

Міністерство освіти і науки України
Вінницький національний технічний університет

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до виконання курсового проекту
з дисципліни

ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ

для студентів спеціальності
192 «Будівництво та цивільна інженерія»

Вінниця 2023

Методичні вказівки до виконання курсового проекту з дисципліни «Залізобетонні конструкції» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» / Вінниця, ВНТУ; уклад.: А.С. Моргун, І.М. Меть, В.М. Андрухов – 2023. – 68 с.

Укладачі: А.С. Моргун, І.М. Меть, В.М. Андрухов

Рецензент: д.т.н., проф. О.Д. Журавський, КНУБА

Рекомендовано кафедрою БМГА, протокол № 23 від 29.05.23р.

Зміст

Вступ	4
1.1. Складання плану та розділення будівлі на температурні блоки.....	4
1.2. Вибір схеми в'язів, що забезпечують просторову жорсткість будівлі.....	5
1.3 Компонування каркасу будівлі.....	6
2 Компонування поперечної рами будівлі.....	7
2.1 Підбір основних несучих конструкцій.....	7
2.2 Розрахункова схема каркасу будівлі для статичних та конструкторських розрахунків в ПК ЛІРА–САПР.....	16
2.3 Визначення величин зовнішніх навантажень.....	18
2.3.1 Загальні дані.....	18
2.3.2 Постійні навантаження.....	19
2.3.2.1 Завантаження рами вагою елементів колон.....	19
2.3.2.2 Завантаження рами вагою елементів кроквяної конструкції.....	20
2.3.2.3 Завантаження рами власною вагою підкранової балки.....	21
2.3.2.4 Завантаження рами вагою елементів покрівлі.....	22
2.3.2.5 Завантаження рами вагою стінових панелей.....	23
2.3.3 Змінні навантаження.....	26
2.3.3.1 Навантаження від снігу.....	26
2.3.3.2 Вертикальні кранові навантаження.....	30
2.3.3.3 Горизонтальні кранові навантаження.....	31
2.3.3.4 Модальний аналіз.....	34
2.3.3.5 Визначення величин вітрового навантаження.....	35
2.4 Аналіз НДС розрахункової схеми.....	37
3. Приклад розрахунку поперечної рами.....	38
3.1 Розрахунок ферми.....	38
3.1.1 Розрахунок залізобетонної сегментної ферми.....	39
3.1.2 Розрахунок елемента нижнього поясу ферми.....	39
3.1.3 Розрахунок по утворенню тріщин.....	40
3.1.4 Розрахунок по короточасному розкриттю тріщин.....	41
3.1.5 Розрахунок верхнього поясу ферми.....	43
3.1.6 Розрахунок елементів решітки.....	44
3.1.7 Розрахунок і конструювання вузлів ферми.....	46
3.1.8 Розрахунок поперечної арматури в опорному вузлі.....	46
3.1.9 Розрахунок поперечної арматури в проміжному вузлі.....	48
3.2 Розрахунок колони.....	49
3.2.1 Збір навантаження на колону.....	49
3.2.2 Розрахунок надкранової частини колони в площині рами, елемент	49
3.2.3 Розрахунок підкранової частини колони.....	53
3.2.4 Розрахунок по міцності похилих перерізів.....	58
3.3 Розрахунок фундаменту стаканного типу.....	59
3.3.1 Вихідні дані та розрахунок навантажень, що діють на основу.....	59

3.3.2	Визначення розмірів підшви фундаменту.....	60
3.3.3	Розрахункові значення тиску в ґрунті під підшвою фундаменту.....	61
3.3.4	Розрахунок міцності фундаменту на продавлювання.....	62
3.3.5	Розрахунок арматури підшви фундаменту.....	63
3.3.6	Розрахунок поздовжньої арматури стакану.....	65
3.3.8	Розрахунок поперечної арматури стакану.....	66
	Висновок.....	67
	Список літератури.....	68
	Додаток 1 Завдання на курсовий проект.....	69
	Додаток 2 Характеристики мостових кранів.....	70
	Додаток 3 Типорозміри крайніх колон прямокутного перерізу за серією КЭ-01-49 для будівель з мостовими кранами.....	71
	Додаток 4 Типорозміри двогілкових крайніх колон за серією КЭ-01-52 для будівель з мостовими кранами.....	72
	Додаток 5 Приклад виконання графічної частини	73

Вступ

У курсовому проекті передбачається розрахунок і проектування основних залізобетонних несучих конструкцій одноповерхової промислової будівлі, обладнаної мостовими кранами з інтенсивністю режимів роботи (Зк-6к). Крок колон каркасної будівлі може складати 6 і 12 м. Інші вихідні дані задаються у завданні на курсовий проект, розміщеному у цих методичних вказівках (додаток І).

Під час роботи над курсовим проектом потрібно виконати такі розділи: а) компоновка конструктивної схеми будівлі (план, поперечний і поздовжний перерізи будівлі);

б) статичний розрахунок поперечної рами;

в) розрахунок і проектування крайньої колони і фундаменту під неї;

г) розрахунок і проектування залізобетонної колони;

д) розрахунок і проектування однієї стропильної конструкції покриття (ферми, арки або балки); можна замість стропильних конструкцій запроєктувати попередньо напружену підкранову балку.

Підкранова балка та стропильні конструкції розраховуються за двома групами граничних станів.

Загальний об'єм курсового проекту складається з пояснювальної записки (45-50 сторінок) і графічного матеріалу – 2 аркуші формату А1.

У текстовій частині пояснювальної записки подаються всі необхідні ескізи та малюнки, які використовуються для виконання розрахункової частини проекту.

При користуванні цією методичкою бажано використати обчислювальну техніку, зокрема, персональні комп'ютери. Допускається використання стандартних існуючих програм: „SCAD”, „Мономах”, „Ліра”.

1.1. Складання плану та розділення будівлі на температурні блоки

Керуючись вихідними даними проекту та правилами архітектурного проектування, складається план будівлі на відмітці 0.000. Крайні торцові колони зміщуються відносно поперечних розбивочних вісей на 500 мм, це зміщення пов'язане з трьома обставинами:

- 1) на випадок реконструкції будівлі (її розширення) залишається проміжок між колонами старої і нової будівлі;
- 2) зміщення основних колон дозволяє зручніше влаштувати фахверкові колони та стінові конструкції;
- 3) наявність зміщення дозволяє створити новий температурний або осадковий шов на випадок прибудови нової будівлі.

У поздовжньому напрямку колони прив'язуються до розбивочних вісей відповідності до поперечного перерізу будівлі (“нульова” прив'язка або зі зміщенням на 250 мм) (рис. 1.3).

Дуже важливим значенням для проектування одноповерхової промислової будівлі є розбивка її на температурні блоки. Ця задача виникає при значній

довжині промислової будівлі, коли з'являються суттєві температурні деформації залізобетонних конструкцій. Питання про розділення будівлі на окремі блоки виникає при довжині 84-108 м і більше. Здебільш температурні та усадкові шви об'єднуються в один спільний температурно-усадковий шов.

Найбільші відстані між температурно-усадковими швами в будівлі при розрахункових зимніх температурах зовнішнього повітря вище від мінус 40°C, які призначаються умовно без розрахунку конструкцій (з ненапруженою арматурою та з попередньо напруженою, до яких висуваються вимоги 3 категорії по тріщиностійкості) на вплив температури та усадки бетону, не повинні перевищувати:

- для опалювальних одноповерхових промислових будівель каркасного типу зі збірного залізобетону – 72 м;

- для неопалювальних будівель того ж типу – 48 м.

В усіх інших випадках відстань між температурно-усадковими швами повинна визначатись розрахунком. Указані шви розташовуються таким чином, щоб вони розділяли будівлю на два, три і більше рівні по довжині будівлі блоки. Якщо розбити на два рівні блоки неможливо, тоді один блок проектується меншим від іншого на один або два кроки колон.

На рис. 1.3 наведено приклад складання плану промислової будівлі довжиною 108 м і кроком колон 12 м.

У зв'язку з тим, що крок колон 12 м, то розділити будівлю на два рівні блоки неможливо (54 м не діляться на 12 м). Тому один блок має бути довжиною 48 м (ділиться на 12), а другий 60 м (також ділиться на 12). Аналогічно поступають при довжині будівлі 114 м, 126 м і т.д.

У середині температурно-усадкового відсіка влаштовуються вертикальні в'язі хрестовидної форми при кроці колон 6 м і порталні при кроці колон 12 м. На плані будівлі ці в'язі показують пунктирними лініями (рис. 1.3). На плані також треба показати вісі підкранових балок та прив'язку (750 мм) цих вісей до поздовжніх вісей промбудівлі. Схематично показують на плані мостові крани з їх вантажопідйомністю по великому і малому гаках (300/50 кН).

Усі інші правила побудови плану промислової будівлі, встановлені у архітектурному проектуванні, враховуються при розробці плану у даному курсовому проекті.

1.2. Вибір схеми в'язів, що забезпечують просторову жорсткість будівлі

Для забезпечення жорсткості будівлі у цілому, а також жорсткості її окремих елементів (покриття, торцових стін, крокв'яних конструкцій та ін.) у проектуємій конструктивній схемі передбачається система вертикальних та горизонтальних в'язів, які забезпечують надійну експлуатацію будівлі.

Вертикальні металеві в'язі по колонах, які встановлюються в середині температурного блоку, забезпечують просторову жорсткість будівлі у поздовжньому напрямку. Встановлюються ці в'язі у межах одного кроку колон на висоту від підлоги до низа підкранових балок. По крайнім рядам колон

використовують хрестовидні або порталні в'язі, відповідно для кроку колон 6 і 12 м. Для середніх рядів переважно використовують порталні в'язі.

Жорсткість одноповерхової промислової будівлі у поперечному напрямку забезпечується защемленням колон у фундаментах, відповідними розмірами перерізу колон та жорсткістю усього диска покриття.

Розпірки (в площині поздовжніх рам) на верхніх кінцях колон та вертикальні металеві в'язі на кінцях крокв'яних конструкцій (рис. 1.4а) використовуються при висоті ригелів на опорах більше 900 мм. Ці в'язі і розпірки забезпечують передачу з горизонтального диску покриття зусиль (діючих в напрямку поздовжніх рам) на колони. Вертикальні в'язі між крокв'яними конструкціями встановлюються, як правило, тільки на кінцях температурних відсіків.

При висоті крокв'яних конструкцій на опорах менше 900 мм вертикальні в'язі та розпірки на рівні їх опорних частин не роблять. Останнє зауваження відноситься також до конструктивних схем з підкрокв'яними конструкціями.

Відносно горизонтальних в'язів існують такі рекомендації. Жорсткість диска покриття (для будівель з мостовими кранами режимів 3к-6к) забезпечується за рахунок застосування великорозмірних залізобетонних плит та приварки їх до крокв'яних конструкцій. Яких-небудь додаткових горизонтальних в'язів в цьому випадку не потрібно.

При значній висоті будівлі (16 м і більше від підлоги до низу крокв'яних конструкцій) і прольотах 30 м і більше у торцових стін будівлі можуть влаштовуватись горизонтальні в'язі по фермам, які слугують опорами для колон фахверку. Ці в'язі встановлюються або на рівні низа крокв'яних конструкцій, або, що трапляється частіше, на рівні підкранових колій (рис. 1.4б).

В прогонах будівель з світлоаераційними ліхтарями в середній частині крокв'яних конструкцій встановлюються сталеві розпірки і, окрім того, у двох чарунках кожного температурного відсіка крокв'яні ферми (на верхньому) поясу "розв'язуються" в границях ширини ліхтаря горизонтальними сталевими в'язями. Для забезпечення жорсткості ліхтарів у поздовжньому напрямку передбачаються вертикальні в'язі.

1.3 Компонування каркасу будівлі

Розробка архітектурно-будівельної частини проекту одноповерхової промислової будівлі розпочинається з компонування поперечної рами, що складається: із залізобетонних колон та кроквяного елемента. Елементами покриття слугують кроквяні балки, ферми, плити покриття та власне сама покрівля.

Просторова жорсткість будівлі в площині рам забезпечується жорстким з'єднанням колон з фундаментами та шарнірним з'єднанням ригеля з колонами та з площини рам конструктивними елементами, що з'єднують між собою поперечні рами в єдиний просторовий блок, а це: підкранові балки, елементи конструкцій покрівлі, елементи стін та спеціальні конструктивні елементи – в'язі; для забезпечення просторової жорсткості на дію вітрових навантажень вводять зв'язки

в торцях будівлі.

До вихідних даних для компонування конструктивної схеми для виконання курсового проекту з дисципліни «Залізобетонні конструкції» відноситься інформація про характеристику будівлі, район будівництва, клас відповідальності будівлі за наслідками, термін експлуатації. Згідно з завданням план будівлі розроблено в рамках одного температурного блоку довжиною 72 м (з 7 поперечних рам).

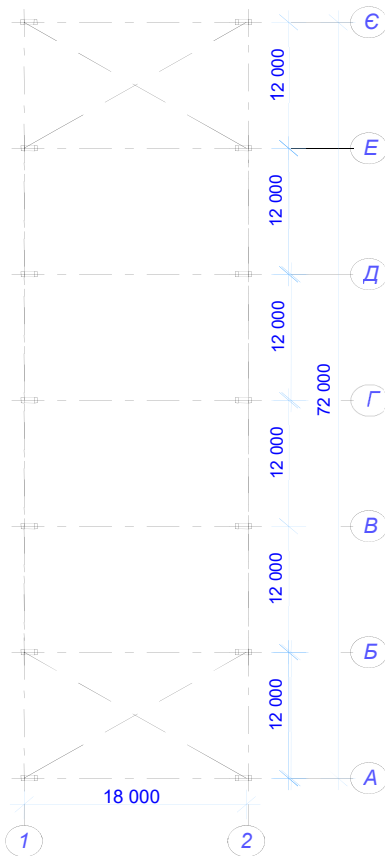


Рисунок 1.1 – Схематичний план будівлі

за характеристичним значенням інтенсивності вітрового тиску $w_o=500$ Па (470 Па).

Місто Вінниця відповідно до географічно розташована в I-ій температурно-кліматичній зоні.

2 Компонування поперечної рами будівлі

2.1 Підбір основних несучих конструкцій

Прогін будівлі відповідно до завдання дорівнює $L=18,0$ м, вантажопідйомність крана – $Q=30/5$ тс, крок поперечних рам становить $B = 12$ м, а позначка головки підкранової рейки $H_{cp}=9,65$ м.

Схематичний план будівлі наведено на рисунку 4.1.

Характеристика об'єкта проектування для визначення величин навантажень та схеми розрахунку: клас відповідальності за наслідками – СС2;

категорія складності – IV; категорія відповідальності конструкції (колона каркасу будівлі) – «А»; сейсмічність майданчика забудови 5 балів; розрахункова ситуація – «стала»; термін експлуатації будівлі – 50 років; коефіцієнт надійності за відповідальністю (коефіцієнт відповідальності), який враховує значущість конструкції і об'єкта в цілому, а також можливі наслідки відмови та враховується як множник до розрахункового значення навантаження або наслідків силових впливів, відповідно: $\gamma_{nm} = 1,1$ – перша група граничних станів, $\gamma_{ne} = 0,975$ – друга група граничних станів.

Район будівництва м. Вінниця.

Згідно з рекомендаціями район будівництва розташований в 4-му районі з характеристичним значенням інтенсивності снігового навантаження $S_o=1400$ Па (1360 Па) і 3-му районі

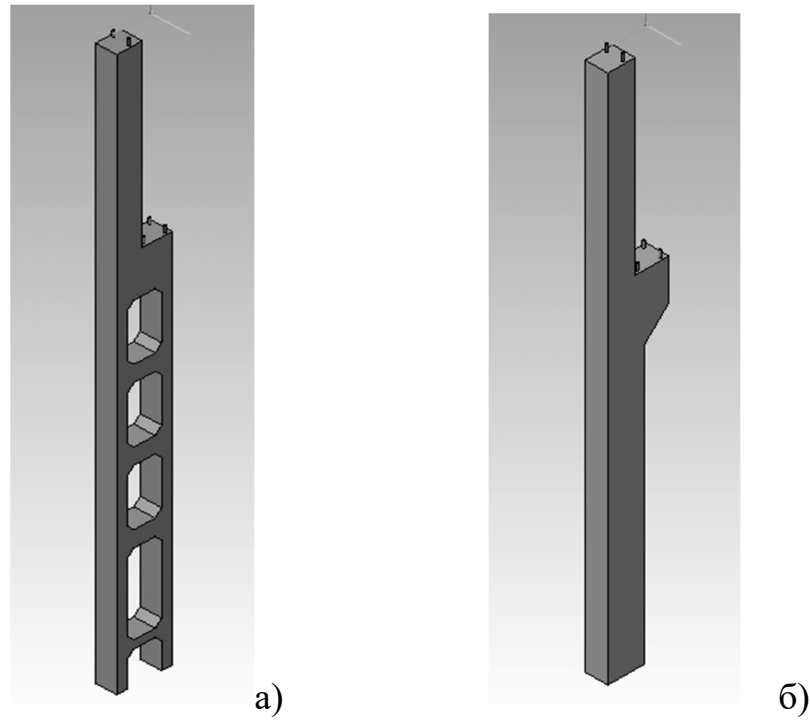


Рисунок 2.1 – Тип колони: а) двовіткова; б) суцільна

Суцільний переріз підкранової частини колони слід призначати при кроці колон $B = 6$ м, вантажопідйомності крана $Q < 3$ т і висоті споруди $H_3 < 10,2$ м у всіх інших випадках слід приймати двовіткові колони ($B = 12$ м, $Q \geq 30$ т, $H_3 > 12$ м).

Тому для варіанта, що розглядається як приклад, слід прийняти *двовіткову колону*.

Основні розміри поперечного перерізу підкранової балки та фрагменти кріплення підкранової рейки залежно від вантажопідйомності крана, прольоту будівлі та висоти споруди наведено на рис. 2.2 – 2.4.

ЗАЛИБЕТОННІ ПІДКРАНОВІ БАЛКИ ТА КРАНОВІ ШЛЯХИ ДЛЯ КРАНІВ ВАНТАЖЕПІД'ЄМНІСТЮ 10-30 т З КРОКОМ КОЛОН 6 ТА 12 м (серії КЕ-01-50 та 51)

КРАН ВАНТАЖЕПІД'ЄМНІСТЮ 10 т, ПРОЛЬОТИ ДО 24 м, КРОК КОЛОН 6 м, ВИСОТА СПОРУДИ 8,4 м

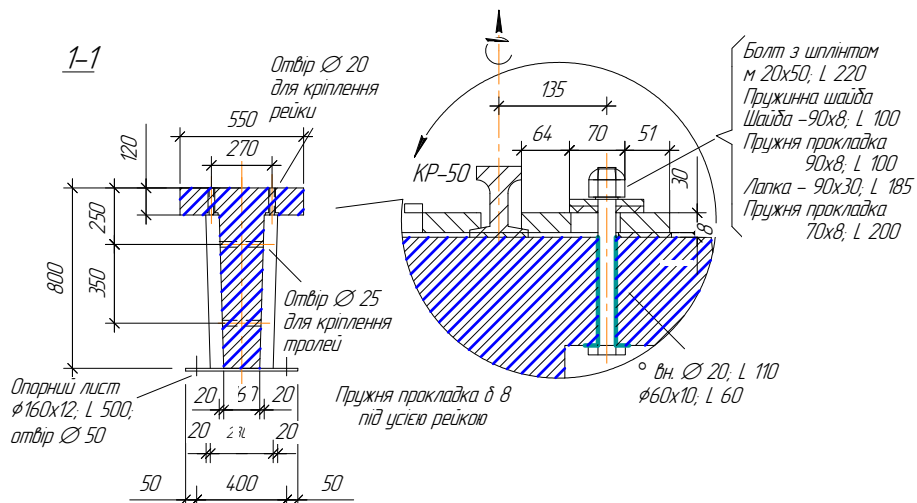
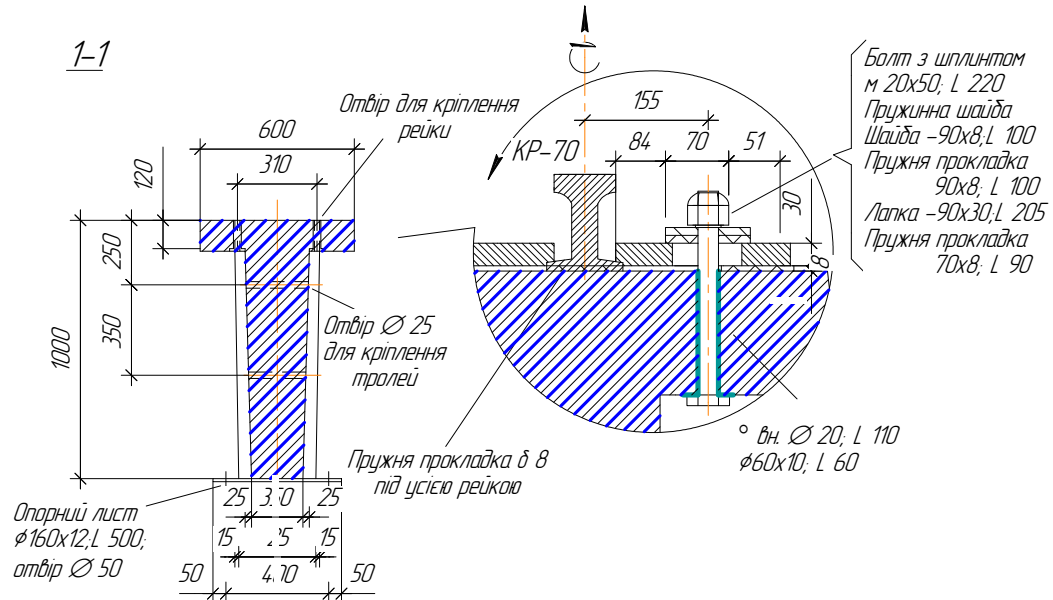


Рисунок 2.2 – Підкранова балка $H = 800$ мм та фрагмент кріплення підкранової рейки

Для варіанта, що розглядається як приклад, слід взяти двотаврову підкранову балку з висотою перерізу 1400 мм ($H_{пб} = 1400$ мм) тому, що крок рам $B = 12,0$ м відповідно до завдання.

КРАН ВАНТАЖЕПІД ЄМНІСТЮ 10–30 т, ПРОЛІТИ ДО 30 м, КРОК КОЛОН 6 м, ВИСОТА СПОРУДИ 9,6–18,0 м



$H = 1000$ мм ; $B = 6$ м.

Рисунок 2.3 – Підкранова балка $H = 1000$ мм та фрагмент кріплення підкранової рейки

КРАН ВАНТАЖЕПІД ЄМНІСТЮ 10–30 т, ПРОЛІТИ ДО 30 м, КРОК КОЛОН 12 м, ВИСОТА СПОРУДИ 9,6–18,0 м

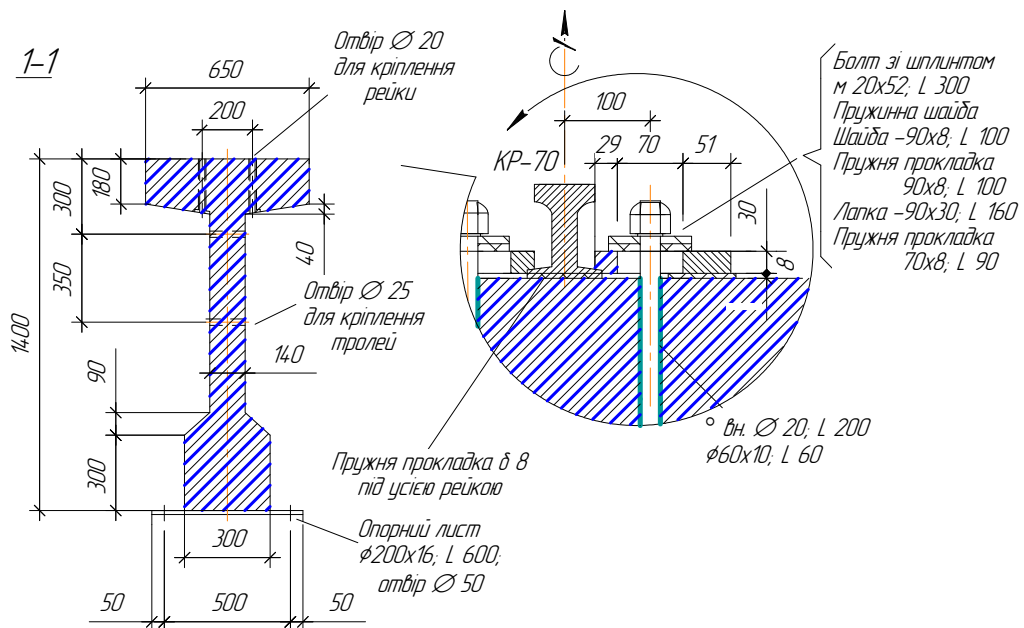


Рисунок 2.4 – Підкранова балка $H = 1400$ мм та фрагмент кріплення підкранової рейки

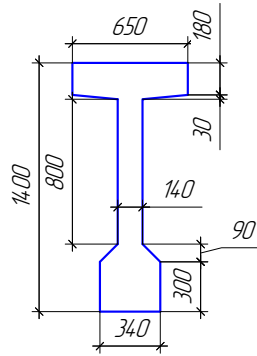


Рисунок 2.5 – Габаритні розміри підкранової балки прогоном 12,0 м

Підкранова балка

$$h = \left(\frac{1}{8} \dots \frac{1}{10}\right)l; \quad h'_f = \left(\frac{1}{7} \dots \frac{1}{8}\right)h; \quad b'_f = \left(\frac{1}{10} \dots \frac{1}{20}\right)l; \quad b'_f = 500 \dots 650 \text{ мм}$$

$$B = 6 \text{ м} \rightarrow h = 1000 \text{ мм.}$$

$$B = 12 \text{ м} \rightarrow h = 1400 \text{ мм.}$$

C25/30...C40/50 – важкий бетон.

В-II; А-600...1000.

$$f = \frac{l}{400} L;$$

$$G^{B=12 \text{ м}} = 10 \dots 12 \text{ т.}$$

Характеристики мостових кранів

Мостові крани класифікують за режимом роботи, тобто за інтенсивністю експлуатації:

1К...3К група режимів (*легкий режим*), швидкість переміщення до 60 м/хв (машинні зали ТЕС, ремонтні цехи);

4К...6К група режимів (*середній режим*). Переважно швидкість переміщення до 100 м/хв (складальні цехи машинобудівних заводів);

7К, 8К група режимів (*важкий режим*). Переважна швидкість переміщення ≥ 100 м/хв (ливарні цехи).

Габарити крана, запропонованого до розгляду в завданні (згідно з [Помилка! Джерело посилання не знайдено.], додаток 1, табл. 3):

$$L_k = 16,5 \text{ м};$$

$$K = 5000 \text{ мм};$$

$$B_l = 300 \text{ мм};$$

$$P = 275 \text{ кН} \text{ – характеристичне значення}$$

максимального вертикального тиску катка крана;

$$H_{кр} = 2750 \text{ мм};$$

$$G_v = 117,6 \text{ кН} \text{ – вага візка};$$

$$B = 6300 \text{ мм};$$

$$G_{кр} = 298,9 \text{ кН} \text{ – вага крана.}$$

Для даного варіанта крана рекомендовано підкранову рейку КР-70, висота якої відповідно до [Помилка! Джерело посилання не знайдено.] дорівнює $H_p = 120$ мм.

Відповідно до пунктів завдання висота підкранової частини колони (при висоті крана $H_{кр} = 2,75$ м) становитиме:

$$H_{нч} = H_{зр} - H_{нб} - H_p + H_n, \quad (2.1)$$

де H_{gp} – відмітка головки кранової рейки, м (прийнято відповідно до п. 4 завдання);

$H_{пб}$ – висота підкранової балки, (м), $H_{пб} = 1400$ мм із двотавровим перерізом;

H_p – висота кранової рейки, (м) (прийнято відповідно до рекомендованого типу підкранової рейки залежно від вантажопідйомності крана). Відповідно до [Помилка! Джерело посилання не знайдено.] (додаток 1, табл. 4) для крана, що запропоновано в завданні, слід прийняти тип підкранової рейки КР-70, для якої висота $H_p = 120$ мм. В розрахунку прийнято 150 мм з урахуванням демфувальних прокладок та кріплення рейки до підкранової балки;

$H_{п}$ – висота від обрізу фундаменту до рівня підлоги, для варіанта зі збірним залізобетонним каркасом слід приймати 0,15 м.

$$H_{нч} = 9,65 - 1,4 - 0,15 + 0,15 = 8,25 \text{ м.}$$

Висота надкранової частини колони:

$$H_{нч} = H_{пб} + H_z + H_{кр} + a, \quad (2.2)$$

де $H_{кр}$ – висота крана, м;

a – зазор між верхом кранового візка та кроквяними елементами (приймається $a \geq 0,1$ м), прийнято в прикладі, що розглядається, $a = 0,2$ м.

$$H_{нч} = 1,4 + 0,15 + 2,75 + 0,2 = 4,5 \text{ м.}$$

Висота колони від низу кроквяної конструкції до обрізу фундаменту:

$$H = H_{нч} + H_{пч} = 8,25 + 4,5 = 12,75 \text{ м,} \quad (2.3)$$

де $H_{нч}$ – висота надкранової частини колони, $H_{пч}$ – висота підкранової частини колони.

