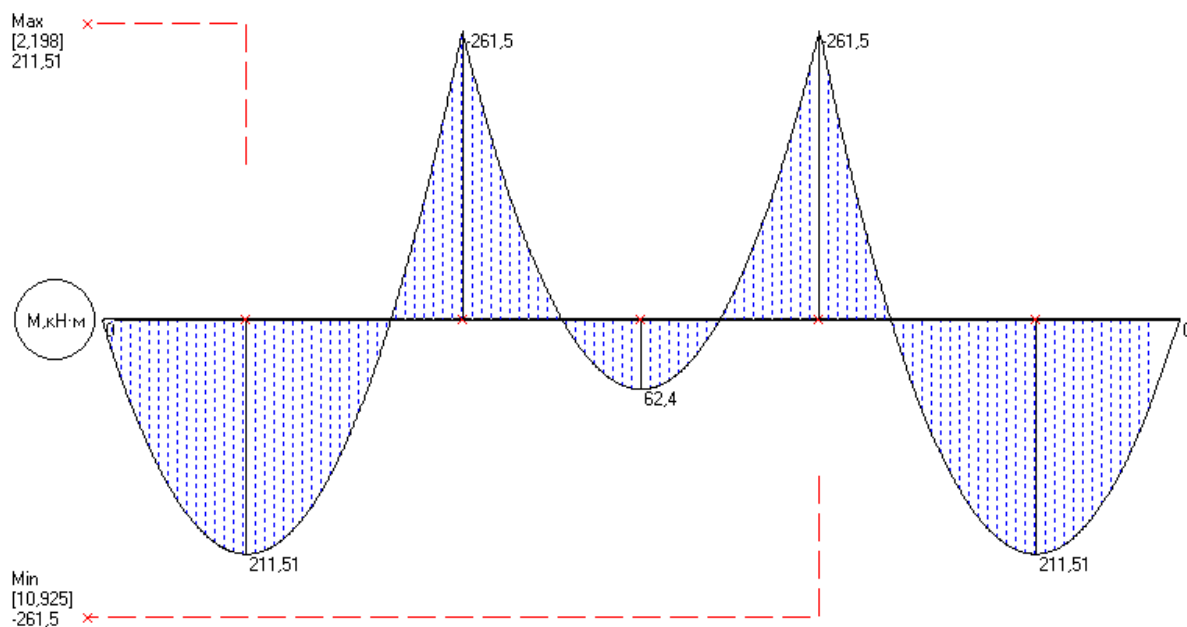


Рис.5 Епюра поперечних сил [кН]

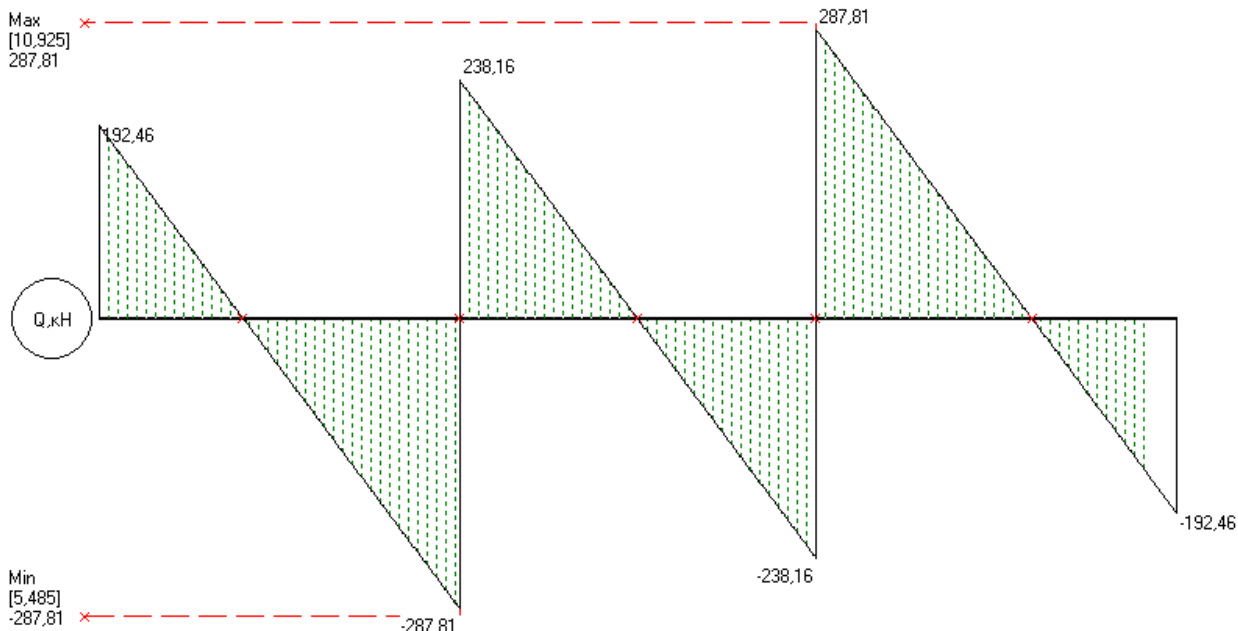


Рис.1 Розрахункова схема балки

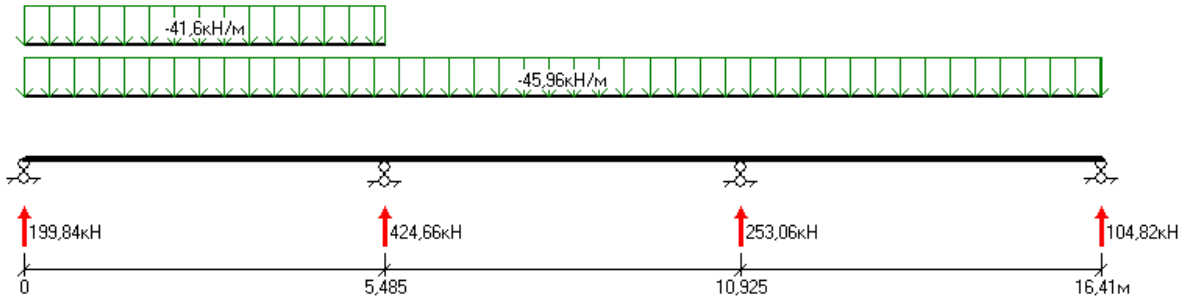


Рис.4 Епюра згинальних моментів [кН·м]

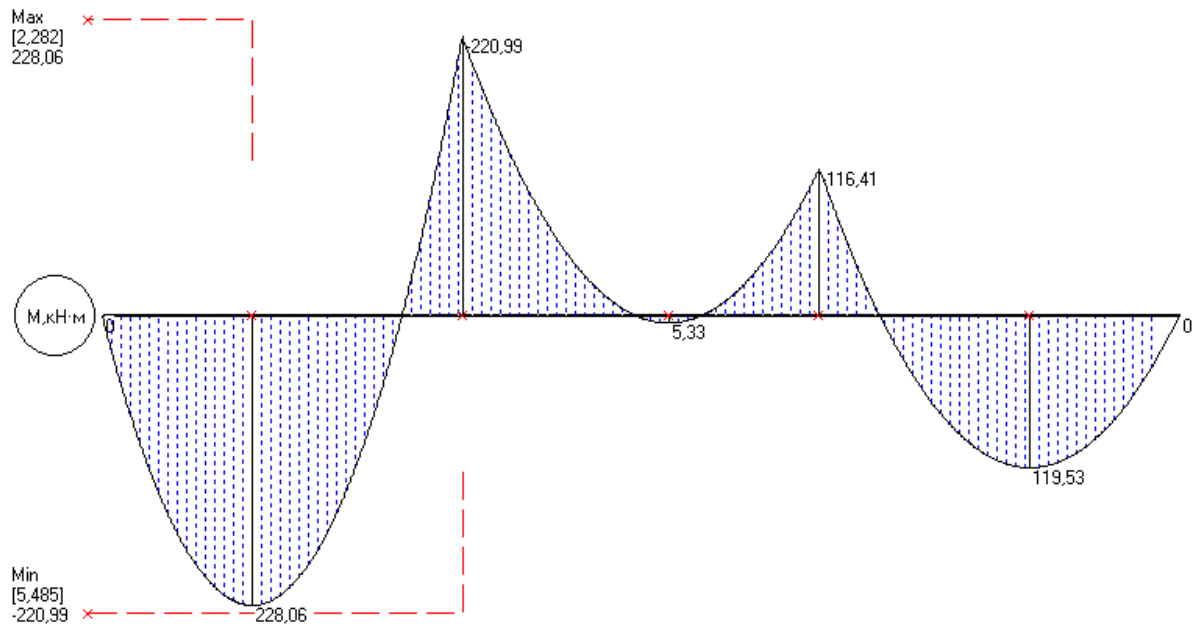


Рис.5 Епюра поперечних сил [кН]

