

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет ЦПО
(повна назва факультету)

Кафедра Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

« »

20__ р.

**ЗАВДАННЯ
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ**

на здобуття освітнього ступеня Магістр
(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)

студенту Горошкевичу Олександрю Олександровичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект цеху з виробництва газоблоків у Херсоні з моделюванням роботи
рамної конструкції

Керівник роботи Крамар Галина Михайлівна, к.т.н., доц.
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від «28» жовтня 2021 року № 4/7-917

2. Термін подання студентом завершеної роботи _____

3. Вихідні дані до роботи _____

4. Зміст роботи (перелік питань, які потрібно розробити)

1. Архітектурний розділ. 2. Розрахунково-конструктивний розділ. 3. Науково-дослідна частина. 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)

6-8 листів формату А1

ЗМІСТ

ВСТУП.....	6 -
РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ.....	8 -
1.1. Будівельна та кліматична характеристика району.....	8 -
1.2. Планувальне рішення ділянки.....	9 -
1.3. Об'ємно-планувальне рішення.....	10 -
1.4. Архітектурно-конструктивне вирішення будівлі.....	14 -
1.6. Теплотехнічний розрахунок стінового огородження.....	15 -
РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ.....	17 -
2.1. Варіантне порівняння конструктивних рішень.....	17 -
2.2. Компонування каркасу.....	19
2.3. Визначення навантажень на раму каркасу.....	21
2.4. Розрахунок армування залізобетонних конструкцій у програмному модулі «ЛІР-АРМ».....	25
2.5 Розрахунок перерізів кроквяних конструкцій у програмному модулі «ЛІР-СТК».....	27
.....	27
2.6.Розрахунок пальових фундаментів.....	31
РОЗДІЛ 3. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА.....	44
3.1 Статичний розрахунок каркасу у просторовій постановці.....	44
3.2 РЕЗУЛЬТАТИ РОЗРАХУНКІВ.....	56
РОЗДІЛ 4. ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....	58
4.1 Основні положення щодо охорони праці.....	58
4.1.2 Інженерні рішення з охорони праці.....	58
4.1.3 Огородження території.....	59
4.1.4 Визначення небезпечних зон на будівельному майданчику.....	60
4.1.5 Організація безпечних умов праці земляних робіт.....	61
4.1.6 Організація безпечних умов праці бетонних робіт.....	61
4.2 БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....	63

4.2.1 Розрахунок забезпечення безпечної евакуації людей	63
4.2.2 Висновки за розділом	65
ВИСНОВКИ	68
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ЛІТЕРАТУРНИХ ДЖЕРЕЛ.....	69

ВСТУП

Завод газобетонних виробів являє собою сучасний технологічний комплекс обладнання, що постачається фірмою HESS, Голландія.

Асортимент продукції - газобетонні блоки. Річний фонд робочого дня – 305 днів. Режим роботи – тризмінний. Цей матеріал має низький коефіцієнт теплопровідності, низьке водопоглинання, високі звукоізоляційні характеристики, достатню міцність та морозостійкість, паропроникний та не горючий. Плюс до цього – абсолютна екологічна чистота блоків із газобетону, порівнянна хіба що з деревом.

Вже сьогодні спостерігається суттєве збільшення частки використання автоклавного газобетону за рахунок скорочення продажів інших поширених матеріалів, таких як цегла, пінобетон та шлакобетон.

Актуальність теми. Актуальність газобетону в момент гострої нестачі коштів у забудовників зростає тому, що його застосування найчастіше є єдиним способом істотно скоротити витрати на всіх етапах будівництва. У тому числі як і на початковому етапі будівництва - влаштуванні фундаментів, так і на етапі зведення стін та їх подальшому оздобленню.

Мета роботи: Розробка проекту цеху з виробництва газоблоків з моделюванням роботи рамної конструкції.

Об'єкт досліджень –рамні конструкції промислових будівель.

Предмет дослідження – рамні конструкції промислових будівель в просторовій постановці.

Доцільність проведення досліджень зумовлена тим, що отримані результати дадуть можливість підвищити економічність та довговічність промислових будівель при їх експлуатації.

Завдання роботи:

- розробити основні конструктивні та архітектурні цеху з виробництва газоблоків;
- виконати розрахунок основних несучих конструкцій цеху;
- розробити будгенплан;
- виконати статичний розрахунок рами промислової будівлі в просторовій постановці;

- визначити основні зусилля в колонах рами промислової будівлі;
- розробити заходи по охороні праці та цивільному захисту населення.

Методи дослідження – скінченно-елементний з використанням прикладного програмного пакету ЛПРА.

Галузю застосування результатів роботи є проектування нових, реконструкція та експлуатація існуючих цехів промислових будівель.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в тому, що отримала подальший розвиток методика моделювання рам промислових будівель в просторовій постановці.

Практичне значення отриманих результатів. Отримані в роботі результати досліджень можуть бути використані для зведення нових та реконструкції існуючих промислових будівель.

Апробація результатів магістерської роботи виконана роботи виконана на X Міжнародній науково-технічній конференції молодих учених та студентів (Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 24-25 листопада 2021 року.).

Публікація результатів магістерської роботи здійснена у збірнику тез вищезазначеної конференції.

Робота виконана згідно з тематикою науково-дослідних робіт кафедри будівельної механіки ТНТУ та державними програмами надійності і економічності будівельних виробів, матеріалів і конструкцій.

Ключові слова: просторова рама, промислова будівля, скінченні елементи.

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1. Будівельна та кліматична характеристика району

Об'єкт будівництва – головний виробничий корпус заводу газобетонних виробів – розташований в м. Херсон, що знаходиться в зоні:

- снігового району – II:
- характеристичне значення снігового навантаження: $s_0 = 0,82$ кПа
- вітрового району – III (тип місцевості «III») значення вітрового навантаження: $w_0 = 0,46$ кПа
- кліматичного району – ПВ:

- середньорічна температура повітря тут складає $+10,2$ °С, але при цьому не опускається нижче -29 °С в найхолоднішу добу року і досягає значення $+40$ °С у теплу пору року;

- кількість опадів, що випадає протягом року становить 576 мм, при цьому добовий максимум досягає 122 мм, Середня швидкість вітру досягає 6 м/с;

- нормативна глибина промерзання ґрунту становить $0,8$ м.
- розрахункова сейсмічність 7 балів.
- ступінь вогнестійкості II;
- рівень відповідальності II

Згідно з інженерно-геологічними дослідженнями в геологічній будові ділянки будівництва беруть участь такі інженерно-геологічні шари:

- горизонт 1 – насипні ґрунти – суглинок твердий вапняний з прошарками м'якопластичного;
- горизонт 1а – насипні ґрунти – дерев'яний ґрунт із суглинистим вапняним твердим заповнювачем
- горизонт 2 – насипні ґрунти – суглинок м'якопластичний;
- горизонт 3 - вапняк скельний маломіцний.

Основою пальових фундаментів є ґрунти:

- горизонту 3 – вапняк скельний маломіцний з такими характеристиками:
 $\gamma_1=2,0$ г/см³, $RC1=80$ кг/см².

Підземні води до глибини $8,0$ м не зустрінуті.

Ґрунти горизонту 2 відносяться до III категорії за сейсмічними властивостями.
Ґрунти горизонту 3 відносяться до I категорії за сейсмічними властивостями.

1.2. Планувальне рішення ділянки

Основою для розробки планування будівель заводу є функціональна схема та графік виробничого процесу, відповідно до яких має забезпечуватися незалежне та при необхідності послідовне проходження заводських транспортних засобів відповідно до виробничого процесу.

Територія заводу поділена на 4 зони: передзаводську, виробничу, підсобну та складську.

До складу заводу з виробництва газобетонних блоків відповідно до завдання на проектування входять будівлі та споруди, що забезпечують повний цикл з виробництва газобетонних блоків:

- виробничий корпус;
- змішуюча вежа;
- адміністративно-побутовий корпус;
- парова котельня;
- склад цементу;
- склад вапна;
- склад гіпсу;
- склад піску;
- склад тїл, що мелють;
- склад алюмінієвої пудри;
- алюмінієвий дозуючий пристрій;
- склад мастил;
- склад готової продукції;
- центральні ремонтні майстерні (2-черги будівництва);
- компресорна;
- вагова;
- прохідна із пунктом охорони;
- трансформаторна підстанція;

- цех із виробництва піддонів (2-черга будівництва);
- склад піддонів (2-черга будівництва);
- пожежні резервуари (2-черга будівництва);
- господарсько-питні резервуари (2-черга будівництва);
- насосна станція (2-черга будівництва).

Будівлі та споруди розміщені на ділянці відповідно до функціональних та технологічних вимог.

В'їзди – виїзди на територію заводу здійснюються на сторони вул. Жені Дерюгіної та з території СКОЗ «Камені Криму». Ділянка огорожується парканом. Територія заводу впорядковується та озеленяється.

Рельєф ділянки має схил із падінням у західному напрямку. Перепад рельєфу ділянки становить 3,0-5,0м. Вертикальне планування ділянки вирішено у зв'язку з прилеглою територією. У зв'язку з великим перепадом рельєфу на ділянці запроектовано підпірні стіни.

До будівель та споруд запроектовано проїзди шириною 7,5-9,5м. покриття поїздів та майданчиків бетонне.

Доставка сировини та матеріалів у виробничий корпус зі складів проводиться пневмотранспортом, фронтальним вилковим навантажувачем, фронтальним однокошовим навантажувачем.

1.3. Об'ємно-планувальне рішення

Будівля виробничого корпусу має такі розміри у плані: довжина – 132 м, ширина – 72 м. Будівля має 4 прольоти шириною 18м. Крок колон, в основному, –12 м, а також у поодиноких випадках – 6 м, що зумовлено технологічними вимогами.

З 1-ої по 10-у вісь будівля має 3 прольоти, з 10-ї по 13-ту – 2 прольоти.

Висота будівлі 14,2м.

У складі виробничого корпусу передбачені такі приміщення та ділянки:

1. Виробничі:

- ділянка змішування, дозування, дозрівання;
- ділянка виготовлення шламу;
- виробничий сектор (різання, мастило форм, обмітання, витяг);

Технологічні процеси.

Пісок або гіпс за допомогою поживних транспортерів надходять до кульового млина [1], де проводиться їх подрібнення до необхідної фракції. Шлам піску чи гіпсу самопливом зливається до приямок, звідки перекачується до шламбасейнів [2].

Алюмінієва пудра надходить у бункер, що розсіює, наповнений водою, де за допомогою мішалки утворюється водна суспензія алюмінієвої пудри.

Цемент і вапно надходять у бункери, що живлять, дозами, а з них в змішувач періодичної дії. Шлам із шламбасейнів перекачується в змішувач періодичної дії. Алюмінієва суспензія надходить у змішувач періодичної дії, надходить дозовано в змішувач. У змішувачі вихідний матеріал перемішується до отримання однорідної маси, потім виливається підготовлену форму. Форма прямує на ділянку розливу [5], де стоїть, поки в змішувачі не буде готова до розливу суміш.

Кантувальний кран переносить форму на ділянку дозрівання. На ділянці дозрівання [7], свіжа суміш твердне до стану міцного "зеленого" масиву. Коли "зелений" масив затвердіє для обробки та порізки, він виноситься з дозріває секції [8] на транспортер і встановлюється на транспортний візок лінії різання. Кран з'єднує платформу з корпусом форми і подає їх до столу для мастила форм [10].