Висота колони повинна бути кратна 1,2 м при висоті колони до 14,4 м та 1,8 м при висоті більше 14,4 м, отже слід прийняти висоту колони 13,2 м. Це практично реалізовується за рахунок збільшення розміру надкранової частини колони на деяку величину, щоб досягти кратності колони по висоті. Таким чином висота надкранової частини становитиме $H_{нч} = 13,2 - 8,25 = 4,95$ м, за рахунок збільшення a з 0,2 м додатково до $a = 4,95 - 1,4 - 0,15 - 2,75 = 0,65$ м.

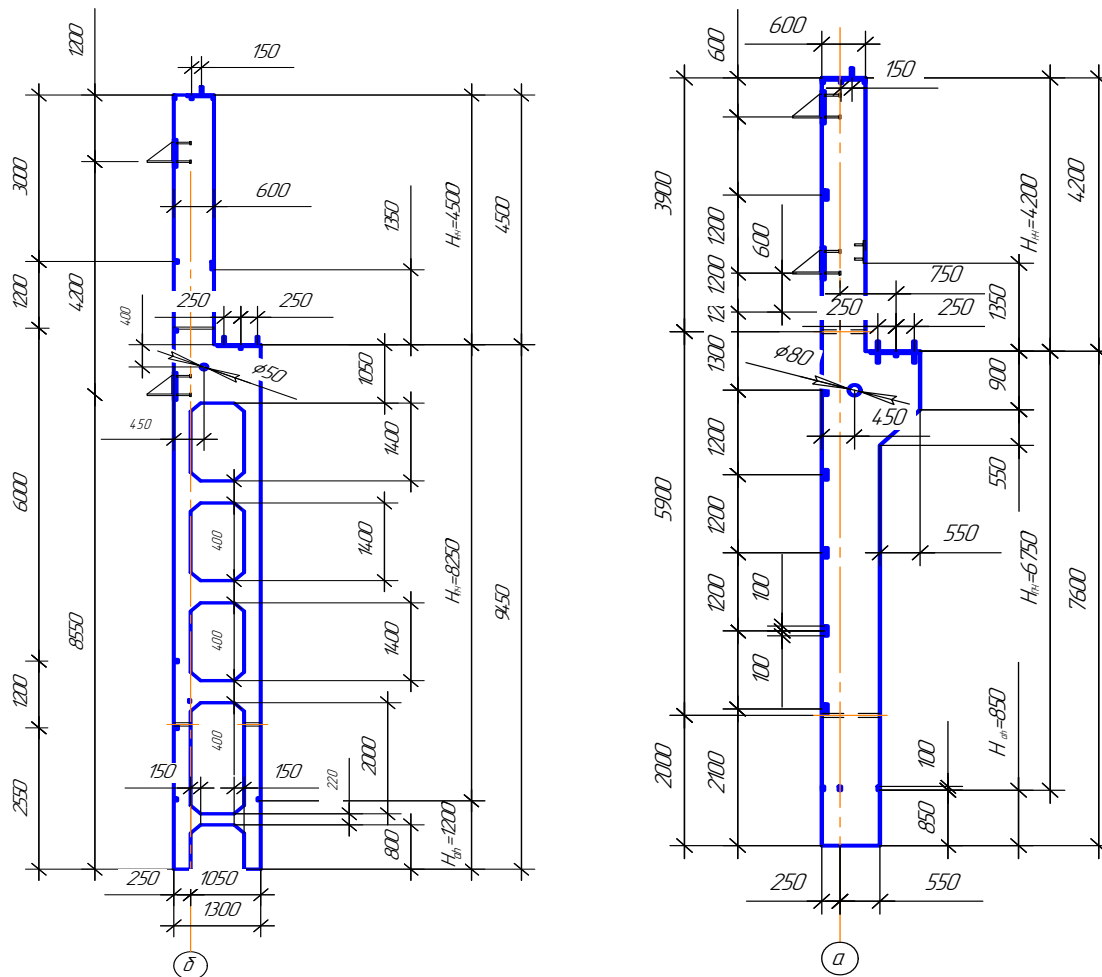


Рисунок 2.6 – Опалубочні креслення суцільної та двовіткової колон

Розміри поперечного перерізу колон

Розміри перерізів елементів колони, окрім віток колони слід назначати кратними 100 мм, для віток колони – кратними 50 мм.

Висота перерізу колони надкранової частини середнього ряду 500 (600) мм, крайнього ряду $h_2 = 380(600)$ мм.

Ширина перерізу $b = 400...600$ мм. Більші значення розмірів призначають при кроці поперечних рам $B=12,0$ м. Таким чином прийнято, що $b = 500$ мм, а $h_2=600$ мм. H_1 – висота підкранової частини колони.

Підкранова частина $h_1 = (\frac{1}{10}... \frac{1}{14})H_1$ для одновіткової колони.

Наскрізна колона

$h_1 = 1200...1600$ мм – для середніх колон.

$h_1 = 1000...1300$ мм – для крайніх колон.

Для крайньої колони наскрізного перерізу мінімальне значення розміру підкранової частини $h_1=1000$ мм, з урахуванням можливості кріплення підкранової балки та можливості її рихтування необхідно прийняти $h_1=1300$ мм (дивись рис. 4.8).

При цьому висота перерізу $h_b = 250$ або 300 мм, менше значення слід приймати при $Q \leq 30$ тс. Прийнято, що висота перерізу однієї вітки $h_b = 0,25$ м, $b = 500$ (600) мм, крім того $b = (\frac{1}{25} \dots \frac{1}{30}) H$.

Відстань між осями розпірок $c = (8 \dots 10) h_b = 2000 \dots 2500$ мм.

Перша розпірка на висоті від рівня підлоги $\geq 1,8$ м.

Висота перерізу рядової розпірки $h_{sp} = (1,5 \dots 2) h_b$, а підкранової $h_{scr} = (3,0 \dots 4,0) h_b$, ширина дорівнює ширині перерізу вітки. Висота підкранової (верхньої) розпірки $h_{scr} = 1,05$ м, інших розпірок $h_{sp} = 0,4$ м.

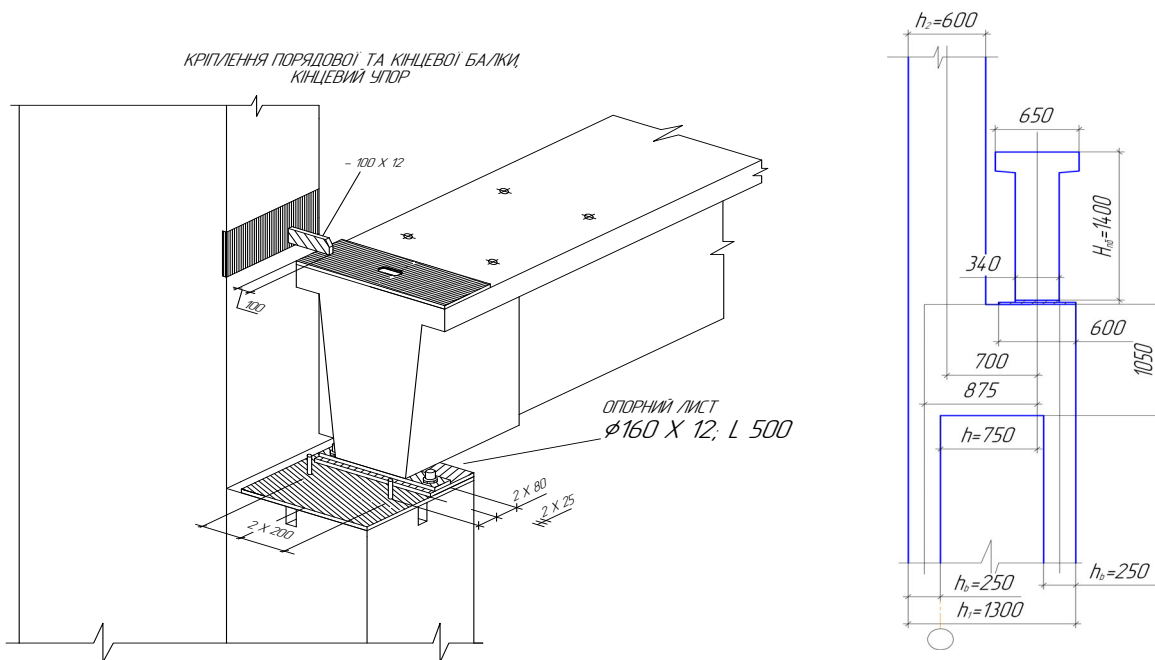


Рисунок 2.7 – Фрагмент вузла колони надкранової, підкранової частини та з'єднання колони з підкрановою балкою

Кровляні конструкції. Балки покриття (БП)

$L = 12$ і 18 м (24 м).

Можуть бути або з паралельними поясами, або двосхилі.

Двосхила – трапецієподібна з постійним нахилом, нормальним чи криволінійним.

Найбільш економний двотавровий переріз балок зі стінкою $\delta = 60 \dots 100$ мм.

У опор товщина стінки плавно збільшується, і роблять розширення у вигляді ребра жорсткості.

В стінках балок в середині прогону, де Q_{min} , роблять отвори для зменшення витрат бетону.

$$h_{cp} = (\frac{1}{10} \dots \frac{1}{15}) l.$$

Ухил $i = 1 : 12$ ВП (ВП – верхній пояс двосхилої балки).

$$h_{on} = 800 (900) \text{ мм.}$$

$$b'_f = (1/50 \dots 1/60)l;$$

$$b_f = 250 \dots 300 \text{ мм} - \text{виходячи із зручності розміщення арматури.}$$

Використовується бетон класу С20/25...С35/45, який армують дровою, стержневою попередньо напруженою арматурою.

При армуванні балок арматурою високої міцності її розміщують групами по 2 шт. у вертикальному положенні.

Стінку балок армують зварними каркасами, поздовжні стержні у яких монтажні, поперечні – робочі.

Приопорні ділянки балок для запобігання появи тріщин додатково армують вертикальними стержнями, що приварюються до закладних деталей (доцільно для цієї мети створювати п/н в поперечному напрямі).

Для запобігання появи тріщин у верхній зоні від зусилля розтягу від попередньо напруженої (п/н) арматури ставлять арматуру $A'_{sp} = 0,15A_{sp}$.

Розраховують балки як однопрогонові шарнірно обперті стержневі елементи, що працюють на згинання від ваги конструкції покриття та снігу. При 5 і більше зосереджених силах навантаження заміняють еквівалентним розподіленням.

В балках з паралельними поясами розрахунковий переріз посередині прогону. У трапецієподібних балках розрахунковий переріз на відстані $x = 0,37l$ від опори.

Поперечна арматура визначається з розрахунку міцності похилих перерізів.

Потім виконують розрахунки з тріщиностійкості та визначають величину прогину, а також ті ж розрахунки на монтажні зусилля.

Ферми покриттів

Ферми застосовують при прогонах $L = 18$ м і більше. Приклад застосування сегментної ферми покриття показано на рис. 4.9.

Розрізняють такі види ферм як арочні, сегментні, полігональні – з різними модифікаціями.

$$h_{cp}^0 = (1/7 \dots 1/9)L.$$

Панелі ВП (верхнього поясу) – 3 м.

НП (нижній пояс) і розтягнуті розкоси проектують п/н (попередньо напруженими).

Найбільш раціональні з точки зору статичної роботи сегментні ферми.

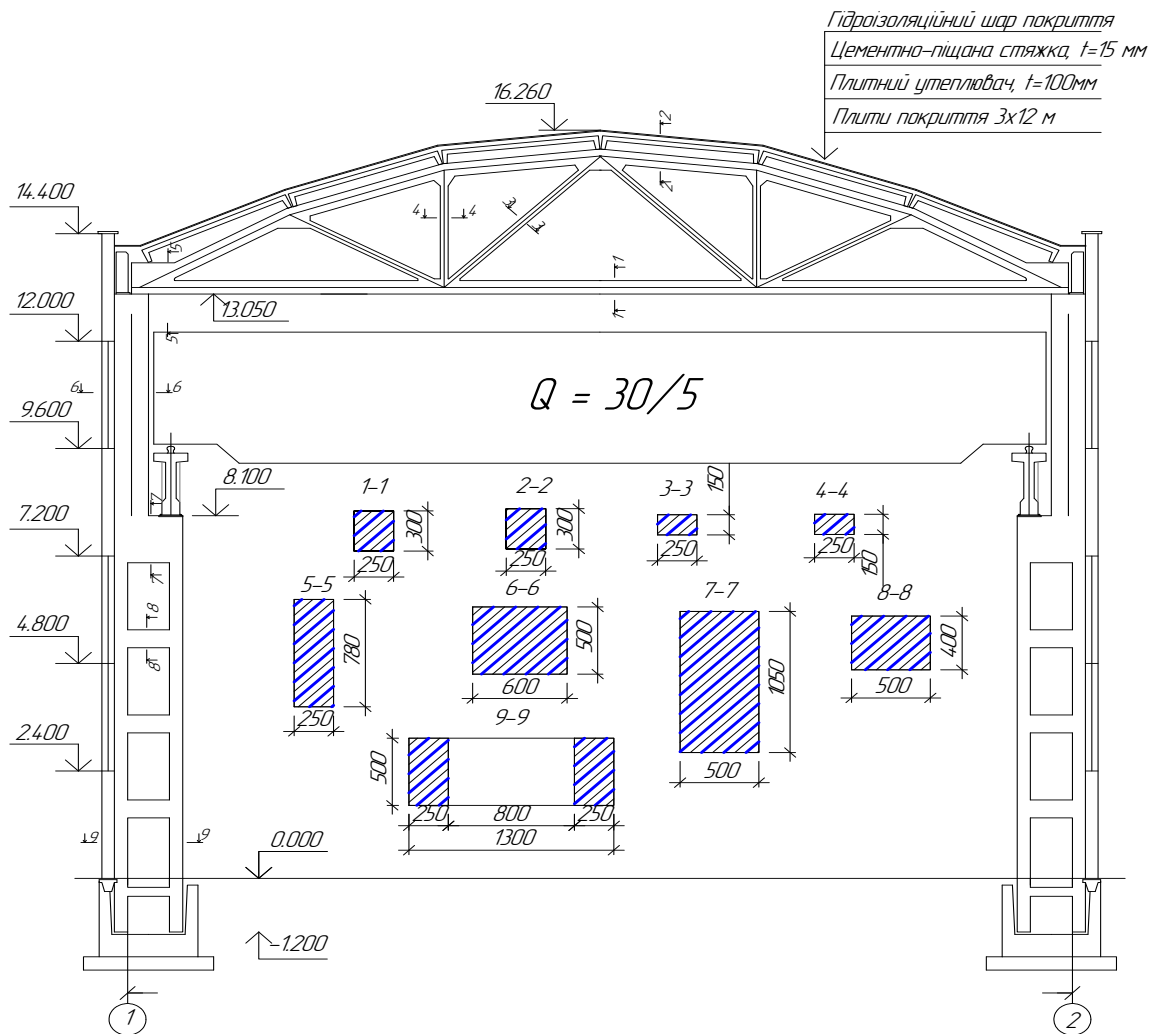


Рисунок 2.8 – Поперечний переріз рами промислової будівлі

Використовується бетон класу С25/30...С40/50 з високим процентом армування перерізу поясів.

Використовується канатна, дротова, стержнева арматура.

Ферми, починаючи з $L = 24$ м, виготовляють з 2-ох півферм.

$b_f^{B.П.и.Н.П.} = 200...250$ мм при $B = 6$ м. $b_f^{B.П.и.Н.П.} = 300...350$ мм при $B = 12$ м.

Армування НП (нижнього поясу) повинно забезпечувати зручність бетонування. Вся розтягнута арматура повинна бути охоплена замкнутими конструктивними хомутами з кроком 500 мм. ВП і елементи решітки армують зварними каркасами. У вузлах створюють розширення для надійної передачі зусилля у вузлах.

Вузли армують обвідними стержнями $\varnothing 10...18$ мм і вертикальними поперечними стержнями $\varnothing 6...10$ мм з $S = 100$ мм.

Опорні вузли ферм додатково армують для сприйняття зусиль від п/н. Натягають арматуру на упори.

2.2 Розрахункова схема каркасу будівлі для статичних та конструкторських розрахунків в ПК ЛІРА-САПР

На архітектурно-будівельному розрізі необхідно навести «каркас» несучих елементів поперечної рами, в середніх осьових лініях, як-то зображено на рисунку 2.9, який і буде ідеалізованою або розрахунковою схемою поперечної рами каркасу будівлі.

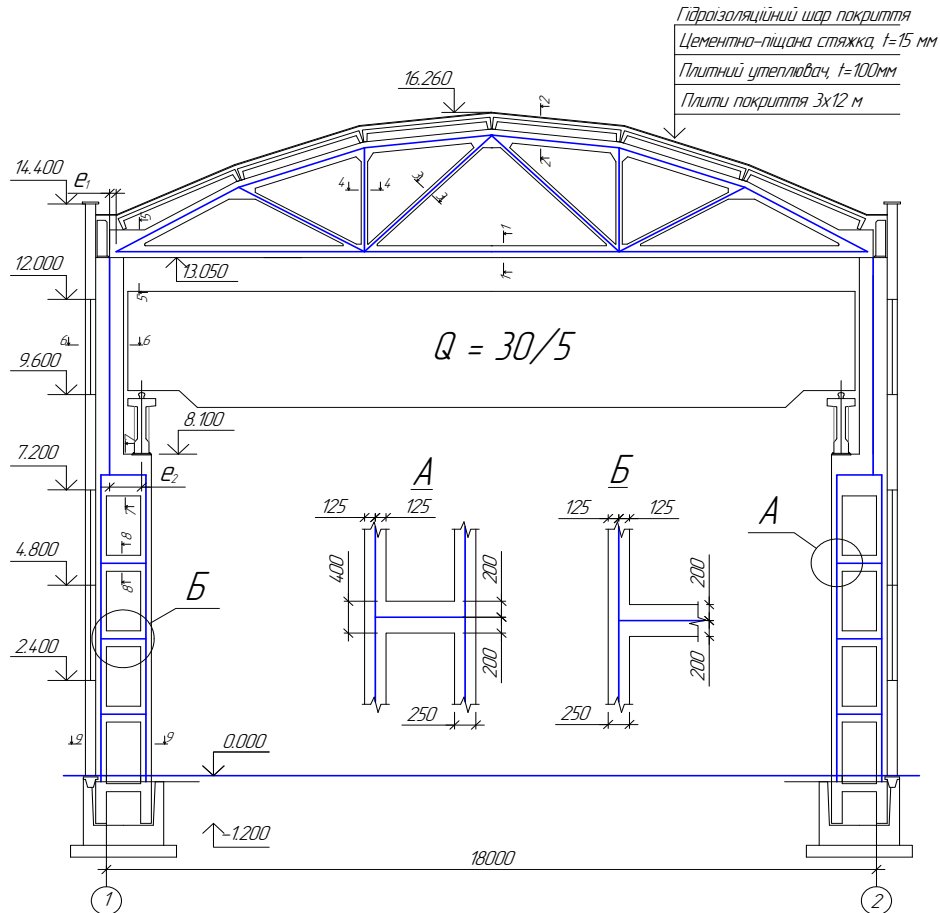


Рисунок 2.9 – Поперечний переріз будівлі з сумщеною схемою несучого каркасу будівлі

Отриману таким шляхом розрахункову схему необхідно експортувати в програмний комплекс (ПК) ЛІРА-САПР, що є можливим такими шляхами:

1. Визначити координати вузлів розрахункової схеми, а після того відтворити вузли в середовищі ПК ЛІРА-САПР і по них побудувати розрахункову схему;
2. Зберегти лише каркас будівлі в будь-якому графічному редакторі в форматі *.dxf, а тоді імпортувати графічний образ розрахункової схеми в ПК ЛІРА-САПР. При цьому імпортовану розрахункову схему необхідно повернути в ПК ЛІРА-САПР на 90° , перевірити відповідність розмірів і в разі необхідності змасштабувати схему та виконати упакування розрахункової схеми.

Після отримання електронного варіанта розрахункової схеми в програмному комплексі ЛІРА-САПР необхідно задати граничні умови. Отримана розрахункова схема буде класифікуватись як площинна, рамно-стержнева. Для цього тип схеми необхідно взяти «2». Оскільки при вирішенні питань компоновання було

обумовлено, що колони жорстко заземлені в фундаменті, то необхідно змодельювати таку ситуацію і в розрахунковій схемі. Адекватним відображенням цього моменту в розрахунковій схемі буде заборона переміщень в опорних вузлах колони за напрямками осей «х», «z» та кута повороту «у» навколо осі «у».

Навантаження від кроквяної конструкції передається на колону з деяким ексцентриситетом « e_1 ». Визначити величину цього ексцентриситету можливо або за формулою 4.4, або графічно, як-то зображено на рисунку 4.11,

$$e_1 = \frac{h_2}{2} - \frac{h_2 - a - a_2}{2} = \frac{600}{2} - \frac{600 - 250 - 20}{2} = 135 \text{ мм} . \quad (2.4)$$

На величину цього ексцентриситету необхідно змістити початок кроквяної конструкції від оголовка колони (див. вузол № 8 на розрахунковій схемі, рис. 2.11).

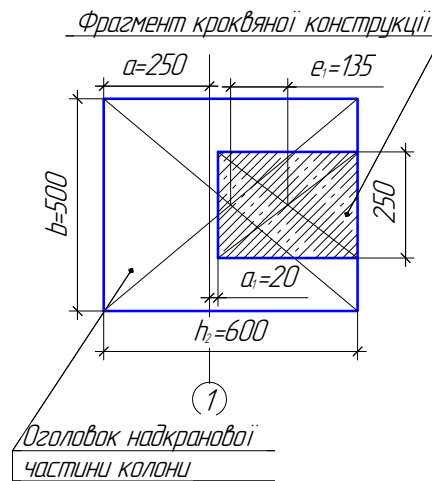


Рисунок 2.10 – Фрагмент обпирання кроквяної конструкції на оголовок колони

Відповідно до фактичної реалізації з'єднання ригеля з колоною в залізобетонному каркасі слід вважати шарнірним, що й потрібно моделювати в розрахунковій схемі. Для моделювання цього положення необхідно і достатньо в випадку застосування ферми як кроквяної конструкції змінити тип скінченного елемента з 10 (універсальний рамний стержневий елемент) на 1 (шарнірний стержневий елемент), а в випадку використання балки як кроквяного елемента ввести шарнір в місці з'єднання балки з колоною за напрямком «у».

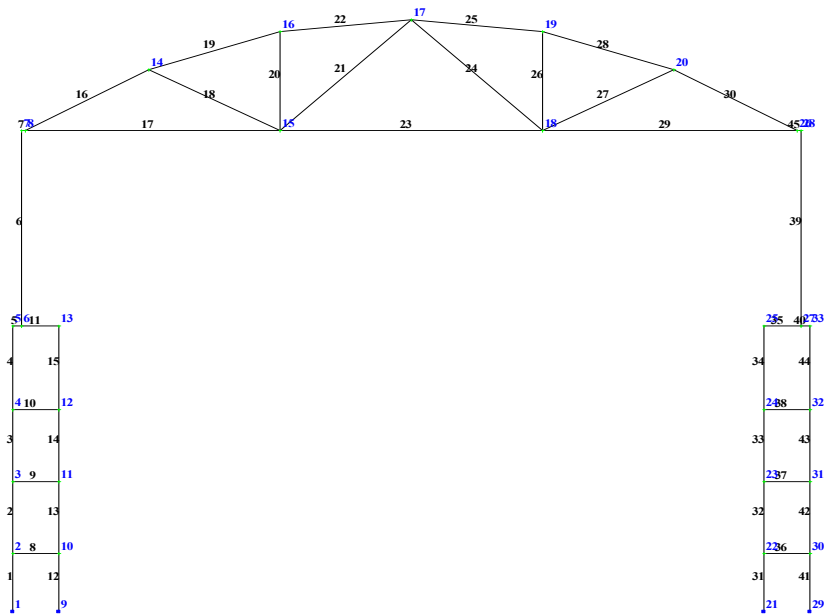


Рисунок 2.11 – Розрахункова схема каркасу будівлі із заданими номерами вузлів та елементів

Наступним етапом доопрацювання розрахункової схеми є задання характеристик жорсткості елементам розрахункової схеми. Перерізи всіх елементів прийнято при вирішенні питань компоновання, форму та розміри яких дивись на рисунку 2.8. Матеріали конструктивних елементів каркасу задано в завданні на проектування.

2.3 Визначення величин зовнішніх навантажень

2.3.1 Загальні дані. Для виконання статичних та конструкторських розрахунків в даній роботі слід врахувати такі навантаження:

- власна вага колон;
- власна вага ферми;
- власна вага підкранових балок;
- вага від конструкцій покриття;
- вага стінових панелей;
- снігове симетричне навантаження;
- снігове несиметричне навантаження;
- кранове вертикальне навантаження (максимальне зліва);
- кранове вертикальне навантаження (максимальне справа);
- горизонтальне кранове навантаження (максимальне зліва);
- горизонтальне кранове навантаження (максимальне справа);
- вітрове навантаження (максимальне зліва);
- вітрове навантаження (максимальне справа).

В перерахованих можливих зовнішніх навантаженнях перші 5 (з 1-го по 5-те включно) класифікуються згідно з [69] як постійні, решта – як змінні.

2.3.2 Постійні навантаження. До постійних навантажень слід віднести ваги елементів поперечної рами та врахування її в статичних розрахунках.

Розрахункова схема складається з трьох елементів каркасу: 2-ох колон та кроквяної ферми покриття. Відповідно до завдання, для колон прийнято бетон класу С15/20, ($E_b = 2,75 \cdot 10^7$ кН/м²), а для кроквяної ферми покриття прийнято бетон класу С35/45 ($E_b = 3,63 \cdot 10^7$ кН/м²).

2.3.2.1 Завантаження рами вагою елементів колон. Завантаження схеми погонною вагою елементів колони зображено на рис. 4.12. Розраховано вагу кожного дискретного елемента колони, як погонне навантаження.

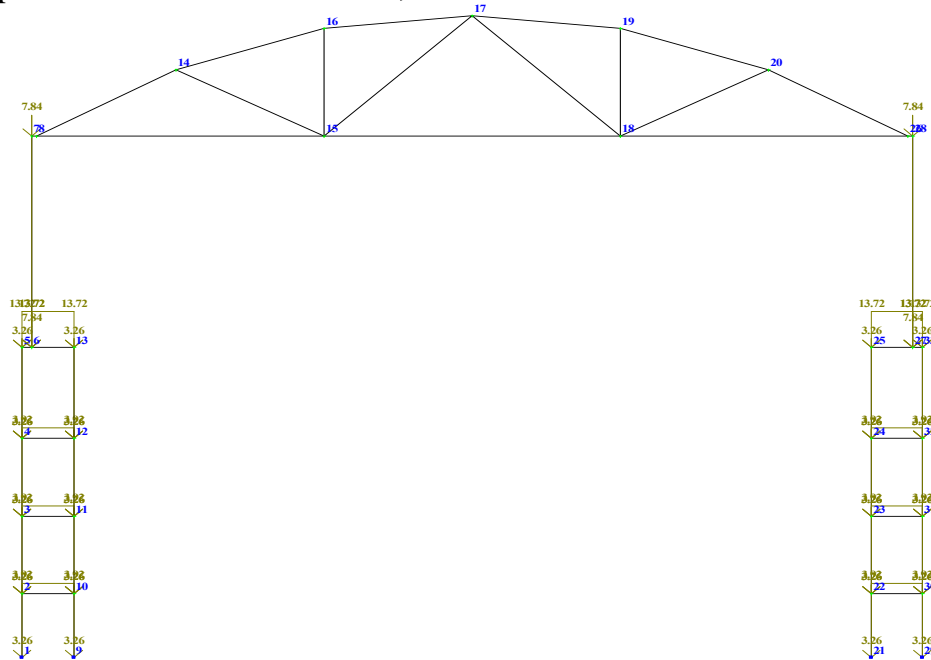


Рисунок 2.12 – Завантаження схеми погонною вагою елементів колони

Граничне розрахункове навантаження

Вітка колони (рис. 2.8, 9-9):

$$q_{9-9}^m = A_{9-9} \cdot \rho_b \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_{nm} = 0,5 \cdot 0,25 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 3,78 \text{ кН/м}^2, \quad (2.5)$$

де A_{9-9} – площа поперечного перерізу вітки колони, м²;

ρ_b – питома густина важкого бетону (25 кН/м³);

γ_{fm} – коефіцієнт надійності за навантаженням (для бетонних конструкцій з густиною понад 16 кН/м³).