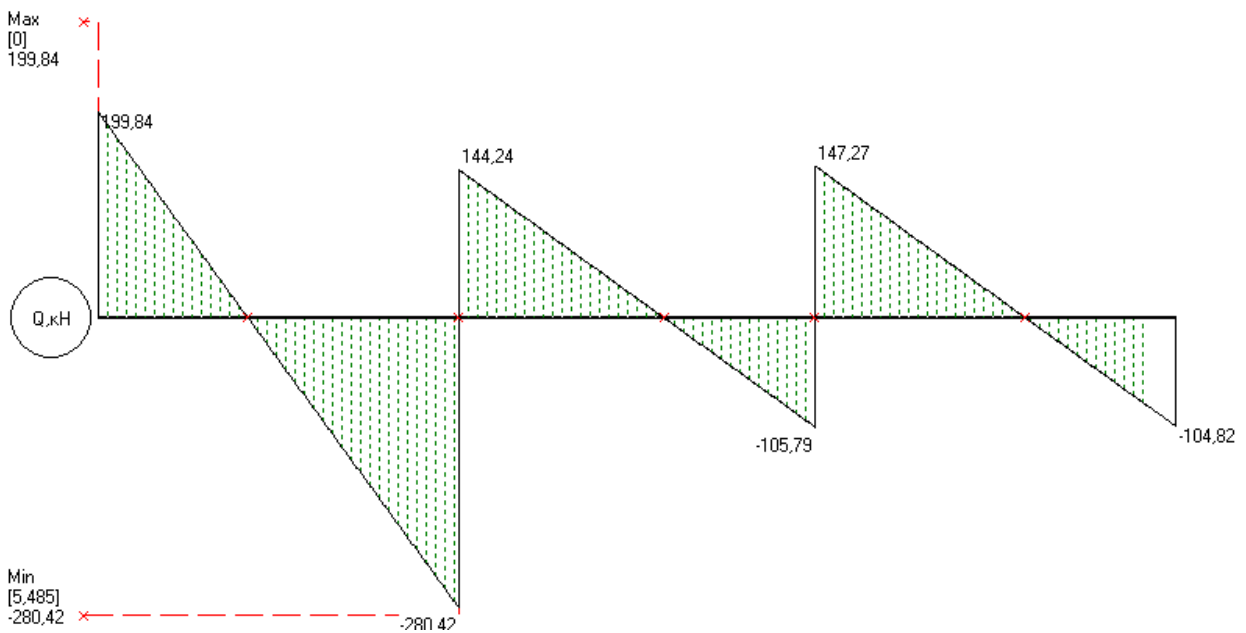


Рис.1 Розрахункова схема балки

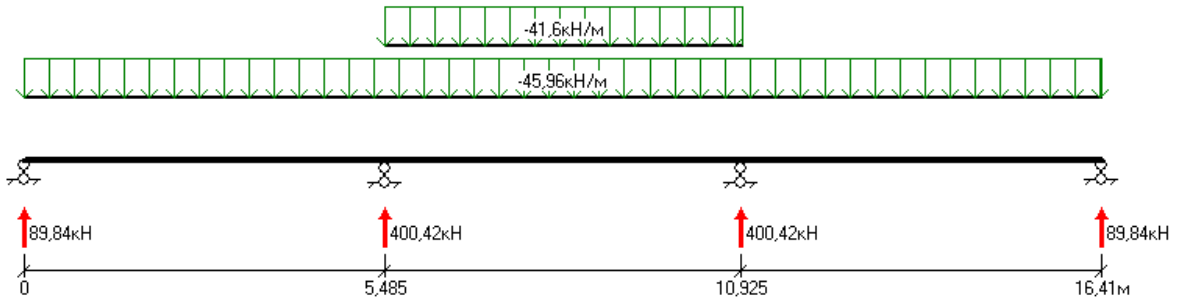


Рис.4 Епюра згинальних моментів [кН·м]

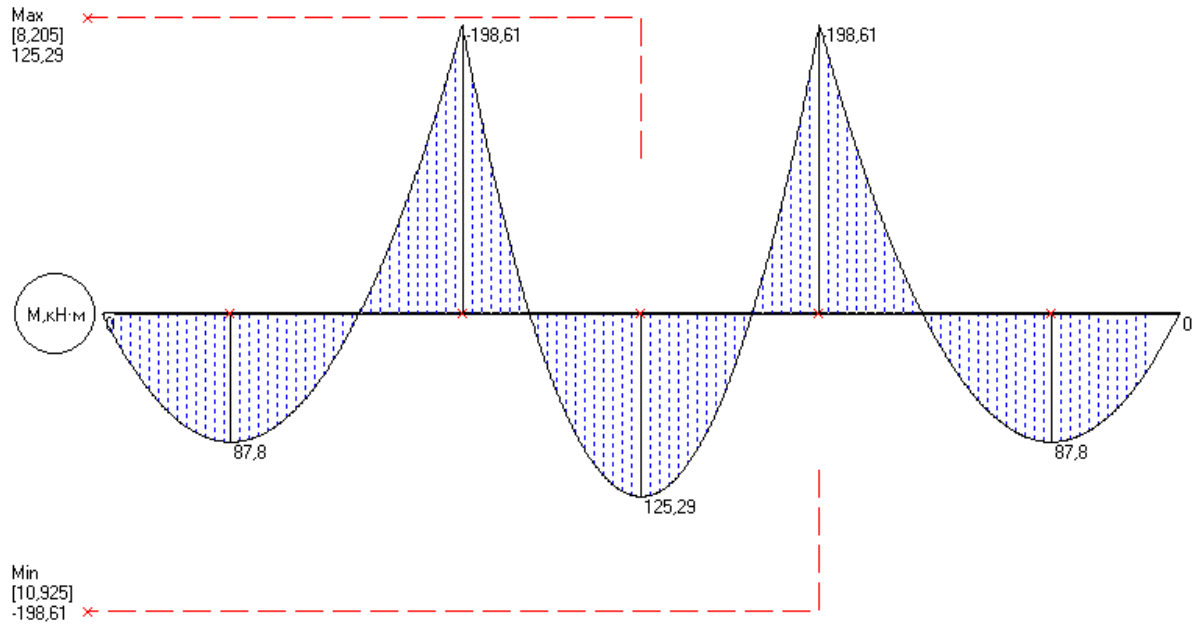


Рис.5 Епюра поперечних сил [кН]

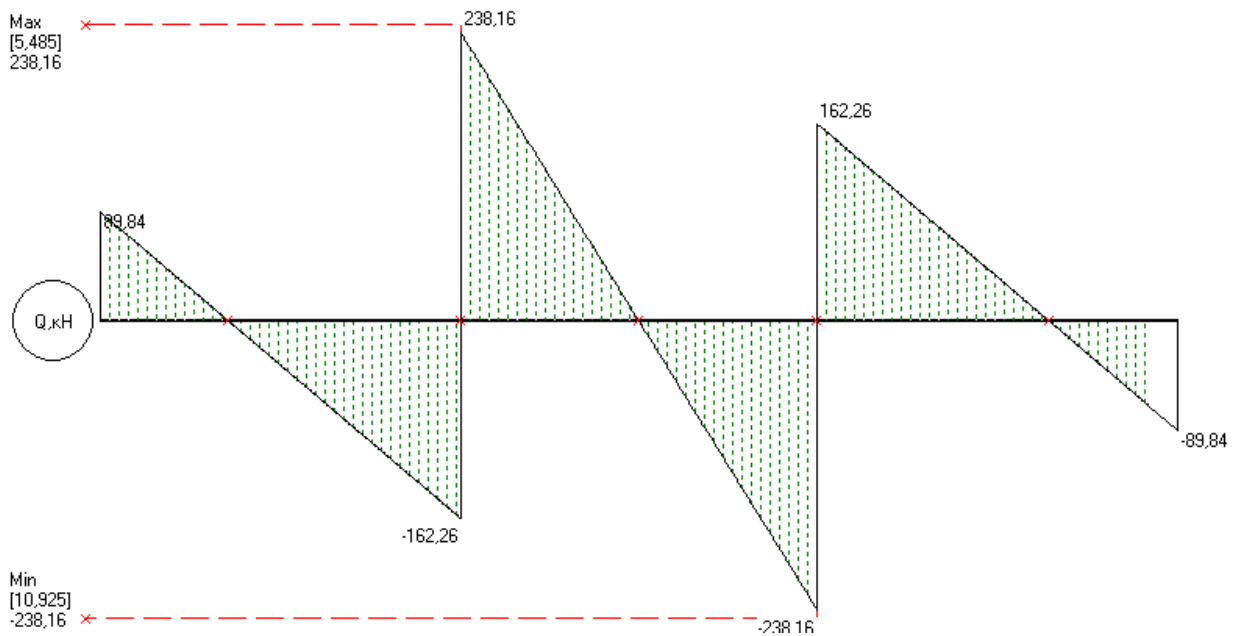


Рис.1 Розрахункова схема балки

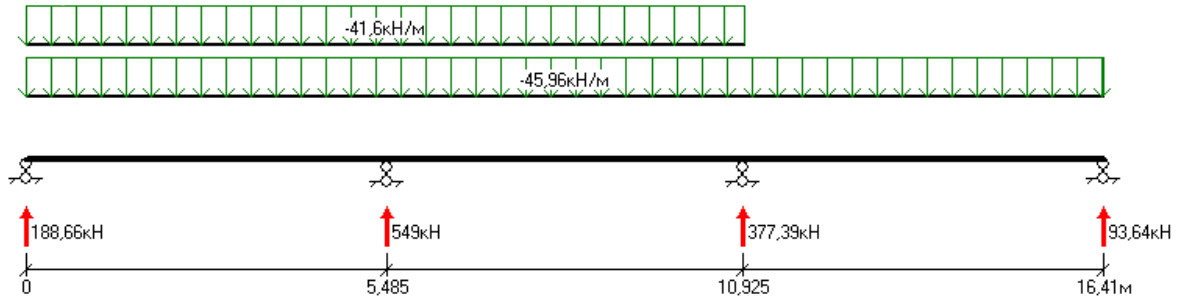


Рис.4 Епюра згинальних моментів [кН·м]