Візок лінії різання переносить блок на платформу через різні етапи різання та контурної обробки. Другий транспортувальний візок займає місце під механізмом поперечного розпилу і переміщає різальну платформу з відрізаним масивом на кран-платформу. Підйомна рама рухає блок далі і зупиниться відповідно до ширини блоку для вирізання наступного захоплення. Процес розпилу завершено.

Багатофункціональний кран укладає три масиви з ґратами на колісний візок. Багатофункціональний транспортер доставляє візки до автоклаву. В автоклавах [17] масиви обробляються парою при тиску - 1,3 МПа. Завантаження автоклавів проводиться двічі на день. Після закінчення автоклавної обробки транспортер доставляє масиви на допоміжні транспортери [18], де вони очікують своєї черги на розвантаження.

Для розвантаження штабелів використовують багатофункціональний кран. Після сортування розвантажувальний кран переносить масиви на лінію упаковки, де

вони укладаються у два ряди по висоті на дерев'яні піддони та упаковуються. Запаковані блоки за допомогою вилкового навантажувача транспортуються в зону зберігання та на склад готової продукції.

Для роботи в зимових умовах передбачені зони зберігання піску та гіпсу у виробничому корпусі. Завод працює за безвідходною технологією – просипання сумішей, ангідриду та кварцового піску, збираються у візок та відвозяться на склад. Контроль якості сировини, сумішей та готових виробів здійснюється у лабораторії, розташованій у виробничому корпусі.

Управління роботою заводу провадиться операторами з кабін управління.

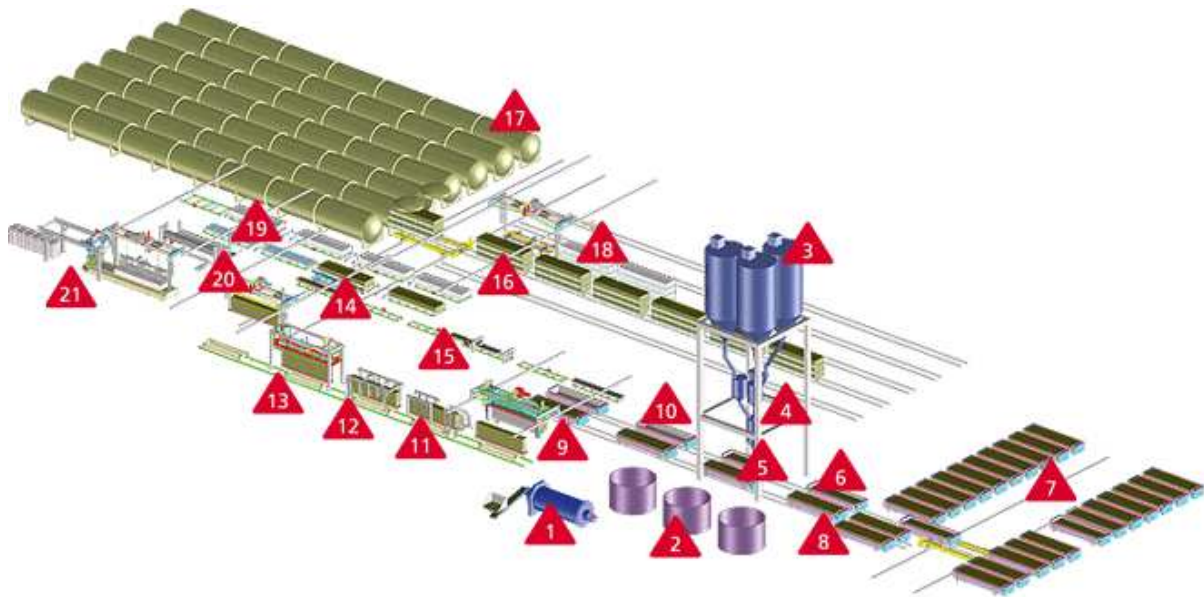


Рис.1.2 Схема розташування технологічних елементів

ТЕП щодо об'ємно-планувального рішення наведено в табл. 1.1

Табл.1. Техніко-економічні показники об'ємно-планувального рішення

№ п/п	Найменування	Од. вим.	К-сть
1	Площа забудови	м ²	9426.62
2	Корисна площа	м ²	8681.5
3	Конструктивна площа	м ²	576
4	Робоча площа	м ²	6281
5	Буд. об'єм	м ³	110840
6	Планув. коеф. К1		0.723
7	Планув. коеф. К2		12.767

1.4. Архітектурно-конструктивне вирішення будівлі

Конструктивна схема – рамно-зв'язковий змішаний каркас (залізні колони, сталеві несучі конструкції покриття та сталеві підкранові балки).

Просторова жорсткість будівлі забезпечується рамами (крок 12 м, проліт 18м), зв'язками в зоні дії мостових кранів та диском покриття, що складається із сталевих ферм, зв'язків та профнастилу. Будівля у плані розміром 132x72 м розділена поперечними антисейсмічними швами на блоки. 60 м, 42 м і 30 м.

Для колон запроєктовані фундаменти пальові, фундаментні балки для зовнішніх і внутрішніх стін будівлі монолітні залізобетонні.

Колони – перерізом 500x600 та перетином 400x800.

Вертикальні зв'язки з колонами.

Підкранові балки сталеві прольотом 12 м заввишки 900 мм. Покриття.

Кроквяні конструкції - індивідуальні сталеві ферми з парних куточків. Крок ферм 12 м.

Покрівля – подвійний сталевий профнастил із утеплювачем з мінвати між листами (прогонами).

Стеля – профнастил із полімерним покриттям.

Зовнішні стіни – сендвіч панелі.

Підлоги – промислові бетонні.

Світлові ліхтарі – по металевому каркасу полікарбонатні панелі Termogal ($\delta=25$ мм).

Водостоки – зовнішні, система Шторм (Hunter).

Цоколь – облицювання керамічною плиткою (керамограніт).

Ступінь вогнестійкості будівлі – III.

Мінімальні межі вогнестійкості будівельних конструкцій (у хвилинах):

- стіни зовнішні ненесучі $E=15$ хв;
- стіни внутрішні ненесучі (перегородки) $EI=15$ хв;
- колони $R=120$ хв
- ферми $R=30$ хв.

1.6. Теплотехнічний розрахунок стінового огородження

Необхідний опір теплопередачі стінових конструкцій (газобетонні блоки), що відповідають санітарно-гігієнічним і комфортним умовам, визначають за формулою:

$$R_0^{mp} = \frac{n \cdot (t_e - t_n)}{\Delta t^n \cdot \alpha_e} = \frac{1 \cdot (16 + 15)}{4,43 \cdot 8,7} = 0,804$$

де $n = 1$ - коефіцієнт, що приймається в залежності від положення зовнішньої поверхні огороджувальних конструкцій по відношенню до зовнішнього повітря;

$t_b = 16^\circ\text{C}$ – розрахункова температура внутрішнього повітря, що приймається згідно ГОСТ 12.1.005-88 та нормам проектування відповідних будівель та споруд;

$t_n = -15^\circ\text{C}$ - Розрахункова зимова температура зовнішнього повітря, що дорівнює середній температурі найбільш холодної п'ятиденки забезпеченістю 0,92;

$\Delta t_n = 4,43$ - нормативний температурний перепад між температурою внутрішнього повітря та температурою внутрішньої поверхні огороджувальної конструкції, що приймається залежно від температури точки роси $t_p = 11,57^\circ\text{C}$ і $t_b = 16^\circ\text{C}$;

$\alpha_b = 8,7$ - Коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні огороджувальних конструкцій.

Опір теплопередачі R_0 , $\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$, що захищає конструкції слід визначати за формулою

$$R_o = \frac{1}{\alpha_b} + R_k + \frac{1}{\alpha_n}, \text{ де } R_k - \text{ термічний опір огороджувальної конструкції,}$$

$\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$, що визначається за формулою $R_k = R_1 + R_2 + \dots + R_n$,

де R_1, R_2, \dots, R_n - термічні опори окремих шарів огороджувальної конструкції, $\text{m}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$,

що визначаються за формулою $R = \frac{\delta}{\lambda}$ де δ - Товщина шару, м;

λ - Розрахунковий коефіцієнт теплопровідності матеріалу шару, $\text{Вт}/(\text{м} \cdot ^\circ\text{C})$,

$\alpha_n = 23 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot ^\circ\text{C})$ - коефіцієнт тепловіддачі (для зимових умов) зовнішньої поверхні огороджувальної конструкції.

$$R_0^{nmp} = \frac{1}{\alpha_e} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_{ym}}{\lambda_{ym}} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{1}{\alpha_n}$$

Огороджувальна конструкція складається з трьох шарів:

- оцинкована сталь завтовшки $\delta_1 = 0,5$ мм та з коефіцієнтом теплопровідності $\lambda_1 = 58$ Вт/(м °С);
- утеплюючий шар базальтова мінеральна вата з коефіцієнтом теплопровідності $\lambda_2 = 0,041$ Вт/м °С;
- оцинкована сталь завтовшки $\delta_1 = 0,5$ мм та з коефіцієнтом теплопровідності $\lambda_1 = 58$ Вт/(м °С).

$$\delta_{ym} = \left(R_o^{mp} - \frac{1}{\alpha_в} - \frac{\delta_1}{\lambda_1} - \frac{\delta_2}{\lambda_2} - \frac{1}{\alpha_н} \right) \cdot \lambda_{ym}$$

$$\delta_{ym} = \left(0,804 - \frac{1}{8,7} - \frac{0,0005}{58} - \frac{0,0005}{58} - \frac{1}{23} \right) \cdot 0,041 = 0,041 \text{ м} = 41 \text{ мм}$$

Приймаємо базальтовий мінераловатний утеплювач завтовшки 100 мм відповідно до конструкції віконних палітурок та забезпечення жорсткості стін.

РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1. Варіантне порівняння конструктивних рішень

Господарсько-економічна характеристика району будівництва.

Будівництво заводу з виробництва газобетонних блоків провадиться у м. Херсон.

Перевезення збірних залізобетонних колон здійснюватимуться із заводу залізобетонних конструкцій автотягачами завдовжки від 6,6 до 12 м, а металева колона із заводу металевих конструкцій автотягачами зі спеціальним причепом. Відстань перевезення збірних залізобетонних конструкцій -20 км, а металевих конструкцій -22 км. Інші матеріали перевозяться на відстань 30 км. Монтаж збірних залізобетонних колон та металевих здійснюватиметься краном на гусеничному ході марки МКГ-25БР на базі шасі ДЕК-50. Опис прийнятих до розрахунку варіантів.

Порівнюємо металеву та збірну залізобетонну колону прямокутного перерізу. Порівняння виконуємо з прикладу колони крайнього ряду. Довжина залізобетонної колони $\ell = 9.6$ м, Довжина підкранової частини $\ell_n = 7,5$ м, Довжина надкранової частини $\ell_v = 2,1$ м. Вага колони - 10 т, витрата бетону -4 м³, Витрата арматури - 0,327 т. Довжина металевої колони $\ell = 9.6$ м, вага колони - 1,2 т. Збір навантажень, розрахунок та підбір перерізів залізобетонної колони наведено у розділі 2. При підборі перерізів металевої колони, розрахункова модель, згенерована для розрахунку залізного каркасу, була експортована в розрахунковий модуль ЛІР-СТК і були підібрані перерізи металевої колони. Результати розрахунку не включені до пояснювальної записки.