Експлуатаційне розрахункове навантаження

$$q_{9-9}^e = A_{9-9} \cdot \rho_b \cdot \gamma_{fe} \cdot \gamma_{ne} = 0,5 \cdot 0,25 \cdot 25 \cdot 1,0 \cdot 0,975 = 3,05 \text{ (кН / м}^2\text{)}, \quad (2.6)$$

$$\frac{q_{9-9}^m}{q_{9-9}^e} = \frac{3.78}{3.05} = 1/24. \quad (2.7)$$

Відповідна будівля класифікується за *нормальним* рівнем відповідальності, для якого $\gamma_{nm}=1,1$. Коефіцієнти надійності за навантаженням приймаємо згідно з [Помилка! Джерело посилання не знайдено.].

Рядова перемичка колони (рис. 2.8, 8-8):

$$q_{8-8} = A_{8-8} \cdot \rho_{\bar{o}} \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_{nm} = 0,5 \cdot 0,4 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 6,05 \text{ кН/м}.$$

Підкранова перемичка колони (рис. 4.9, 7-7):

$$q_{7-7} = A_{7-7} \cdot \rho_{\bar{o}} \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_{nm} = 0,5 \cdot 1,05 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 15,88 \text{ кН/м}.$$

Надкранова частина колони (рис. 4.9, 6-6)

$$q_{6-6} = A_{6-6} \cdot \rho_{\bar{o}} \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_{nm} = 0,5 \cdot 0,6 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 9,08 \text{ кН/м}.$$

2.3.2.2 Завантаження рами вагою елементів кроквяної конструкції.

Завантаження схеми погонною вагою елементів ферми зображено на рис. 2.13.

Визначення ваги кожного елемента ферми покриття.

Вага опорної частини (рис. 4.9, 5-5):

$$q_{5-5} = A_{5-5} \cdot \rho_{\bar{o}} \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_{nm} = 0,25 \cdot 0,78 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 5,90 \text{ кН/м}.$$

Вага нижнього та верхнього поясів (рис. 4.9 1-1 та 2-2):

$$q_{1-1} = A_{1-1} \cdot \rho_{\bar{o}} \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_{nm} = 0,25 \cdot 0,3 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 9,27 \text{ (кН/м)}.$$

Вага стійок та розкосів (рис. 4.9, 3-3 та 4-4):

$$q_{3-3} = A_{3-3} \cdot \rho_{\bar{o}} \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_{nm} = 0,25 \cdot 0,15 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 1,13 \text{ кН/м}.$$

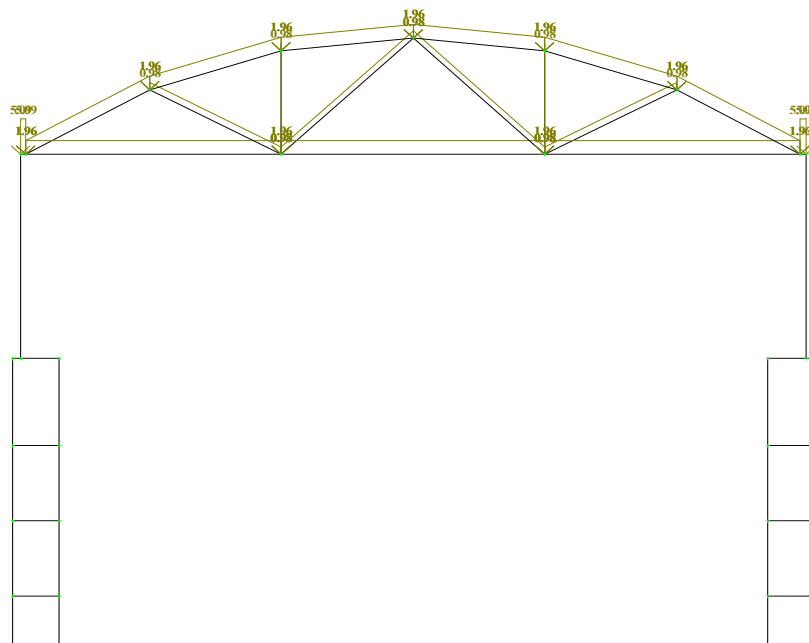


Рисунок 2.13 – Завантаження схеми погонною вагою елементів ферми

2.3.2.3 Завантаження рами власною вагою підкранової балки.

Завантаження схеми вагою підкранової балки зображено на рис. 4.15.

Розраховуємо вагу підкранової балки у вигляді зосередженої сили:

$$N_{n.б} = B \cdot A_{n.б} \cdot \rho_{б} \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_{nm} = 12 \cdot 0,42 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 152,46 \text{ кН/м} \quad (2.8)$$

де $A_{n.б}$ – площа поперечного перерізу підкранової балки, визначена зі схеми:

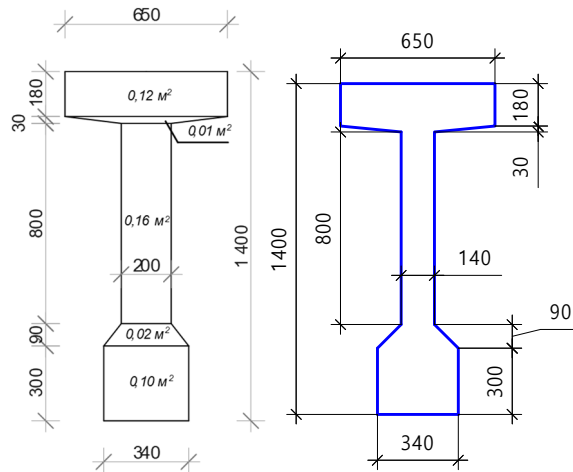


Рисунок 2.15 – Поперечний переріз підкранової балки по середині її довжини

$$A_{n.б} = 0,65 \cdot 0,18 + (0,65 + 0,2) \cdot 0,03 / 2 + 0,2 \cdot 0,8 + (0,2 + 0,34) \cdot 0,09 / 2 + 0,34 \cdot 0,3 = 0,42 \text{ (м}^2\text{)}.$$

Власну вагу підкранових балок прикладено на відстань від розбивочної осі до осі підкранової балки 750 мм (див. рис. 2.15):

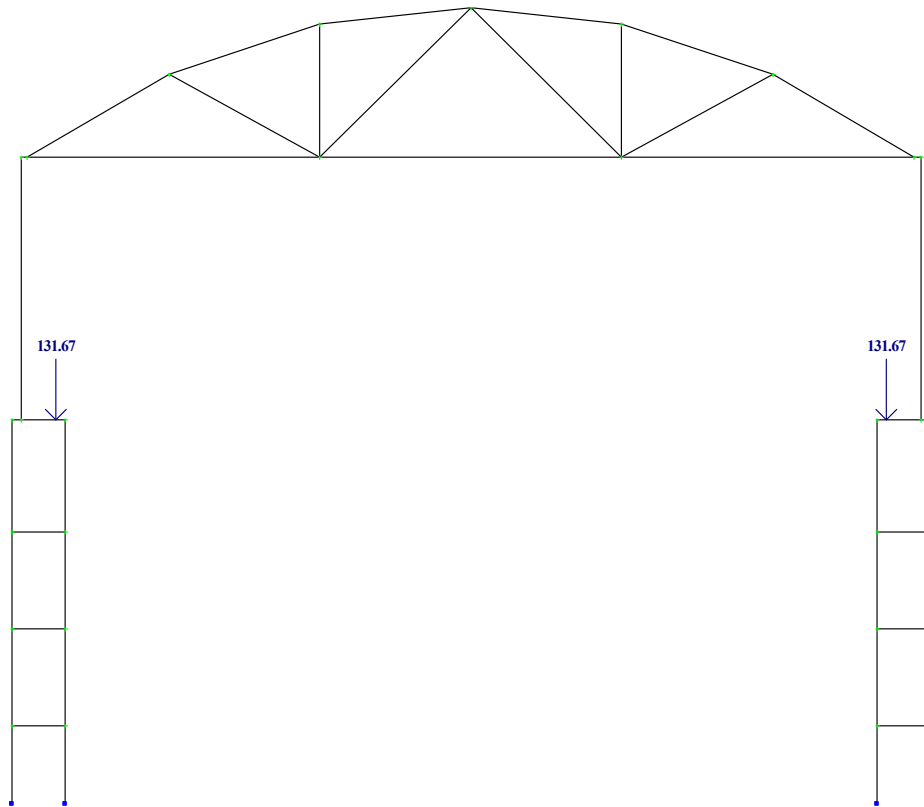


Рисунок 215 – Завантаження схеми вагою підкранової балки

2.3.2.4 Завантаження рами вагою елементів покрівлі

Визначення навантаження від ваги покриття.

Таблиця 2.1 – Визначення величини постійного навантаження від конструктивного рішення покрівлі

Вид навантаження	Величина характеристичного навантаження, кН/м^2	Коефіцієнт надійності за навантаженнями		Величини розрахункових навантажень, кН/м^2	
		γ_{fe}	γ_{fm}	Експлуатаційних	Граничних
Постійні					
Гідроізоляційний килим покриття	0,1	1,0	1,3	0,1	0,124
Цементна стяжка ($\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$; $t = 15 \text{ мм}$)	0,3	1,0	1,3	0,3	0,371

Продовження таблиці 2.1

Плитний утеплювач ($\gamma = 5 \text{ кН/м}^3$; $t = 100 \text{ мм}$)	0,5	1,0	1,3	0,5	0,618
Пароізоляція	0,05	1,0	1,3	0,05	0,062
Плити покриття 3×12 м	2,22	1,0	1,1	2,22	2,32
Разом				3,17	3,495

$$G_{\text{пок}}^e = 3,17 \cdot 0,975 = 3,09 \text{ кН/м}^2,$$

$$G_{\text{пок}}^m = 3,495 \cdot 1,1 = 3,85 \text{ кН/м}^2, \quad G_{\text{пок}}^m / G_{\text{пок}}^e = 3,85 / 3,09 = 1,25.$$

Врахування надійності за призначенням будівлі

Вагу покриття зведено до зосередженого вузлового навантаження:

$$N = 12 \cdot 2,96 \cdot 3,85 = 1367,75 \text{ кН}.$$

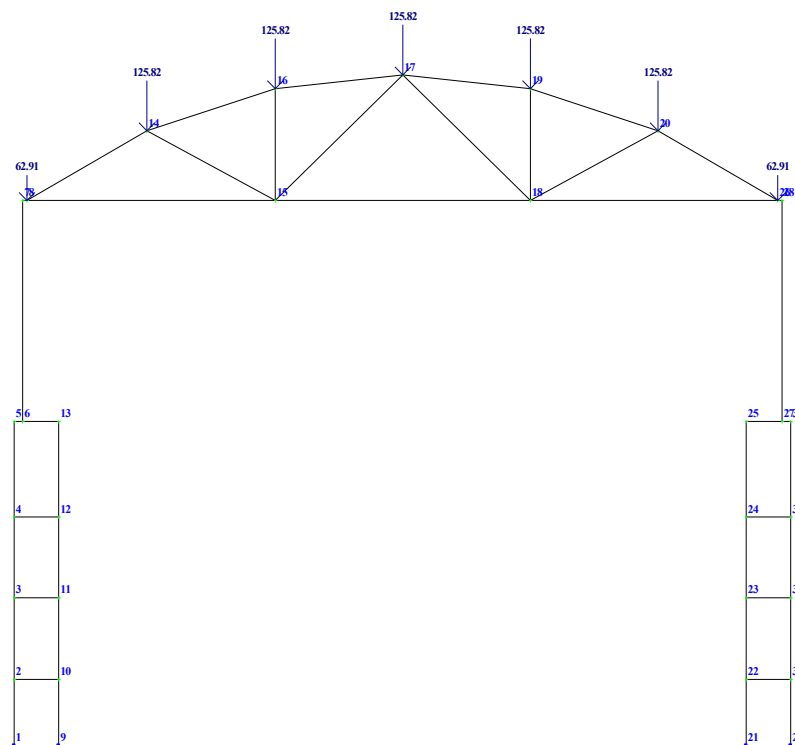


Рисунок 2.16 – Завантаження схеми вагою конструктивного вирішення покриття

2.3.2.5 Завантаження рами вагою стінових панелей. Зусилля та ексцентриситет їх прикладання від стінових панелей (схему розкладання панелей див. рис. 4.9). Оскільки вага стінових панелей до відмітки 7,2 м сприймається фундаментними балками, слід враховувати лише дію тих стінових панелей, що кріпляться вище обумовленої відмітки.

Визначимо величину навантаження між відмітками 7,200 м та 11,400 м:

$$G_{wl} = (h_1 \cdot t \cdot B \cdot \gamma + h_2 \cdot q_2 \cdot B + h_1 \cdot t \cdot B \cdot \gamma) \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_{nm}, \quad (2.7)$$

де $t = 0,24$ м – товщина стінових панелей;
 γ – питома вага стінових панелей – 14 кН/м^3 ;
 h_1 – висота стінової панелі – $2,4$ м;
 $q_2 = 0,5 \text{ кН/м}^2$ вага 1 м^2 застклення;
 h_2 – висота застклення;
 B – крок колон.

$$G_{wl} = (2,4 \cdot 0,24 \cdot 12 \cdot 14 + 0,5 \cdot 1,8 \cdot 12 + 2,4 \cdot 0,24 \cdot 12 \cdot 14) \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 236,6 \text{ кН.}$$

Висота надкранової частини колони – $4,5 + 0,45 = 4,95$ м, щоб висота колони була кратною $1,2$ м.

Практично весь навісний стіновий захист навантаження передає на надкранову частину колони, тому вагу стінового захисту прикладено як розподілену до надкранової частини.

$$Q_{cm} = 236,6 / 4,95 = 47,8 \text{ кН/м.}$$

Згинальний момент від стінової панелі, низ якої розташовано на відмітці $7,2$ м, слід передати як зосереджений на відмітці $7,2$ м величиною:

$$M_{cm.1} = (G_l \cdot e_l) / 2 = (96,77 \cdot 0,245) / 2 = 14,34 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad (2.8)$$

де G_l – вага панелі стінового захисту, що визначається за формулою:

$$G_l = h_1 \cdot t \cdot B \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_{nm} = 2,4 \cdot 0,24 \cdot 12 \cdot 14 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 117,09 \text{ кН}; \quad (2.9)$$

e_l – ексцентриситет прикладання навантаження від стінового захисту, який визначається за формулою:

$$e_l = 0,5 \cdot (b_{c.n.} + b_{в.к.});$$

$$e_l = 0,5 \cdot (0,24 + 0,25) = 0,245 \text{ м,}$$

де $b_{c.n.} = 0,24$ м – товщина стінової панелі;

$b_{в.к.} = 0,25$ м – товщина зовнішньої вітки колони.

Згинальний момент $M_{cm.2}$ – слід передати на відмітці кріплення низу скляного захисту – $9,6$ м, величина якого становитиме:

$$M_{cm.2} = (G_l / 2 + G_2 / 2) \cdot e_2 = (117,09 / 2 + 13,07 / 2) \cdot 0,42 = 27,33 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad (2.10)$$

де G_2 – вага скляної панелі стінового захисту, що визначена за формулою:

$$G_2 = h_2 \cdot q_2 \cdot B \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_{nm} = 0,5 \cdot 1,8 \cdot 12 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 13,07 \text{ кН}; \quad (2.11)$$

e_2 – ексцентриситет прикладання навантаження від стінового захисту вище відмітки $7,2$ м, що визначається за формулою:

$$e_2 = 0,5 \cdot (b_{c.n.} + b_{н.ч.}); \quad (2.12)$$

$$e_2 = 0,5 \cdot (0,24 + 0,60) = 0,42 \text{ м,}$$

де $b_{н.ч.} = 0,6 \text{ м}$ – товщина надкранової частини колони.

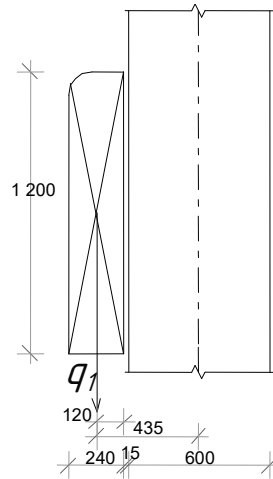
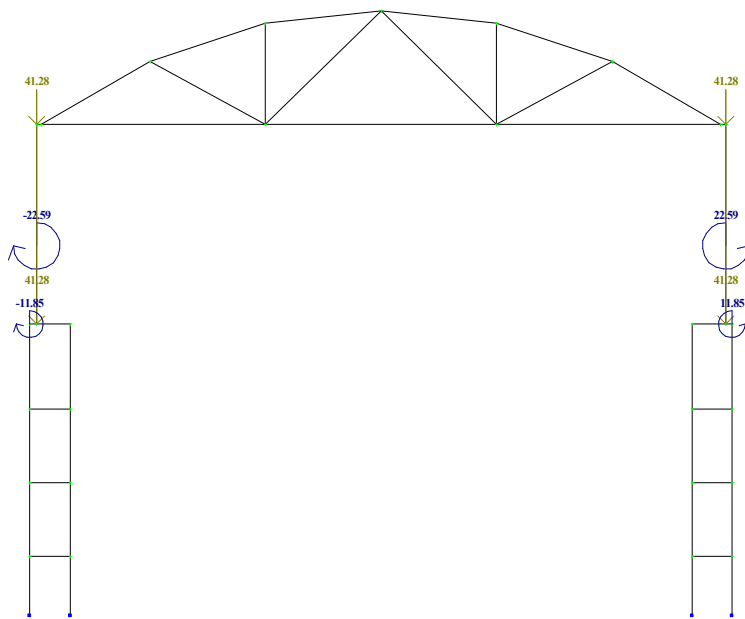


Рисунок 2.17– Схема для визначення ексцентриситетів

СТІНОВІ ПАНЕЛІ



z_v
 x

Рисунок 2.18 – Завантаження схеми власною вагою стінових панелей

2.3.3 Змінні навантаження

2.3.3.1 Навантаження від снігу. Визначення величин снігових навантажень виконано відповідно до положень [Помилка! Джерело посилання не знайдено.]. Місто Вінниця згідно з підходами, обумовленими в [Помилка! Джерело посилання не знайдено.], розташована в IV-му сніговому районі, (карта районування території України за характеристичними значеннями навантаження від снігового килиму, рисунок 8.1). IV сніговий район – це умовна територія з величиною характеристичного значення снігового навантаження 1400 Па. В додатку Е [Помилка! Джерело посилання не знайдено.] наведено уточнені значення навантажень від снігу та швидкісного тиску вітру для деяких міст України і для м. Вінниці ця величина дорівнює 1360 Па.

$S_0 = 1,36 \text{ кПа} = 1,36 \text{ кН/м}^2 = 1360 \text{ Па}$ – характеристичне значення снігового навантаження.

Розрахункове значення величини снігового навантаження слід визначати за залежністю, що наведено нижче: $S_i = \gamma_{fi} \cdot S_0 \cdot C$,

де C – коефіцієнт, який визначається за формулою: $C = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_{alt}$

де $C_e = 1$ – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі [Помилка!

Джерело посилання не знайдено.,

п. 8.9];

$C_{alt} = 1$ – коефіцієнт географічної висоти [Помилка! Джерело посилання не знайдено., п. 8.10].

Тоді коефіцієнт C буде:

I-ий варіант:

$$C_1 = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_{alt} = 1,0 \cdot 1 \cdot 1 = 1,0;$$

$$C_1 = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_{alt} = 0,589 \cdot 1 \cdot 1 = 0,589.$$

μ_1 – коефіцієнт переходу від ваги снігового килиму на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, його слід призначати відповідно до положень п. 8.7 і 8.8, додаток Ж, схема 2.

Визначення розрахункових величин снігових навантажень для промислової будівлі, конфігурацію та габарити конструкції покрівлі для якої зображено на рисунку 2.19.

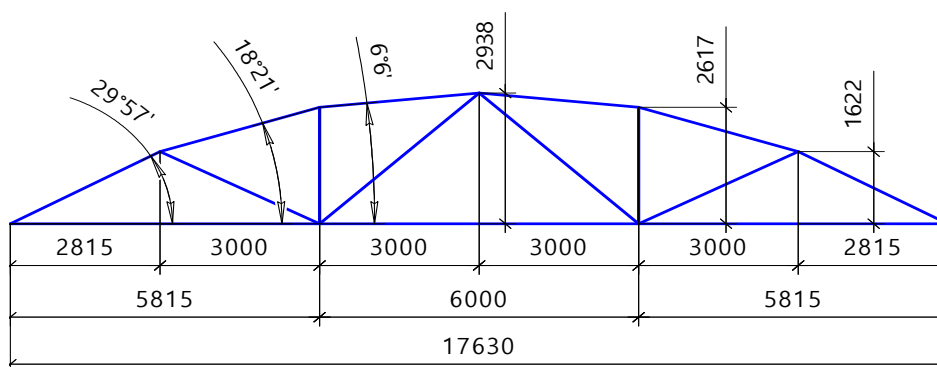


Рисунок 2.19 – Геометрична схема сегментної ферми покрівлі

Відповідно для поданого обрису поверхні покрівлі необхідно розглядати два варіанти завантаження снігом.

Варіант 1, у якого величина снігового навантаження залежить від кута нахилу ділянки покрівлі до горизонту. Перша ділянка має кут $29^{\circ}57'$ до горизонту, друга $18^{\circ}21'$ і третя $6^{\circ}06'$. Для ділянок покрівлі, в яких кут нахилу покрівлі до горизонту менший або дорівнює 25° , коефіцієнт переходу від ваги снігового килиму на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, слід брати: $\mu = 1$. Для ділянок, у яких кут нахилу покрівлі до горизонту більше 25° , коефіцієнт μ слід вираховувати за формулою $\mu = \cos 1,8 \cdot \alpha = \cos 1,8 \cdot 29,95 = 0,589$.

Для цієї ділянки коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження $\gamma_{fm} = 1$; [71, п. 8.11], коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням снігового навантаження $\gamma_{fe} = 0,49$; [71, п. 8.12].

Граничне розрахункове значення снігового навантаження [71, п. 8.1]:

I-ий варіант:

$$S_m^I = \gamma_{fm} \cdot S_o \cdot C \cdot \gamma_{nm} = 1 \cdot 1,36 \cdot 1,0 \cdot 1,1 = 1,5 \text{ кПа (для ділянок з кутом } 25^{\circ} \text{ і менше);}$$

$$S_m^{II} = \gamma_{fm} \cdot S_o \cdot C \cdot \gamma_{nm} = 1 \cdot 1,36 \cdot 0,589 \cdot 1,1 = 0,88 \text{ кПа (для ділянки з кутом, що дорівнює } 29^{\circ}57').$$

Квазіпостійне розрахункове значення [71, п. 8.4]:

I-ий варіант:

$$S_p^I = (0,4 \cdot S_o - \hat{S}) \cdot C_I = (0,4 \cdot 1360 - 160) \cdot 1,0 = 384,00 \text{ Н/м}^2;$$

$$S_p^{II} = (0,4 \cdot S_o - \hat{S}) \cdot C_I = (0,4 \cdot 1360 - 160) \cdot 0,589 = 225,79 \text{ Н/м}^2.$$

де $\hat{S} = 160 \text{ Па}$ [71, п. 8.3].

Відношення величини квазіпостійного значення навантаження до граничного розрахункового становить: $384,0/1360 = 0,28$, Частка тривалого навантаження враховується при складанні таблиці РСЗ в ПК ЛІРА-САПР.

Експлуатаційне розрахункове значення снігового навантаження згідно [71, п. 8.3]:

I-ий варіант:

$$S_e^I = \gamma_{fe} \cdot S_o \cdot C_I \cdot \gamma_{ne} = 0,49 \cdot 1,36 \cdot 1,0 \cdot 0,975 = 0,65 \text{ кПа;}$$

$$S_e^{II} = \gamma_{fe} \cdot S_o \cdot C_I \cdot \gamma_{ne} = 0,49 \cdot 1,36 \cdot 0,589 \cdot 0,975 = 0,38 \text{ кПа,}$$

$$S_e^I / S_e^{II} = 1,5 / 0,65 = 2,31.$$

Побудова епюри снігового навантаження.

Після визначення інтенсивності снігового навантаження на поверхню покрівлі необхідно це навантаження перевести в розподілене по верхньому поясу кроквяної конструкції. Для цього відповідні значення навантажень необхідно помножити на крок поперечних рам, який в розглянутому прикладі дорівнює $B = 12,0 \text{ м}$.

$$S_m^{\text{погон}} = \gamma_{fm} \cdot S_o \cdot C \cdot B \cdot \gamma_{nm} = 1 \cdot 1,36 \cdot 1,0 \cdot 12 \cdot 1,1 = 17,95 \text{ кН/м (для ділянок з кутом } 25^{\circ} \text{ і}$$

менше);

$S_m^{погон} = \gamma_{fm} \cdot S_o \cdot C \cdot B \cdot \gamma_{nm} = 1 \cdot 1,36 \cdot 0,589 \cdot 12 \cdot 1,1 = 10,57 \text{ кН/м}$ (для ділянки з кутом $29^\circ 57'$).

Епюра граничного снігового навантаження зображена на рис. 2.19.

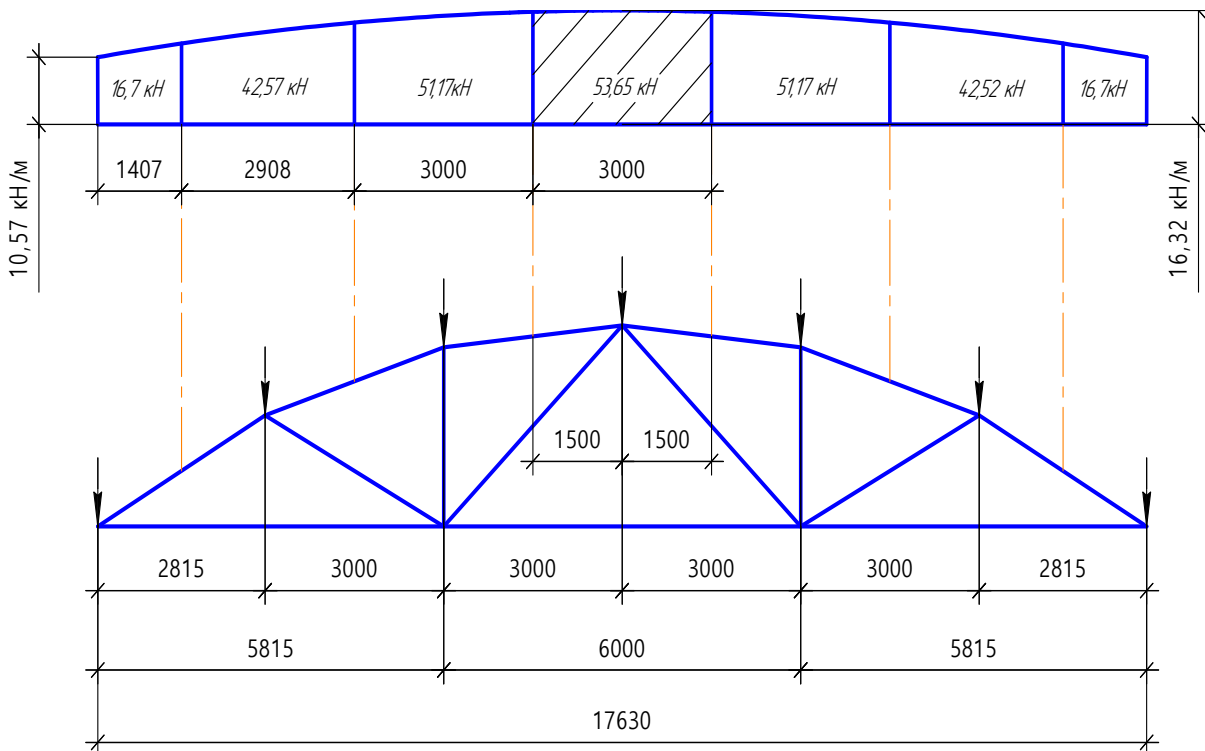


Рисунок 2.20 – Геометрична схема ферми, епюра навантаження граничним погонним сніговим навантаженням та величини вузлового навантаження

Для побудови епюри снігового навантаження (рис. 2.21) можна скористатись таким підходом: зовнішня грань епюри є дугою кола, радіус якого дорівнює:

$$R = \frac{L^2 + 4 \cdot f^2}{8 \cdot f},$$

де $L = 17630$ мм – розрахункова довжина ферми, а $f = 17,05 - 10,57 = 6,48$ кН/м.