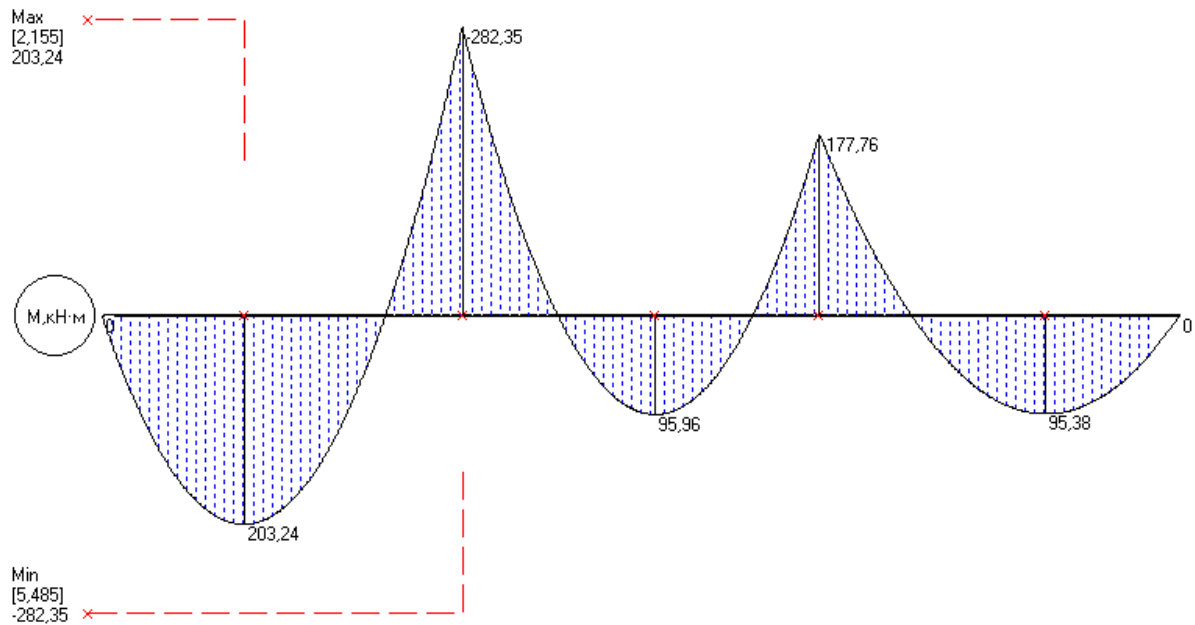
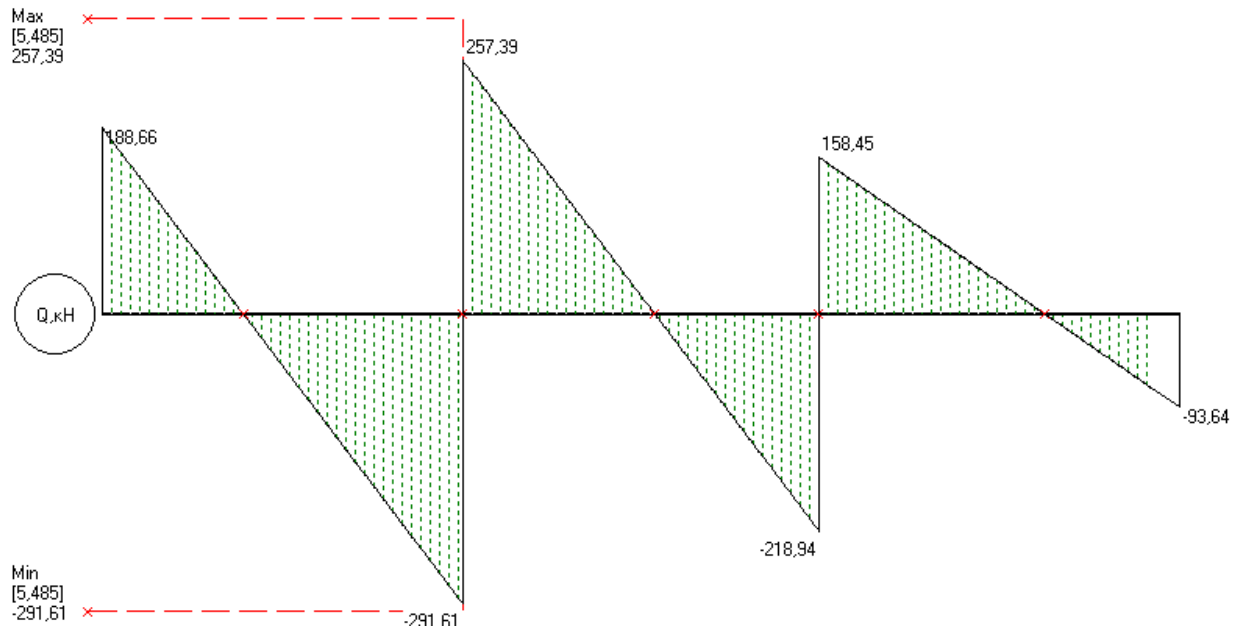


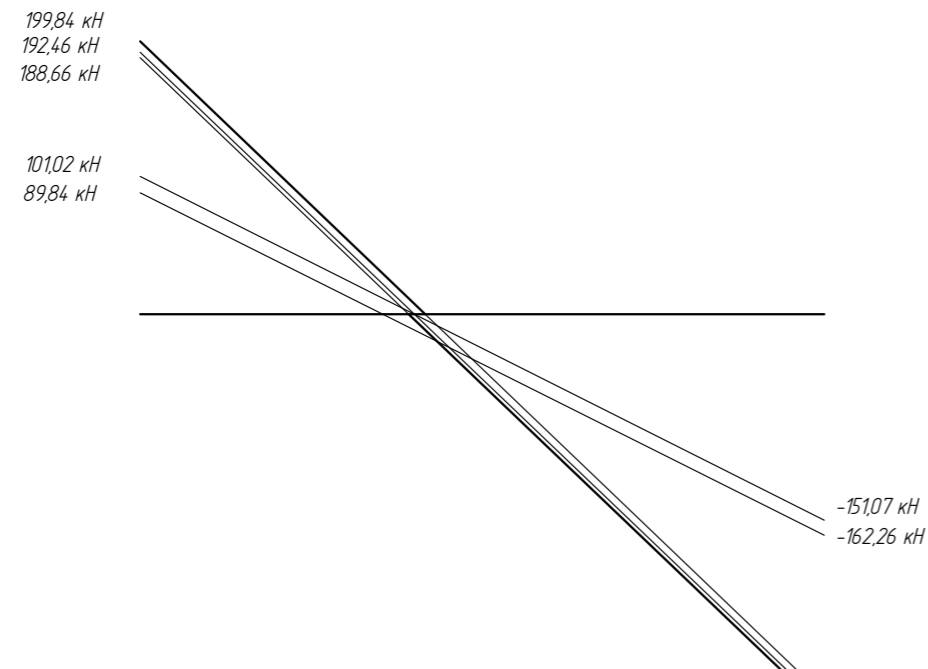
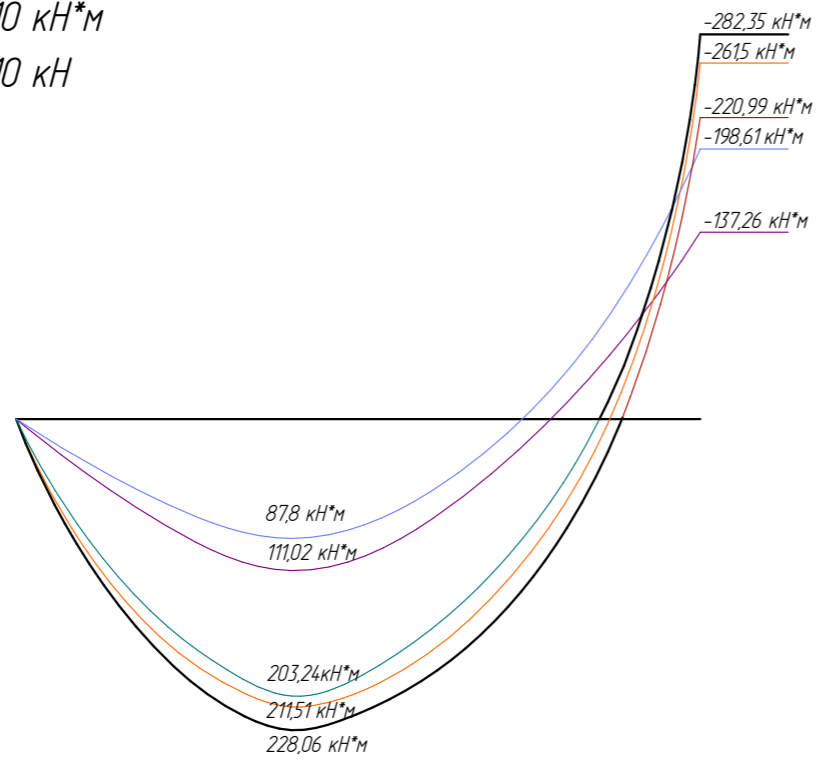
Рис.5 Епюра поперечних сил [кН]



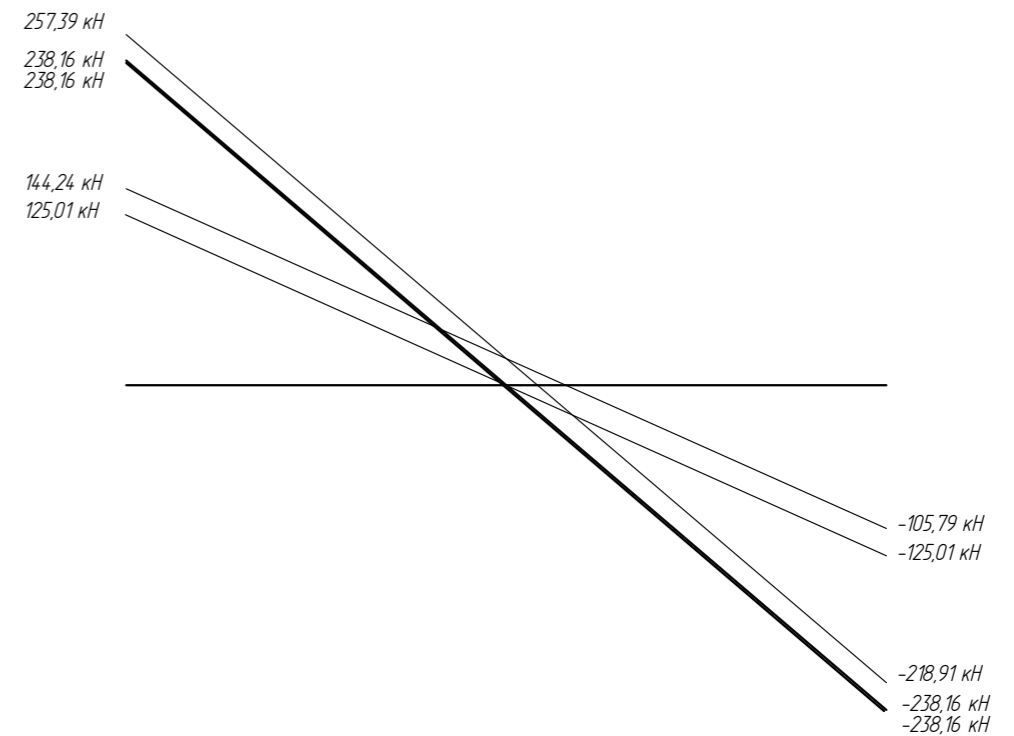
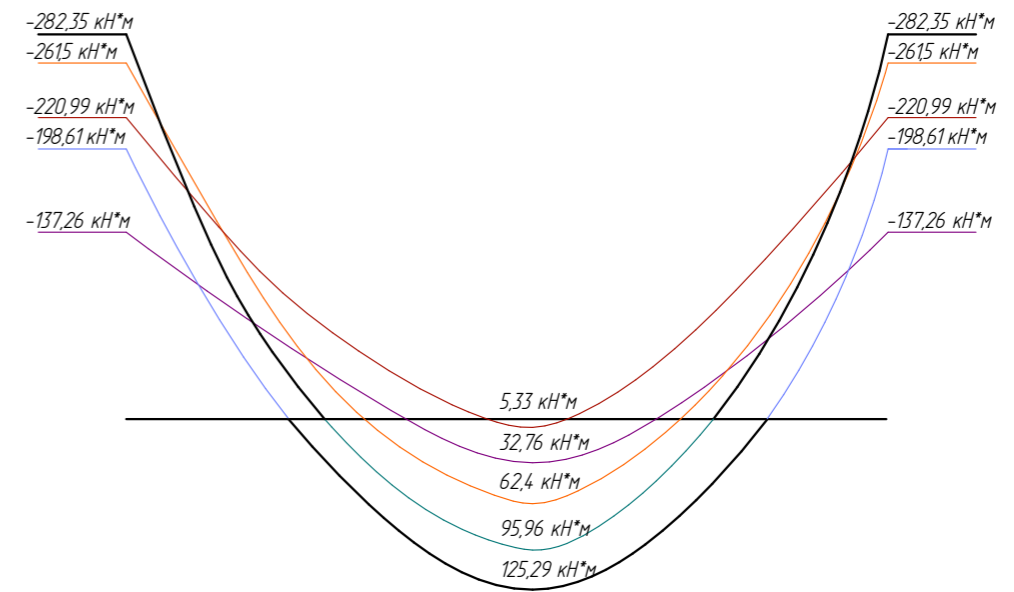
Обвідна еюра моментів і поперечних сил крайнього прольоту