Методика порівняння варіантів конструктивних рішень виконується на основі порівняння наведених витрат, які враховують:

1. Кошторисну собівартість конструкцій у спорудженні (вартість будівельно-монтажних робіт);
2. Капітальні вкладення основу:
 - капітальні вкладення виготовлення конструкцій;
 - капітальні вкладення для придбання транспортних засобів для перевезення конструкцій, виробів, матеріалів від постачальника до будівельного майданчика;
 - капітальні вкладення придбання монтажних коштів (кранів).

Таблиця 2.1. Техніко-економічне порівняння варіантів колон

		№ варіантів	
		Ескіз	
металева. колона	з/б колона	Найменування конструкцій	
К-1	К-1	Найменування елементів	
72	72	Кількість елементів	
-	4	на одиницю	Витрати бетону, м3
-	288	загальні	
1,2	0,33	на одиницю	Витрати сталі, т
86,4	23,5	загальні	
36,29	16,76	на одиницю	Трудомісткість, люд. / год
2611,4	1206,7	загальні	
109	51	за нормами	Термін будівниц- тва, дні
98	46	фактично	
4980	2236	на одиницю	Коштори- сна собівар- тість, грн
358560	160992	загальні	
5588,77	1757,2	на одиницю	Капітальні вклади, грн.
402391	126518	загальні	
108	37,3	на одиницю	Річні экс- пугата- ційні ви- траги, грн.
7776	2685,6	загальні	
1472	518		Наве- дені ви- траги, грн.

2.2. Компонування каркасу

Основними елементами сталевого каркасу виробничої будівлі, що сприймає, є плоскі поперечні рами, утворені колонами і ригелями - кроквяними фермами. Поперечна рама сприймає навантаження від маси покриття, снігу, кранів, стін, вітру та забезпечує жорсткість будівлі у поперечному напрямку. Поздовжня рама включає один поздовжній ряд колон у межах температурного блоку, прогони, підкроквяні конструкції, зв'язки (решітчасті та у вигляді розпірок по колонах) і підкранові балки.

Поздовжні рами забезпечують жорсткість будівлі в поздовжньому напрямку і сприймають навантаження від поздовжнього гальмування кранів і вітру, що діє на торець будівлі. Рами будівель у поздовжньому напрямку поєднуються між собою поверхом жорстким у своїй площині диском покриття, утвореним зв'язками по верхніх та нижніх поясах ферм.

У цій роботі розглядається розрахунок просторової моделі одного блоку будівлі в осях 1-Б/А-Д (далі розрахункова модель):

$$L = L_1 + L_2 + L_3 + L_4 = 18 + 18 + 18 + 18 = 72 \text{ м}$$

Несуча система будівлі обладнана опорними мостовими електричними кранами, що спираються на підкранові розрізні балки. Компонування каркасу визначається технологічними та архітектурними вимогами, умовами експлуатації будівлі, кліматичними умовами, типами та матеріалами конструкцій, що огорожують та несуть та ін. і було визначено замовником у вигляді технологічних креслень.

Характеристика кранів розрахункової рами.

1) В осях В-Г і Г-Д (склад готової продукції) використовується 2 електричні крани:

- вантажопідйомність – 5 т;
- вага крана – 3,6 т;
- проліт мосту крана – $L_k = 16,5$ м;
- режим роботи – А3 (за ISO 4301/1);

- підвіс – гнучкий;
- висота крана – 842 мм;
- база крана – 2500 мм;
- ширина крана – 2970 мм;
- максимальний тиск ковзанок – 34 кН;

Мінімальний тиск котків F_{\min} знаходимо з рівняння проєкцій сил на вертикальну вісь. Горизонтальне навантаження $F_{\text{гор}}$, що виникає при гальмуванні візка крана, передається на один бік кранового шляху і рівномірно розподіляється між усіма колесами крана. Для кранів з гнучким підвісом вантажу коефіцієнт $K_T=0,05$ суми підйомної сили крана та сили тяжіння візка (на візку половина гальмівних котків), для кранів з жорстким підвісом вантажу коефіцієнт $K_T=0,1$ суми цих сил (на візку всі гальмові ковзанки)).

Мінімальний тиск котків і горизонтальний тиск котків (кількість котків на кінцевій балці $n = 2$):

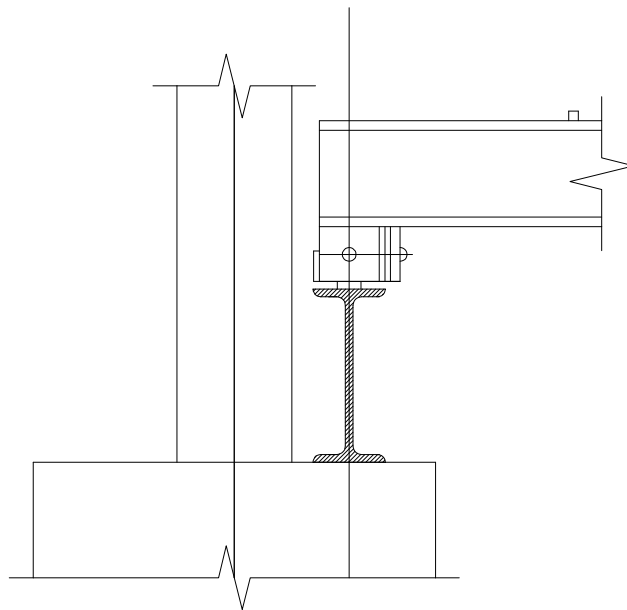


Рис.2.1 Схема спирання крана на рейкову колію

Кран №1:

$$F_{\min} = \frac{Q + G}{n} - F_{\max} = \frac{50 + 36}{2} - 34 = 9 \text{ кН} ;$$

$$F_{гор,к} = \frac{Q + G_{мел.}}{n} \cdot K_T = \frac{50 + 10}{2} \cdot 0.05 = 1,5 \text{ кН};$$

2.3. Визначення навантажень на раму каркасу

Раму каркаса розраховуємо окремо на кожне з навантажень, а потім розглядаємо їх можливі поєднання та комбінації.

Постійні навантаження.

До постійних навантажень відносять навантаження від покрівлі та стін, власна вага конструкцій.

Навантаження від конструкцій покриття.

Склад покрівлі визначається температурно-вологісним режимом будівлі та прийнятою конструкцією покрівлі.

Таблиця 2.2. Навантаження від конструкцій покрівлі

Найменування	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коеф. надійності по навантаженню	Розрахункове навантаження, кН/м ²
Профлист МайстерПрофі 92601	0,1	1,05	0,105
Прогони	0,25	1,05	0,263
Утеплювач-Rockwool ρ = 200 кг/м ³ , t = 100 мм	0,2	1,3	0,26
Пароізоляція-поліетиленова плівка	0,07	1,3	0,091
Профлист МайстерПрофі 92202	0,1	1,05	0,105
ВСЬОГО:	g_H = 0,72		g = 0,825

Снігове навантаження

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на 1 м^2 горизонтальної проекції покриття обчислюють за формулою

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C,$$

де S_0 - Характеристичне значення снігового навантаження на 1 м^2 горизонтальну проекцію будівлі для даного (II) снігового району;

γ_{fe} - коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження;

Z - коефіцієнт визначається за формулою $C = \mu C_e C_{alt}$;

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C = 1,04 \cdot 1 \cdot 1 = 1,04 \text{ кН} / \text{м}^2$$

Квазіпостійне розрахункове значення обчислюється за формулою

$$S_p = (0,4 S_0 - \bar{S}) C, \text{ де } \bar{S} = 160 \text{ Па};$$

S_0, C – те саме, що й у попередній формулі.

$$S_p = (0,4 S_0 - \bar{S}) C = (0,4 \cdot 1 - 0,16) \cdot 1 = 0,24 \text{ кН} / \text{м}^2$$

Розрахункове снігове навантаження на колону: $P = 1,04 \cdot 18 \cdot 0,5 \cdot 12 = 112,32 \text{ кН}$

У тому числі тривала: $P_{st} = 0,24 \cdot 18 \cdot 0,5 \cdot 12 = 25,92 \text{ кН}$

Вітрове навантаження

Тиск вітру на колону збирають з вертикальної смуги шириною, що дорівнює кроку колон уздовж будівлі.

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою $W_m = \gamma_{fm} W_0 C$, де γ_{fm} - коефіцієнт надійності за граничним значенням вітрового навантаження;

$$\gamma_{fm} = 1,04$$

W_0 - характеристичне значення вітрового тиску;

W_0 - характеристичне значення вітрового тиску W_0 дорівнює середній (статичній) складовій тиску вітру на висоті 10 м над поверхнею землі, $W_0 = 0,5 \text{ кПа}$ для III вітрового району;

Аеродинамічний коефіцієнт з навітряного боку $z = 0,8$, із завітряного – $0,6$.

Коефіцієнт визначається за формулою $C = C_{abr} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_d$;

C_{abr} - еродинамічний коефіцієнт; $C_{abr} = 0,8$ - з навітряного боку,

$C_{abr} = -0,6$ - З завітрянного боку.

$C_{abr} = 0$ - для вітрового навантаження по скату покрівлі з навітрянного боку.

$C_{abr} = -0,4$ - для вітрового навантаження по скату покрівлі із завітрянного боку.

C_h - коефіцієнт висоти споруди;

На позначці 5м - $C_h = 0,9$, на позначці 10м - , $C_h = 1,2$ на позначці 10,7м - $C_h = 1,2245$, на позначці 14,2м - $C_h = 1,35$.

C_{alt} - коефіцієнт географічної висоти; $C_{alt} = 1$, C_{rel} - коефіцієнт рельєфу, $C_{rel} = 1$, C_d - коефіцієнт динамічності, $C_d = 1$,

Навантаження від вітру з підвітрянного боку:

Позначка 5,0м;

$$W_m = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C_{abr} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_d \cdot l = 1,04 \cdot 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 12 = 4,5kH / м$$

Позначка 10м;

$$W_m = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C_{abr} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_d \cdot l = 1,04 \cdot 0,5 \cdot 0,8 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 12 = 6kH / м$$

Позначка 10,7 м;

$$W_m = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C_{abr} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_d \cdot l = 1,04 \cdot 0,5 \cdot 0,8 \cdot 1,2245 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 12 = 6,12kH / м$$

Позначка 14,2 м;

$$W_m = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C_{abr} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_d \cdot l = 1,04 \cdot 0,5 \cdot 0,8 \cdot 1,35 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 12 = 6,74kH / м$$

Навантаження від вітру із завітрянного боку:

Позначка 5,0м;

$$W_m = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C_{abr} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_d \cdot l = 1,04 \cdot 0,5 \cdot 0,6 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 12 = 3,37kH / м$$

Позначка 10м;

$$W_m = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C_{abr} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_d \cdot l = 1,04 \cdot 0,5 \cdot 0,6 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 12 = 4,5kH / м$$

Позначка 10,7 м;

$$W_m = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C_{abr} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_d \cdot l = 1,04 \cdot 0,5 \cdot 0,6 \cdot 1,2245 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 12 = 4,6kH / м$$

Позначка 14,2 м;

$$W_m = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C_{abr} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_d \cdot l = 1,04 \cdot 0,5 \cdot 0,6 \cdot 1,35 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 12 = 5,06kH / м$$

Вітрове навантаження, що діє на ригель, замінюється зосередженою силою, прикладеною в рівні низу ригеля рами: F_w -від активного тиску, F_w' -від відсмоктування:

$$F_w = \frac{w_2 + w_3}{2} H_\phi = \frac{6 + 6,74}{2} \cdot 4,2 = 26,75 \text{ кН};$$

$$F_w' = \frac{w_2 + w_3}{2} H_\phi = \frac{4,5 + 5,06}{2} \cdot 4,2 = 20,1 \text{ кН} \text{ де } H_\phi - \text{ висота від низу ригеля до ковшана будівлі.}$$

Кранові навантаження

На раму каркаса впливають вертикальні та горизонтальні кранові навантаження (рис.2.2). При обліку одного крана навантаження від нього приймають у повному обсязі. Горизонтальні навантаження визначають від одного або двох кранів в одному прольоті в одному створі.