Щоб перейти від погонного навантаження по верхньому поясу ферми до зосередженого навантаження на вузол, необхідно в масштабі побудувати визначене розподілене навантаження над верхнім поясом ферми, потім розділити його так, щоб на кожен вузол ферми припадав сектор шириною, яка дорівнює половині відстані між сусідніми вузлами (на крайніх вузлах ця відстань буде вдвічі меншою). На рисунку 4.21 вантажна ширина на кожний вузол відокремлена осьовими лініями.

Після виконаних операцій необхідно визначити площу кожного такого сектора над вузлом, яка і буде дорівнювати величині зосередженого вузлового навантаження. Графічне зображення ферми, епюри снігового навантаження, визначення площі і схеми вузлових навантажень виконано в графічному редакторі КОМАС.

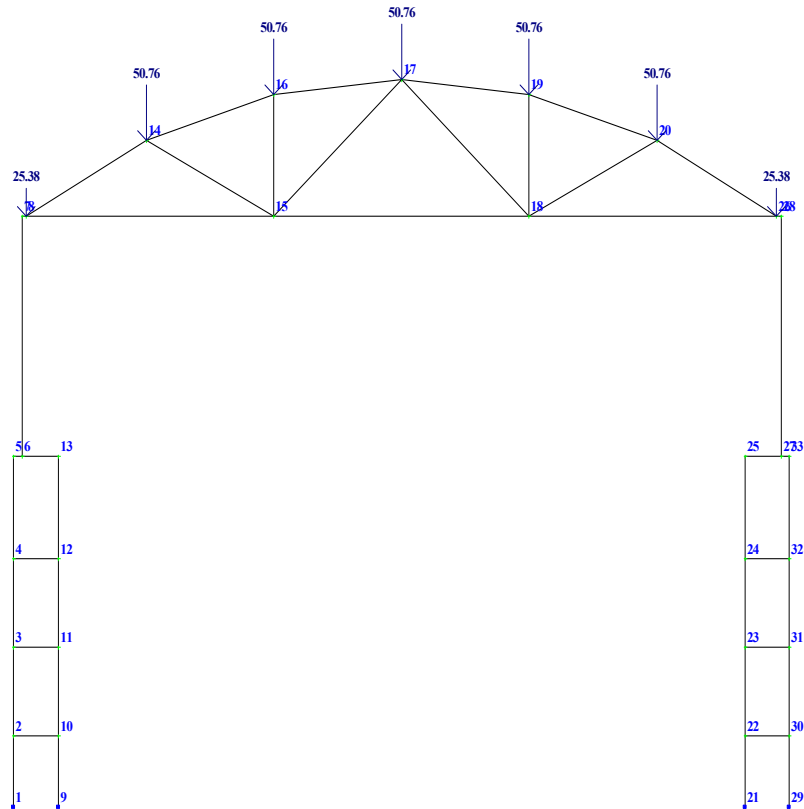



Рисунок 2.21 – Завантаження розрахункової схеми навантаженням від снігу

Для визначення площі секторів необхідно скористатись командою  «Площа» на панелі інструментів «Виміри» або вибрати її назву в меню «Сервіс»-«Виміряти». Після цього вказати курсором точку всередині замкнутої області, обмеженої геометричними об'єктами (лініями), що перетинаються.

Система автоматично визначить границі фігури, що утворена графічними примітивами. Площа всередині області стане забарвленою червоним кольором, а значення її площі з'явиться в інформаційному вікні, для прикладу на рис. 2.20 заштрихована зона над гребневим вузлом ферми, а величина вузлового навантаження (площа цієї ділянки) – 53,65 кН.

Визначення величини вузлових навантажень можливо і без допомоги персональних комп'ютерів та програмних засобів, а традиційно – визначивши площу трапеції, замінивши верхню межу області прямою лінією.

2.3.3.2 Вертикальні кранові навантаження

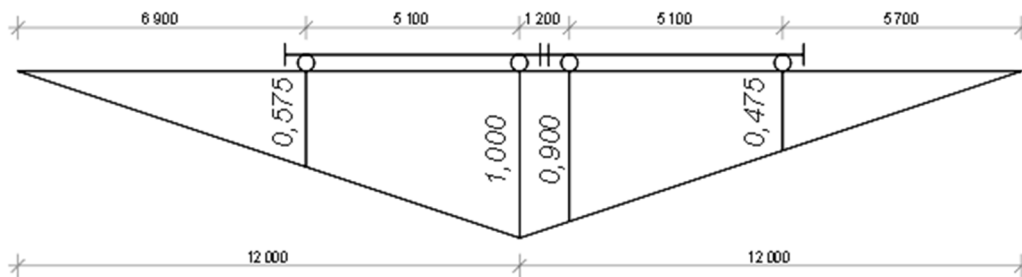


Рисунок 2.22 – Схема для визначення вертикальних кранових навантажень від двох зближених кранів на середню опору

Згідно з ТУ 24-09-404-83 на мостові електричні крани вантажопідйомністю 30/5 т (294/49 кН): характеристичне значення максимального тиску одного колеса на рейку підкранового шляху $F_{01}^{\max} = 275$ кН, маса крана $G_c = 42,5$ т, маса візка крана $G_{ct} = 12$ т, ширина крана $B = 6300$ мм, $A_c = 5100$ мм.

Динамічний вплив кранового навантаження при розрахунку поперечної рами не враховують при режимах роботи крана від 1К до 6К. Частина кранового навантаження, відповідно до рекомендацій [71], відносять до категорії квазіпостійних. При врахуванні роботи двох зближених кранів навантаження від них визначають з врахування коефіцієнта сполучень $\psi = 0,85$ (для груп режимів роботи 1К – 6К відповідно до п. 7.22 [71]). Коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_{fm} = 1,1$ (при передбачуваному терміні експлуатації 50 років, відповідно до п. 7.9 [71]), $\gamma_{nm} = 1,1$; $\gamma_{ne} = 0,975$.

Граничний розрахунковий вертикальний максимальний тиск на колону від двох зближених кранів визначають за лінією впливу тиску на колону (рис. 4.23):

$$F_{m,\max} = 0,85 \cdot 1,1 \cdot 1,1 \cdot 275 \cdot (0,575 + 1,0 + 0,900 + 0,475) = 834,38 \text{ кН}.$$

Коефіцієнт для встановлення величини квазіпостійного розрахункового значення кранового навантаження слід визначати за формулою:

$$\gamma_{fp} = \frac{F_{01}^n}{F_{01}} = \frac{162}{275} = 0,59.$$

Максимальний тиск на колону від одного крана при коефіцієнті 0,59 (квазіпостійна частина навантаження):

$$F_{mp,\max} = 0,59 \cdot 1,1 \cdot 1,1 \cdot 275 \cdot (0,575 + 1,0) = 309,16 \text{ кН}.$$

Граничний розрахунковий вертикальний мінімальний тиск на колону від двох зближених кранів визначають за лінією впливу тиску на колону (див. рис. 2.22):

$$F_{01}^{\min} = \frac{Q + Q_m + G}{n} - F_{01}^{\max} = \frac{294 + 117,7 + 299}{2} - 275 \approx 81 \text{ кН},$$

де Q – максимальна величина ваги вантажу, що підіймає кран (30,0 т), $(30,0 \cdot 9,81 = 294,0)$, кН;

Q_m – вага візка крана $(12,0 \cdot 9,81 = 117,7)$, кН;

G – вага крана без візка $(42,5 - 12,0 = 30,0 \cdot 9,81 = 299)$, кН;

n – кількість коліс крана з однієї сторони, шт.

$F_{\min} = 0,85 \cdot 1,1 \cdot 1,1 \cdot 81 \cdot (0,575 + 1,0 + 0,900 + 0,475) = 245,82$ кН .

Мінімальний тиск на колону від одного крана при коефіцієнті 0,59 (квазіпостійна частина навантаження):

$$F_{mp,\max} = 0,59 \cdot 1,1 \cdot 1,1 \cdot 81 \cdot (0,575 + 1,0) = 91,13 \text{ кН},$$

$$\gamma_{fp} = \frac{F_{01}^n}{F_{01}} = \frac{48,0}{81} = 0,59.$$

Експлуатаційні навантаження визначаються як максимальний тиск на колону:

$$F_{e,\max} = \psi \cdot \gamma_{ne} \cdot \gamma_{fe} \cdot F_{m,\max} \cdot \sum y_i = 0,85 \cdot 0,975 \cdot 1,0 \cdot 275 \cdot (0,575 + 1 + 0,9 + 0,475) = 672,34 \text{ кН}$$

та мінімальний тиск на колону:

$$F_{e,\min} = \psi \cdot \gamma_{ne} \cdot \gamma_{fe} \cdot F_{m,\min} \cdot \sum y_i = 0,85 \cdot 0,975 \cdot 1,0 \cdot 81 \cdot (0,575 + 1 + 0,9 + 0,475) = 198,08 \text{ кН}$$

$$F_{m,\max} / F_{m,\min} = 834,38 / 672,34 = 1,24.$$

2.3.3.3 Горизонтальні кранові навантаження

(відповідно до положень пункту 7.5 [71])

$$H_k^n = 0,1 \cdot F_{01}^{\max} + \frac{\alpha \cdot (F_{01}^{\max} + F_{01}^{\min}) \cdot L}{B} = 0,1 \cdot 275 + \frac{0,03 \cdot (275 + 81) \cdot 16,5}{5,1} = 46,3 \text{ кН}.$$

де L – прогін крана, м;

B – база крана, м;

α – коефіцієнт прийнято рівним 0,03 при допущенні, що реалізовано центральний привод механізму руху моста.

$$H_c^{\max} = 0,1 \cdot F_{01}^{\max} = 0,1 \cdot 275 = 27,5 \text{ кН},$$

$$H_c^{\min} = 0,1 \cdot F_{01}^{\min} = 0,1 \cdot 81 = 8,1 \text{ кН}.$$

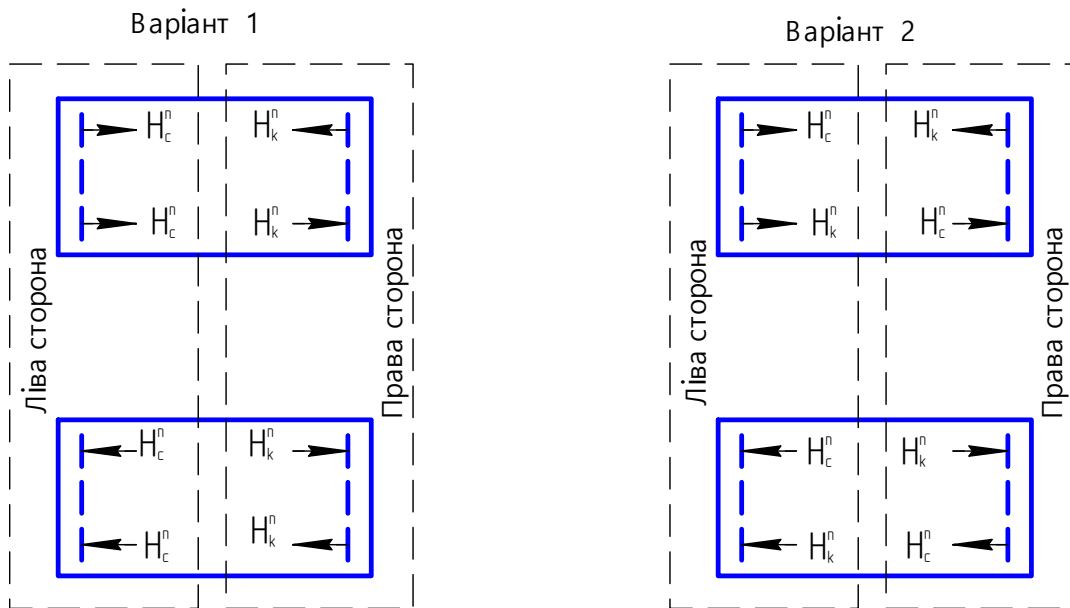


Рисунок 2.23 – Варіанти схем для визначення горизонтальних кранових навантажень

Для визначення горизонтальних кранових навантажень від двох зближених кранів на середню опору відповідно до положень пункту 7.5 [71] необхідно розглядати два можливих варіанти для врахування та визначення величини бічних горизонтальних кранових зусиль.

Визначення величин граничних горизонтальних бічних зусиль: (варіант 1 для колони, що розташована з правої сторони крана) – навантаження від двох зближених кранів на середню опору за першим рекомендованим варіантом для правої сторони крана

$$H_m^{1,n} = \gamma_{fm} \cdot \gamma_{nm} \cdot \psi \cdot \sum H_{0,i}^n \cdot y_i = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 0,85 \cdot (0,575 \cdot 46,3 - 1,00 \cdot 46,3 - 0,900 \cdot 46,3 + 0,475 \cdot 46,3) = 40,53 \text{ кН}$$

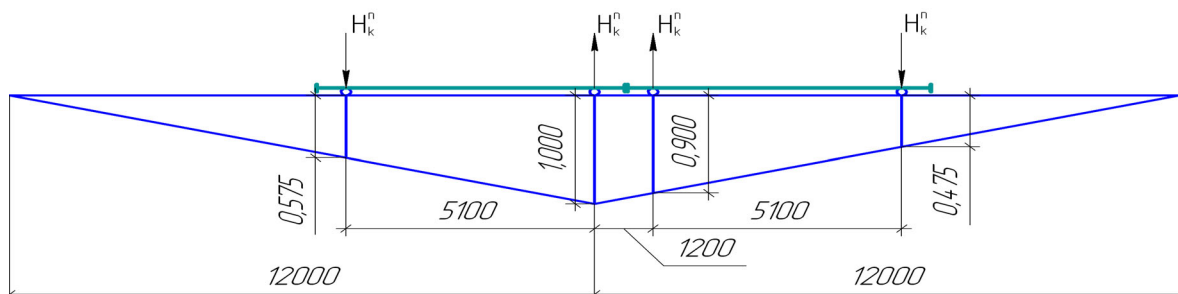


Рисунок 2.24 – Схема для визначення горизонтальних кранових бічних навантажень від двох зближених кранів на середню опору за першим рекомендованим варіантом для правої сторони крана

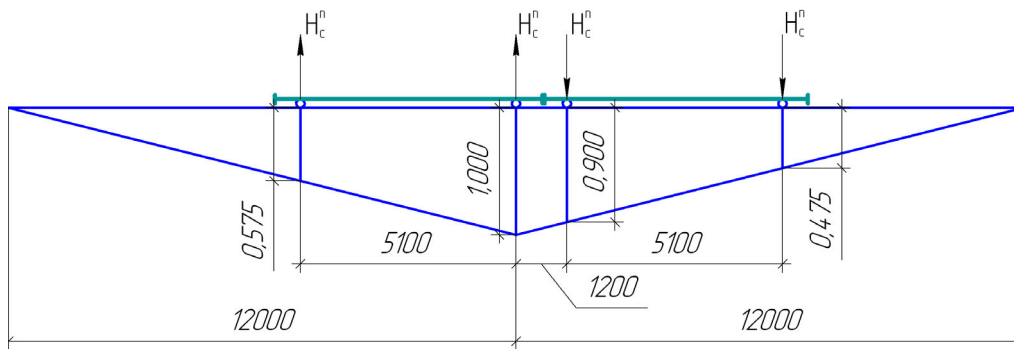


Рисунок 2.25 – Схема для визначення горизонтальних кранових бічних навантажень від двох зближених кранів на середню опору за першим рекомендованим варіантом для лівої сторони крана

$$H_c^{1,\max} = \gamma_{fm} \cdot \gamma_{nm} \cdot \psi \cdot \sum H_{0,i}^n \cdot y_i = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 0,85 \cdot 27,5 \cdot (0,575 + 1,00 - 0,9 - 0,475) = 5,66 \text{кН}$$

$$H_c^{1,\min} = \gamma_{fm} \cdot \gamma_{nm} \cdot \psi \cdot \sum H_{0,i}^n \cdot y_i = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 0,85 \cdot 8,1 \cdot (0,575 + 1,00 - 0,9 - 0,475) = 1,67 \text{кН}$$

(Зусилля спрямовано до центра рами);

(варіант 2 для колони, що розташована з правої сторони крана)

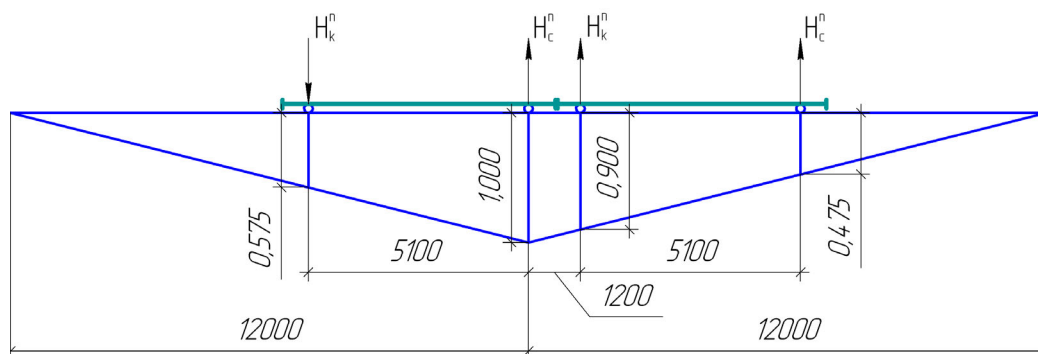


Рисунок 2.26 – Схема для визначення горизонтальних кранових бічних навантажень від двох зближених кранів на середню опору за другим рекомендованим варіантом для правої сторони крана

$$H_m^{2,n} = \gamma_{fm} \cdot \gamma_{nm} \cdot \psi \cdot \sum H_{0,i}^n \cdot y_i = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 0,85 \cdot (0,575 \cdot 46,3 - 1,00 \cdot 27,5(8,1) - 0,900 \cdot 46,3 + 0,475 \cdot 27,5(8,1)) = 30,34 \text{кН}$$

(Зусилля спрямовано з середини площини рами назовні);

(варіант 2 для колони, що розташована з лівої сторони крана)

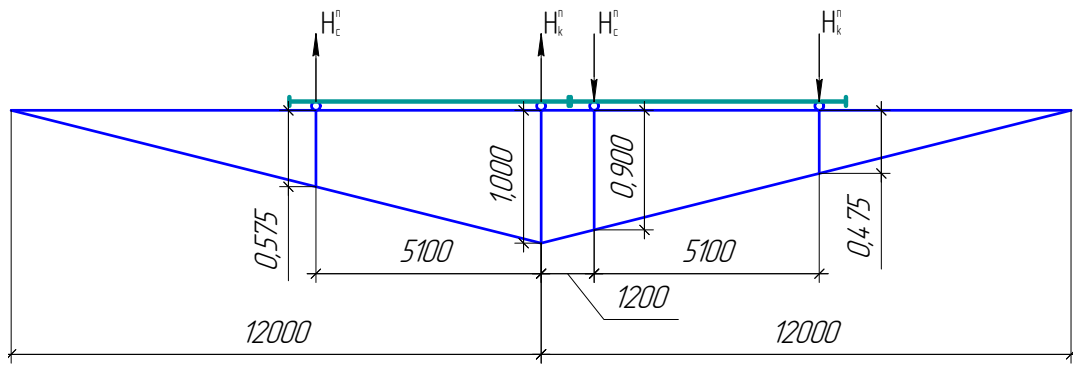


Рисунок 2.27 – Схема для визначення горизонтальних кранових бічних навантажень від двох зближених кранів на середню опору за другим рекомендованим варіантом для лівої сторони крана

$$H_m^{2,n} = \gamma_{fm} \cdot \gamma_{nm} \cdot \psi \cdot \sum H_{0,i}^n \cdot y_i = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 0,85 \cdot (0,575 \cdot 27,5(8,1) + 1,00 \cdot 46,3 - 0,900 \cdot 27,5(8,1) - 0,475 \cdot 46,3) = 15,81(22,29) \text{ кН.}$$

(Зусилля спрямовано до центра рами).

2.3.3.4 Модальний аналіз

Аналіз модальних коливань є найбільш ефективним методом визначення динамічних характеристик конструкцій на основі результатів вимірювань та аналізу вимушених коливань. Існує два методи модального аналізу – традиційний та операційний. В традиційному методі створюється контрольоване вхідне збудження та проводиться аналіз між вхідним та вихідним збудженням. Операційний метод модального аналізу дозволяє провести аналіз, використовуючи лише вихідне збудження.

Для модального розрахунку системи за допомогою ПК ЛІРА–САПР необхідно створити завантаження в меню «Нагрузки» – «Динамика» – «Таблица динамических загрузений». Номер завантаження слід призначити таким, щоб він відрізнявся від вже існуючих (наприклад, наступний по порядку).

Кількість форм коливань, що враховується, слід приймати «5», оскільки основний вклад (95%) в суму модальних мас забезпечується за рахунок поступальних коливань моделі за першими формами. Вплив крутильної форми коливань не перевищує 1%. Згідно з Eurocode-8 (Eurocode-8: Earthquake Resistant Design of Structures// Brussels: European Committee Standardization, 1995) при динамічному аналізі рекомендується враховувати таку кількість форм коливань, що забезпечує суму врахованих модальних мас, не менше 95%. Таким чином, можна зробити висновок, що динамічні властивості моделі обумовлені коливаннями системи за першими п'яти формами, як правило.

Наступним кроком завантаження розрахункової схеми є: «Нагрузки» – «Динамика» – «Учёт статических загрузений». В даному меню слід додати номери статичних (постійних) навантажень. Коефіцієнт перетворення слід приймати рівним одиниці, згідно з [14].

Після проведених розрахунків необхідно переглянути результати модального аналізу, для цього відкриваємо: «Вікно» – «Стандартні таблиці» – «Періоди

коливань». Результати в табл. 4.2:

Таблиця 4.2 – Результати модального аналізу

№П/П	Власні значення	Частота		ПЕРІОД	Коефіцієнт розподілу	Модальна вага В %	
		РАД/С	ГЦ	С			
1	0.181006	5.524693	0.879728	1.136715	4.057423	45.447643	45.447643
2	0.044357	22.544568	3.589899	0.278559	-0.764207	1.612252	47.059895
3	0.038157	26.207630	4.173189	0.239625	1.054775	3.071356	50.131252
4	0.028876	34.630947	5.514482	0.181341	2.778711	21.315601	71.446853
5	0.014176	70.542647	11.23290	0.089024	-0.124325	0.042671	71.489524

Отже, із результуючої таблиці вибираємо параметри, що необхідні для подальших розрахунків, а саме: період основного тону власних коливань, який за результатами виконаних досліджень становить 1,136715 с, що більше 0,25 с і значення коефіцієнтів C_h – збільшення вітрового тиску по висоті слід приймати за таблицею 9.02 змін № 1 до [71].

2.3.3.5 Визначення величин вітрового навантаження

В попередньому пункті встановлено, що період основного тону коливань системи $T > 0,25$ с, отже розрахунок вітрового навантаження ведемо з врахуванням положень табл. 9.02 ДБН В.1.2:2-2006 «Навантаження і впливи».

Характеристичний швидкісний тиск вітру $\omega_0 = 0,47$ кН/м².

Згідно з табл. 9.02 [71] коефіцієнт збільшення швидкісного тиску вітру на висоті 5, 10 і 20 м дорівнює $C_5 = 1,2$; $C_{10} = 1,50$; $C_{20} = 1,85$.

Для частини будівлі висотою від поверхні землі з навітряної сторони:

– до 5 м – $\omega_{m1} = \omega_0 \cdot \gamma_{fm} \cdot C$ $\gamma_{nm} = 0,47 \cdot 1,1 \cdot 0,864 \cdot 1,1 = 0,44$ кН/м²;

– до 10 м – $\omega_{m2} = 0,47 \cdot 1,1 \cdot 1,08 \cdot 1,1 = 0,56$ кН/м²;

– до 20 м – $\omega_{m3} = 0,47 \cdot 1,1 \cdot 1,33 \cdot 1,1 = 0,69$ (кН/м²);

$C = C_{aer} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{red} \cdot C_{dir} \cdot C_d$,

де C_{aer} – аеродинамічний коефіцієнт;

C_h – коефіцієнт висоти споруди;

C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти;

C_{red} – коефіцієнт рельєфу;

C_{dir} – коефіцієнт напрямку;

C_d – коефіцієнт динамічності.

$C_5 = 0,8 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,9 = 0,864$;

$C_{10} = 0,8 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,9 = 1,08$;

$C_{20} = 0,8 \cdot 1,85 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,9 = 1,33$.

Відмітки ферми:

$H_{fn} = 13,8$ м.

$$H_{en} = 16,2 \text{ м.}$$

– на висоті 13,8 м: $W_{т4} = 0,56 + [(0,69 - 0,56)/10] \cdot (13,8 - 10) = 0,61 \text{ (кН/м}^2\text{)}$;

– на висоті 16,2 м: $W_{т5} = 0,56 + [(0,69 - 0,56)/10] \cdot (16,2 - 10) = 0,64 \text{ (кН/м}^2\text{)}$;

Для частини будівлі висотою від поверхні землі з підвітряної сторони:

– до 5 м – $\omega_{т1} = 0,47 \cdot 1,1 \cdot 0,648 \cdot 1,1 = 0,34 \text{ кН/м}^2$;

– до 10 м – $\omega_{т2} = 0,47 \cdot 1,1 \cdot 0,81 \cdot 1,1 = 0,42 \text{ кН/м}^2$;

– до 20 м – $\omega_{т3} = 0,47 \cdot 1,1 \cdot 0,999 \cdot 1,1 = 0,52 \text{ кН/м}^2$;

$$C_5 = 0,6 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,9 = 0,648;$$

$$C_{10} = 0,6 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,9 = 0,81;$$

$$C_{20} = 0,6 \cdot 1,85 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,9 = 0,999.$$

Відмітки ферми:

– на висоті 13,8 м: $W_{т4} = 0,42 + [(0,52 - 0,42)/10] \cdot (13,8 - 10) = 0,46 \text{ (кН/м}^2\text{)}$;

– на висоті 16,2 м: $W_{т5} = 0,42 + [(0,52 - 0,42)/10] \cdot (16,2 - 10) = 0,48 \text{ (кН/м}^2\text{)}$.

Визначаємо вплив вітру, що діє на рівні низу кроквяної конструкції, як зосереджене зусилля.

Для частини будівлі з навітряної сторони:

$$N = (W_{т4} + W_{т5}) \cdot \Delta h \cdot L / 2 = (0,61 + 0,64) \cdot (16,2 - 13,8) \cdot 12 / 2 = 18,0 \text{ (кН)},$$

де Δh – різниця між відмітками відповідно верху і низу конструкції покриття, м;

L – крок колон, м.

Для частини будівлі з підвітряної сторони:

$$N = (W_{т4} + W_{т5}) \cdot \Delta h \cdot L / 2 = (0,46 + 0,48) \cdot (16,2 - 13,8) \cdot 12 / 2 = 13,536 \text{ (кН)}.$$

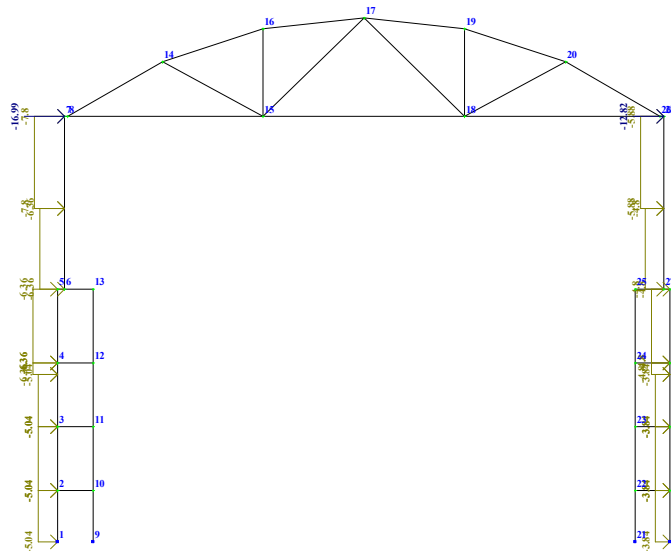


Рисунок 2.28 – Прикладання вітрового навантаження зліва

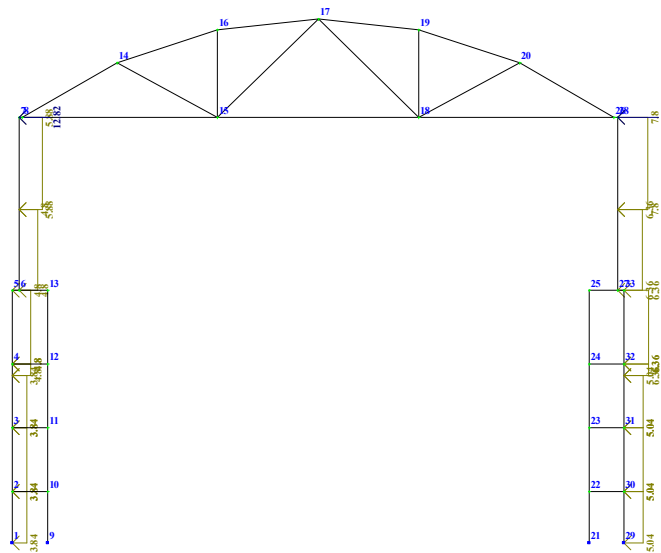


Рисунок 2.29 – Прикладання вітрового навантаження справа

2.4 Аналіз НДС розрахункової схеми

Виконавши розрахунок виконуємо аналіз НДС для вертикальних та горизонтальних елементів схеми за результати розрахунку по РСЗ.