1 мм = 10 кН*м

1 мм = 10 кН



Обвідна еюра моментів і поперечних сил середнього прольоту



						08-08.ЗБК.108.00.000 ПЗ			
						м.Запоріжжя			
Изм	Колуч	Лист	№Док	Підп	Дата	Багатоповерхова будівля з неповним каркасом. Проектування основних несучих елементів	Стадія	Лист	Листів
							П		
						Обвідні еюри моментів і поперечних сил	ВНТУ, Б-21б		

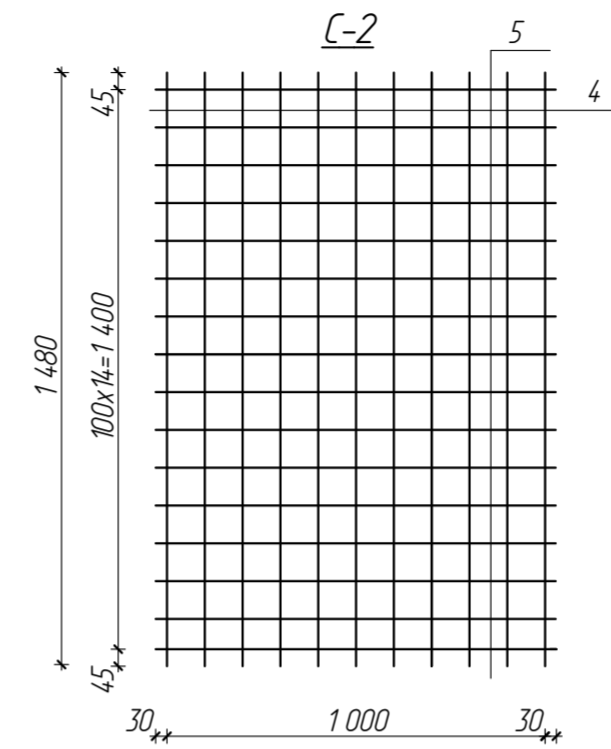
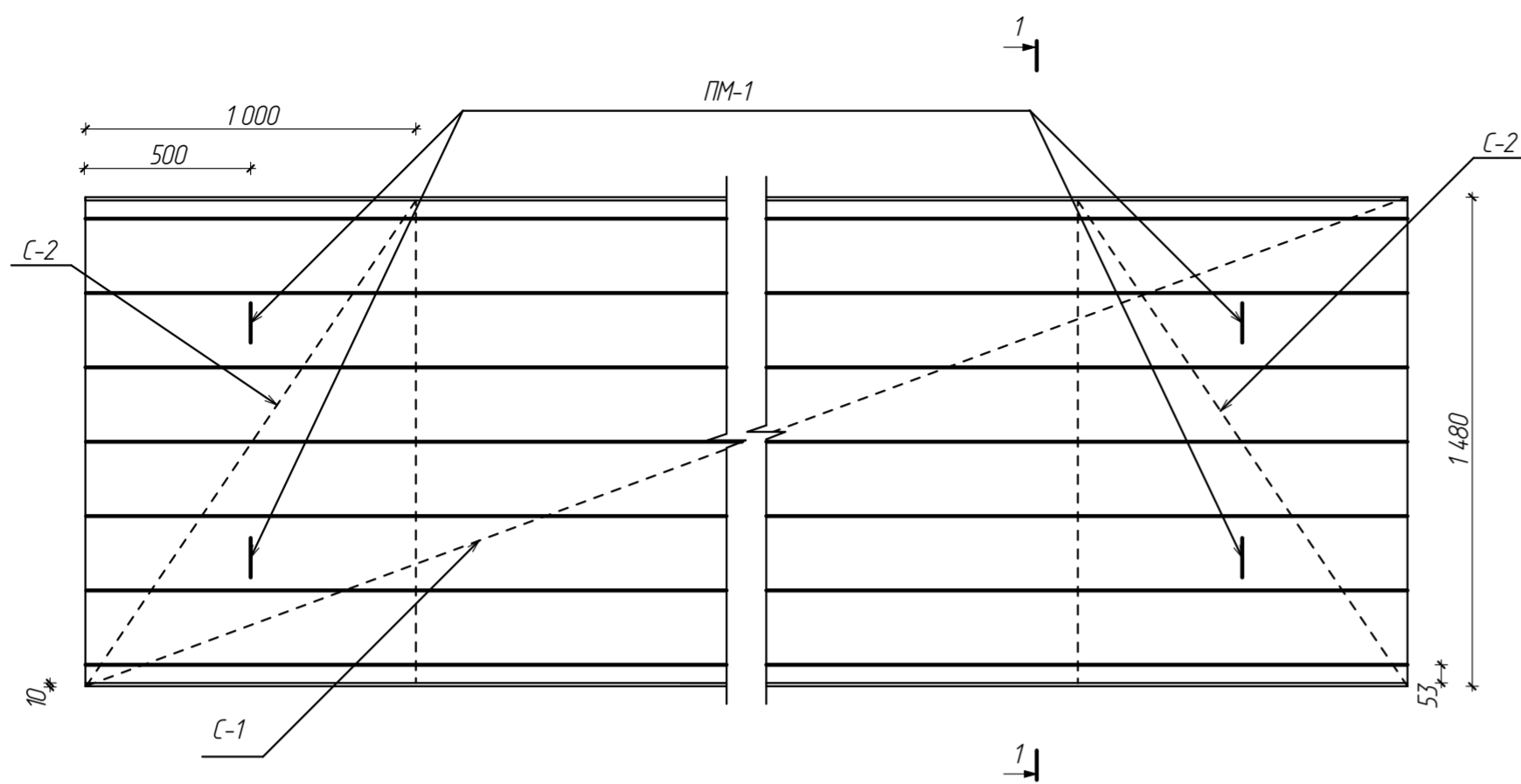
Специфікація елементів

Поз.	Позначення	Найменування	Кіл.	Маса од.кг	Примітки
Пустотна плита П-1					
Складені одиниці					
1	КР-1	Каркас КР-1	7	15,68	109,76
2	МП-1	Монтажна петля МП-1	4	0,63	2,52
3	С-1	Сітка С-1	1	216	216
4	С-2	Сітка С-2	2	4,06	8,12
Деталі					
1	ДСТУ 3760:2019	φ16 А600С l=6360	7	10,04	70,28
2	ДСТУ 3760:2019	φ12 А240С l=6360	7	5,6	39,2
3	ДСТУ 3760:2019	φ6Вр-1 l=200	51	0,044	2,24
4	ДСТУ 3760:2019	φ4 Вр-1 l=1480	11	0,186	2,04
5	ДСТУ 3760:2019	φ4 Вр-1 l=1000	16	0,126	2,02
6	ДСТУ 3760:2019	φ4 Вр-1 l=1440	53	0,181	9,6
7	ДСТУ 3760:2019	φ4 Вр-1 l=6360	15	0,8	12
МП-1	ДСТУ 3760:2019	φ10 А240С l=950	4	0,58	2,32
Матеріали					
Бетон С25/30 м ³				1,3	

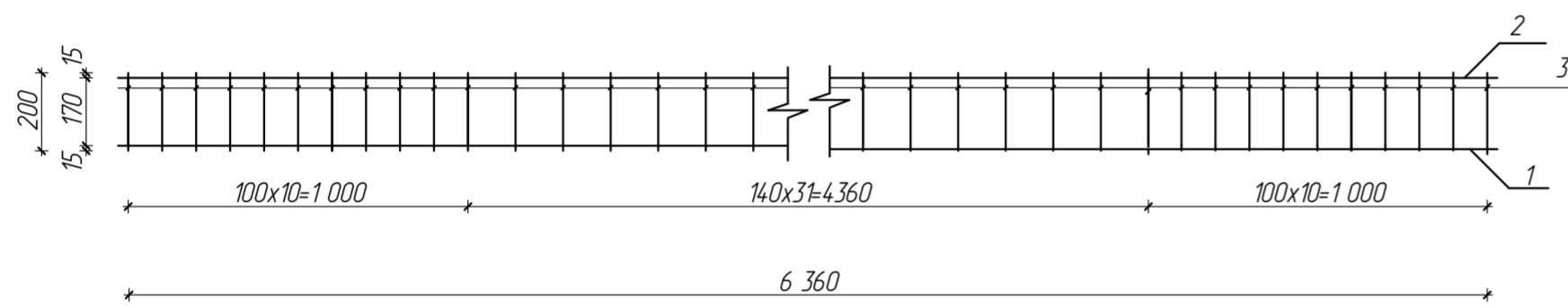
Відомість витрат сталі

Марка елемента	Вироби арматури				Вироби закладки		Всього
	арматура класу						
	А600С	Вр-2	Вр-1	А240С			
	ДСТУ 3760:2019						
	φ16	-	φ6	φ4	φ12	φ10	
ПП -1	70,28	-	2,24	25,66	39,2	2,32	139,7