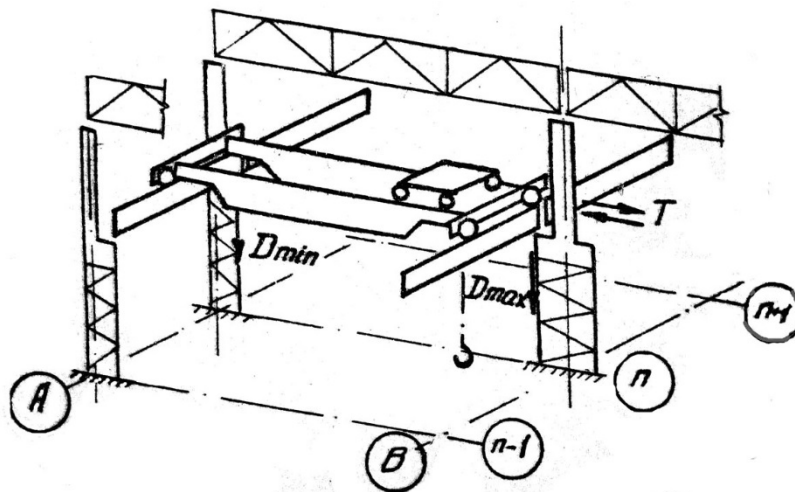


Рис.2.2 Схема навантаження рами крановим навантаженням

Найбільше D_{max} найменше D_{min} і горизонтальне $F_{гор}$ тиску кранового навантаження на колону визначають лініями впливу опорних реакцій колон при одній і тій же установці котків.

Тиск на колону середнього ряду (рис.2.2) визначають по лінії впливу реакції опори n , одним краном. Критичний вантаж (зачорнений) знаходимо за допомогою відомої у будівельній механіці графічної побудови. Обчислюємо значення максимального D_{max} , мінімального D_{min} і горизонтального $F_{гор}$ тисків на колони з урахуванням коефіцієнта надійності за навантаженням $f = 1,1$.

Розглянемо навантаження на колони прольоту $\Gamma - Д$ від крана по осі n :

1 кран:

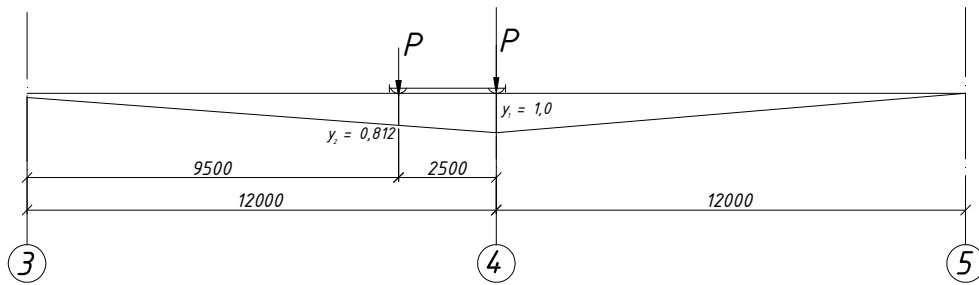


Рис.2.3. Завантаження колони типової осі одним краном

Коефіцієнт поєднань кранових навантажень η_c не враховано, оскільки розглядається навантаження від крана і $\psi_k = 1,0$.

$$D_{\max} = \gamma_f \cdot \sum F_{\max} \cdot y_i = 1,1 \cdot (1,0 + 0,812) \cdot 34 = 68 \text{ кН};$$

$$D_{\min} = \gamma_f \cdot \sum F_{\min} \cdot y_i = 1,1 \cdot (1,0 + 0,812) \cdot 9 = 18 \text{ кН};$$

$$F_{\text{гор}} = \gamma_f \cdot \sum F_{\text{гор,к}} \cdot y_i = 1,1 \cdot (1,0 + 0,812) \cdot 1,5 = 3 \text{ кН}.$$

2.4. Розрахунок армування залізобетонних конструкцій у програмному модулі «ЛІР-АРМ».

Вихідні дані для розрахунку:

Колони:

- вид елемента - колона.
- модуль армування – стрижень. Армування – симетричне.
- система – статично невизначена.
- розрахунок за II групою граничних станів – виконувати.

Матеріали:

- бетон класу В-20. Ширина розкриття тріщин - 0,4 мм (короткочасних), 0,3 мм (тривалих). Випадкові ексцентриситети -3 см.
- арматура поздовжня класу А-400С2, поперечна – А-240С; коефіцієнт умов роботи під час розрахунку на міцність при сейсм. дії $k = 1,2$.

КОРОТКИЙ ОПИС МОДУЛІВ АРМУВАННЯ

Модуль <СТЕРЖЕНЬ>. Модуль виконує підбір арматури за наявності у перерізах стрижня:

- нормальної сили (стиск або розтяг) N ;
- крутного моменту M_k ;
- згинальних моментів у двох площинах M_y, M_z ;
- сил, що перерізають Q_z, Q_y .

Виконається розрахунок за граничними станами першої та другої групи (міцність та тріщиностійкість). Перерізи, що армуються: прямокутне.

- режим "виділяти кутові стрижні" - алгоритм дискретної арматури з пріоритетним розташуванням стрижнів у кутових зонах перерізу.

За бажанням може бути отримано симетричне та несиметричне армування щодо осі Y або Z .

Підбір поперечної арматури здійснюється виходячи з величини сили, що перерізує, за напрямками Y і Z на одиницю довжини. Результати підбору поперечної арматури - площа арматури за напрямками Y та Z при кроках 15, 20, 30 см.

Для підібраної арматури за умовами тріщиностійкості визначається ширина тривалого та короткочасного розкриття тріщин. Ширина розкриття тріщин визначається за напрямками Z та Y .

У таблицю результатів заноситься більше значення.

ПОДОВЖНЯ АРМАТУРА - площі підібраної поздовжньої арматури та відсоток армування.

Для стрижнів (см²):

AU1 - площа кутової нижньої поздовжньої арматури (у лівому нижньому куті перерізу);

AU2 - площа кутової нижньої поздовжньої арматури (у правому нижньому куті перерізу);

AU3 - площа кутової верхньої поздовжньої арматури (у лівому верхньому куті перерізу);

AU4 - площа кутової верхньої поздовжньої арматури (у правому верхньому куті перерізу);

AS1 – площа нижньої поздовжньої арматури;

- AS2 - площа верхньої поздовжньої арматури;
- AS3 - площа бічної поздовжньої арматури (біля лівої грані перерізу);
- AS4 - площа бічної поздовжньої арматури (біля правої грані перерізу);
- ASW1 – вертикальна поперечна арматура;
- ASW2 – горизонтальна поперечна арматура;

для стрижнів:

У конструктивних елементах колон площа поздовжнього армування не перевищує 2.52 см.^2 що відповідає $4\text{Ø}18\text{A}400\text{с}$. В окремих елементах колон перерізом 800×400 армування сягає 2.88 см.^2 ($4\text{Ø}20\text{A}400\text{с}$)

Поперечне армування не перевищує $0,63 \text{ см}^2$, що відповідає $\text{Ø}6\text{Bp-1}$ з кроком 200 мм . (Рис. 2.11)

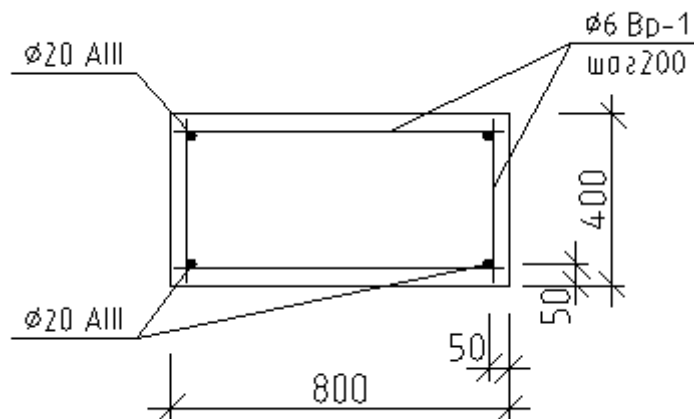
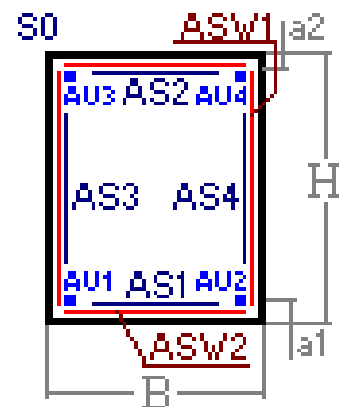


Рис. 2.11. Схема армування колони

2.5 Розрахунок перерізів кроквяних конструкцій у програмному модулі «ЛІР-СТК»

Система ЛІР-СТК призначена для конструювання сталевих конструкцій. ЛІР-СТК працює у двох режимах - підбору перерізів елементів сталевих конструкцій, таких як ферми, колони та балки, та перевірки заданих перерізів відповідно до чинних у світі нормативів. Дозволяє об'єднувати кілька однотипних елементів конструктивний елемент, виконувати уніфікацію конструктивних елементів. ЛІР-СТК може функціонувати в локальному режимі, дозволяючи перевірити кілька варіантів конструювання необхідного елемента. Система має розвинену систему документування.

ЛІР-СТК містить модуль конструювання та розрахунку вузлів сталевих конструкцій.

ЛІР-СТК є базовою для системи ЛІР-КМ, експортуючи до неї інформацію про конструктивну схему, підібрані та уніфіковані перерізи елементів, уніфіковані та розраховані вузли.

Додаток ЛІР-СТК призначений для підбору та перевірки перерізів стрижневих металевих елементів відповідно до норм.

Результатами розрахунку є таблиці, що містять відсотки використання перерізів згідно з відповідними перевірками та розміри перерізів елементів.

Робота ЛІР-СТК здійснюється на базі нормативних даних, які містять відомості про розрахункові характеристики сталей, розміри і геометричні характеристики листового та фасонного прокату, що випускається.

Стрижневі елементи поділені за видами напруженого стану на наступні розрахункові процедури (табл. 2.4)

Табл. 2.5. Розрахункові процедури щодо різних типів кінцевих елементів.