Рама є симетричною, розглядаємо лише елементи, що входять до лівої частини рами.

3. Приклад розрахунку поперечної рами

3.1 Розрахунок ферми

Визначаємо зусилля в елементах ферми

Таблиця 3.1 – Визначення зусиль в елементах ферми

Елемент	N _{max} повне, кН		Від довготривалого навантаження N _{max} , кН	
	Розрахункове	Нормативне	Розрахункове	Нормативне
Верхній пояс ферми				
42	-1357,97	-1173,45	-1154,27	-997,43
45	-1314,04	-1135,49	-1116,93	-965,17
48	-1271,22	-1098,92	-1080,54	-934,08
51	-1269,53	-1097,03	-1079,10	-932,48
54	-1262,23	-1090,73	-1072,89	-927,12
57	-1262,23	-1090,73	-1072,89	-927,12
60	-1269,53	-1097,03	-1079,10	-932,48
63	-1271,22	-1098,92	-1080,54	-934,08
66	-1314,04	-1135,49	-1116,93	-965,17
68	-1357,97	-1173,45	-1154,27	-997,43
Сійки				
46	8,027	6,983	6,82	5,94
52	-4,38	-3,81	-3,72	-3,24
58	-4,38	-3,81	-3,72	-3,24
6 4	8,027	6,983	6,82	5,94
Нижній пояс ферми				
43	1226,04	1059,45	1042,13	900,53
49	1255,3	1092,11	1067,01	928,29
55	1258,01	1098,46	1069,31	933,69
61	1255,3	1092,11	1067,01	928,29
67	1226,04	1059,45	1042,13	900,53
Розкоси				
44	16,05	13,97	13,64	11,87
47	-19,99	-17,39	-16,99	-14,78
50	8,9	7,74	7,57	6,58
53	-1,897	-1,65	-1,51	-1,31
56	-1,897	-1,65	1,62	1,45
59	8,9	7,74	7,65	7,47
62	-19,99	-17,39	-17,13	-15,48
65	16,05	13,97	-14,01	-10,25

3.1.1 Розрахунок залізобетонної сегментної ферми

Вихідні дані:

Бетон класу C30/35 при $\gamma_{B2}=0,9$;

$f_{cd}=0,9 \cdot 17=15,3$ МПа;

$f_{ct}=0,9 \cdot 1,2=1,08$ МПа;

$f_{ctk}=1,8$ МПа;

$E_B=31000$ МПа – (з врахування теплової обробки.)

Арматура

- напружувана класу A1000: $f_{yd}=815$ МПа, $R_{s,ser}=980$ МПа, $E_s=1,9 \cdot 10^5$ МПа

або B-II, $R_s=1100$ МПа, $f_{yk}=1330$ МПа $E_s=2 \cdot 10^5$ МПа

- не напружувана класу A400C: $f_{yd}=365$ МПа, $f_{yk}=390$ МПа, $E_s=2 \cdot 10^5$ МПа

Значення контролюемого напруження арматури при напрямі на опорі:

$$\sigma_{sp}=0,9 \cdot f_{pk}=0,9 \cdot 1330=1197 \text{ (МПа)}; \quad (3.1)$$

Приймаємо 1200МПа, що задовольняє умову:

$$\sigma_{sp}+P=(1200+0,05 \cdot 1200)=1260 \text{ МПа} < R_{s,ser}=1330 \text{ (МПа)}; \quad (3.2)$$

$$\sigma_{sp}-P=(1200-0,05 \cdot 1200)=1140 \text{ МПа} > 0,3 \cdot R_{s,ser}=0,3 \cdot 1330=399 \text{ (МПа)}; \quad (3.3)$$

Міцність бетону до моменту відпуску розтягнутої арматури:

$$f_{wp}=0,7 \cdot B=0,7 \cdot 30=21 \text{ МПа.}$$

3.1.2 Розрахунок елемента нижнього поясу ферми

Розрахунок ведемо по I групі ГС для елемента № 55.

$N=1258,034$ кН.

$N=1258 \cdot 0,95=1195,14$ кН,

$$A_s = N/R_s \cdot \gamma_{s6} = 1195140 / (1100 \cdot 100 \cdot 1,15) = 9,45 \text{ (см}^2\text{)}; \quad (3.4)$$

Для розрахунків приймаємо 2 пучки з 12 \emptyset 8B-II, $A_s=12,05$ см². Схему армування показано на рис. 2.1:

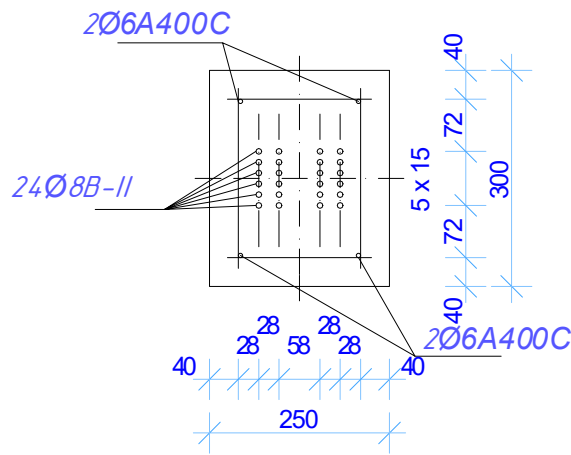


Рисунок 3.1 – Схема армування нижнього поясу ферми

$$N^p = 1258,034 / 1,15 = 1039,95 \text{ кН.}$$

Розрахункове зусилля $N = 1258,034 \text{ кН}$ при $\gamma_f > 1$;

Теж, при $\gamma_f = 1$, $N = 1258,034 \text{ кН}$.

Приведений переріз:

$$A_{\text{red}} = A + \alpha \cdot A_{\text{sp}} = 25 \cdot 30 + (2 \cdot 10^5 / 0,31 \cdot 10^5) \cdot 12,05 = 827,7 \text{ (см}^2\text{)}; \quad (2.5)$$

де $\alpha = E_s / E_b$.

Прийняті характеристики:

$$R_{\text{вп}} = 0,7 \cdot B = 0,7 \cdot 30 = 21 \text{ МПа,}$$

$$\sigma_{\text{сп}} = 0,9 \cdot R_{\text{s,ser}} = 0,9 \cdot 1330 = 1200 \text{ МПа.}$$

3.1.3 Розрахунок по утворенню тріщин

Розрахунок втрат від попереднього напруження арматури при натягуванні на упори.

Підрахунок перших втрат напруженої арматури σ_{los} :

Від релаксації напруженої арматури, при механічному способі натягуванні:

$$\sigma_1 = 0,05 \cdot \sigma_{\text{сп}} = 0,05 \cdot 1200 = 60 \text{ (МПа)}; \quad (3.6)$$

Визначаємо втрати від перепаду температур, так як температура невідома, то визначаємо втрати виходячи з класу бетону В30 [8], тоді:

$$\sigma_2 = 80 \text{ (МПа).}$$

Втрати від деформації анкерів при електротермічному способі натягу [8]:

$$\sigma_3 = 0.$$

Зусилля обтиску бетона:

$$P_1 = \gamma_{sp} A_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) \cdot (10^{-1}) = 1 \cdot 12,05 \cdot (1200 - 60 - 80 - 0) \cdot (10^{-1}) = 1277,3 \text{ (кН)}.$$

Напруження обтиску бетону від дії зусиль P_1 :

$$\sigma_{bp} = P_1 / A_{red} = 1277300 / 827,7 \cdot 100 = 15,43 \text{ (МПа)}; \quad (3.7)$$

Від деформації бетону у випадку бистронатикаючої повзучості при

$$\sigma_{bp} / f_{wp} = 15,43 / 21 = 0,735 < a = 0,75 \quad (3.8)$$

при тепловій обробці:

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 50 \cdot (\sigma_{bp} / f_{wp}) = 0,85 \cdot 50 \cdot 0,735 = 31,24 \text{ (МПа)}; \quad (3.9)$$

Сумарне значення первинних втрат:

$$\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6 = 60 + 80 + 0 + 31,24 = 171,1 \text{ (МПа)}; \quad (3.10)$$

Напруження в арматурі без первинних втрат:

$$\sigma_{o1} = \sigma_{sp} - \sigma_{los1} = 1200 - 171,1 = 1028,8 \text{ (МПа)}; \quad (3.11)$$

Зусилля попереднього обтиску бетону з врахуванням перших втрат:

$$P_{o1} = \sigma_{o1} \cdot A_{sp} = 1028,8 \cdot 12,05 \cdot (10^{-1}) = 1239,7 \text{ (кН)}; \quad (3.12)$$

Напруження в бетоні від дії зусилля P_{o1} :

$$\sigma_{bp} = P_{o1} / A_{red} = 1239700 / 82770 = 14,97 \text{ (МПа)}; \quad (3.13)$$

Підрахунок других втрат

Від осідання бетону, піддається тепловій обробці при бетоні класу В35 [1]:

$$\sigma_8 = 35 \text{ МПа}.$$

Від повзучості бетону, де $\sigma_{bp} / R_{bp} < 0,75$

$$\sigma_9 = 0,85 \cdot 150 \cdot (\sigma_{bp} / R_{bp}) = 0,85 \cdot 150 \cdot 0,71 = 90,89 \text{ (МПа)}; \quad (3.14)$$

$$\sigma_{bp} / R_{bp} = 14,97 / 21 = 0,71 < 0,75 \quad (3.15)$$

Сумарне значення других втрат:

$$\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 90,89 = 125,89 \text{ (МПа)}; \quad (3.16)$$

Повні втрати попереднього напруження:

$$\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 171,1 + 125,89 = 296,99 \text{ (МПа)} > 100 \text{ (МПа)}; \quad (3.17)$$

Напруження в арматурі за відрахуванням всіх втрат:

$$\sigma_{o2} = \sigma_{sp} - \sigma_{los} = 1200 - 296,99 = 903,01 \text{ (МПа)}; \quad (3.18)$$

Розрахункове відношення напруження при механічному способі напруження:

$$\Delta \gamma_{sp} = (0,5 \cdot P \cdot (1 + 1/\sqrt{n})) / \sigma_{sp} = 0,5 \cdot 60 \cdot (1 + 1/\sqrt{24}) / 1200 = 0,03 < 0,1; \quad (3.19)$$

значення γ_{sp} :

$$\gamma_{sp} = 1 - \Delta \gamma_{sp};$$

$$\gamma_{sp} = 1 + \Delta \gamma_{sp};$$

Приймаємо: $\Delta \gamma_{sp} = 0,1$.

Повне зусилля обтиску бетону при:

$$\gamma_{sp} = 0,9 \text{ кН};$$

$$P_{o2} = \sigma_{o2} \cdot \gamma_{sp} \cdot A_{sp} \cdot (10^{-1}) - (\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9) \cdot A_s; \quad (2.20)$$

$$P_{o2} = 0,9 \cdot 848,97 \cdot 12,05 \cdot (10^{-1}) - (31,24 + 35 + 90,89) \cdot 1,13 = 743,14 \text{ (кН)}, \quad (3.21)$$

де $A_s = 1,13 \text{ см}^2$ (4Ø6A400C).

Зусилля що сприймаються перерізом, при розрахунку на виникнення тріщин:

$$N_{crc} = \gamma_i \cdot [R_{bt,ser}(A + 2\alpha A_s) + P_{o2}]; \quad (3.22)$$

$$N_{crc} = 0,85 \cdot [1,8 \cdot (0,3 \cdot 0,25 + 2 \cdot 6,45 \cdot 1,13) \cdot (10^{-1}) + 743,14] = 633,92 \text{ кН} < N^n = 1258,03 \text{ кН}.$$

$$\alpha = E_s / E_b = 2 \cdot 10^5 / 0,31 \cdot 10^5 = 6,45; \quad (3.23)$$

Так як $N^n > N_{crc}$, то тріщиностійкість перерізу не забезпечується і тому необхідний розрахунок по розкриттю тріщин.

3.1.4 Розрахунок по короткочасному розкриттю тріщин

Нормативне зусилля $N^n = 1258,03 \text{ кН}$.

Ширина розкриття тріщин:

$$a_{crc} = (\delta \cdot \varphi_l \cdot \eta \cdot \sigma_s \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot \mu)^3 \sqrt{d}) / E_s; \quad (3.23)$$

$$a_{crc} = 1,2 \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 420,46 \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,016)^3 \sqrt{8} / 2 \cdot 10^5 = 0,215 \text{ (мм)};$$

$$a_{crc} = 0,268 \text{ мм} < [a_{crc1}]_{lim} = 0,3 \text{ мм}.$$

де: $\delta = 1,2$ – для розтягнутих елементів;

$$\varphi_l = 1 + \beta \cdot M_l / M = 1 + 1 \cdot 0 = 1; \quad (3.24)$$

$\eta = 1,4$ – для гладкої проволочної арматури;

$\mu = A_{sp} / A = 12,05 / 30 \cdot 25 = 0,016$ – коефіцієнт армування;

σ_s – прирощення напруження:

$$\sigma_s = (N^n - P_{o2}) / A_{sp} = (1258,03 - 743,14) \cdot 10 / 12,05 = 427,3 \text{ (МПа)}; \quad (3.25)$$

При ширині розкриття тріщин $a_{cr,c} < [a_{cr,c1}]_{lim}$ – умова виконується.

3.1.5 Розрахунок верхнього поясу ферми

Максимальне розрахункове зусилля для елемента №42 (табл. 2.1):

$$N = -1357,97 \text{ кН}, \gamma_n = 0,95;$$

$$N = -1357,97 \cdot 0,95 = -1290 \text{ кН};$$

Зусилля від довготривалого навантаження:

$$N_l = -1154,27 \cdot 0,95 = -1097,22 \text{ кН};$$

Прийнята арматура класу А400С, $f_{wd} = 365 \text{ МПа}$;

$E_b = 27000 \text{ МПа}$ – (з врахування теплової обробки.)

Бетон класу С30/35 при $\gamma_{b2} = 0,9$;

$$f_{cd} = 0,9 \cdot 17 = 15,3 \text{ МПа};$$

$$f_{ctd} = 0,9 \cdot 1,2 = 1,08 \text{ МПа};$$

$E_b = 31000 \text{ МПа}$ – (з врахування теплової обробки.)

Переріз пояса $b \times h = 25 \times 30 \text{ см}$.

Приймаємо $\eta = \varphi = 1$, та визначаємо площу симетричної арматури:

$$A_s + A'_s = \frac{N}{\eta \cdot \varphi \cdot R_{sc}} - \frac{A \cdot R_b}{R_{sc}} = \frac{1290 \cdot 10^3}{1 \cdot 1 \cdot 365} - \frac{300 \cdot 250 \cdot 15,3}{365} = 390,41 \text{ (мм}^2\text{)}; \quad (2.26)$$

Приймаємо арматуру 2 ϕ 16 А400С, $A_s = 4,02 \text{ см}^2$.

Перевіряємо умову:

$$\mu = \frac{\sum A_s}{b \cdot h} \cdot 100\% = \frac{2 \cdot 4,02}{250 \cdot 300} = 1\% > \mu_{min} = 0,5\%. \quad (2.27)$$

Довжина панелі $l = 3160$.

Додаткові дані:

Відношення $l_0/b = 284,4/25 = 11,38$, згідно [8, прилож. 3, табл. 9], визначаємо інтерполяцією для важкого бетону $\varphi_b = 0,878$, $\varphi_r = 0,869$, так як відношення $N_l/N = 1097,22/1290 = 0,85$.

Розрахункова довжина $l_0 = 0,9 \cdot l = 0,9 \cdot 3160 = 284,4 \text{ см}$.

Пояс розраховується на позацентровий стиск з врахуванням тільки випадкового

ексцентриситетом: $e_a=1\text{см}$, $e_a \geq 1/30h=284,4/30\cdot 30=0,316\text{см}$, і $e_a \geq 1/600=315/600=0,53\text{см}$.

Визначаємо коефіцієнт α :

$$\alpha = \frac{R_{sc} \cdot (A_s + A'_s)}{R_b \cdot A} = \frac{365 \cdot (402 + 402)}{15,3 \cdot 250 \cdot 300} = 0,256, \quad (2.28)$$

Приведений коефіцієнт поздовжнього згину:

$$\varphi = \varphi_b + 2 \cdot (\varphi_r - \varphi_b) = 0,878 + 2 \cdot (0,869 - 0,878) = 0,86 < \varphi_r = 0,869; \quad (2.29)$$

Остаточню визначаємо площу перерізу за формулою:

$$A_s + A'_s = \frac{1290 \cdot 10^3}{1 \cdot 0,869 \cdot 365} - \frac{300 \cdot 250 \cdot 15,3}{365} = 923,19 \text{ (мм}^2\text{)}; \quad (2.30)$$

Отже приймаємо арматуру $3\varnothing 20$ А400С, $A_s = 9,41 \text{ см}^2$.

Перевіряємо несучу здатність перерізу:

$$\begin{aligned} \varphi \cdot \eta \cdot [R_b \cdot A + (A_s + A'_s) \cdot R_{sc}] = \\ = 0,869 \cdot 1,0 \cdot [15,3 \cdot 250 \cdot 300 + (941 + 941) \cdot 365] = 1594119,7 \text{ Н} = 1594,1 \text{ кН} > 1290 \text{ кН}, \end{aligned}$$

Умова виконується, отже арматуру підібрано вірно.

3.1.6 Розрахунок елементів решітки

Розраховуємо найбільш розтягнутий розкіс №24:

$N=16,05\text{кН}$ ($N_{ld}=13,38\text{кН}$), а з урахуванням коефіцієнта $\gamma_n=0,95$;

$N=16,05 \cdot 0,95=15,25\text{кН}$; $N_{ld}=13,38 \cdot 0,95=12,71\text{кН}$.

Переріз стійки $15 \times 15\text{см}$.

Арматура класу: А400С, $R_s=355\text{МПа}$.

Потрібна площа робочої арматури по умові міцності:

$$A_s = N / f_y = 15250 / 355 \cdot 100 = 0,43\text{см}^2;$$

По сортаменту приймаємо: $4\varnothing 6$ А400С, $A_s=1,13\text{см}^2$.

Процент армування:

$$\mu = (A_s/A) \cdot 100\% = (1,13/15 \cdot 15) \cdot 100\% = 0,5\% > \mu_{\min}=0,1\%$$

Визначаємо ширину довготривалого розкриття тріщин $a_{сгс}$ при дії від постійних і довготривалих навантажень:

$$N^n = N/\gamma_{fm} = 15,25/1,15 = 13,26\text{кН};$$

$$\sigma_s = N^n / A_s = 13260 / 1,13 = 11734,5 \text{ Н/см}^2 = 11,73 \text{ МПа.}$$

$$a_{\text{crc}} = (\delta \cdot \varphi_1 \cdot \eta \cdot \sigma_s \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot \mu)^3 \sqrt{d}) / E_s = 1,2 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 11,73 \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,005) \cdot \sqrt[3]{6} \cdot 2 \cdot 10^5 = 0,015 \text{ мм};$$

$$a_{\text{crc}} = 0,015 \text{ мм} < [a_{\text{crc}2}]_{\text{lim}} = 0,2 \text{ мм.}$$

$$N_{\text{ld}}^n = N_{\text{ld}} / \gamma_{\text{fm}} = 12,71 / 1,15 = 11,05 \text{ кН};$$

$$\sigma_s = N_{\text{ld}}^n / A_s = 11050 / 1,13 = 9778,76 \text{ Н/см}^2 = 9,78 \text{ МПа.}$$

$$a_{\text{crc}} = (\delta \cdot \varphi_1 \cdot \eta \cdot \sigma_s \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot \mu)^3 \sqrt{d}) / E_s = 1,2 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 9,78 \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,005) \cdot \sqrt[3]{6} \cdot 2 \cdot 10^5 = 0,013 \text{ мм};$$

$$a_{\text{crc}} = 0,013 \text{ мм} < [a_{\text{crc}2}]_{\text{lim}} = 0,2 \text{ мм.}$$

Прийнятий переріз розкосу по довготривалому розкриттю тріщин задовольняє умову. Для відповідності армування приймаємо арматуру 4Ø10 А400С, $A_s = 3,14 \text{ см}^2$.

Розрахунок найбільш стиснутого розкосу, елемент №27:

$$N = -19,99 \text{ кН}, N = -19,99 \cdot 0,95 = -18,99 \text{ кН};$$

$$N_{\text{ld}} = 17,38 \cdot 0,95 = 16,51 \text{ кН},$$

геометрична довжина розкосу $l = 321 \text{ см}$,

розрахункова довжина $l_0 = 0,9 \cdot l = 0,9 \cdot 321 = 288,9 \text{ см}$.

$$e_a = h/30 = 15/30 = 0,5 \text{ см}; e_a = l_0/600 = 288,9/600 = 0,482 \text{ см};$$

Приймаємо $e_a = 1 \text{ см}$.

По конструктивним умовам процентом армування $\mu = 1\%$ і вираховуємо:

$$A_s + A_{\text{с}}^1 = \mu \cdot A = 0,01 \cdot 15 \cdot 15 = 2,25 \text{ см}^2,$$

що відповідає 2Ø12 А400С $A_s = 2,26 \text{ см}^2$.

Відношення $l_0/h = 288,9/15 = 19,26 > 14$, розрахунок треба виконувати з впливом прогину на значення ексцентриситету продольної сили.

Приймаємо симетричне армування перерізу $A_s = A_s^1$, $\xi = 1$, $\zeta = 1$.

$$A_s = A_s^1 = (N \cdot e - f_{\text{cd}} \cdot A_0) / R_{\text{sc}} \cdot (h_0 - a_{\text{с}}^1) = (18990 \cdot 5 -$$

$$15,3 \cdot (100) \cdot 1687,5 / 365 \cdot (100) \cdot (11,5 - 3,5) \leq 0$$

$$e = e_0 \eta + 0,5h - a_s = 1 \cdot 1 + 0,5 \cdot 15 - 3,5 = 5 \text{ см};$$

$$A_0 = 0,5 \cdot b \cdot h^2 = 0,5 \cdot 15 \cdot 15^2 = 1687,5 \text{ см}^2$$

Приймаємо з конструктивних міркувань 4Ø10 А400С, $A_s = 3,14 \text{ см}^2$

3.1.8 Розрахунок і конструювання вузлів ферми

Потрібна площа поперечного перерізу поздовжньо-напружених стержнів в кожному поясі в границях опорного вузла:

$$A_s = 0,2 \cdot N / R_s = 0,2 \cdot 1195130 / 365 \cdot (100) = 6,55 \text{ см}^2.$$

де $N = 1258,03 \cdot 0,95 = 1195,13 \text{ кН}$.

Приймаємо по сортаменту: 4Ø16 А400С, $A_s = 8,04 \text{ см}^2$.

Довжина заробки: $l_{\text{ап}} = 35d = 35 \cdot 1,6 \approx 60 \text{ см}$.

3.1.9 Розрахунок поперечної арматури в опорному вузлі

Розрахункове зусилля в умовах міцності в нахиленому перерізі:

$$N_{\omega} = (N - N_{sp} - N_s) / \text{ctg} \alpha = (1357,97 - 646,91 - 183,38) / 1,48 = 246,51 \text{ кН}.$$

$$\text{де } N_{sp} = f_{wp} \cdot A_{sp} \cdot l_1 / l_{\text{ап}} = 1330 \cdot (10^{-1}) \cdot 12,05 \cdot 60 / 150 = 646,91 \text{ кН},$$

$$N_s = f_y \cdot A_s \cdot l_1 / l_{\text{ап}} = 365 \cdot (10^{-1}) \cdot 12,05 \cdot 60 / 150 = 183,38 \text{ кН}.$$

$$\text{ctg} 34^\circ = 1,48$$

Площа перерізу одного поперечного стержня:

$$A_{sw} = N_{\omega} / n \cdot R_{sw} = 246510 / 365 \cdot (100) \cdot 14 = 0,499 \text{ см}^2.$$

де $f_{wd} = 365 \text{ МПа}$,

n – кількість поперечних стержнів у вузлі, при двох каркасах і кроці стержнів 100мм $n = 2 \cdot 7 = 14$ шт.

Із конструктивних вимог приймаємо стержні Ø8 А400С, $A_{sw} = 0,503 \text{ см}^2$.

Із умови забезпечення міцності на згин в нахиленому перерізі потрібна площа поперечних стержнів:

$$A_{sw} \geq [N_1 \cdot (l_y - a) \cdot \sin\beta - N_{sp} \cdot (h_{op} - x/2) - N_s(h_{os} - x/2)] / n \cdot R_{sw} \cdot z_{sw} = [1135,4 \cdot (120 - 17) \cdot 0,545 - 646,91 \cdot (65 - 21,7/2) - 183,38 \cdot (65 - 21,7/2)] / 14 \cdot 355 \cdot (10^{-1}) \cdot 39 = 0,969 \text{ см}^2.$$

де β – кут нахилу приопорної панелі; $\beta=33^\circ$

$$\sin\beta = \sin 33^\circ = 0,545;$$

$$h_{op} = h_{os} = h - h_1/2 = 80 - 30/2 = 65 \text{ см};$$

$$N_1 = 1195,14 \cdot 0,95 = 1135,4 \text{ кН};$$

x – висота стиснутої зони бетону;

$$x = (N_{sp} + N_s) / \gamma_{b2} \cdot f_{cd} \cdot b = (646,91 + 183,38) / 0,9 \cdot 17 \cdot (10^{-1}) \cdot 25 = 21,7 \text{ см};$$

$$z_{sw} = 0,6 \cdot h_0 = 0,6 \cdot 65 = 39 \text{ см};$$

Остаточно приймаємо $\varnothing 8$ А400С, $A_{sw} = 1,313 \text{ см}^2$, щоб виконувалась умова міцності на згин в нахиленому перерізі.

Армування та конструювання див. лист №2.

3.1.10 Розрахунок поперечної арматури в проміжному вузлі

Максимальне розрахункове зусилля:

$$N=16,05 \cdot 0,95=15,25 \text{кН.}$$

Фактична довжина заробки стержнів розкосів $l=28\text{см}$, потрібна довжина заробки арматури $4\text{Ø}8 \text{ A}400\text{C}$ складає $l_{\text{ан}}=35 \cdot d=35 \cdot 0,8=28\text{см}$.

Потрібний переріз поперечних стержнів каркасів визначаємо по формулі:

$$A_{\text{sw}} \geq N[1 - (R_2 \cdot l_1 + a)/k_1 \cdot l_{\text{ан}}]/n \cdot R_{\text{sw}} \cdot \cos \varphi = 15,25 \cdot [1 - (1 \cdot 28 + 2,4)/0,03 \cdot 42)]/14 \cdot 355 \cdot (10^{-1}) \cdot 0,55 < 0;$$

де a – умовне збільшення довжини заробки розрахункової арматури при наявності на кінці коротша або менша;

$$a=3d=3 \cdot 0,8=2,4\text{см};$$

$R_2=1$ для вузлів верхнього поясу;

β – кут між поперечним стержнем і направленим розтягнутого розкосу:

$$\cos \varphi = \cos 56,3^\circ = 0,55;$$

$$f_{\text{wd}} = 355 \text{МПа} = 35 \text{кН/см}^2;$$

$$\sigma_s = N/A_s = 15,25/12,56 = 1,214 \text{МПа};$$

$$k_1 = 12,1/355 = 0,03$$

n – кількість поперечних стержнів в каркасах;

Площа перерізу огинаючого стержень в проміжному вузлі визначається по формулі:

$$N_{\text{ос}} = 0,04(D_1 + 0,5D_2);$$

де D_1, D_2 – зусилля в затяжках розкосах, а при наявності тільки одного стиснутого розкосу:

$$N_{\text{ос}} = 0,04D_1;$$

при $D_1=N=15,25\text{кН}$ зусилля $N_{\text{ос}}=0,04 \cdot 15,25=0,61\text{кН}$;

Площа перерізу:

$$A_s = N_{\text{ос}}/n_2 \cdot f_{\text{wd}} = 61/2 \cdot 355 \cdot (100) = 0,008 \text{см}^2;$$

де $f_{wd}=355\text{МПа}$, $n_2=2$ – число каркасів в вузлі.