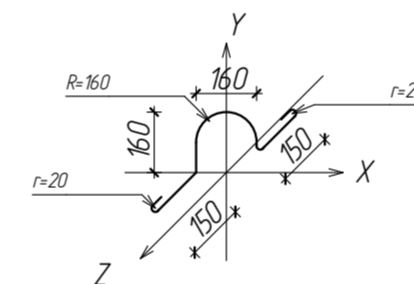
Пустотна плита П-1



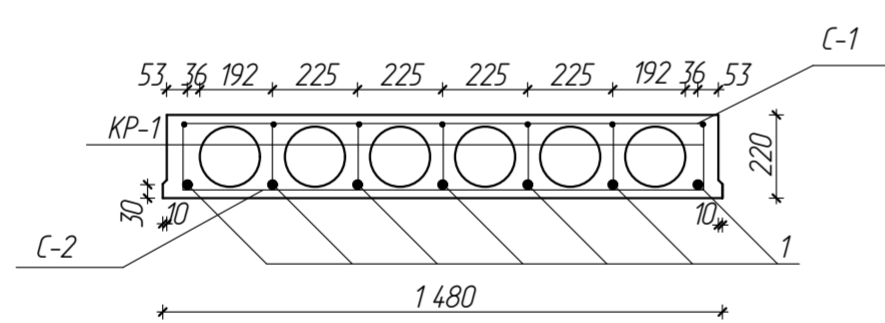
Каркас Кр-1



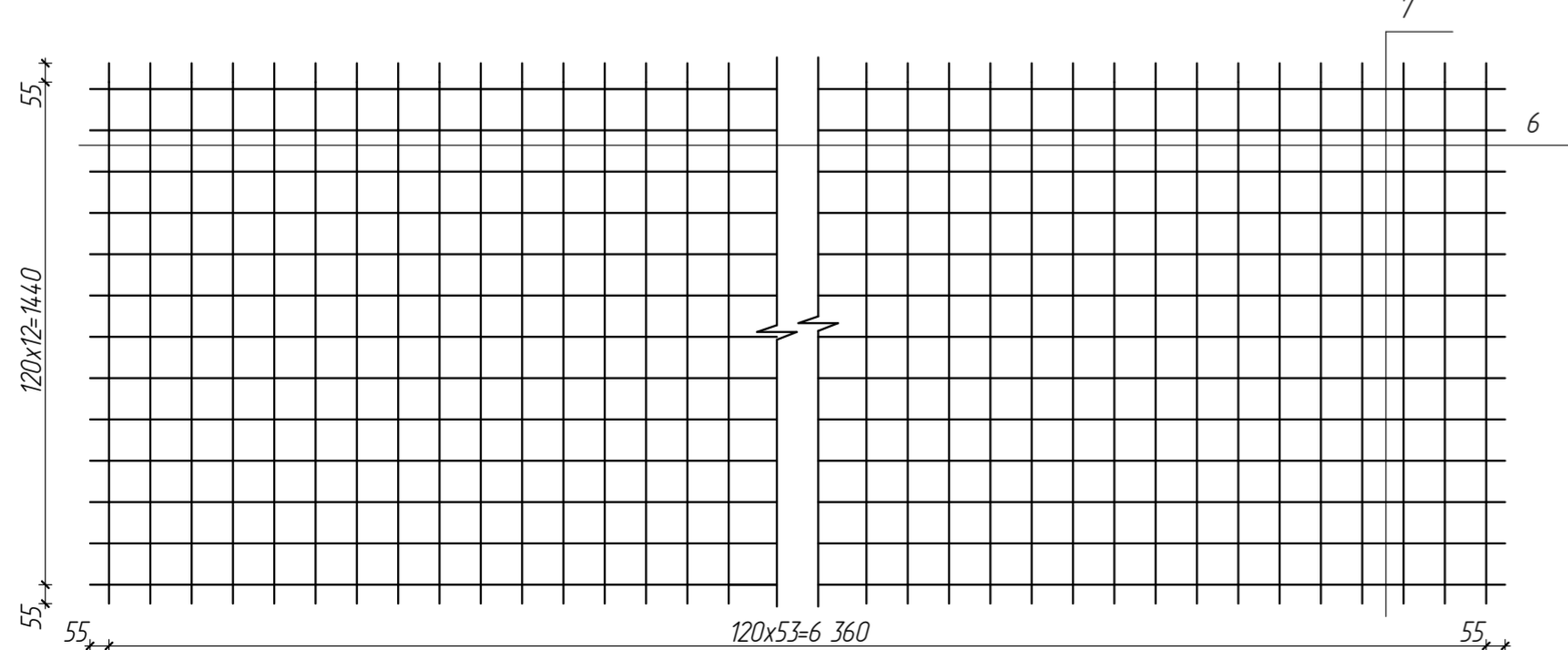
МП-1



Розріз 1-1



С-1

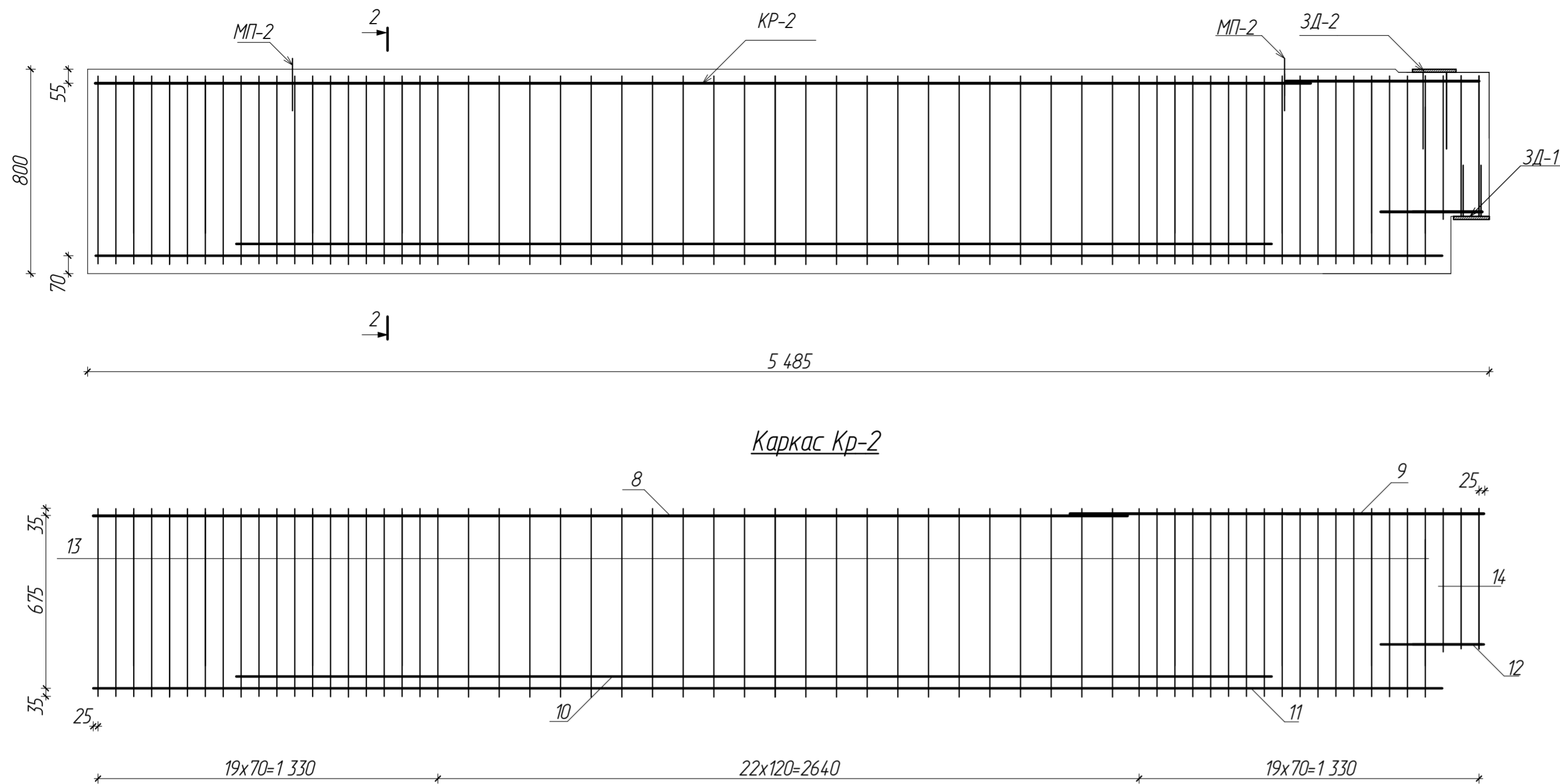


08-08.3БК.108.00.000 ПЗ

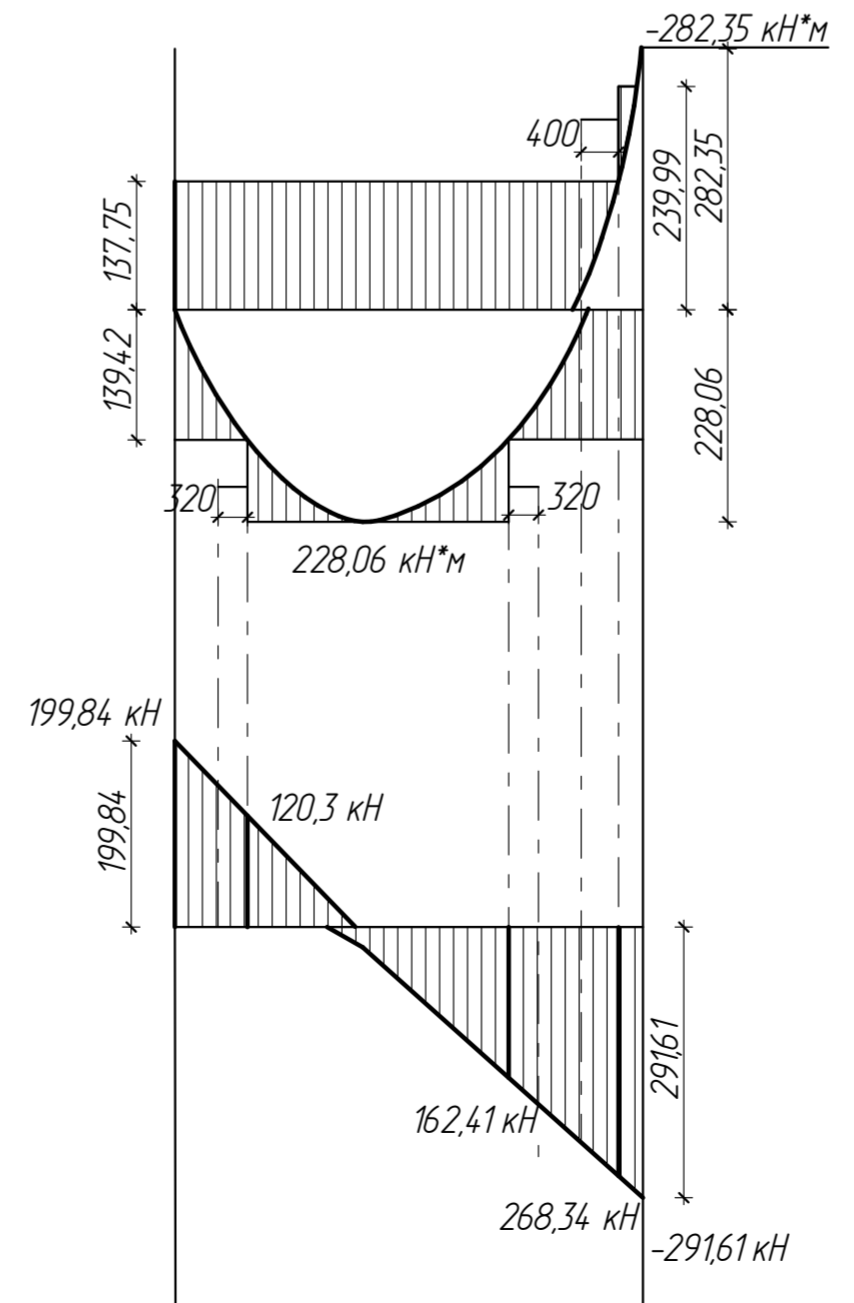
м.Запоріжжя

Ім'я	Колуч	Лист	№Док	Підп	Дата	Стая	Лист	Листів
Виконав								
Перевірив	Войцехівський ОВ					П	1	
Багатоповерхова будівля з неопвним каркасом. Проектування основних несучих елементів						ВНТУ, Б-21б		
Пустотна плита П-1, каркас Кр-1, С-1, С-2, розріз 1-1, МП-1								

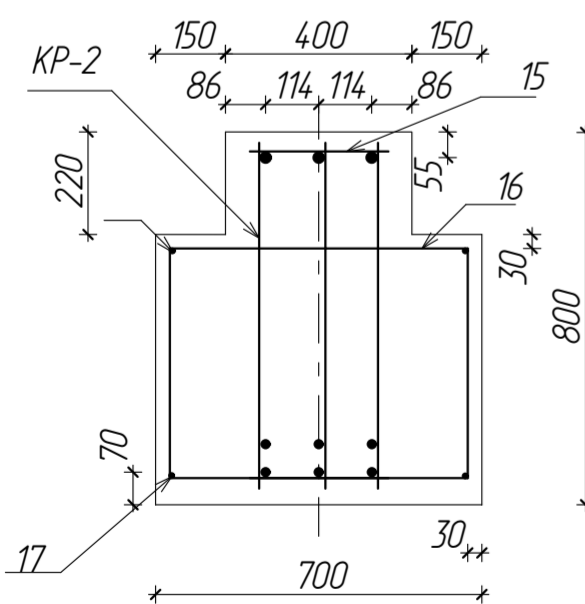
Схема армування ригеля Р-1



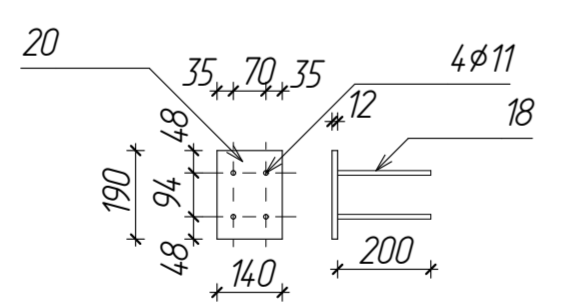
Епюра матеріалів ригеля Р-1



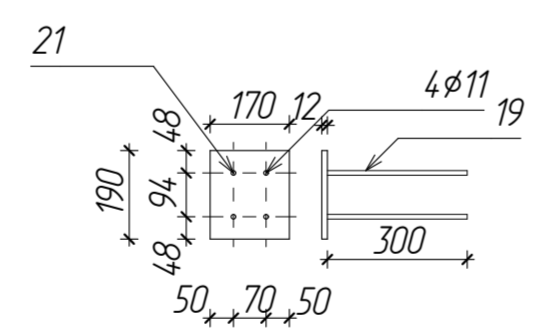
Розріз 2-2



3Д-1



3Д-2



Специфікація елементів

Поз.	Позначення	Найменування	Кіл.	Маса од.кг	Примітки
Ригель Р-1					
Складені одиниці					
1	КР-2	Каркас Кр-2	3	46,72	140,18
2	ЗД-1	Закладна деталь ЗД-1	1	3	3
3	ЗД-2	Закладна деталь ЗД-2	1	3,94	3,94
4	МП-2	Монтажна петля МП-2	2	1,02	1,02
Деталі					
8	ДСТУ 3760:2019	φ20 А500С l=4000	3	9,88	29,6
9	ДСТУ 3760:2019	φ20 А500С l=1600	3	3,95	11,85
10	ДСТУ 3760:2019	φ16 А500С l=4050	3	6,39	19,17