Розрахункова процедура	Облік зусиль
Фермові елементи	Поздовжнього зусилля N
Згинальні елементи	Згинального моменту M_y (у площині Z1), M_z (у площині Y1) Перерізуючої сили Q_z і Q_y

Елементи колон	Нормальної сили (стиск або розтяг) N і згинальних моментів M_y, M_z ; сили, що перерізує Q_z, Q_y
----------------	---

ЛІР-СТК не обчислює автоматично розрахункові довжини елементів, які необхідні розрахунку стійкості позацентрово-стислих колон. Для обчислення розрахункових довжин можна скористатися підсистемою "Стійкість" ПК ЛПА або розрахувати розрахункові довжини вручну, за наближеними формулами.

ПК ЛПА залізобетонний переріз може бути замінений і розрахований як сталевий).

Після розрахунку зусиль у ЛІР-ВІЗОР експортуємо розрахункову модель у модуль ЛІР-СТК.

Вихідні дані для розрахунку:

Сталь: ВСтЗГпс5

Тип елемента: фермовий

Коефіцієнти умов роботи:

- за стійкістю:

- за міцністю:

Коефіцієнт надійності:

Гранична гнучкість на стиск:

Коефіцієнти довжини:

- у площині:

- із площини:

Результати розрахунку кроквяної ферми по РСУ детально представлені у додатку 2.

Приймаємо наступні перерізи елементів кроквяної ферми згідно з розрахунком (табл.2.6):

Табл. 2.6. Прийняті перерізи елементів кроквяної ферми

Ім'я	Опис
Два куточки 125 x 125 x 8	верхній пояс
Два куточки 125 x 125 x 8	нижній пояс

Два куточки 100 x 100 x 7	опорний розкіс
Два куточки 75 x 75 x 5	грати

Для елементів вертикальних зв'язків по колонах приймаємо такі перерізи згідно з розрахунком та перевіркою по двох групах граничних станів:

Два швелери №14 – для гілок. Швелер №6.5 – для розпірок з кроком 600 мм.

2.6. Розрахунок пальових фундаментів

Таблиця 2.7 «Фізико-механічні властивості ґрунтів»

Найменування ґрунту	Потужність шару, м	ρ , кН/м ³	ρ_s , кН/м ³	W, %	W _l , %	W _p , %	φ	c, кПа	μ	R, МПа	S, см
Рослинний шар	0,9 - 1,0	16,4	-	12	-	-	-	-	-	-	-
Суглинок вапняний, твердий з прошарками м'якопластичного	3 – 3,8	19,3	27	16,5	20	14	20°	5	0,3	0,1	0,52
										0,2	1,04
										0,3	1,56
										0,4	2,6
Суглинок вапняний, м'якопластичний	1,5-2	18,8	27	27	-	-	36°	18	0,28	-	-
Вапняк скельний	>10	20,7	27,0	19	42	16	-	-	0,4	-	-

Аналіз інженерно-геологічних умов майданчика

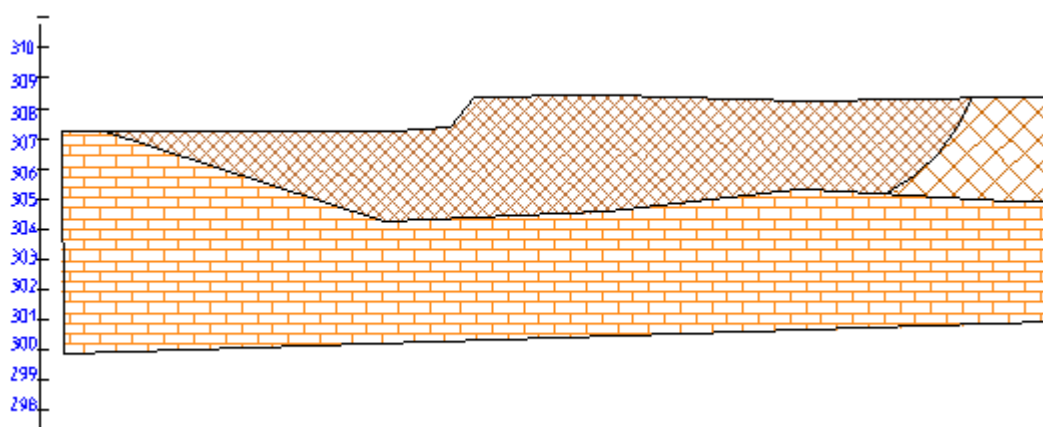


Рис.2.13 Геологічний розріз

Розрахунок пальових фундаментів.

Вибір глибини закладення ростверку.

Визначення глибини закладення ростверку залежить від кількох факторів:

– глибини промерзання ґрунту: $d_1 = d_f = 0,8$ м;

Наявність конструктивних особливостей.

У нашому випадку підвальних приміщень немає, тому $d_2 = d_b = 0$

Глибина закладення ростверку.

Виходячи з умови, що $d_p \geq 315 + h_{ст}$, де d_p – глибина закладення ростверку,

м;

$h_{ст}$ – глибина склянки в фундаменті. Для фундаментів під залізобетонні колони $h_{ст} = 0,95$ м.

$$d_p = 315 + 950 = 1265 \text{ мм} = 1,265 \text{ м}$$

Враховуючи всі перелічені умови, приймаємо глибину закладення ростверку $d_p = 1,8$ м виходячи з кратності ростверку за висотою 15 см.

Приймаємо жорстке з'єднання ростверку та палі. Голова палі заходить у тіло ростверку на 20 см

Тоді позначка голови палі – **-1,6 м.**

Вибір несучого шару.

Вважаємо, що шаром, що несе, буде вапняк скельний, тому, прорізаючи шар суглинку, заглиблюємо палю в шар вапняку до позначки 8,6 м (для застосування стандартної довжини палі). При цьому довжина палі дорівнює $h_{пл} = 7$ м.

Подальший розрахунок ведемо як для палі-стійки. Приймаємо залізобетонну забивну палю квадратного перерізу. Для обраної довжини приймаємо переріз **40 x 40 см.**

Розрахунок пальового фундаменту

Визначення несучої здатності палі.

Несучу здатність палі визначимо у програмі «Електронний довідник інженера».

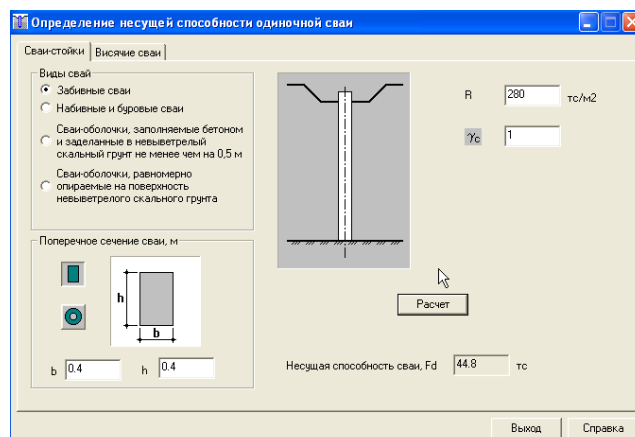


Рис.2.14 Робоче вікно програми

Несуча здатність палі $F_d = 44,8 \text{ м}$. Розрахункове навантаження на палю.

Визначаємо за формулою: $P = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{439,338}{1,4} = 303,8 \text{ кН}$, де γ_k - коефіцієнт за-

пасу. Для розрахунку він дорівнює 14; для польових випробувань 1,25.

Визначимо необхідну кількість палей у фундаменті за формулою:

$$n = \frac{N + 0,1 \cdot N}{P} = \frac{756 + 0,1 \cdot 756}{303,8} = 3,1$$

Приймаємо ціле число палей - $n = 4$ шт, де N - задане навантаження на фундамент, для цієї колони $N = 1918,51 \text{ кН}$ (див. результати РСН)

Розташування палей у плані, вимоги до конструювання ростверку.

Відстань між осями палей має бути не менше трьох діаметрів палі. Тобто. у нашому випадку ця відстань становить 1,2 м. Приймаємо 1,3 м.

Далі відповідно до наведених нижче вимог до розмірів розраховуємо розміри ростверку в плані (див. рис. 2.15).

До розмірів ростверку пред'являються такі вимоги:

- всі розміри по висоті мають бути кратні 15 см; (Рис.2.15)
- всі розміри в плані мають бути кратними 10 см;
- нижній ступінь не може бути меншим 600 мм, решта – 300 (450) мм

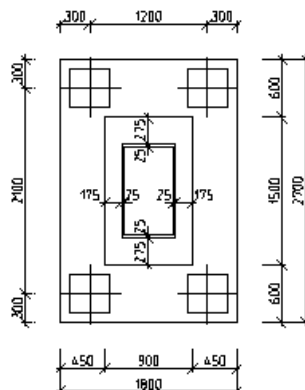


Рис.2.15 Розміри ростверку

Розрахунок ростверку як залізобетонної конструкції.

Основне поєднання розрахункових навантажень від колони на фундамент на рівні верхньої грані ростверку (рис.

$$N = 757 \text{ кН}; M = 153 \text{ кН}\cdot\text{м}; Q = 18 \text{ кН (8,2 тс)}.$$

Переріз колони $h_{\text{col}} = 80 \text{ см}$, $b_{\text{col}} = 40 \text{ см}$. Палі забивні залізобетонні перерізом $40 \times 40 \text{ см}$.

Розрахункове навантаження, що допускається на палю по ґрунту, $F_{\text{sv}} = 450 \text{ кН (45,9 тс)}$; розрахункове навантаження на палі крайнього ряду (з урахуванням можливості їх перевантаження на 20%) $F'_{\text{sv}} = 1,2 \cdot 450 = 540 \text{ кН (55,1 тс)}$.

Клас бетону ростверку за міцністю на стиск В25, коефіцієнт умов роботи бетону $\gamma_{b2} = 1,1$.

Розрахунковий опір бетону осьовому розтягуванню з урахуванням коефіцієнта умов роботи бетону $R_{\text{bt}} = 1,1 \cdot 1,05 = 1,16 \text{ МПа (11,8 кгс/см}^2\text{)}$.

Застосовна міцність бетону з урахуванням коефіцієнта умов роботи $R_b = 1,1 \cdot 14,5 = 16 \text{ МПа (163 кгс/см}^2\text{)}$. Арматура із сталі класу А-400с.

Ростверк приймаємо прямокутної форми в плані розміром $270 \times 240 \text{ см}$. Розміри підколонника (склянки) у плані $150 \times 90 \text{ см}$, глибина загортання колони в склянці - $h_{\text{anc}} = 90 \text{ см}$. Позначка верху ростверку $-0,15 \text{ м}$ (Від рівня чистої статі).

Куц палей під ростверком приймається із чотирьох палей. Розташування палей у куці та відстань між палями в осях наведено на рис. 2.15. Верхні кінці палей закладаються в плиту ростверку на 200 мм .

Розрахунок ростверку на продавлювання колоною

Розрахунок проводиться за формулі:

$$F_{\text{per}} \leq \frac{2h_0 R_{\text{bt}}}{\alpha} \left[\frac{h_0}{c_1} (b_{\text{col}} + c_2) + \frac{h_0}{c_2} (h_{\text{col}} + c_1) \right],$$

Величини реакцій палів від навантажень колони на ростверк на рівні верхньої горизонтальної грані ростверку визначаються за формулами:

а) у першому ряду палів від краю ростверку з боку найбільш навантаженої його частини

$$F_1 = \frac{N}{n} + \frac{M_x y_i}{\sum_1^n y_i^1} = \frac{3400}{9} + \frac{600 \cdot 1,1}{6 \cdot 1,1^2} = 378 + 91 = 469 \text{ кН} (47,3 \text{ тс}),$$

б) у другому ряду від краю ростверку $F_2 = 378$ кН (38 тс).