Приймаємо поперечну арматуру $\text{Ø}6 \text{ A400C}$, $A_{sw}=0,283\text{см}^2$.

3.2 Розрахунок колони

3.2.1 Збір навантаження на колону N, M, Q

Таблиця 3.2 - Навантаження на колону

№ елем.	1 Комбінація +M			2 Комбінація -M		
	N, кН	M, кНм	Q, кН	N, кН	M, кНм	Q, кН
1	2	3	4	5	6	7
1	-946.78	-1.0177	4.2868	-952.56	7.3372	4.7456
2	-922.00	-1.3242	3.8271	-928.56	7.2595	4.3479
3	-895.05	-4.1970	6.1860	-901.61	9.4435	6.7723
4	-668.48	-25.567	-75.386	-780.45	38.333	-65.654
5	-653.98	-5.5474	5.4811	-660.55	6.6830	6.1510
6	-629.01	-3.6287	2.5621	-636.67	3.7960	3.4989
7	13.618	18.795	561.90	13.618	116.91	559.49
8	-693.12	24.31	-48.186	-725.00	26.15	-28.285
9	-0.58682	30.495	-55.596	-0.58682	-30.637	-60.846
10	3.0122	15.309	-29.283	3.0122	-18.194	-34.533
11	-72.698	-3.4125	40.104	-72.698	35.941	34.854
12	72.547	-15.385	62.925	72.547	47.930	57.675
13	-3.1364	28.380	-54.335	-3.1364	-31.427	-59.585
14	-14.666	130.10	-165.50	-14.666	-19.977	-177.53
15	-629.41	11.420	-13.246	-618.93	-13.861	-13.919
16	-573.29	13.460	-12.740	-579.85	-13.293	-12.740
17	-516.33	18.580	-15.063	-522.90	-13.053	-15.063
18	-556.18	-60.221	57.526	-562.74	60.583	57.526
19	-597.67	12.420	-14.172	-604.23	-17.340	-14.172
20	-567.16	-3.8634	3.2663	-588.36	3.5842	2.7087

3.2.2 Розрахунок надкранової частини колони в площині рами, елемент №8

Вихідні дані:

Арматура класу A400C , $f_y=365\text{МПа}$, $E_s=200000\text{МПа}$.

Бетон використовується важкий класу C20/25, $f_{cd}=11,5\cdot 0,9 = 10,35\text{МПа}$, $f_{ctd} = 0,9\cdot 0,9 = 0,81\text{МПа}$, $E_b=27000\text{МПа}$.

Корисна висота перерізу:

$$h_0=h-a_s=600-40=560\text{мм}=0,56(\text{м});$$

Найбільш небезпечна комбінація зусиль:

$$M = 26,15 \text{ кН}\cdot\text{м}; N = - 725,0 \text{ кН};$$

$$M_l = 16,99 \text{ кН}\cdot\text{м}; N_l = - 471,25 \text{ кН}.$$

де M_l і N_l – момент і поздовжня сила від суми постійних та довготривалих навантажень визначені з результатів розрахунку на ПК «Лира».

Визначаємо розрахункову довжину надкранової частини колони:

- при врахуванні кранового навантаження:

$$l_{01} = 2 \cdot H_2 = 2 \cdot 3,55 = 7,1 \text{ (м)};$$

- без врахування кранового навантаження:

$$l_{02} = 2,5 \cdot H_2 = 2,5 \cdot 3,55 = 8,85 \text{ (м)};$$

- в площині, перпендикулярній до поперечної рами:

$$l_{03} = 1,5 \cdot H_2 = 1,5 \cdot 3,55 = 5,33 \text{ (м)};$$

Визначаємо випадкові ексцентриситети, у відповідності з [1]:

$$e_{a1} = l_{01} / 600 = 710 / 600 = 1,183 \text{ (см)};$$

$$e_{a2} = l_{02} / 600 = 885 / 600 = 1,475 \text{ (см)};$$

$$e_{a3} = h / 30 = 60 / 30 = 2 \text{ (см)};$$

Визначаємо коефіцієнт збільшення початкового ексцентриситету:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{26,15}{725,0} = 0,036 = 36 \text{ (і і)}; \quad (3.8)$$

$$M_1 = M + 0,5 \cdot N \cdot (h_0 - a') = 26,15 + 0,5 \cdot 725,0 \cdot (0,56 - 0,04) = 214,65 \text{ (кН}\cdot\text{м)}; \quad (3.9)$$

$$M_{l1} = M + 0,5 \cdot N_l \cdot (h_0 - a') = 16,99 + 0,5 \cdot 471,25 \cdot (0,56 - 0,04) = 135,52 \text{ (кН}\cdot\text{м)}; \quad (3.10)$$

Перевіряємо умови:

$$l_0 / h = 7,1 / 0,6 = 11,83 > 4;$$

$$l_0 / h = 7,1 / 0,6 = 11,83 > 10.$$

Так як згинаючий момент від короткочасних навантажень $M - M_l = 26,15 - 16,99 = 9,16$ (кН·м), що змінює знак, менше моменту від суми постійних та довготривалих навантажень, тобто $M - M_l = \pm 9,16 < M_l = 16,99$ (кН·м), то відповідно, згинаючі моменти M і M_l одного знаку.

Перевіряємо умову:

$$\varphi_l = 1 + \beta \cdot \frac{M_{II}}{M_1} = 1 + 1 \cdot \frac{135,52}{214,65} = 1,63 < 1 + \beta = 2, \quad (3.13)$$

де $\beta = 1$, для важкого бетону.

$$\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{l_0}{h} - 0,01 \cdot R_b = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{710}{60} - 0,01 \cdot 10,35 = 0,278; \quad (3.14)$$

Так як конструкція статично невизначена, тому:

$$e_0 = 0,036 i = 3,6 \text{ мм} > e_{02} = 1,475 \text{ мм} ,$$

Випадковий ексцентриситет не враховується.

$$\delta_{e,\min} = 0,278 > e_0 / h = 36/600 = 0,06.$$

Отже приймаємо $\delta_e = \delta_{e,\min} = 0,278$.

Визначаємо коефіцієнт α :

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{2,7 \cdot 10^4} = 7,41. \quad (3.15)$$

Визначаємо максимальне зусилля, як може сприйняти даний переріз за формулою:

$$N_{cr} = \frac{1,6 \cdot E_b \cdot b \cdot h^3}{l_0^2} \left[\frac{1}{3\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} \right) + \mu \cdot \alpha \left(\frac{h_0 - a}{h} \right)^2 \right]; \quad (3.16)$$

де в першому наближенні приймаємо мінімально допустимий коефіцієнт армування $\mu = \mu_{\min} = 2 \cdot 0,0005 = 0,001$ при гнучкості $l_0 / h < 17$.

$$N_{cr} = \frac{1,6 \cdot 27000 \cdot 500 \cdot 600^3}{7600^2} \left[\frac{1}{3 \cdot 1,63} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,278} \right) + 0,001 \cdot 7,41 \left(\frac{520}{600} \right)^2 \right] = 5400,63 \text{ (кН)};$$

Порівнюємо розрахункове значення зусилля, з максимальним:

$$N = 725,0 \text{ (кН)} < N_{cr} = 5400,63 \text{ (кН)} ,$$

Отже умову забезпечено.

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{725,0}{5400,63}} = 1,15. \quad (3.17)$$

Підбираємо площу поперечного перерізу:

$$e = \eta \cdot e_0 + 0,5 \cdot (h_0 - a') = 1,15 \cdot 36 + 0,5 \cdot (560 - 40) = 301,4 \text{ (мм)}; \quad (3.18)$$

$$\omega = \alpha - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 10,35 = 0,767;$$

Так як $\gamma_{b2} = 0,9 < 1$, то приймаємо $\sigma_{sc,u} = 500$ МПа.

$$\xi = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,767}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,767}{1,1}\right)} = 0,628, \quad (3.20)$$

де $\sigma_{sR} = 365$ МПа, для арматури класу А400С.

$$\delta = \frac{a'}{h_0} = \frac{40}{560} = 0,071; \quad (3.21)$$

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b \cdot b \cdot h_0} = \frac{725000}{10,35 \cdot 500 \cdot 560} = 0,25; \quad (3.22)$$

$$\alpha_m = \frac{N \cdot e}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{725000 \cdot 301,4}{10,35 \cdot 500 \cdot 560^2} = 0,135; \quad (3.23)$$

Перевіряємо умову:

$$\alpha_n = 0,25 < \xi_R = 0,628;$$

Умова виконується, отже:

$$A_s = A'_s = \frac{R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_m - \alpha_n \cdot (1 - 0,5 \cdot \alpha_n)}{1 - \delta} = \frac{10,35 \cdot 500 \cdot 560}{365} \cdot \frac{0,135 - 0,25 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,25)}{1 - 0,071} < 0, \quad (3.24)$$

Отже арматура по розрахунку не потрібна.

$$A_s + A'_s = \mu_{\min} \cdot b \cdot h_0 = 0,001 \cdot 500 \cdot 560 = 280 \text{ (мм}^2\text{)}; \quad (3.25)$$

Приймаємо арматуру 4ØА400С, $A_s + A'_s = 3,14 \text{ см}^2$, тоді:

$$\mu = \frac{157 + 157}{500 \cdot 560} = 0,0011.$$

Розрахунок колони на стійкість із площини згину не виконуємо, внаслідок того, що гнучкість в площині згину $l_{01} / 600 = 710 / 600 = 1,183$ (сі) перевищує $l_{03} / 600 = 533 / 600 = 0,888$ (сі) гнучкість з площинного згину.

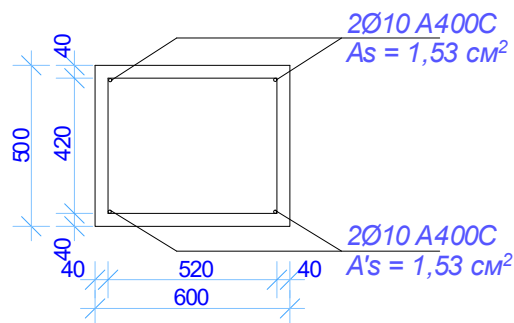


Рисунок 3.2 – Армвання надкранової частини

3.2.3 Розрахунок підкранової частини колони

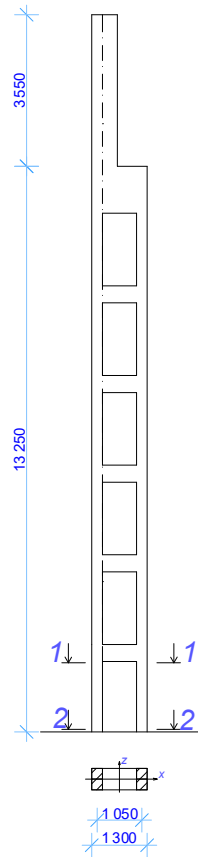


Рисунок 3.3 – Схема для розрахунку підкранової частини колони

Виконуємо розрахунок за найбільш не вигідною комбінацією по перерізу 1-1.

Обчислюємо зусилля, що діють в перерізі колони (табл. 3.1), додаток Д.

Комбінація I:

$$N_{\max} = -952,56 \text{ кН}; M_{\max} = 7,3372 \text{ кН}\cdot\text{м}; Q_{\text{відп}} = 4,7456 \text{ кН}.$$

$$N = N_1 + N_2 = -952,56 - 928,56 = -1881,12 \text{ (кН)}; \quad (3.26)$$

$$M = (N_2 - N_1) \cdot \frac{c}{2} + M_1 + M_2 = (-928,56 + 952,56) \cdot \frac{1,05}{2} + 7,33 + 7,26 = 27,19 \text{ (кН}\cdot\text{м)}; \quad (3.27)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{27,19}{1881,12} = 0,0145 = 14,5 \text{ (і і)}; \quad (3.28)$$

$$M_l = 17,67 \text{ кН}\cdot\text{м}; N_l = -1222,73 \text{ кН}.$$

де M_l і N_l – момент і поздовжня сила від суми постійних та довготривалих навантажень визначені з результатів розрахунку на ПК «Лира».

Визначаємо розрахункову довжину підкранової частини колони:

- при врахуванні кранового навантаження:

$$l_{01} = 1,5 \cdot H_1 = 1,5 \cdot 13,25 = 19,88 \text{ (м)}; \quad (3.29)$$

- без врахування кранового навантаження:

$$l_{02} = 0,8 \cdot H_1 = 0,8 \cdot 13,25 = 10,6 \text{ (м)}; \quad (3.30)$$

Приведений радіус інерції колони:

$$i_{red} = \sqrt{\frac{c^2}{4 \cdot \left(1 + \frac{3c_1^2}{\mu^2 n^2 h^2}\right)}}; \quad (3.31)$$

$$i_{red} = \sqrt{\frac{105^2}{4 \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot 105^2}{1,5^2 \cdot 5^2 \cdot 25^2}\right)}} = 37,69 \text{ (см)}.$$

де: n - кількість панелей двогілкової колони - 5; $h=0,25\text{м}$; $c=105\text{см}$.

Приведена гнучкість:

$$\lambda = \frac{l_{01}}{i_{red}} = \frac{19,88}{0,377} = 52,73 > 14, \quad (3.32)$$

Отже необхідно враховувати прогин елемента.

Визначаємо згинальні моменти, що діють на переріз колони за формулами (3.9) та (3.10):

$$M_1 = 27,19 + 0,5 \cdot 881,12 \cdot (1,26 - 0,04) = 1174,67 \text{ (кНЧм)};$$

$$M_{1l} = 17,67 + 0,5 \cdot 1222,73 \cdot (1,26 - 0,04) = 763,54 \text{ (кН} \cdot \text{м)};$$

де $h_0 = h_c - a = 1,3 - 0,04 = 1,26 \text{ (м)}$.

Так як $M - M_l = 27,19 - 17,67 = 9,52 \text{ (кН} \cdot \text{м)} < M_l = 17,67 \text{ (кН} \cdot \text{м)}$, то відповідно, згинаючі моменти M і M_l одного знаку.

Перевіряємо умову за φ . (3.13):

$$\varphi_l = 1 + 1 \cdot \frac{763,54}{1174,67} = 1,65 < 1 + \beta = 2,$$

де $\beta = 1$, для важкого бетону.

$$\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{19880}{1300} - 0,01 \cdot 10,35 = 0,244;$$

Так як конструкція статично невизначена, тому:

$$e_0 = 0,0145 \text{ м} = 1,45 \text{ см} = 14,5 \text{ мм} > e_{02} = h/30 = 250/30 = 8,33 \text{ мм} ,$$

Випадковий ексцентриситет не враховується.

$$\delta_{e,\min} = 0,244 > e_0/h = 14,5/1300 = 0,011.$$

Отже приймаємо $\delta_e = \delta_{e,\min} = 0,244$.

Визначаємо максимальне зусилля, як може сприйняти складений переріз за формулою:

$$N_{cr} = 12,8 \cdot E_b \cdot b \cdot h \cdot \left(\frac{i_{red}}{l_0} \right)^2 \left[\frac{1}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \mu \cdot \alpha \right]; \quad (3.33)$$

$$N_{cr} = 12,8 \cdot 27000 \cdot 500 \cdot 250 \cdot \left(\frac{396,9}{19880} \right)^2 \left[\frac{1}{1,65} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,244} + 0,1 \right) + 0,001 \cdot 7,41 \right] = 3464,7 (\text{кН});$$

де в першому наближенні приймаємо мінімально допустимий коефіцієнт армування $\mu = \mu_{\min} = 2 \cdot 0,0005 = 0,001$ при гнучкості $l_0/h = 15,29 < 17$.

Порівнюємо розрахункове значення зусилля, з максимальним:

$$N = 1881,12 (\text{кН}) < N_{cr} = 3464,7 (\text{кН}) ,$$

Отже умову забезпечено.

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{1881,12}{3464,7}} = 2,18.$$

Визначаємо згинальний момент від місцевого згину у вітках колони:

$$M = \frac{Q \cdot s}{4} = \frac{4,74 \cdot 2,65}{4} = 3,14 (\text{кН} \cdot \text{м}), \quad (3.34)$$

де Q поперечне зусилля, що діє на розпірку, кН;

s – усереднене значення кроку розпірок, що визначається за формулою:

$$s = \frac{h_{n.ч.}}{n} = \frac{13250}{5} = 2650 (\text{мм}); \quad (3.35)$$

Розрахунковий ексцентриситет:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{3,14}{952,56} = 0,0033 = 3,3 (\text{мм}); \quad (3.36)$$

$$e = \eta \cdot e_0 + 0,5 \cdot (h_0 - a') = 2,12 \cdot 3,3 + 0,5 \cdot (210 - 40) = 92 (\text{мм}); \quad (3.37)$$

Розрахунки ведемо за формулами (3.21), (3.22) та (3.23)

$$\delta = \frac{40}{210} = 0,19;$$

$$\alpha_n = \frac{952560}{10,35 \cdot 500 \cdot 210} = 0,877;$$

$$\alpha_m = \frac{N \cdot e}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{952560 \cdot 92}{10,35 \cdot 500 \cdot 210^2} = 0,384;$$

Перевіряємо умову (3.23):

$$\alpha_n = 0,877 > \xi_R = 0,628,$$

Умова не виконується, отже визначаємо α за формулою:

$$\alpha = \frac{\alpha_m - \alpha_n \cdot (1 - 0,5 \cdot \alpha_n)}{1 - \delta} = \frac{0,384 - 0,877 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,877)}{1 - 0,19} = 0,133, \quad (3.38)$$

так як клас арматури А400С, клас бетону В20, визначаємо відносну висоту стиснутої зони за формулою:

$$\xi = \frac{\alpha_m \cdot (1 - \xi_R) + 2 \cdot \alpha \cdot \xi_R}{1 - \xi_R + 2 \cdot \alpha} = \frac{0,384 \cdot (1 - 0,628) + 2 \cdot 0,133 \cdot 0,628}{1 - 0,628 + 2 \cdot 0,133} = 0,484,$$

Визначаємо площу поперечного перерізу вітки колони, з умови симметричного армування:

$$A_s = A'_s = \frac{R_b \cdot b \cdot h}{R_s} \cdot \frac{\alpha_m - \xi \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi)}{1 - \delta} = \frac{10,35 \cdot 500 \cdot 210}{365} \cdot \frac{0,384 - 0,484 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,484)}{1 - 0,19} = 62,96 \text{ (мм}^2\text{)};$$

Для армування вітки приймаємо 4 ϕ 8 А400С, $A_s = 2,01 \text{ см}^2$

Перевірямо відсоток армування:

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h} = \frac{201}{250 \cdot 500} = 0,002 > \mu_{\min} = 0,001 \quad (3.39)$$

Обчислюємо зусилля, що діють в перерізі колони (табл. 3.1), додаток Д.

Комбінація II (по максимальному Q):

$$N_{\max} = -350,74 \text{ кН}; M_{\max} = -16,132 \text{ кН}\cdot\text{м}; ; Q_{\text{відп}} = -16,619 \text{ кН}.$$

$$N = -350,74 - 502,13 = -852,87 \text{ (кН)};$$

$$M = (-502,13 + 350,74) \cdot \frac{1,05}{2} + 16,13 + 14,63 = 110,24 \text{ (кН}\cdot\text{м)};$$

$$e_0 = \frac{110,24}{852,87} = 0,1293 = 129,3 \text{ (мм)};$$

$$M_l = 71,66 \text{ кН}\cdot\text{м}; N_l = -554,37 \text{ кН}.$$

$$M_1 = 110,24 + 0,5 \cdot 52,87 \cdot (1,26 - 0,04) = 630,5 \text{ (кНЧм)};$$

$$M_{II} = 71,66 + 0,5 \cdot 554,37 \cdot (1,26 - 0,04) = 409,83 \text{ (кН} \cdot \text{м)};$$

Так як $M - M_I = 110,24 - 71,66 = 38,58 \text{ (кН} \cdot \text{м)} < M_I = 71,66 \text{ (кН} \cdot \text{м)}$, то відповідно, згинаючі моменти M і M_I одного знаку.

Перевіряємо умову за ф. (3.13):

$$\varphi_I = 1 + 1 \cdot \frac{409,83}{630,5} = 1,65 < 1 + \beta = 2,$$

де $\beta = 1$, для важкого бетону.

Так як конструкція статично невизначена, тому:

$$e_0 = 0,1293 \text{ м} = 129,3 \text{ мм} > e_{02} = h / 30 = 250 / 30 = 8,33 \text{ мм} ,$$

Випадковий ексцентриситет не враховується.

$$\delta_{e,\min} = 0,244 > e_0 / h = 129,3 / 1300 = 0,099.$$

Отже приймаємо $\delta_e = \delta_{e,\min} = 0,244$.

$$N_{cr} = 3464,7 \text{ (кН)};$$

Порівнюємо розрахункове значення зусилля, з максимальним:

$$N = 852,87 \text{ (кН)} < N_{cr} = 3464,7 \text{ (кН)} ,$$

Отже умову забезпечено.

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{852,87}{3464,7}} = 1,34.$$

Визначаємо згинальний момент від місцевого згину у вітках колони:

$$M = \frac{Q \cdot s}{4} = \frac{16,61 \cdot 1,33}{4} = 5,52 \text{ (кН} \cdot \text{м)},$$

Розрахунковий ексцентриситет:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{5,52}{350,74} = 0,0157 = 15,7 \text{ (мм)};$$

$$e = 1,33 \cdot 15,7 + 0,5 \cdot (210 - 40) = 105,88 \text{ (мм)};$$

Розрахунки ведемо за формулами (3.21), (3.22) та (3.23)

$$\alpha_n = \frac{350740}{10,35 \cdot 500 \cdot 210} = 0,323;$$

$$\alpha_m = \frac{N \cdot e}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{350740 \cdot 105,9}{10,35 \cdot 500 \cdot 210^2} = 0,163;$$

Перевіряємо умову (3.23):

$$\alpha_n = 0,323 < \xi_R = 0,628,$$

Умова виконується, отже визначаємо площу поперечного перерізу вітки колони, з умови симетричного армування:

$$A_s = A'_s = \frac{R_b \cdot b \cdot h}{R_s} \cdot \frac{\alpha_m - \alpha_n \cdot (1 - 0,5 \cdot \alpha_n)}{1 - \delta} = \frac{10,35 \cdot 500 \cdot 210}{365} \cdot \frac{0,163 - 0,323 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,323)}{1 - 0,19} < 0 \text{ (мм}^2\text{)};$$

За розрахунком арматури не потрібно, отже приймаємо армування, яке було розраховано за комбінацією I.

3.2.4 Розрахунок по міцності похилих перерізів

В перерізі 1-1 при дії комбінації I розрахункових зусиль все поперечне зусилля сприймає вітка 1:

$$N_{\text{відп}} = -507,91 \text{ кН}; M_{\text{відп}} = 15,814 \text{ кН}\cdot\text{м}; Q_{\text{max}} = 16,76 \text{ кН}.$$

$$\varphi_n = 0,1 \cdot \frac{N}{R_{bt} \cdot b \cdot h_0} = 0,1 \cdot \frac{507910}{0,81 \cdot 500 \cdot 210} = 0,597 > 0,5. \quad (3.40)$$

Приймаємо $\varphi_n = 0,5$.

$$h_0 = h - a = 250 - 40 = 210 \text{ (мм)}; \quad (3.41)$$

Визначаємо граничне значення зусилля, що може сприйняти переріз:

$$Q_{ul} = \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot (1 + 0,5) \cdot 0,81 \cdot 500 \cdot 210 = 76545 \text{ Н} = 76,545 \text{ (кН)}; \quad (3.42)$$

Перевіряємо умову:

$$Q = 16,76 \text{ кН} < 76,55 \text{ кН}.$$

Міцність достатня. Приймаємо поперечну арматуру конструктивно:

$$d_{sw} = 6 \text{ мм A240C з кроком } s = 150 \text{ мм}.$$

3.5 Розрахунок армування середньої розпірки колони, елемент №12

$$N = 72,55 \text{ кН}; Q = 34,85 \text{ кН}; M = -47,93 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Переріз розпірки: $h = 400 \text{ мм}; b = 500 \text{ мм}; h_0 = h - a = 400 - 40 = 360 \text{ мм}.$

Визначаємо площу необхідної арматури:

$$A_s = A'_s = \frac{M}{R_s \cdot (h_0 - a')} = \frac{47930000}{365 \cdot (360 - 40)} = 410,36 \text{ (мм}^2\text{)}; \quad (3.43)$$

Приймаємо 4Ø12 А400С $A_s = 4,52 \text{ см}^2 > 4,10 \text{ см}^2$.

Перевіряємо необхідність розрахунку поперечних стержнів:

$$Q = 34,85 \text{ кН} < \varphi_{b3} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot 0,81 \cdot 500 \cdot 360 = 87480 \text{ Н} = 87,48 \text{ (кН)}; \quad (3.44)$$

Отже розрахунок поперечної арматури не потрібен, приймаємо поперечну арматуру Ø6 мм А240С, $A_{sw} = 283 \text{ мм}^2$; $s = 150 \text{ мм}$.

3.3 Розрахунок фундаменту стаканного типу

3.3.1 Вихідні дані та розрахунок навантажень, що діють на основу

Вихідні дані: ґрунти основи – суглинки.

Розрахунковий тиск на основу згідно завдання $R_0 = 270 \text{ кПа}$.

Арматура класу А400С, $R_{sc} = R_s = 365 \text{ МПа}$, $E_s = 200000 \text{ МПа}$.

Бетон використовується важкий класу В20, $R_b = 11,5 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}$,

$R_{btm} = 1,4 \text{ МПа}$, $E_b = 27000 \text{ МПа}$.

Глибина закладання фундаменту прийнята $d = 1,95 \text{ м}$.

Під подошвою фундаменту передбачена підготовка товщиною 100мм з бетону класу В10, товщина захисного шару 50 мм.

Розрахунок виконуємо для найбільш небезпечної комбінації зусиль (табл.

3.1) за [7]:

$$N_n = -952,56 - 928,56 = 1881,12 \text{ кН},$$

$$Q = 4,75 + 4,35 = 9,1 \text{ кН},$$

$$M = 7,34 + 7,26 = 14,6 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Визначаємо розрахункові значення зусиль від частини стіни, що передаються безпосередньо на фундамент:

$$\sigma = \sigma_3 / 2 + 15,6 \cdot \gamma_f = 270,86 / 2 + 15,6 \cdot 1,1 = 152,59 \text{ (кН)}, \quad (4.1)$$

де σ_3 – вага нижніх стінових панелей (3 ряди);

15,6 кН – вага однієї фундаментної балки довжиною 10,75 м.

При $\gamma_f = 1$:

$$\sigma = \sigma / \gamma_f = 152,59 / 1,1 = 138,72 \text{ (кН)}; \quad (4.2)$$

Визначаємо ексцентриситет (відстань від стіни до вісі фундаменту при товщині стінової панелі 240 мм):

$$e = \frac{0,24}{2} + \frac{0,6}{2} = 0,42 \text{ (м)};$$

Згинальний момент від розрахункового навантаження відносно вісі симетрії підшви фундаменту:

$$M_f = M + Q \cdot H + \sigma \cdot e = 14,6 + 9,1 \cdot 1,8 + 152,59 \cdot 0,42 = 95,07 \text{ (кН} \cdot \text{м)}; \quad (4.3)$$

$$N_f = N + \sigma = 1881,12 + 152,59 = 2033,71 \text{ (кН)}; \quad (4.4)$$

При $\gamma_f = 1$:

$$M_f = 86,43 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad N_f = 1848,83 \text{ кН.}$$

де H – висота фундаменту: $H = 1,95 - 0,15 = 1,8$ м.

3.3.2 Визначення розмірів підшви фундаменту

Розрахунок ведемо при $\gamma_f = 1$ методом послідовних наближень.

Попередньо приймаємо розмір меншої сторони підшви фундаменту, виходячи з його роботи на центральне навантаження максимальною поздовжньою силою.

$$b = \sqrt{\frac{N_f}{R_0 - \gamma_m \cdot d_1}} = \sqrt{\frac{1848,8}{270 - 20 \cdot 1,95}} = 2,83 \text{ (м)}, \quad (4.5)$$

де $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$ – усереднене значення питомої ваги фундаменту, та ґрунту на його уступах.