11	ДСТУ 3760:2019	φ16 А500С l=5260	3	8,31	24,93
12	ДСТУ 3760:2019	φ18 А500С l=400	3	0,8	2,4
13	ДСТУ 3760:2019	φ8 А240С l=745	171	0,294	50,27
14	ДСТУ 3760:2019	φ8 А240С l=545	9	0,215	1,9
15	ДСТУ 3760:2019	φ8 А240С l=260	60	0,103	6,18
16	ДСТУ 3760:2019	φ5 В500С l=1760	36	0,27	9,72
17	ДСТУ 3760:2019	φ5 В500С l=5400	4	0,83	3,32
18	ДСТУ 3760:2019	φ10 А240С l=200	4	0,123	0,49
19	ДСТУ 3760:2019	φ10 А240С l=300	4	0,185	0,74
20	ДСТУ 4747:2007	-12x140 l=190	1	2,5	2,5
21	ДСТУ 4747:2007	-12x170 l=200	1	3,2	3,2
МП-2	ДСТУ 3760:2019	φ10 А240С l=840	2	0,51	1,02
Матеріали					
Бетон С25/30 м³				2,34	

Відомість витрат сталі

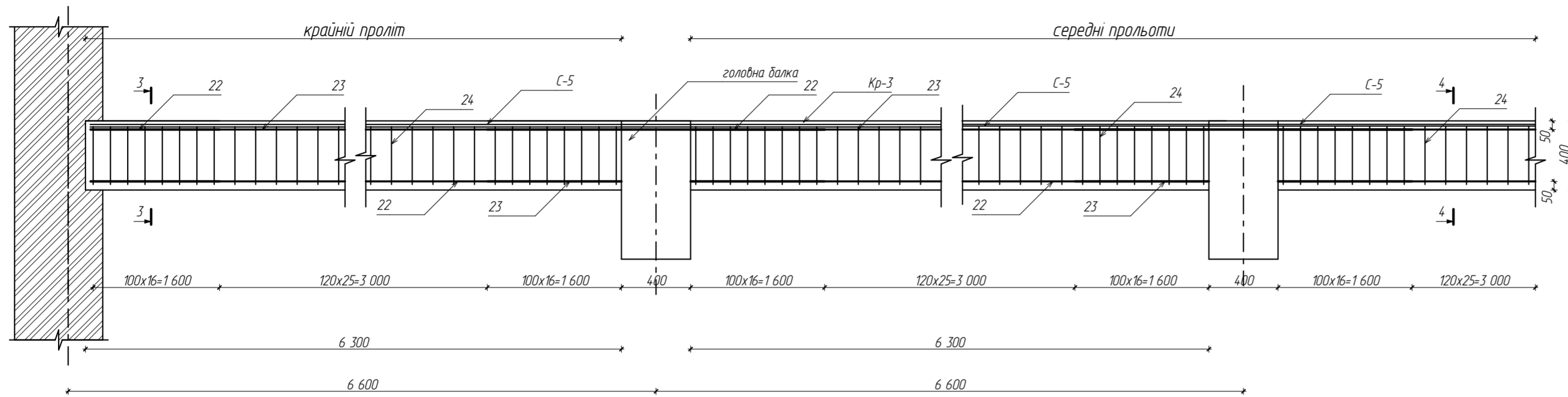
Марка елементу	Вироби арматури						Вироби закладки			Всього
	арматура класу									
	А500С			В500С			А240С			
	ДСТУ 3760:2019						ДСТУ 4747:2007			
	φ20	φ16	φ18	φ5	φ8	φ10	-12	-12		
Р-1	41,45	44,1	2,4	13,04	58,35	2,25	2,5	3,2	167,29	

08-08.3БК.108.00.000 ПЗ

м.Запоріжжя

Ім'я	Колуч	Лист	№Док	Підп.	Дата
Виконав					
Перевірив	Войцехівський ОВ				
Багатоповерхова будівля з неопнним каркасом. Проектування основних несучих елементів					
Схема армування ригеля Р-1, каркас Кр-2, розріз 2-2, ЗД-1, ЗД-2, епюра матеріалів ригеля Р-1					
Станд.	Лист	Листів			
П	2		ВНТУ, Б-21б		