Величина сили, що продавлює, визначається за формулою:

$$F_{per} = 2 \sum F_i = 2(3F_1 + F_2) = 2(3 \cdot 469 + 378) = 3570 \text{ кН} (364 \text{ тс}).$$

Задаємо товщиною стакана $h_{bot} = 60$ см.

Розрахункова висота стакана $h_0 = h_{bot} - a_1 = 60 - 7 = 53$ см.

Визначаємо величини c_1 та c_2 (відстань від граней колони до відповідних найближчих граней палів):

$$c_1 = \frac{270 - 80 - (25 + 15)2}{2} = 55 \text{ см}, \quad c_2 = \frac{240 - 40 - (30 + 15)2}{2} = 55 \text{ см}, \quad \frac{h_0}{c} = \frac{63}{55} = 1,14.$$

Визначаємо коефіцієнт α , що враховує часткову передачу поздовжньої сили на плитну частину ростверку через стінки склянки, для чого попередньо визначаємо площу бічної поверхні, заробленої в склянку частини колони A_f

$$A_f = 2(b_{col} + h_{col})h_{anc} = 2(0,4 + 0,8)0,9 = 2,16 \text{ м}^2 = 2,16 \cdot 10^6 \text{ мм}^2,$$

$$\alpha = 1 - \frac{0,4 R_{bt} A_f}{N} = 1 - \frac{0,4 \cdot 1,16 \cdot 2,16 \cdot 10^6}{3400 \cdot 10^3} = 1 - 0,29 = 0,71 < 0,85,$$

і приймаємо $\alpha = 0,85$.

Визначаємо граничну величину сили, що продавлює, яку може сприйняти ростверк із заданою товщиною дна стакана

$$F_{per} = \frac{2 \cdot 0,53 \cdot 10^3 \cdot 1,16}{0,85} [1,14(0,4 + 0,55) + 1,44(0,8 + 0,55)] = 3793 \text{ кН} = (386,8 \text{ тс}),$$

$$F = 3793 \text{ кН} > F_{per} = 3570 \text{ кН}$$

тобто. міцність ростверку на продавлювання колоною забезпечена.

Повна висота ростверку $h = h_{\text{anc}} + h_{\text{bot}} = 90 + 60 = 150$ см.

Визначаємо величини розрахункових навантажень на палі з урахуванням навантажень від ваги ростверку та ґрунту на його уступах.

Усереднену об'ємну вагу матеріалу ростверку та ґрунту приймаємо рівним $V = 21$ кН/м³, коефіцієнт перевантаження $\gamma_f = 1,1$.

Розрахункове навантаження на палі від власної ваги ростверку і ґрунту на його уступах G дорівнює:

$$G = ab(h + 0,15)V\gamma_f = 2,7 \cdot 2,4(1,5 + 0,15)21 \cdot 1,1 = 246 \text{кН}(25,2 \text{тс}),$$

Величини поздовжньої сили та моменту, що діють на рівні підшви ростверку, визначаємо за формулами:

$$N_{\text{bot}} = N + G = 3400 + 246 = 3646 \text{кН}(371,8 \text{тс});$$

$$M_{\text{bot}} = M + Qh = 600 + 80 \cdot 1,5 = 720 \text{кН}\cdot\text{м}(73,5 \text{тс}\cdot\text{м}).$$

Розрахункові навантаження на палі:

а) у першому ряду паль від краю ростверку з боку найбільш навантаженої частини ростверку

$$F_1' = \frac{N_{\text{bot}}}{n} + \frac{M_{\text{bot}} y_i}{\sum_1^n y_i^2} = \frac{3646}{9} + \frac{720 \cdot 1,1}{6 \cdot 1,1^2} = 405 + 109 = \\ = 514 \text{кН}(52,4 \text{тс}) < 1,2 F_{\text{sv}} = 540 \text{кН}(55,1 \text{тс}),$$

б) у другому ряду паль від краю ростверку

$$F_2' = 405 \text{кН}(41,3 \text{тс}) < F_{\text{sv}} = 450 \text{кН}(45,9 \text{тс}).$$

Отже, несуча здатність паль забезпечена.

Розрахунок ростверку на продавлювання кутових паль

Розрахунок проводиться за формулі:

$$F_{a1} \leq R_{bt} h_{01} \left[\beta_1 \left(b_{02} + \frac{c_{02}}{2} \right) + \beta_2 \left(b_{01} + \frac{c_{01}}{2} \right) \right],$$

Задаємося висотою плити ростверку $h_1 = 60$ см.

Висота плити ростверку від верху головки паль

$$h_{01} = h_1 - 5 \text{ см} = 60 - 5 = 55 \text{ см.}$$

Визначаємо величини b_{01} ; b_{02} ; c_{01} ; c_{02} :

$$b_{01} = 25 + \frac{30}{2} = 40 \text{ см}, \quad b_{02} = 30 + \frac{30}{2} = 45 \text{ см},$$

$$c_{01} = \frac{270 - 150 - 40 \cdot 2}{2} = 20 \text{ см}, \quad c_{02} = \frac{240 - 90 - 45 \cdot 2}{2} = 30 \text{ см},$$

$$\frac{h_{01}}{c_{01}} = \frac{55}{20} = 2,75 > 2,5; \quad \frac{h_{01}}{c_{02}} = \frac{55}{30} = 1,83.$$

Знаходимо коефіцієнти β_1 і β_2 :

$$\beta_1 = 1; \quad c_{01} = 0,4h_{01} = 0,4 \cdot 55 = 22 \text{ см}; \quad \beta_2 = 0,895.$$

Визначаємо граничне навантаження на палю, яку може сприйняти плита ростверку з умови її продавлювання кутовою палею

$$F_{a1} = 1,16 \cdot 0,55 \left[1 \left(0,45 + \frac{0,3}{2} \right) + 0,895 \left(0,4 + \frac{0,20}{2} \right) \right] 10^3 = \\ = 668 \text{ кН} (67,9 \text{ тс}) > F_1' = 514 \text{ кН} (52,4 \text{ тс}),$$

Отже, міцність плити ростверку на продавлювання кутової паля забезпечена.

Розрахунок міцності похилих перерізів штати ростверку за поперечною силою

Розрахунок проводиться за формулі: $Q \leq 1,5bh_{01}R_{br} \frac{h_{01}}{c}$,

Визначаємо розрахункову величину поперечної сили з боку найбільш навантаженої частини ростверку як суму реакцій усіх паль крайнього ряду від розрахункових навантажень на палі

$$Q = \sum F_1' = 3F_1' = 3 \cdot 514 = 1542 \text{ кН} (157,2 \text{ тс});$$

$$h_{01} = 53 \text{ см}; \quad z = 20 \text{ см};$$

$$\frac{h_{01}}{c} = \frac{53}{20} = 2,65 > 1,67;$$

$$\text{Отже } Q_{\max} = 2,5bh_0R_{bt},$$

Визначаємо граничну величину поперечної сили, яку може сприйняти плита ростверку по похилому перерізу

$$Q_{\max} = 2,5 \cdot 2,4 \cdot 0,53 \cdot 103 \cdot 1,16 = 3688 \text{ кН (375 тс)} > Q = 1542 \text{ кН (157,2 тс)}.$$

Отже, міцність похилих перерізів плити ростверку забезпечена.

Розрахунок ростверку на вигин

Величини згинальних моментів визначаємо за формулам:

а) у перерізах 1-1 та 3-3 за межами колони:

$$\begin{aligned} M_{x1} &= 3F_1' \cdot 0,7 - \frac{G}{2,7} \cdot \frac{0,95^2}{2} = 3 \cdot 514 \cdot 0,7 - \frac{246}{2,7} \cdot \frac{0,95^2}{2} = \\ &= 1038 \text{ кН} \cdot \text{м (105,9 тс} \cdot \text{м)}, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{y1} &= \frac{N_{bot} \cdot 3}{n} \cdot 0,7 - \frac{G}{2,4} \cdot \frac{1,02^2}{2} = \frac{3646 \cdot 3}{9} \cdot 0,7 - \frac{246}{2,4} \cdot 0,5 = \\ &= 799 \text{ кН} \cdot \text{м (81,5 тс} \cdot \text{м)}, \end{aligned}$$

б) у перерізах 2-2 та 4-4 за межами підколонника

$$\begin{aligned} M_{x2} &= 3F_1' \cdot 0,35 - \frac{G}{2,7} \cdot \frac{0,6^2}{2} = 3 \cdot 514 \cdot 0,35 - \frac{246}{2,7} \cdot 0,18 = 540 - 17 = \\ &= 523 \text{ кН} \cdot \text{м (53,4 тс} \cdot \text{м)}, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{y2} &= \frac{N_{bot} \cdot 3}{9} \cdot 0,45 - \frac{G}{2,4} \cdot \frac{0,75^2}{2} = \frac{3646 \cdot 3}{9} \cdot 0,45 - \frac{246}{2,4} \cdot \frac{0,75^2}{2} = \\ &= 518 \text{ кН} \cdot \text{м (52,8 тс} \cdot \text{м)}, \end{aligned}$$

При визначенні перерізу арматури в плиті ростверку (арматура приймається зі сталі класу А-III) користуємося формулами. У перерізах за межами колони:

перетин 1-1

$$\theta = \frac{M_{x1}}{R_b b_1 h_0^2} = \frac{1038 \cdot 10^3}{16 \cdot 90 \cdot 144^2} = 0,03,$$

при $\theta = 0,03$ знаходимо $\nu = 0,985$.

$$A_{sx1} = \frac{M_{x1}}{R_s \nu h_0} = \frac{1038 \cdot 10^3}{365 \cdot 0,985 \cdot 144} = 20 \text{ см}^2,$$

$R_s=365$ МПа (арматура класу А-III, $d \geq 10$ мм)

перетин 3-3

$$\theta = \frac{M_{y1}}{R_b a_1 (h_0')^2} = \frac{799 \cdot 10^3}{16 \cdot 150 \cdot 143^2} = 0,0163,$$

$\nu = 0,992;$

$$A_{sy1} = \frac{M_{y1}}{R_s \nu h_0'} = \frac{799 \cdot 10^3}{365 \cdot 0,992 \cdot 143} = 15,4 \text{ см}^2.$$

У перерізах по грані підколонника:

перетин 2-2

$$\theta = \frac{M_{x2}}{R_b b h_{01}^2} = \frac{523 \cdot 10^3}{16 \cdot 240 \cdot 54^2} = 0,046,$$

$\nu = 0,976;$

$$A_{sx2} = \frac{M_{x2}}{R_s \nu h_{01}} = \frac{523 \cdot 10^3}{365 \cdot 0,976 \cdot 54} = 27,2 \text{ см}^2,$$

перетин 4-4

$$\theta = \frac{M_{y2}}{R_b a (h_{01}')^2} = \frac{518 \cdot 10^3}{16 \cdot 270 \cdot 53^2} = 0,042,$$

$\nu = 0,979;$

$$A_{sy2} = \frac{M_{y2}}{R_s \nu h_{01}'} = \frac{518 \cdot 10^3}{365 \cdot 0,979 \cdot 53} = 27,4 \text{ см}^2.$$

Розрахунковими є перерізи за межами підколонника (перетину 2-2 та 4-4).