Задаємось найближчим кратним 300 мм розміром $b = 3,0$ м та відношенням $m = a/b = 0,8$.

Тоді більша сторона підшви фундаменту:

$$a = \frac{b}{m} = \frac{3,0}{0,8} = 3,75 \text{ (м)}; \quad (4.6)$$

Так як розміри a і b – кратні 300 мм, приймаємо $b = 3,9$ м.

$$A = a \cdot b = 3,0 \cdot 3,9 = 11,7 \text{ (м}^2\text{)}; \quad (4.7)$$

Визначаємо момент інерції підшви фундаменту:

$$W = \frac{b \cdot a^2}{6} = \frac{3,0 \cdot 3,9^2}{6} = 7,61 (\text{м}^3); \quad (4.8)$$

Визначаємо тиск на ґрунт:

$$p_n = \gamma_m \cdot d + \frac{N_f}{A} \pm \frac{M_f}{W} = 20 \cdot 1,95 + \frac{1848,83}{11,7} + \frac{86,43}{7,61} = 197,02 \pm 11,36 (\text{кПа}); \quad (4.9)$$

$$p_{n,\max} = 197,02 + 11,36 = 208,38 < 1,2 \cdot R = 1,2 \cdot 270 = 324 (\text{кПа});$$

$$p_{n,\min} = 197,02 - 11,36 = 185,66 \text{ кПа} > 0;$$

$$p_{n,m} = 197,02 < R = 270 (\text{кПа});$$

Так як тиск під подошвою фундаменту значно менший від допустимого значення, то з метою економії бетону приймаємо наступні розміри фундаменту: $b = 2,7$ м, $a = 3,3$ м.

$$A = a \cdot b = 2,7 \cdot 3,3 = 8,91 (\text{м}^2);$$

$$W = \frac{2,7 \cdot 3,3^2}{6} = 4,9 (\text{м}^3);$$

Визначаємо тиск на ґрунт:

$$p_n = 20 \cdot 1,95 + \frac{1848,83}{8,91} + \frac{86,43}{4,9} = 246,5 \pm 17,64 (\text{кПа});$$

$$p_{n,\max} = 246,5 + 17,64 = 264,14 < 1,2 \cdot R = 1,2 \cdot 270 = 324 (\text{кПа});$$

$$p_{n,\min} = 246,5 - 17,64 = 228,86 \text{ кПа} > 0;$$

$$p_{n,m} = 246,5 < R = 270 (\text{кПа});$$

Отже розміри подошви фундаменту є досить економічними та достатніми.

3.3.3 Розрахункові значення тиску в ґрунті під подошвою фундаменту:

Приймаємо розміри та кількість ступеней фундаменту, розміри стакану та підколонника згідно вказівок [9].

Глибину стакану визначаємо виходячи з глибини заробки колони до відмітки 1,000 м.

Визначаємо тиск під подошвою фундаменту на краю, по перерізах 1-1, 2-2, 3-3 та по його осі (рис. 4.1):

$$p_{\max} = \frac{N_f}{A} + \frac{M_f}{W} = \frac{1848,83}{8,91} + \frac{86,43}{4,9} = 225,14 (\text{кПа}); \quad (4.10)$$

$$p_1 = 207,5 + 17,64 \cdot \frac{0,9}{1,35} = 219,26 \text{ (кПа)};$$

$$p_2 = 207,5 + 17,64 \cdot \frac{0,6}{1,35} = 215,3 \text{ (кПа)};$$

$$p_3 = 207,5 + 17,64 \cdot \frac{0,25}{1,35} = 210,8 \text{ (кПа)};$$

$$p_m = \frac{N_f}{A} = 207,5 \text{ (кПа)};$$

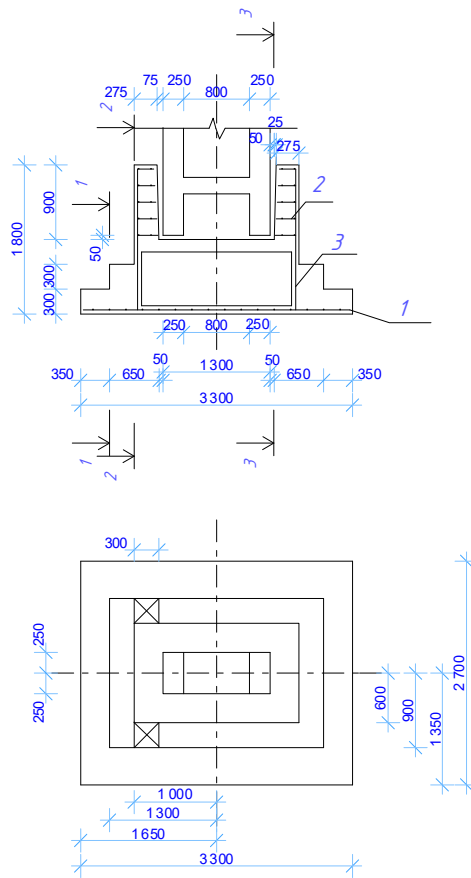


Рисунок 3.4 – Конструкція фундаменту під колону

3.3.4 Розрахунок міцності фундаменту на продавлювання

Так як розглядається фундамент з підвищеним підколони́ком, міцність фундаменту на продавлювання по грані колони не перевіряємо.

Для перевірки висоти першої ступені обчислюємо міцність по грані площини продавлювання CDEF

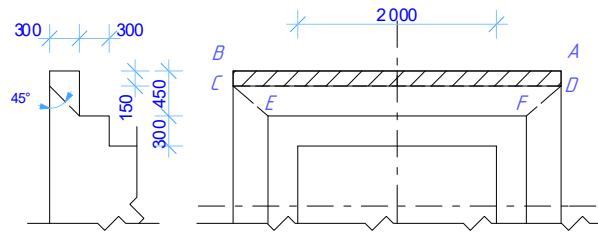


Рисунок 3.5 – Розрахункова схема нижньої ступені на продавлювання

Розмір нижньої сторонни грані площини продавлювання:

$$b_{01} = b_1 + 2 \cdot h_1 = 2000 + 2 \cdot 300 = 2600 \text{ (мм)}; \quad (4.11)$$

Середній розмір даної грані:

$$u_m = \frac{b_{01} + b_1}{2} = \frac{2600 + 2000}{2} = 2300 \text{ (мм)}; \quad (4.12)$$

Визначаємо площу прямокутника ABCD:

$$A = 150 \cdot 2600 = 390 \cdot 10^3 \text{ (мм}^2\text{)};$$

Розрахункове значення продавлюючої сили F визначаємо за формулою:

$$F = 390 \cdot 10^3 \cdot 0,225 = 87,8 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Перевіряємо умову:

$$F = 87,8 \cdot 10^3 \text{ Н} < \alpha \cdot R_{bt} \cdot u_m \cdot h = 1 \cdot 0,81 \cdot 2300 \cdot 300 = 558,9 \cdot 10^3 \text{ Н}$$

де $\alpha=1$ – для важкого бетону.

Тобто міцність на продавлювання по даній грані та висота першої ступені достатні.

Виступ другої ступені менший, а висота ідентична, тому міцність ступені на продавлювання забезпечено, розрахунок не виконуємо.

Розрахунок на продавлювання в напрямку меншої сторони не проводимо, так як грані піраміди продавлювання виходять за межі площі фундаменту.

3.3.5 Розрахунок арматури підосви фундаменту

Розрахунок арматури в напрямку більшої сторони підосви фундаменту:

Переріз 1-1 (рис. 4.1)

Робоча висота перерізу:

$$h_{01} = h_1 - a = 300 - 40 = 260 \text{ (мм)};$$

Визначаємо згинальний момент:

$$M_1 = b \cdot L_2 \cdot \frac{2 \cdot p_{\max} + p_1}{6} = 2,7 \cdot 0,45^2 \frac{2 \cdot 225 + 219,26}{6} = 60,99 \text{ (кНм)}; \quad (4.13)$$

де L – відстань від зовнішньої грані до розглядуваного перерізу.

$$\alpha_m = \frac{M_1}{R_b \cdot b \cdot h_{01}^2} = \frac{60,99 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 2700 \cdot 260^2} = 0,032. \quad (4.14)$$

Визначаємо $\zeta = 0,984$ за табл. 3.5 [6].

Розраховуємо площу армування:

$$A_{s1} = \frac{M_1}{R_s \cdot \zeta \cdot h_{01}} = \frac{60,99 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,984 \cdot 260} = 653,1 \text{ (мм}^2\text{)}; \quad (4.15)$$

Переріз 2-2

$$h_{02} = 600 - 40 = 560 \text{ (мм)};$$

$$M_2 = 2,7 \cdot 0,75^2 \frac{2 \cdot 225 + 215,3}{6} = 168,4 \text{ (кНм)};$$

$$\alpha_m = \frac{168,4 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 2700 \cdot 560^2} = 0,0192.$$

$$\zeta = 0,99.$$

$$A_{s2} = \frac{168,4 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,99 \cdot 560} = 832,2 \text{ (мм}^2\text{)};$$

Переріз 3-3

$$h_{03} = 1800 - 40 = 1760 \text{ (мм)};$$

$$M_3 = 2,7 \cdot 1,0^2 \frac{2 \cdot 225 + 210,8}{6} = 297,36 \text{ (кНм)};$$

$$\alpha_m = \frac{297,36 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 2700 \cdot 1760^2} = 0,003.$$

$$\zeta = 0,999.$$

$$A_{s3} = \frac{297,36 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,999 \cdot 1760} = 463,4 \text{ (мм}^2\text{)};$$

Приймаємо 13Ø10А400С з кроком 200 мм, $A_s = 1021 \text{ мм}^2 > 832,2 \text{ мм}^2$

Згідно розрахунку армування іншої сторони виконуємо арматурою 16Ø10А400С з кроком 200 мм, $A_s = 1256 \text{ мм}^2$.

3.3.6 Розрахунок поздовжньої арматури стакану

Площу поперечної арматури визначаємо в перерізах 1-1 та 2-2

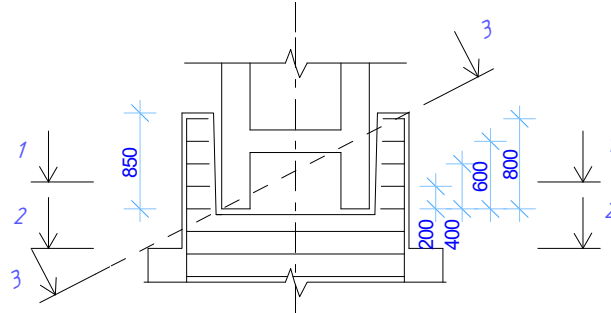


Рисунок 3.6 – Порізи для розрахунку армування стакану

Приведемо розрахункову схему для визначення армування стакану, до таврового перерізу:

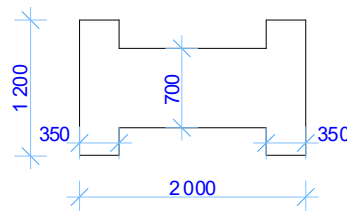


Рисунок 3.7 – Переріз для розрахунку армування підколонника

Визначаємо ексцентриситет, який виникає в перерізі 1-1:

$$e_0 = \frac{14,6}{1881,12} = 0,0078 \text{ (м)} = 7,8 \text{ (мм)};$$

Приймаємо симетричне армування.

Перевіряємо умову:

$$N = 1881,12 \cdot 10^3 \text{ Н} < R_b \cdot b'_f \cdot h'_f = 10,35 \cdot 1200 \cdot 350 = 4347 \cdot 10^3 \text{ Н}. \quad (4.16)$$

Так як умова виконується, то нейтральна вісь проходить в межах полки, арматуру розраховуємо як для прямокутного перерізу шириною $b'_f = 1200 \text{ мм}$.

Висота стиснутої зони:

$$x = \frac{N}{R_b \cdot h'_f} = \frac{1881,12 \cdot 10^3}{10,35 \cdot 350} = 520 \text{ (мм)} > 2 \cdot a'_s = 2 \cdot 40 = 80 \text{ (мм)}; \quad (4.17)$$

Тоді площа перерізу арматури при $h_0 = 1200 - 40 = 1160 \text{ мм}$:

$$A_s = A'_s = \frac{N \cdot [e - (h_0 - 0,5x)]}{R_s \cdot (h_0 + a'_s)} = \frac{1881,12 \cdot [567,8 - (1160 - 0,5 \cdot 520)]}{365 \cdot (1160 + 40)} < 0,$$

де $e = e_0 + h/2 - a = 7,8 + 1200/2 - 40 = 567,8$ мм.

Отже арматура по розрахунку не потрібна, площу визначаємо за формулою:

$$A_s = A'_s = 0,0005 \cdot b'_f \cdot h = 0,0005 \cdot 1200 \cdot 2000 = 1200 \text{ (мм}^2\text{)}; \quad (4.18)$$

Приймаємо по $\varnothing 18$ А400С з кожної сторони стакану.

$$A_s = A'_s = 1527 \text{ (мм}^2\text{)}.$$

В перерізі 2-2 зусилля не набагато більші за обраховані для перерізу 1-1, отже арматуру залишаємо без змін.

3.3.8 Розрахунок поперечної арматури стакану

Поперечне армування стакану розраховуємо в залежності від ексцентриситету e_0 .

$$e_0 = \frac{M + Q \cdot h_l + G \cdot e}{M + G + G_f} = \frac{14,6 + 9,1 \cdot 0,85 + 64,08}{14,6 + 152,59 + 56,1} = 0,387 \text{ (м)}; \quad (4.19)$$

де G_f – навантаження від ваги підколонника на рівні торця колони:

$$G_f = 1,2 \cdot 2,0 \cdot 0,85 \cdot 25 \cdot 1,1 = 56,1 \text{ (кН)}; \quad (4.20)$$

Так як $h_c/2 = 1300/2 = 650$ мм $> e_0 = 387$ мм $> h_c/6 = 1200/6 = 200$ мм, розрахунок ведемо по похилому перерізу, 3-3 (рис. 4.1). Площу арматури, що розміщена в одному рівні, визначаємо за формулою:

$$A_{sw} = \frac{M + Q \cdot h_l - N \cdot 0,7 \cdot e_0 + G(e - 0,7 \cdot e_0)}{R_s \cdot \sum z_{sw}}; \quad (4.21)$$

$$A_{sw} = \frac{14,6 \cdot 10^6 + 9,1 \cdot 10^3 \cdot 850 - 1881,12 \cdot 10^3 \cdot 0,7 \cdot 0,387 + 152,59 \cdot 10^3 (0,43 - 0,7 \cdot 0,387)}{365 \cdot 2000} = 29,93 \text{ (мм}^2\text{)};$$

де h_l – глибина заробки колони у фундамент; $\sum z_{sw}$ – сума відстаней від кожного ряду поперечної арматури до нижньої грані колони:

$$\sum z_{sw} = 800 + 600 + 400 + 200 = 2000 \text{ (мм)}; \quad (4.22)$$

Необхідна площа перерізу робочого стержня зварної сітки:

$$A_{sw1} = 29,93 / 4 = 7,48 \text{ (мм}^2\text{)}, \quad (4.23)$$

де 4 – число стержнів сітки, що сприймають розтягуюче зусилля від згинаючого моменту. Приймаємо $\varnothing 8$ А400С, $A_{sw1} = 50,3$ (мм²).

Висновок

Курсовий проект був виконаний на основі чинних нормативних документів

В даній курсовій роботі розглянуто розрахунок і конструювання конструкцій залізобетонного каркасу одноповерхової будівлі, заводу по виготовленню цегли.

Розрахунок проводився на ЕОМ, за допомогою ПК «Лира-САПР», а також вручну. Підбір арматури для перерізів колон, ферми, фундаменту виконано згідно значень зусиль, отриманих після розрахунку. Розрахунок проводився з створенням РСЗ та після визначення найбільш несприятливого сполучення.

Також було проведено модальний аналіз розрахункової схеми, найменший період власних коливань будівлі складає 0,43с.

Роботу виконано на основі чинних нормативних документів.

Армування попередьнонапружених елементів (нижній пояс ферми), було виконано з використанням високоміцного дроту класу В-II. Конструювання перерізу даних елементів виконувалось подібно до армування шпал для залізничних доріг.

Список літератури

1. Барашиков А.Я., Буднікова Л.М. Залізобетонні конструкції – К.: Вища школа, 1995. – 591 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006. Нагрузки и воздействия. – К : Минстрой Украины, 2006. – 60 с.
3. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції зважкого бетону. Правила проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011.
4. Вахненко П.Ф., Павликов А.М. та ін. Залізобетонні конструкції. – К.: Вища школа, 1999 – 508 с.
5. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування.: ДБН В.2.6-98:2009 - [Чинний від 01.07.2011 р.] – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 71 с.– (Національні стандарти України).
6. Залізобетонні конструкції: Підручник / А.Я. Барашиков, Л. М. Буднікова, Л. В. Кузнецов та ін.. – К.: Вища школа, 1995. – 591с.
7. Стасюк М. І. Залізобетонні конструкції. Ч.1. Основи розрахунку залізобетонних конструкцій за граничними станами: Навчальний посібник. – К.: ІЗМН, 1997 –272 с.
8. Навантаження і впливи. Норми проектування.: ДБН В.1.2-:2006 - [Чинний від 01.01.2007 р.] - К.: Мінбуд України, 2006. – 71 с. – (Національні стандарти України).
9. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування.: ДСТУ Б В.2.6-156:2010 - [Чинний від 01.06.2011 р.] - К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011. – 118 с.
10. Войцехівський О.В., Журавський О.Д., Байда Д.М. Навчальний посібник. Розрахунок залізобетонних конструкцій з використанням спрощених діаграм деформування матеріалів (за ДСТУ Б.В.2.6 – 156:2010). Частина 1. Розрахунок за I групою граничних станів. – К.: КНУБА, 2017, – 168 с.
11. Положення про курсове проектування у Вінницькому національному технічному університеті / уклад.: Ю. В. Булига, Р. Р. Обертюх, Л. П. Громова. Вінниця : ВНТУ, 2019. 56 с.
12. Комп'ютерні технології проектування залізобетонних конструкцій: Навч. Посіб. / Ю.В. Верюжський, В.І. Колчунов, М.С. Барабаш, Ю.В. Гензерський. – К.: Книжкове видавництво НАУ, 2006. – 808 с.
13. Моргун А. С., Попов В. О., Меть І. М. Залізобетонні конструкції. Курс дистанційної освіти]. Режим доступу: <http://elearn.vntu.edu.ua/subject/catalog/index/type/2/item/88>(дата звернення 20.02.2015). – Назва з екрану.

Завдання на курсовий проект

Міністерство освіти і науки України
Вінницький національний технічний університет
Кафедра будівництва, міського господарства та архітектури

Затверджую _____ зав. каф. БМГА Віталій Швець

Група _____ Студент(ка) _____
Дата видачі _____ Термін здачі _____

ЗАВДАННЯ _____

на курсовий проект №2 з дисципліни “Залізобетонні та кам’яні конструкції”

Вихідні дані для виконання проекту:

- | | | |
|-----|--------------------------------------|-------|
| 1. | Поперечний проліт, м | _____ |
| 2. | Крок поперечних рам, м | _____ |
| 3. | Відмітка головки рейки, м | _____ |
| 4. | Вантажопідйомність крану, тс | _____ |
| 5. | Режим роботи крану (легкий/середній) | _____ |
| 6. | Конструкція покриття | _____ |
| 7. | Район будівництва | _____ |
| 8. | Розрахунковий тиск на ґрунт, МПа | _____ |
| 9. | Матеріали напружених конструкцій | _____ |
| 10. | Матеріали ненапружених конструкцій | _____ |

Зміст та графік виконання проекту:

- | | | |
|----|---|--------|
| 1. | Компонування поперечної рами | - 7 % |
| 2. | Розрахунок і конструювання конструкції покриття або підкранової балки | - 20 % |
| 3. | Статичний розрахунок рами із складанням таблиці РКЗ | - 20 % |
| 4. | Розрахунок та конструювання колони каркасу | - 23 % |
| 5. | Розрахунок стовпчастого фундаменту | - 7 % |
| 5. | Оформлення робочих креслень та записки | - 15 % |
| 6. | Доопрацювання та захист проекту | - 8 % |

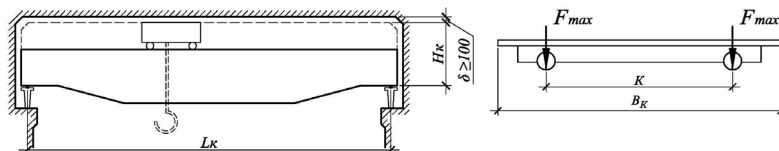
Пояснювальна записка - 35-40 стор.

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

Завдання отримав _____

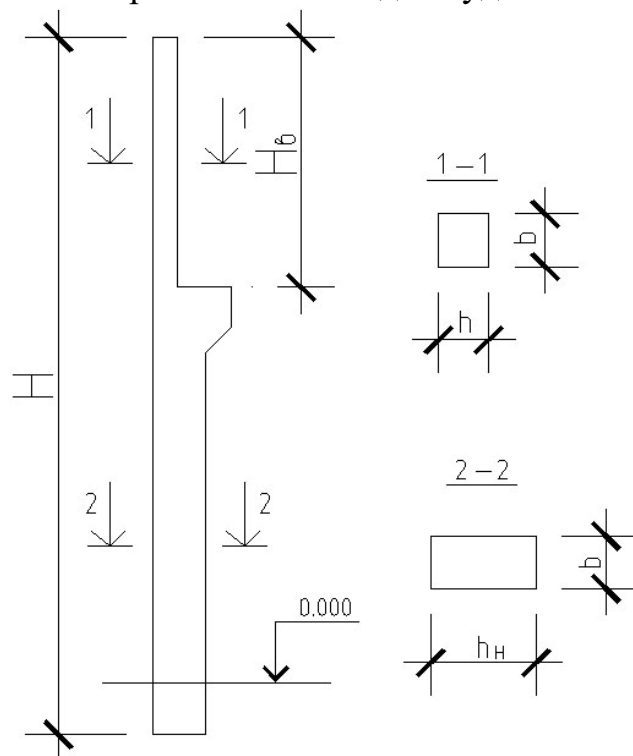
Керівник курсового проекту _____

Характеристики мостових кранів



Вантажопідій- ність крану Q, т	Проліт крану L _к , м	Габаритні розміри, мм			Характ. навант. від колеса крану F _{max} , кН	Маса, т		Тип і висота кранової рейки, мм
		ширина В _к	база К	висота Н _к		візка G _В	крану з візком G _К	
10	10,5	6300	4400	1900	115	4	17,5	КР-70 h = 120
	16,5	6300	4400	1900	125	4	21	
	22,5	6300	4400	1900	145	4	27	
	28,5	6300	5000	1900	170	4	34,8	
	31,5	6300	5000	1900	180	4	40	
15	10,5	6300	4400	2300	145	5,3	20	
	16,5	6300	4400	2300	165	5,3	25	
	22,5	6300	4400	2300	185	5,3	31	
	28,5	6300	5000	2300	210	5,3	41	
	31,5	6300	5000	2300	220	5,3	45	
15/3	10,5	6300	4400	2300	155	7	22,5	
	16,5	6300	4400	2300	175	7	26,5	
	22,5	6300	4400	2300	190	7	34	
	28,5	6300	5000	2300	220	7	43,5	
	31,5	6300	5000	2300	230	7	47,5	
20/5	10,5	6300	4400	2400	175	8,5	23,5	
	16,5	6300	4400	2400	195	8,5	28,5	
	22,5	6300	4400	2400	220	8,5	36	
	28,5	6300	4400	2400	255	8,5	46,5	
	31,5	6300	4400	2400	265	8,5	50	
30/5	10,5	6300	5000	2750	255	12	25	
	16,5	6300	5000	2750	280	12	42,5	
	22,5	6300	5100	2750	315	12	52	
	28,5	6300	5100	2750	345	12	62	
	31,5	6300	5100	2750	360	12	67,5	
	34,5	6860	5600	3000	380	12	74	
50/5	10,5	6650	5250	3150	425	18	56,5	
	16,5	6650	5250	3150	450	18	61,5	
	22,5	6650	5250	3150	465	18	66,5	
	28,5	6650	5250	3150	480	18	72,0	
	31,5	6650	5250	3150	490	18	77,0	
	34,5	6650	5250	3150	515	18	84,0	

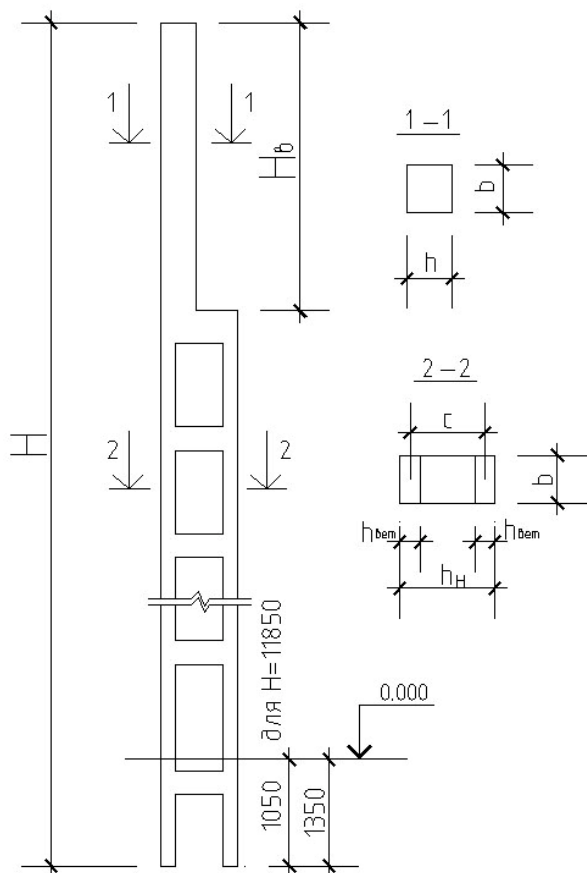
Типорозміри крайніх колон прямокутного перерізу
за серією КЭ-01-49 для будівель з мостовими кранами



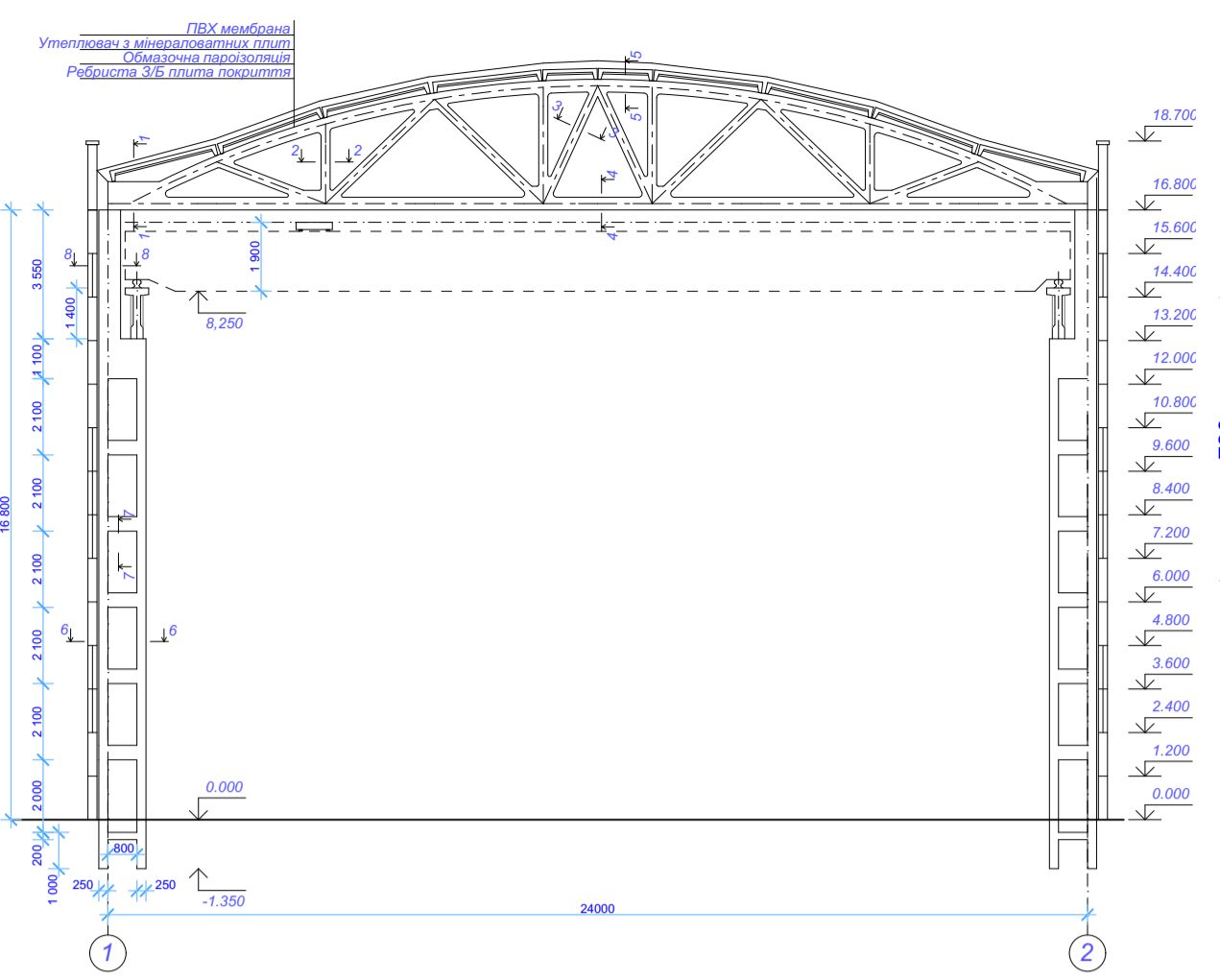
Висота від підлоги до низу крокв'яних конструкцій, м	Прогін промислової будівлі, м	Вантажо-підйомність кранів, кН	Типові висоти та розміри перерізів колон, мм	Вага колони, кН
Крок колон 6 м				
8,4	18,24	100	$H=9400, H_B=3200, b=400, h=380, h_H=600$	53
9,6	18,24	100; 150/30; 200/50	$H=10600, H_B=3800, b=400, h=380, h_H=800$	71
10,8	18,24	100; 150/30; 200/50	$H=11800, H_B=3800, b=400, h=380, h_H=800$	80
Крок колон 12 м				
8,4	18,24	100	$H=9400, H_B=3800, b=500, h=600, h_H=800$	93
9,6	18,24	100; 200/50	$H=10600, H_B=4200, b=500, h=600, h_H=800$	104
10,8	18,24	100; 200/50	$H=11800, H_B=4200, b=500, h=600, h_H=800$	116