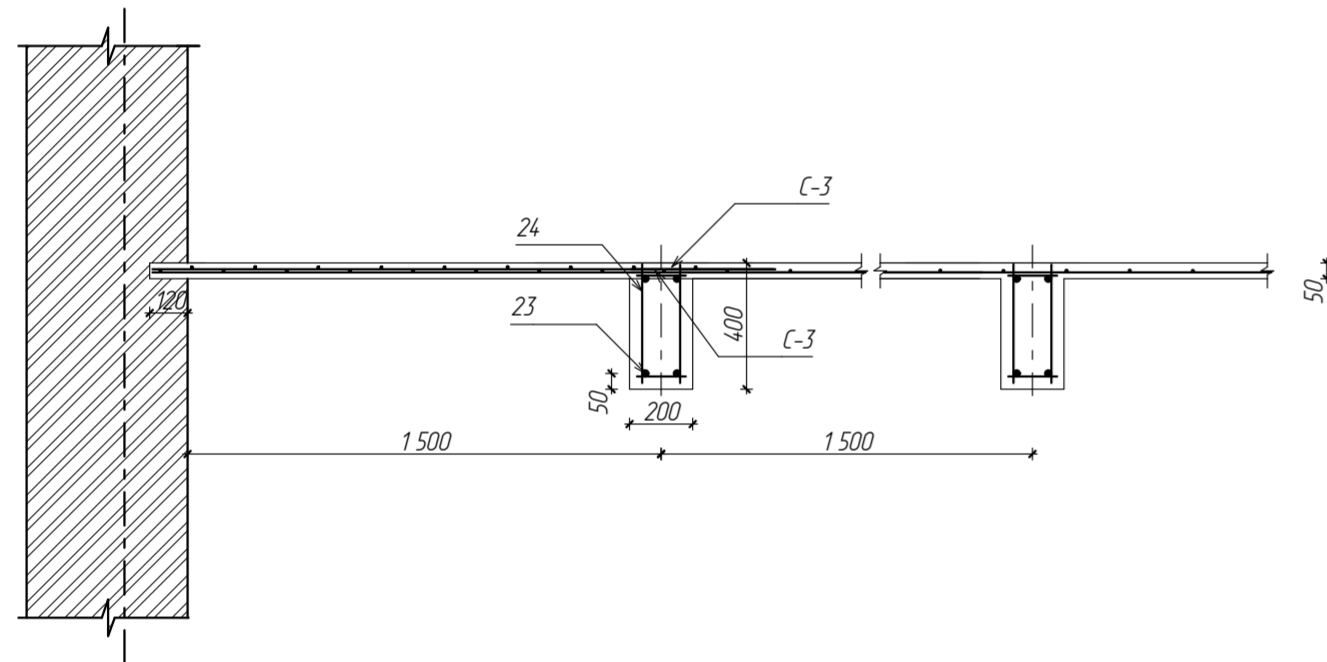
Схема армування другорядної балки ДБ-1



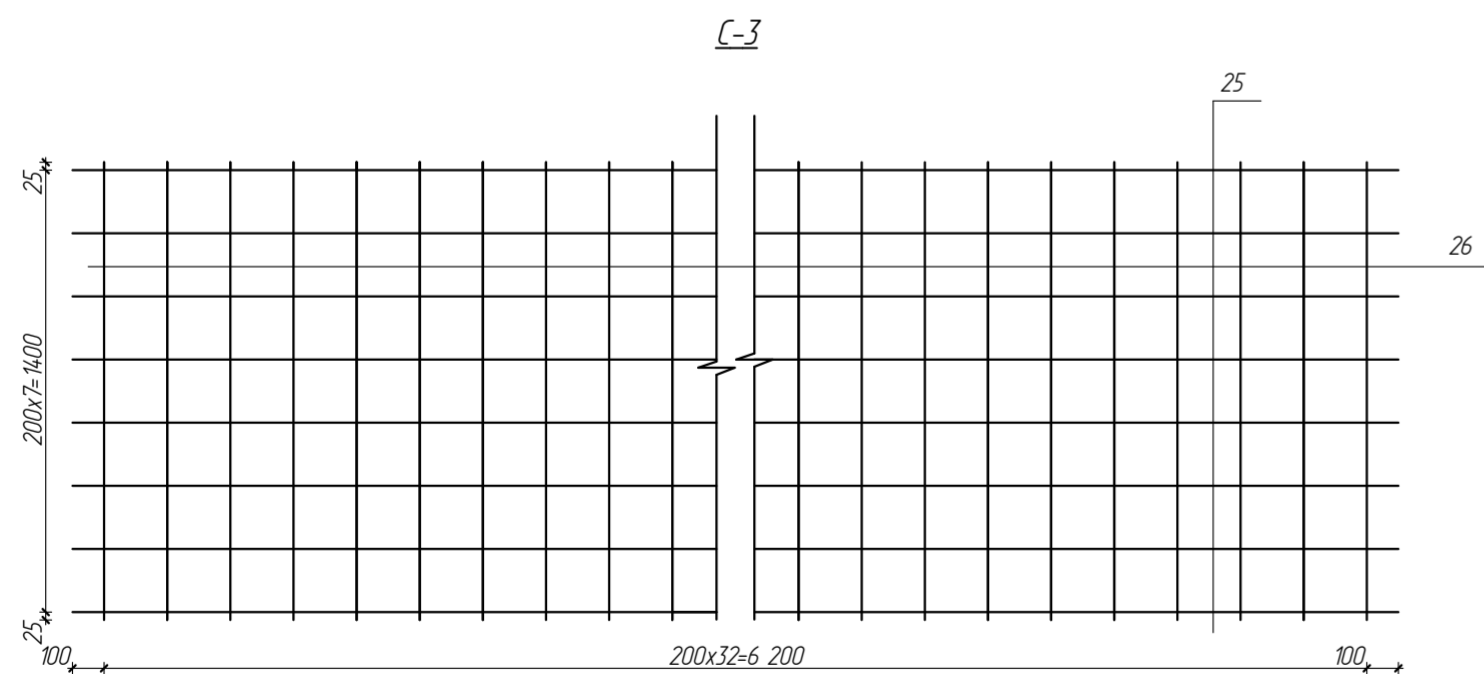
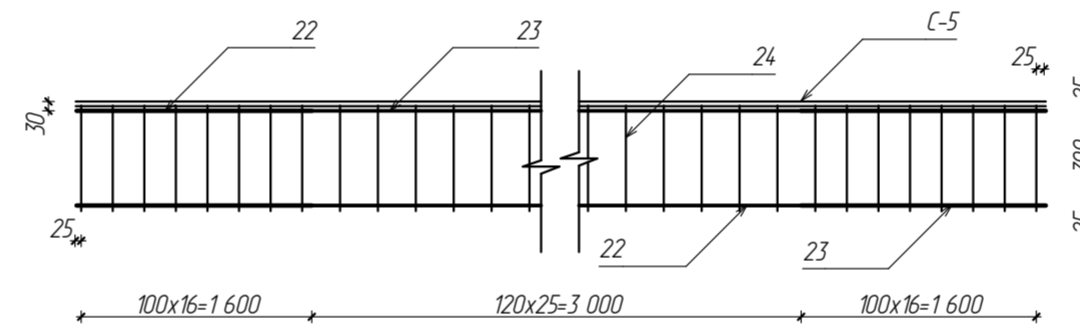
Специфікація елементів

Поз.	Позначення	Найменування	Кіл.	Маса од.кг	Примітки
Другорядна балка ДБ-1					
Складені одиниці					
1	C-3	Сітка C-3	1	23,22	23,22
2	Кр-3	Каркас Кр-3	2	61,91	123,86
Деталі					
22	ДСТУ 3760:2019	φ18 A500C l=3000	8	6	48
23	ДСТУ 3760:2019	φ22 A500C l=1700	8	5,06	40,52
24	ДСТУ 3760:2019	φ12 A240C l=350	114	0,31	35,34
25	ДСТУ 3760:2019	φ8 A240C l=6300	7	2,48	17,36
26	ДСТУ 3760:2019	φ4 Вр-1 l=1450	32	0,183	5,86
Бетон С25/30 м³				0,95	

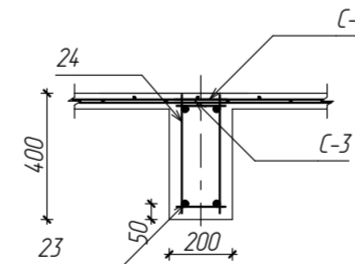
Схема армування полицки ДБ-1



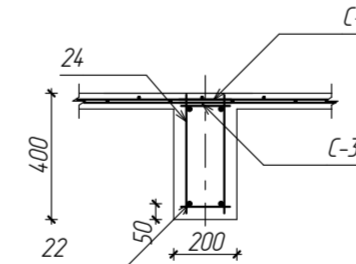
Каркас Кр-3



Розріз 3-3



Розріз 4-4



Відомість витрат сталі

Марка елемента	Вироби арматури			Вироби закладки			Всього
	арматура класу						
	A500C		Вр-1		A240C		
	ДСТУ 3760:2019						
ДБ -1	φ22	φ18	-	φ4	φ12	φ8	14,708
	40,52	48	-	5,86	35,34	17,36	

08-08.3БК.108.00.000 ПЗ						
м.Запоріжжя						
Изм	Колуч	Лист	№Док	Підп	Дата	
Виконав	Перевірив	Воїтецький ОВ				
Багатоповерхова будівля з неопвним каркасом. Проектування основних несучих елементів					Сталі	Листів
					п	3
Схема армування ДБ-1, схема армування полицки ДБ-1, каркас Кр-3, C-3, розріз 3-3, розріз 4-4					ВНТУ, Б-21б	

Специфікація елементів

Поз.	Позначення	Найменування	Кіл.	Маса од.кг	Примітки
Колона Кл-1					
Складені одиниці					
1	КР-4	Каркас Кр-4	2	53,24	106,48
2	С-4	Сітка С-4	8	0,752	6,02
3	С-5	Сітка С-5	2	0,37	0,74
4	МП-3	Монтажна петля МП-3	2	0,777	1,55
5	ЗД-3	Закладна деталь ЗД-3	1	23,1	23,1
6	ЗД-4	Закладна деталь ЗД-4	2	5,65	11,3
7	ЗД-5	Закладна деталь ЗД-5	2	6,13	12,27
8	ЗД-6	Закладна деталь ЗД-6	1	2,9	2,9

Деталі

27	ДСТУ 3760:2019	φ20 А400С l=5720	4	14,12	56,48
28	ДСТУ 3760:2019	φ6 А240С l=340	100	0,075	7,5
29	ДСТУ 3760:2019	φ25 А400С l=660	4	2,54	10,16
30	ДСТУ 3760:2019	φ10 А240С l=150	14	0,092	1,29
31	ДСТУ 3760:2019	φ4 Вр-1 l=380	128	0,047	6,02
32	ДСТУ 3760:2019	φ4 Вр-1 l=380	4	0,047	0,188
33	ДСТУ 3760:2019	φ4 Вр-1 l=180	16	0,0226	0,362
34	ДСТУ 4747:2007	-12x300 l=300	2	8,47	16,94
35	ДСТУ 4747:2007	-12x200 l=300	2	5,65	11,3
36	ДСТУ 4747:2007	-12x150 l=400	2	5,65	11,3
37	ДСТУ 3760:2019	φ25 А240С l=400	4	1,54	6,16
38	ДСТУ 3760:2019	φ14 А240С l=100	8	0,121	0,97
39	ДСТУ 4747:2007	-12x150 l=170	1	2,4	2,4
МП-3	ДСТУ 3760:2019	φ10 А240С l=1260	2	0,777	1,55