Приймається арматура:

у поздовжньому напрямку - $12\emptyset 18A400c$ ($A_s = 30,54 \text{ см}^2$);

у поперечному напрямку – $14\emptyset 16A400c$ ($A_s = 28,15 \text{ см}^2$).

Для армування підшви ростверку приймається зварна арматурна сітка за ГОСТ

23279-84 марки $C \frac{18AIII - 200}{16AIII - 200} 2250 \times 2650 \frac{25}{25}$.

Перевірка міцності похилих перерізів плити ростверку за згинальним моментом

Перевірка проводиться з боку навантаженої частини плити ростверку.

Поперечна сила від зовнішнього навантаження, що діє в нормальному перерізі, що проходить через початок похилого перерізу, дорівнює

$$Q = \sum F_1' = 3F_1' = 3 \cdot 514 = 1542 \text{ кН (157,2 тс);}$$

Гранична величина поперечної сили, яку може сприйняти плита ростверку по похилому перерізу, забезпеченому від утворення нормальних тріщин, визначається за формулою із введенням у праву частину нерівності додаткового коефіцієнта

$$\frac{1}{1,25} = 0,8.$$

$$\begin{aligned} Q &= 1,5 \cdot 0,8 b h_{01} R_{bt} \frac{h_{01}}{c} = 1,2 \cdot 2,4 \cdot 0,53 \cdot 10^3 \cdot 1,16 \cdot 1,67 = \\ &= 2957 \text{ кН (301 тс)} > Q = 1542 \text{ кН (157,2 тс)}. \end{aligned}$$

Отже, міцність похилих перерізів за згинальним моментом забезпечена.