Типорозміри двогілкових крайніх колон
за серією КЭ-01-52 для будівель з мостовими кранами

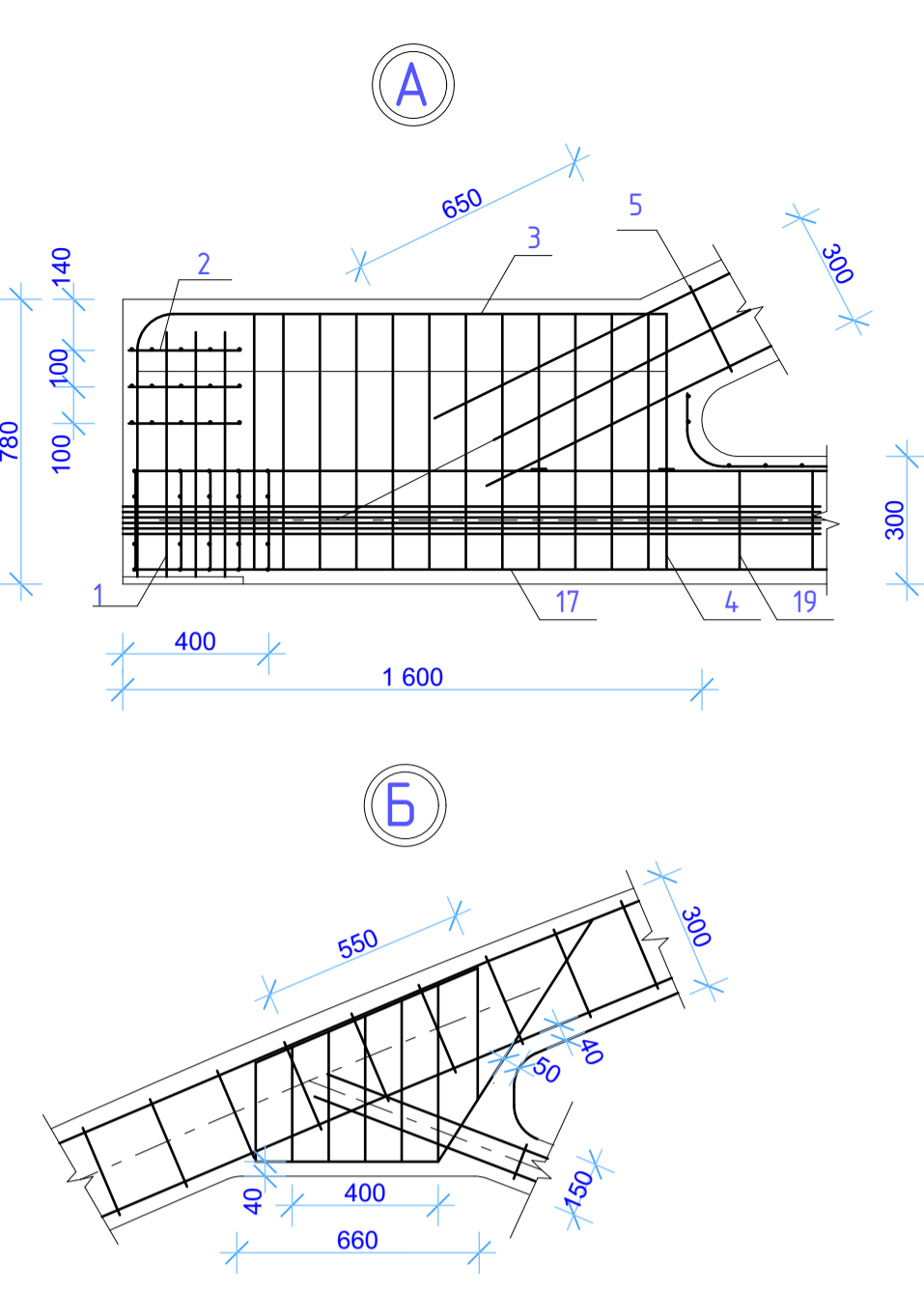
Висота від підлоги до низу кров'яних конструкцій, м	Прогін промислової будівлі, м	Вантажо-підйомність кранів, кН	Типові висоти та розміри перерізів колон, мм	Вага колони, кН
Крок колон 6 м				
10,8	18; 24	100; 150/30; 200/50	$H=11850, H_B=3800, b=400, h=380, h_{вет}=200, h_H=1000$	57
12,6	18; 24; 30	100; 200/50; 300/50	$H=13950, H_B=4100, b=500, h=380, h_{вет}=200; h_H=1000$	85
14,4	18; 24	100; 200/50; 300/50	$H=15750, H_B=4100, b=500, h=380, h_{вет}=200, h_H=1000$	97
14,4	30	200/50; 300/50	$H=15750, H_B=4100, b=500, h=380, h_{вет}=200, h_H=1000$	97
16,2	24; 30	300/50; 500/100	$H=17550, H_B=4700, b=500, h=600, h_{вет}=250, h_H=1300$	148
18	24; 30	300/50; 500/100	$H=19350, H_B=4700, b=500, h=600, h_{вет}=250, h_H=1300$	163
Крок колон 12 м				
10,8	18; 24	100; 150/30; 200/50	$H=11850, H_B=4200, b=500, h=600, h_{вет}=250, h_H=1300$	100
12,6	18; 24; 30	100; 200/50; 300/50	$H=13950, H_B=4500, b=500, h=600, h_{вет}=250; h_H=1300$	117
14,4	18; 24	100; 200/50;	$H=15750, H_B=4500, b=500, h=600, h_{вет}=300, h_H=1400$	147
14,4	30	200/50; 300/50	$H=15750, H_B=4500, b=500, h=600, h_{вет}=300, h_H=1400$	147
16,2	24; 30	300/50; 500/100	$H=17550, H_B=5100, b=600, h=600, h_{вет}=300, h_H=1400$	197
18	24; 30	300/50; 500/100	$H=19350, H_B=5100, b=600, h=600, h_{вет}=300, h_H=1400$	218



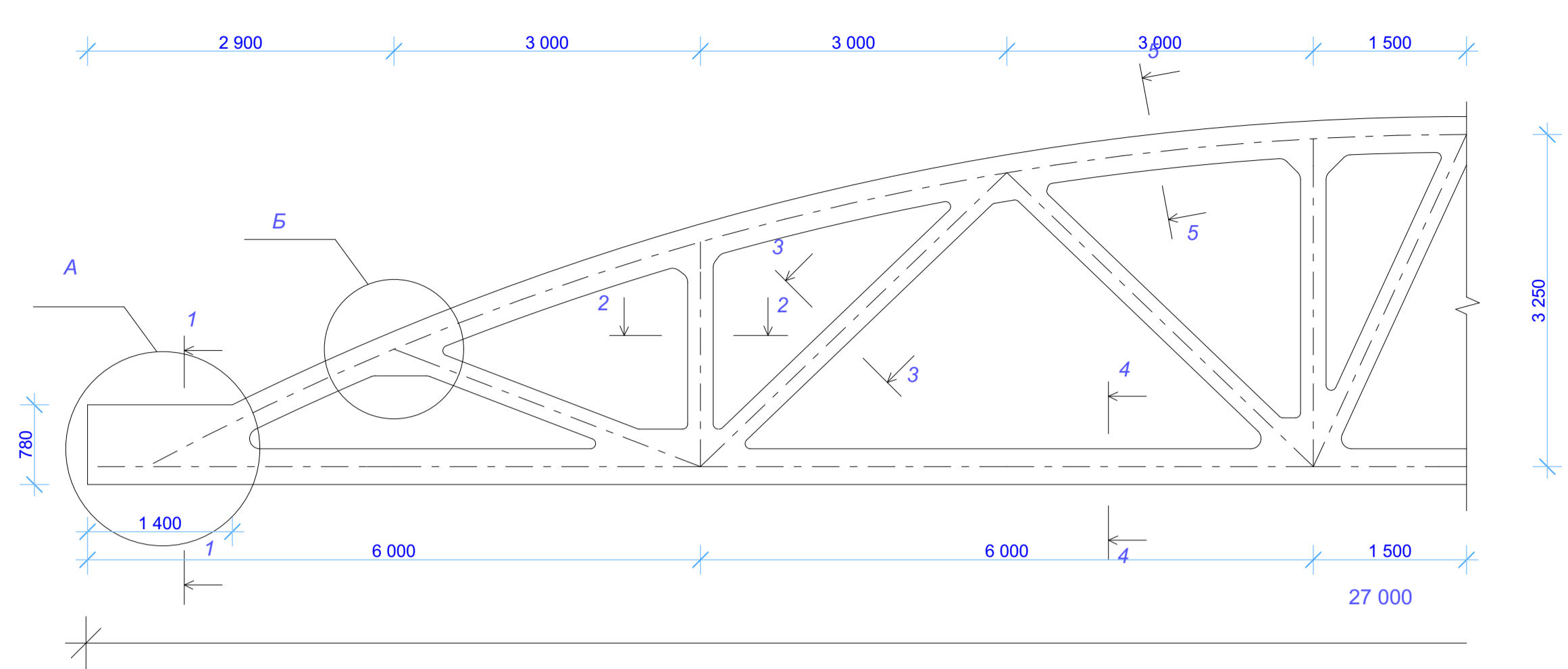
Рама промислової будівлі (М1:200)



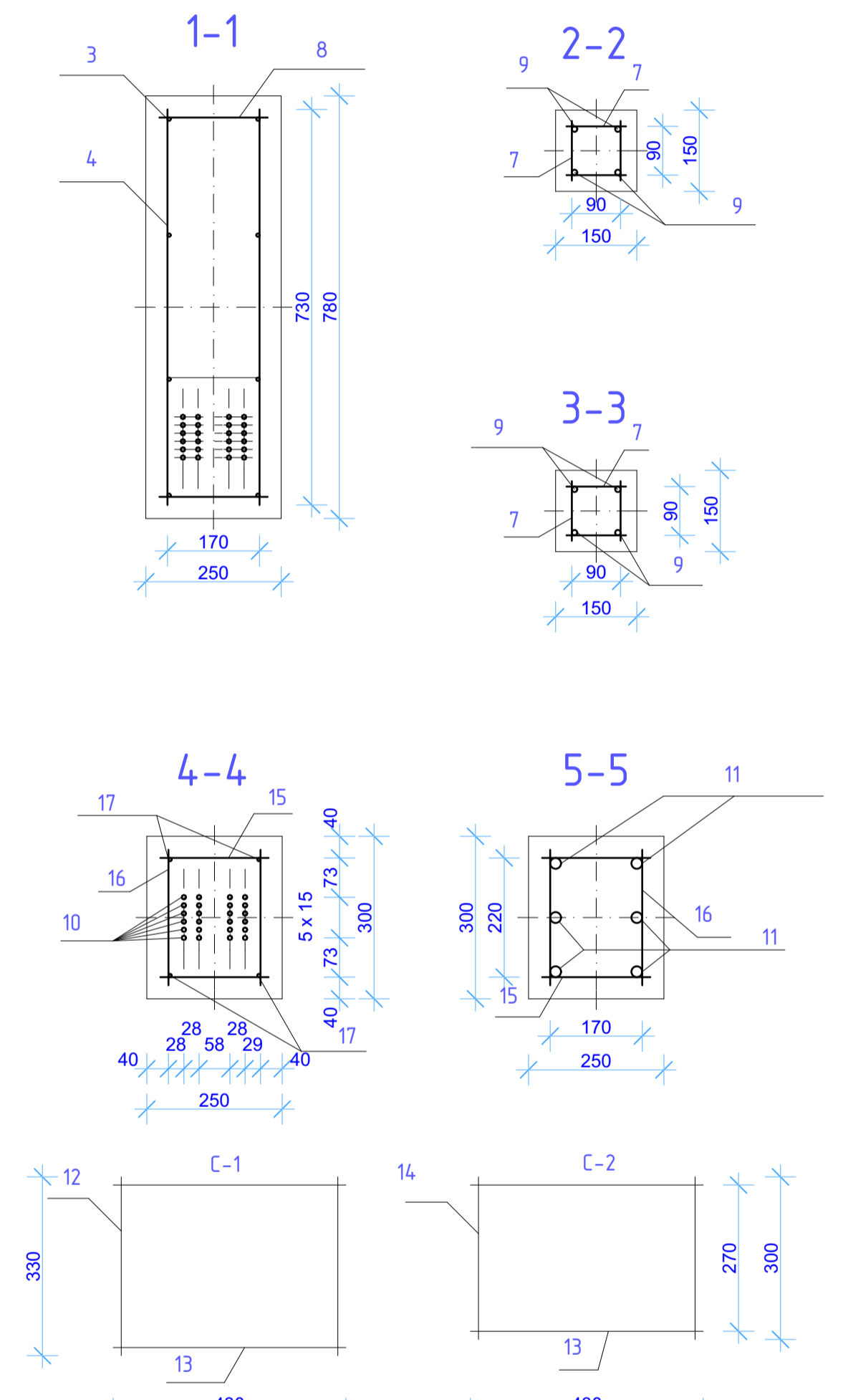
Вузли ферми (М1:20)



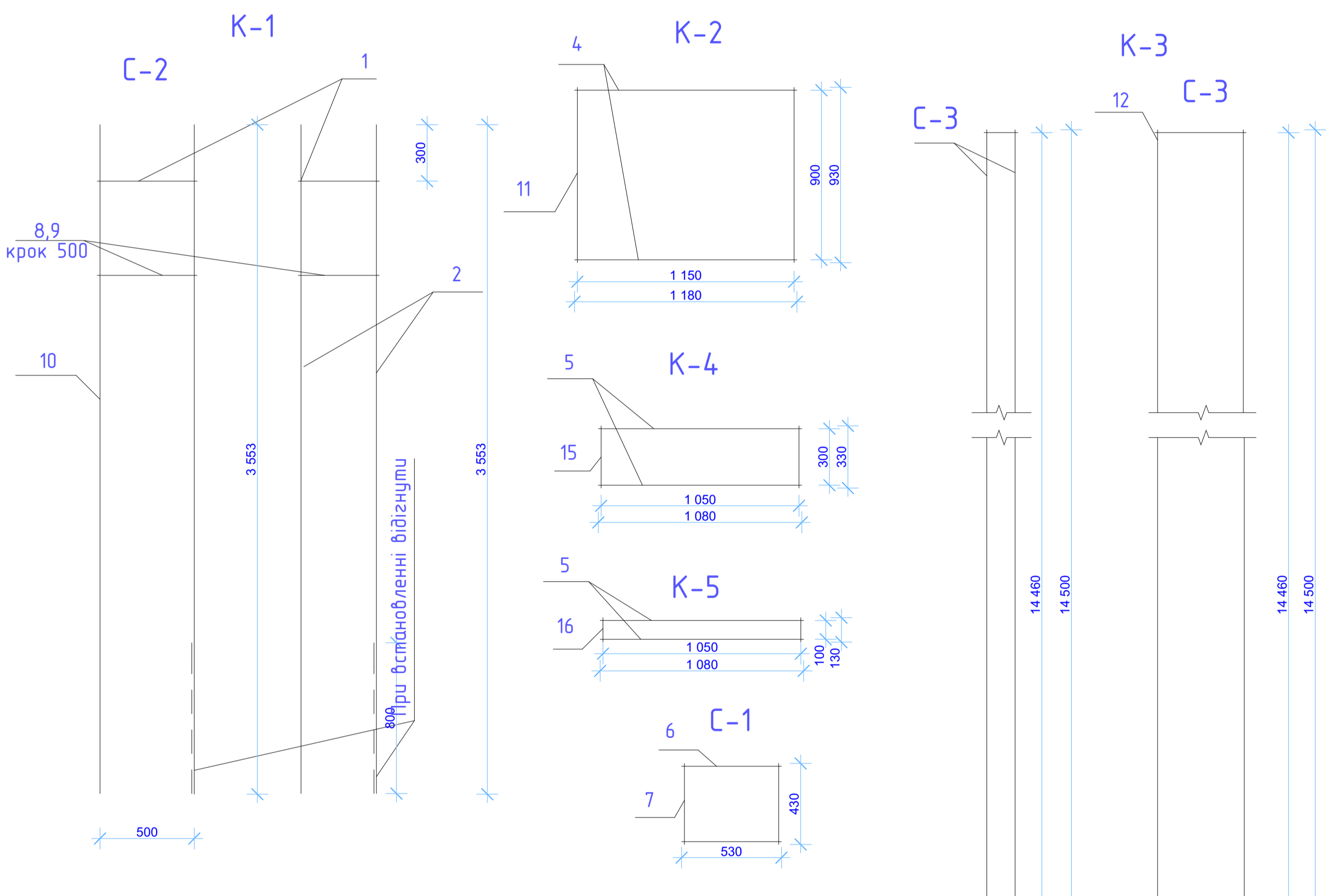
Сегментна ферма (М1:50)



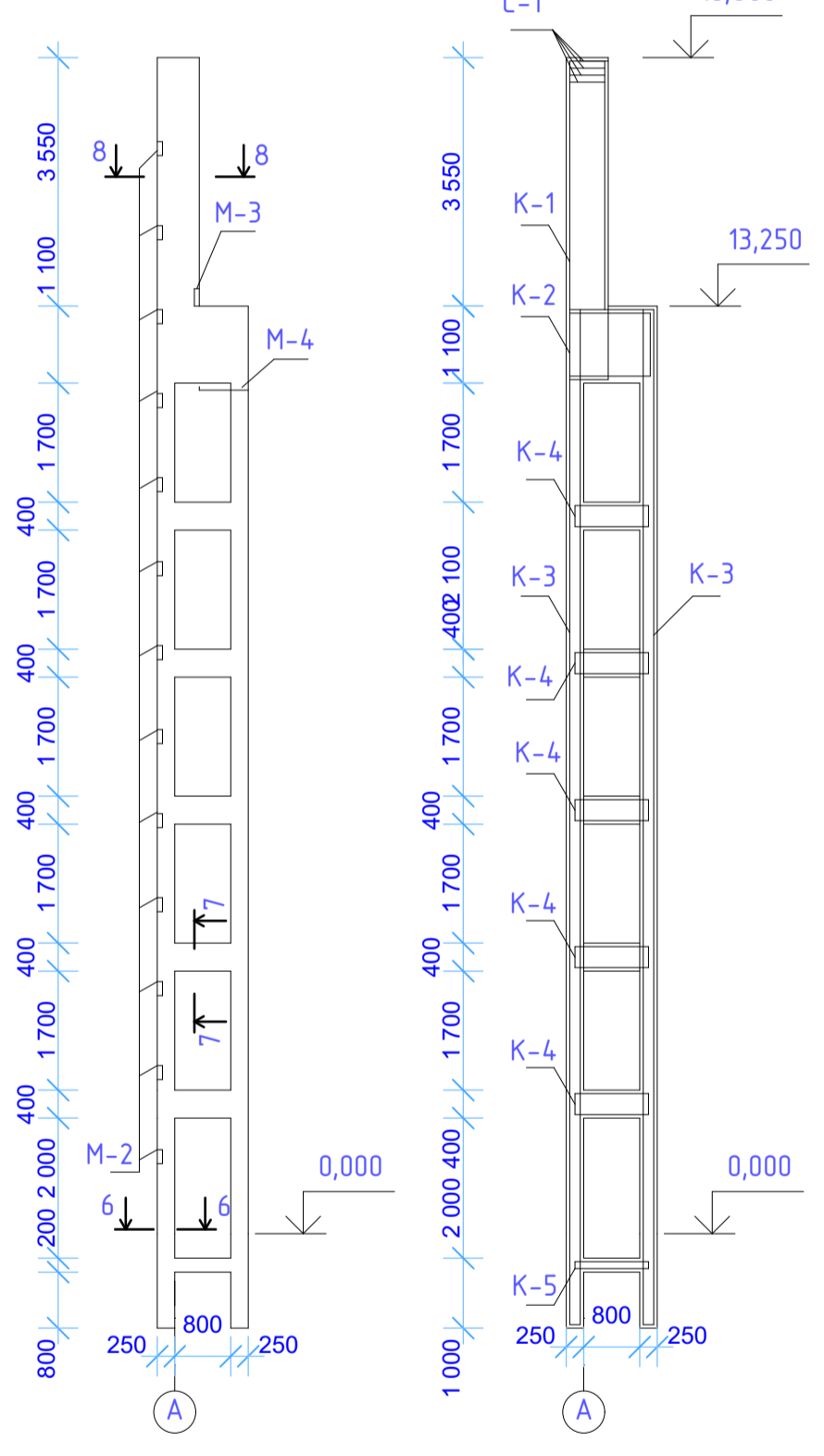
Перерізи ферми (М1:10)



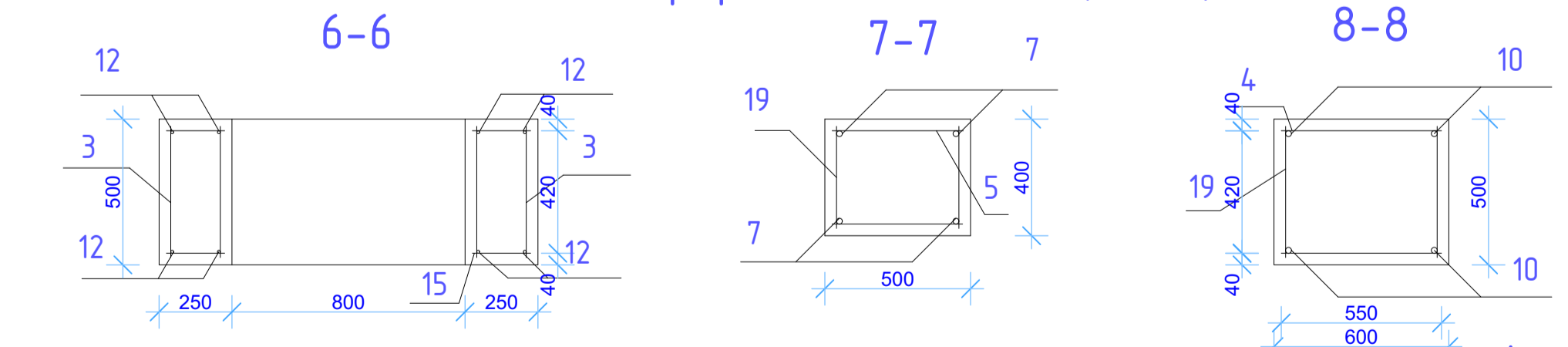
Елементи колони К-1 (М1:20)



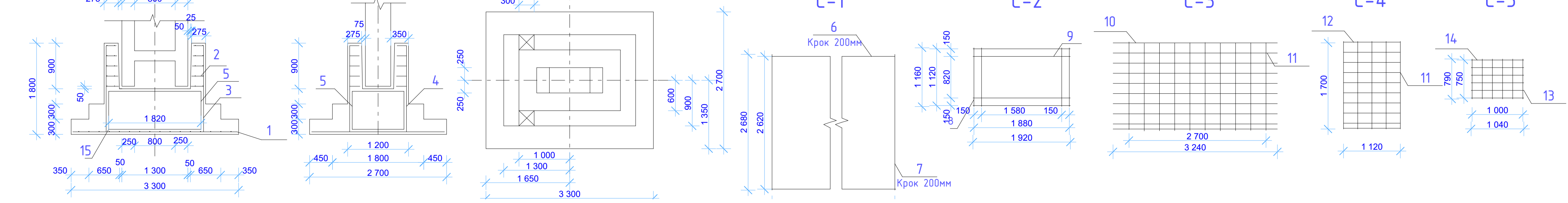
Колона К-1(М1:100)



Перерізи колони К-1 (М1:20)



Фундамент Ф-1 (М1:50)



Відомість елементів ферми

Марка виробу	Поз.	Найменування	Кількість	Маса 1 дет., кг	Маса виробу, кг
С-1	12	Ø8 А400С, L=330	4	0,13	1,03
	13	Ø8 А400С, L=430	3	0,17	
С-2	12	Ø8 А400С, L=330	5	0,13	1,01
	14	Ø8 А400С, L=300	3	0,12	

Специфікація для К-1

Поз.	Позначення	Найменування	Кільк.	Маса од., кг	Прим.
		Колона К1			
		Складальні конструкції			
		Сітки арматурні			
1		С-1	4		
2		С-2	2		
3		С-3	4		
4		С-4	2		
5		С-5	12		
		Закладні деталі			
		М-1			
		М-2			
		М-3			
		М-4			
		Деталі			
6		Ø8 А400С, L=530мм	8	0,21	
7		Ø6 А240С, L=430мм	8	0,10	
8		Ø6 А240С, L=550мм	14	0,12	
9		Ø10 А400С, L=450мм	14	0,28	
10		Ø10 А400С, L=3550мм	4	2,19	
11		Ø10 А400С, L=930мм	6	0,57	
12		Ø8 А400С, L=14500мм	8	5,72	
13		Ø6 А400С, L=480мм	36	0,11	
14		Ø6 А400С, L=180мм	36	0,04	
15		Ø6 А400С, L=330мм	24	0,07	
16		Ø6 А400С, L=130мм	4	0,03	
17		Ø12 А400С, L=1180мм	4	1,05	
18		Ø12 А400С, L=430мм	28	0,38	
19		Ø12 А400С, L=1080мм	24	0,96	
		Матеріали			
		Бетон В20			5,69м ²

Відомість елементів колони К-1

Марка виробу	Поз.	Найменування	Кількість	Маса 1 дет., кг	Маса виробу, кг
С-1	6	Ø8 А400С, L=530	2	0,21	0,62
	7	Ø8 А400С, L=430	2	0,10	
С-2	8	Ø6 А400С, L=550	7	0,12	5,22
	10	Ø20 А400С, L=3550	2	2,19	
С-3	12	Ø10 А400С, L=14500	2	5,72	11,8
	14	Ø6 А400С, L=180	9	0,04	
С-4	17	Ø12 А400С, L=430	2	1,05	2,86
	18	Ø12 А400С, L=1080	2	0,38	
С-5	18	Ø12 А400С, L=1080	2	0,38	2,68
	19	Ø20 А400С, L=300	2	0,96	

Примітка: Специфікації для елементів ферми та фундаменту Ф-1 наведено в додатках ПЗ

08-08.К3.007.00.000 ГЧ

м. Мукачеве

Змн.	Кільк.	Архш	№ док	Підпис	Дата
Розроб					
Перевір					
Н. контр.					
Затв.					

Одноповерхова промислова будівля

У

Рама промислової будівлі; Сегментна ферма; Вузли ферми; Перерізи ферми; Колона К-1; Перерізи колони К-1; Елементи колони К-1; Відомість елементів ферми; Специфікація ферми; Специфікація колони К-1; Відомість елементів колони К-1.