Матеріали

Бетон С25/30 м³

0,93

Відомість витрат сталі

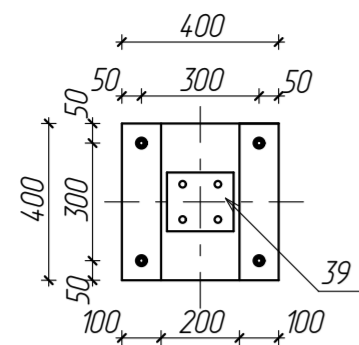
Марка елементу	Вироби арматури							Вироби закладки				Всього
	арматура класу											
	А400С			Вр-1				А240С				
	φ20	φ25	φ4	φ6	φ10	φ14	φ25	-12	-12	-12	-12	
Кл-1	56,48	10,16	6,57	7,5	2,84	0,97	6,16	16,94	11,3	11,3	2,4	132,62

08-08.3БК.108.00.000 ПЗ

м.Запоріжжя

Ім'я	Колія	Лист	№доку	Підп.	Дата
Виконав					
Перевірив					
Багатоповерхова будівля з неопнним каркасом. Проектування основних несучих елементів					
Схема армування колони К-1, схема армування полицки К-1, вузол Б, вигляд А, розрізи 5-5, 6-6, каркас Кр-4, ЗД-3, ЗД-4, ЗД-5, ЗД-6, МП-3, С-4, С-5, схема зварювання закладних деталей					
ВНТУ, Б-216					

Вигляд А



Розріз 5-5

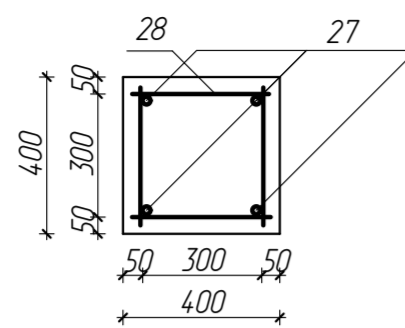
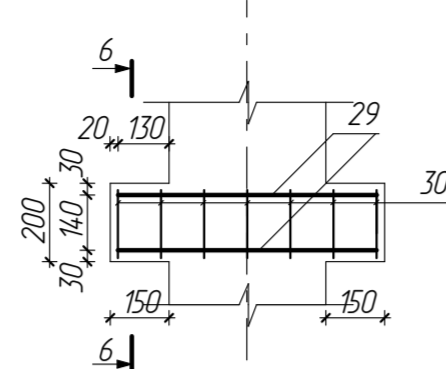
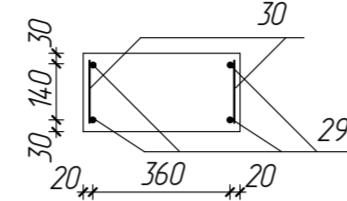


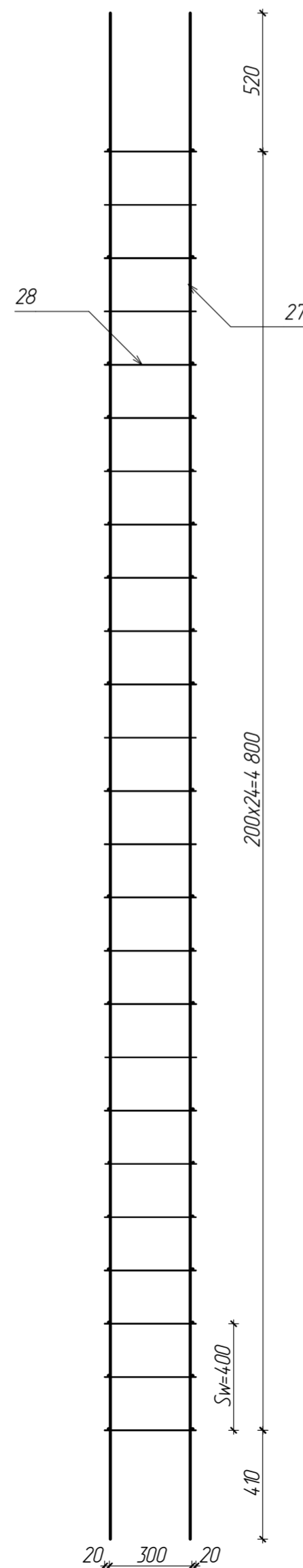
Схема армування полицки



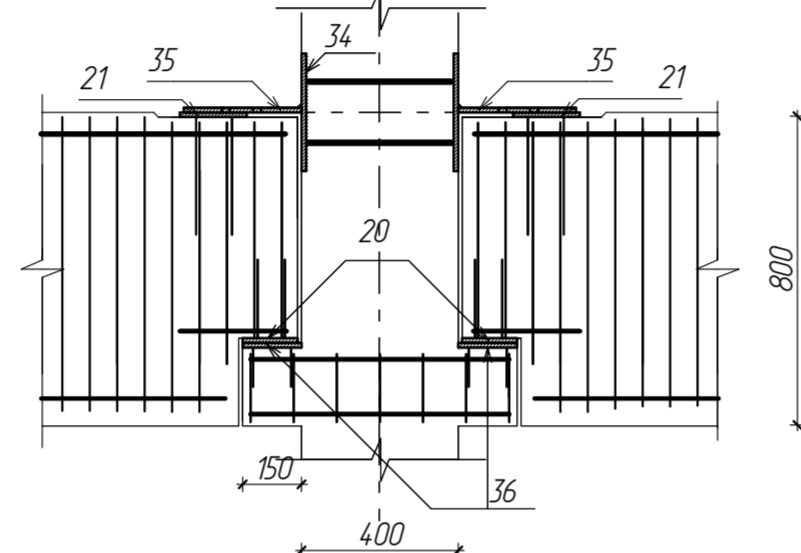
Розріз 6-6



Каркас Кр-4



Вузол Б



МП-3

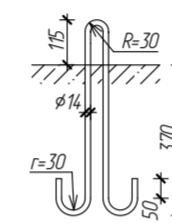
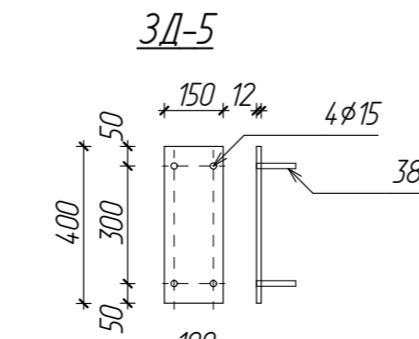
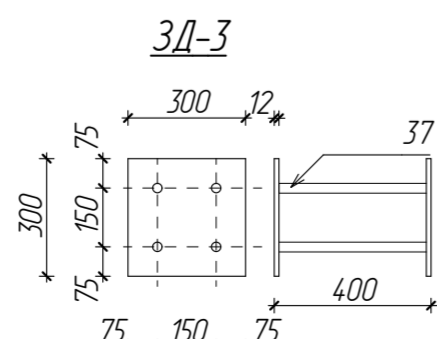
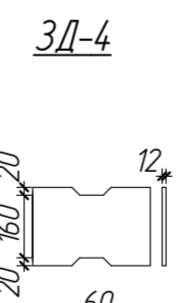
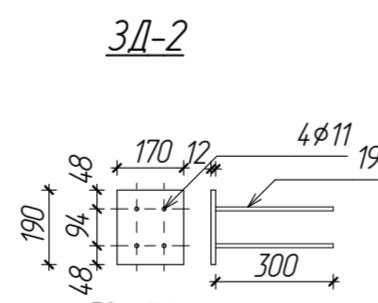
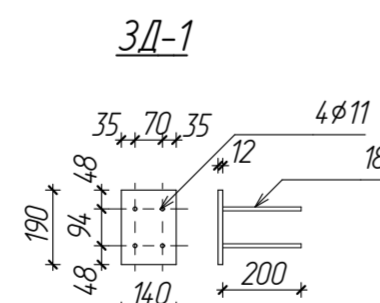
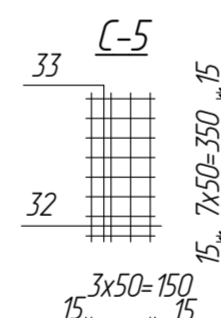
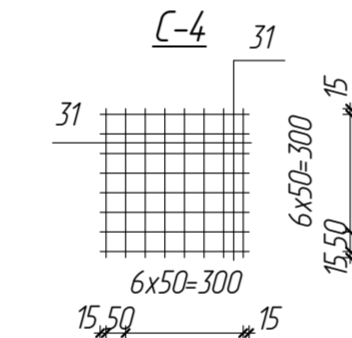
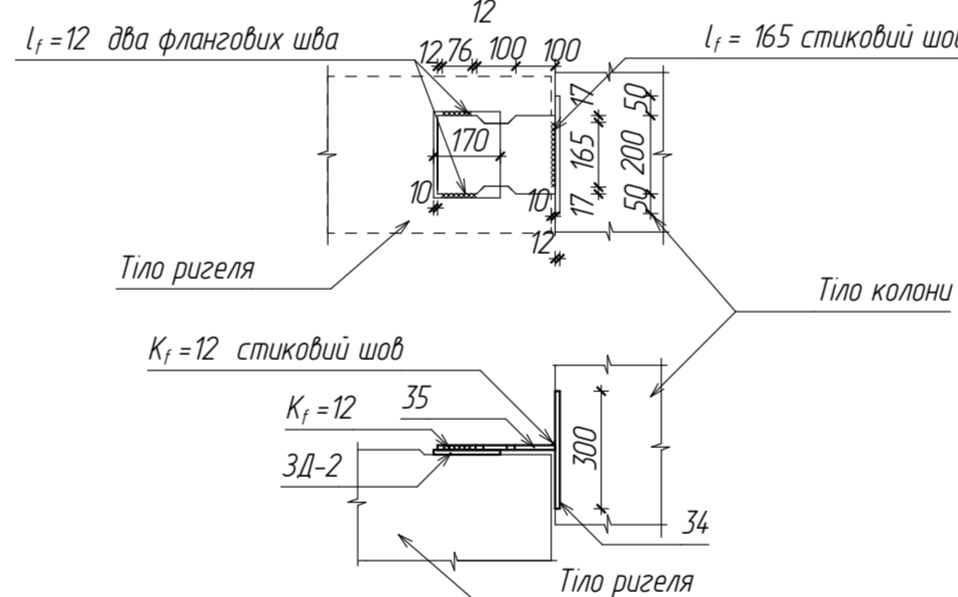


Схема зварювання частин закладних деталей



ЗД-6