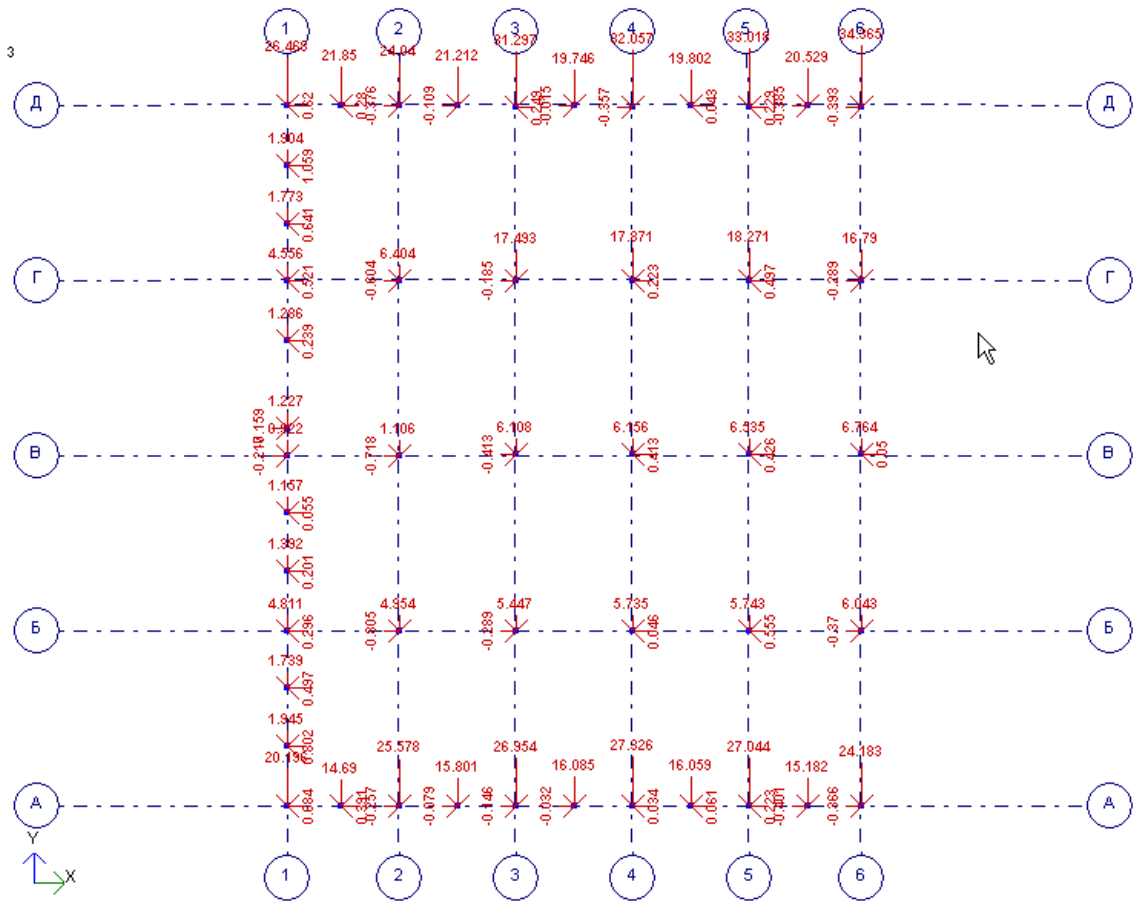


Рис.2.16. Навантаження на фундаменти (кН) за наслідками РСН

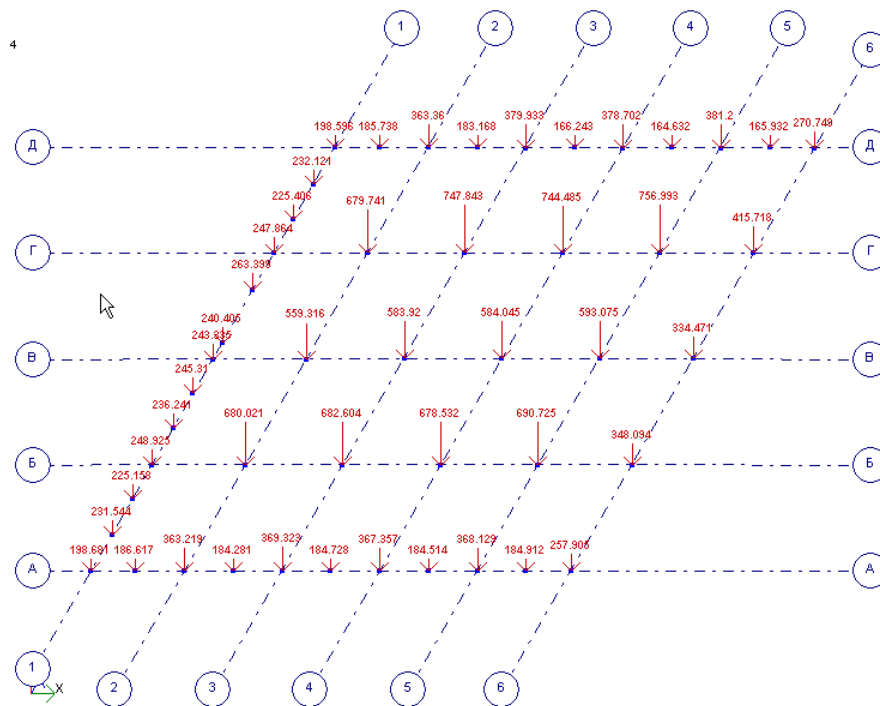


Рис. 2.17 Навантаження на фундаменти (кН) за результатами РСН

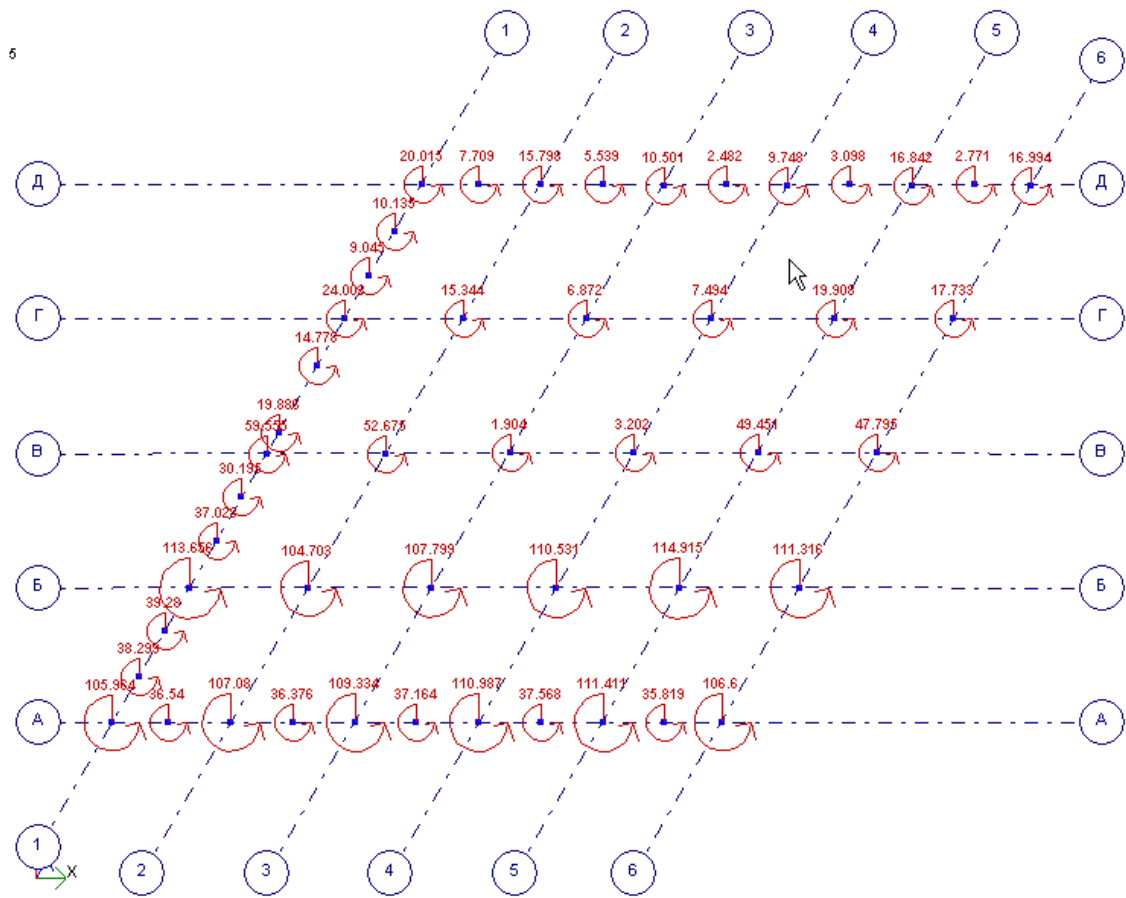


Рис.2.18 Навантаження на фундаменти (кНм) за результатами РСН

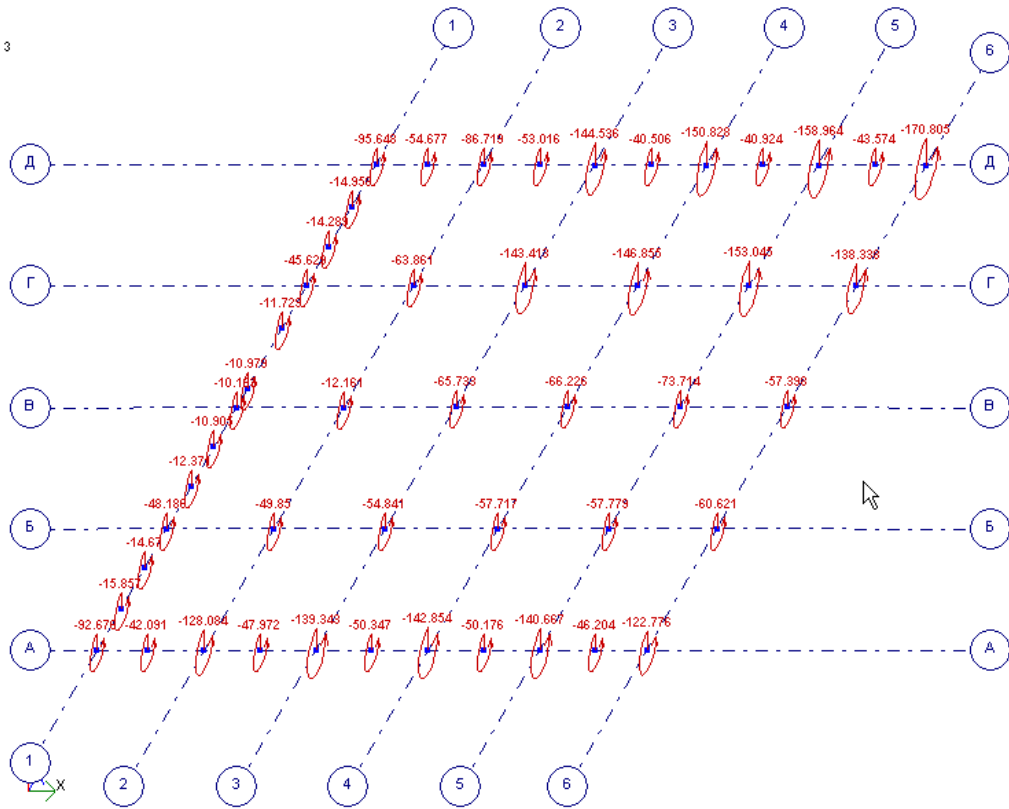


Рис.2.19 Навантаження на фундаменти (кНм) за наслідками РСН

РОЗДІЛ 3. Науково-дослідна частина

3.1 Статичний розрахунок каркасу у просторовій постановці

Розрахунок каркасу виконується за допомогою програми Ліра 9.6, тому розрахункову схему каркаса komponуємо з оптимізацією щодо нюансів відмінності комп'ютерного розрахунку від ручного.

При komponуванні каркаса розроблено конструктивну схему рами, тобто. визначено габаритні розміри елементів рами, типи окремих стрижнів каркаса (суцільні або ґратчасті) та обраний спосіб вузлових сполучень.

Розрахункову схему каркаса встановлюють за конструктивною схемою. У розрахунковій схемі викреслюють схематичне креслення за геометричними осями стрижнів. За геометричну вісь елемента зазвичай приймають лінію, що проходить через центри його тяжкості перерізів. Затискання колон у фундаменті вважають жорстким.

Вертикальні навантаження прикладені з ексцентриситетами по відношенню до геометричних осей колон, тому ці навантаження задаємо в програмному пакеті за допомогою жорстких вставок.

Схеми завантажень рами.

Завантаження, введені для розрахунку в програмному комплексі:

Завантаження 1. Постійне навантаження:

Програма Ліра – 9.6, що використовується для розрахунку напружено-деформованого стану каркасу, дозволяє автоматично врахувати постійне навантаження від власної ваги несучих конструкцій, представлених у розрахунковій моделі.

- від власної ваги покриття: $g = 0,825 \text{ кН/м}^2$

- від власної ваги підкранової балки та рейок.

Попередньо поставимо двотавром 60Б1 за ГОСТ 26020-83 масою $m_{пб} = 81 \text{ кг/м}$.

$$P_{пб} = Vx m_{пб} x g = 12x 81x 9,81 = 9,54 \text{ кН};$$

Але так як дане навантаження прикладене не по центру перерізу колони, то задаємо ще й додатковий момент: $M = P_{пб} \cdot e_1$, де $e_1 = 0,6$ м - ексцентриситет застосування навантаження від підкранової балки.

$$M = 9,54 \cdot 0,6 = 5,724 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

моменти на середніх колонах можна задавати, оскільки вони гасять одне од-ного.

- від власної ваги колон;

- від власної ваги стінового огороження (сендвіч-панелі):

$$q_{стін} = q_{лист} \cdot 2 + q_{утепл} = 0,205 \cdot 2 + 0,179 = 0,6 \text{ кН/м}^2$$

Завантаження 2. Снігове навантаження

Завантаження 3. Вітрове навантаження (вітер ліворуч)

1) активна (розподілена за висотними ділянками, горизонтальна зосере-джена на ферму);

2) пасивна (розподілена за висотними ділянками, горизонтальна зосере-джена на ферму);

Завантаження 4. Вітрове навантаження (вітер праворуч)

1) активна (розподілена за висотними ділянками, горизонтальна зосере-джена на ферму);

2) пасивна (розподілена за висотними ділянками, горизонтальна зосере-джена на ферму);

Завантаження 5,6. Вертикальні кранові навантаження

Завантаження 7,8. Горизонтальні кранові навантаження

Завантаження 9. Сейсмічне

Сейсмічну дію по осі «Х»

Завантаження 10. Сейсмічне

Сейсмічну дію по осі «Y»

Вихідні дані для розрахунку на сейсмічну дію

Категорія ґрунту відповідно до табл. 1.1 /2/ - II.

Сейсмічність майданчика відповідно до дод. А/2/: карта А – 7 балів.

Відносне прискорення відповідно до табл. 2.5 /2/ – $a_0=0,1$.

Коефіцієнт непружної деформації, згідно з п. 2, табл. 2.3 /2/ – $K1 = 0.35$ (0.5 при вертикальному сейсмічному впливі).

Коефіцієнт відповідальності споруди, згідно з п. 8, табл. 2.4 /2/ - $K2 = 1.0$.

Коефіцієнт нелінійного деформування ґрунту, за табл. 2.6 /2/ – $Do_{гр} = 1.0$.

Коефіцієнт поверховості споруди, $K3 = 1.0$.

Сейсмічне завантаження формується із статичних з автоматизованим розподілом ваг мас по всіх вузлах розрахункової моделі. При обчисленні маси постійні навантаження враховувалися з коефіцієнтом 0,9, короточасні – 0,5.

У розрахунку враховується 15 форм своїх коливань (KF). Кількість форм, що враховуються, власних коливань будівлі при визначенні сейсмічних навантажень необхідно приймати з умови, щоб сума модальних мас була не менше 85% повної суми модальних мас при коливаннях будівлі в горизонтальному напрямку і не менше 75% цієї суми при коливаннях у вертикальному напрямку.

Кількість динамічних складових дорівнює кількості форм своїх коливань, якими розкладається динамічна навантаження. Значення сейсмічних навантажень, що відповідають кожній формі власних коливань, обчислені згідно з положеннями ДБН В.1.1-12:2006

Побудова розрахункової моделі будівлі у програмному комплексі Ліра 9.4.

Багатофункціональний програмний комплекс, призначений для проектування та розрахунку будівельних та машинобудівних конструкцій різного призначення.

Розрахункова схема моделюється у програмі ЛІР-ВІЗОР.

ЛІР-ВІЗОР є базовою системою програмного комплексу ЛІРА, що включає такі основні функції:

- візуалізація розрахункових схем на всіх етапах її синтезу та аналізу;
- діагностика помилок;

- наявність численних і багатоваріантних прийомів створення моделі (фільтри, маркери, дескриптори, навігація, багатомовність, різні системи одиниць вимірювання, побудова будь-яких перерізів, масштабованість, багатовіконний режим та ін.);

- наявність численних прийомів аналізу результатів (побудова ізополів, ізоліній напруг, переміщень, епюр зусиль, анімація коливань, побудова деформованих схем, цифрова та колірна індикація елементів та їх атрибутів, регульований масштаб зображення);

- індикація проходження завдання у процесорі;

- наявність розвиненої системи документування.

Етапи побудови:

1. Формується модель будівлі із заданими навантаженнями на конструктивні елементи за допомогою інструментарію наданого програмою.

2. Виконується розрахунок на вітрові та сейсмічні дії з визначенням горизонтальних переміщень будівлі.

3. Визначаються необхідні перерізи залізобетонних та сталевих елементів.

4. Виконується формування розрахункової схеми та кінцево-елементний розрахунок.

6. Експортується розрахункова схема до програмних модулів Лір-Арм та Лір-СТК.

Таблиця 3.1 Характеристики кінцевих елементів розрахункової моделі

Тип жорсткості	Ім'я	Параметри(перетину-(см) жорсткості-(т,м) розп.вага-(т,м))	Опис
1	Два куточки 125 x 125 x 8	q=0.0309007	верхній пояс
		EF = 82722.2, EI _y = 124	
		EI _z = 247, GIK = 0.774	
		Y ₁ = 2.3, Y ₂ = 2.3, Z ₁ = 4.45, Z ₂ = 1.64, RU _Y = 0, RU _Z = 0	
2	Два куточки 125 x 125 x 8	q=0.0309007	нижній пояс
		EF = 82722.2, EI _y = 124	
		EI _z = 247, GIK = 0.774	
		Y ₁ = 2.3, Y ₂ = 2.3, Z ₁ = 4.45, Z ₂ = 1.64, RU _Y = 0, RU _Z = 0	
3	Два куточки 100 x 100 x 7	q=0.0215787	опорний розкіс
		EF=57766.9, EI _y =54.9	
		EI _z =114,GIK=0.416	
		Y ₁ =1.89,Y ₂ =1.89,Z ₁ =3.5,Z ₂ =1.3,RU _Y =0,RU _Z =0	
4		q=0.0115976	грати

	Два куточки 75 x 75 x 5	EF=31047.1, EI _y =16.6 EI _z =36.3, GI _k =0.115 Y ₁ =1.46, Y ₂ =1.46, Z ₁ =2.65, Z ₂ =0.976, RU _{_Y} =0, RU _{_Z} =0	
5	Профіль "Молодечно" 60 x 5	q=0.00813 EF=21762.4, EI _y =10.6 EI _z =10.6, GI _k =6.62 Y ₁ =1.62, Y ₂ =1.62, Z ₁ =1.62, Z ₂ =1.62, RU _{_Y} =0, RU _{_Z} =0	пояс прогонів
6	Профіль "Молодечно" 60 x 5	q=0.00813 EF=21762.4, EI _y =10.6 EI _z =10.6, GI _k =6.62 Y ₁ =1.62, Y ₂ =1.62, Z ₁ =1.62, Z ₂ =1.62, RU _{_Y} =0, RU _{_Z} =0	грати прогонів
7	Профіль "Молодечно" 80 x 4	q=0.00922 EF = 24682.2, EI _y = 23.3 EI _z =23.3, GI _k =14 Y ₁ = 2.36, Y ₂ = 2.36, Z ₁ = 2.36, Z ₂ = 2.36, RU _{_Y} = 0, RU _{_Z} = 0	розтяжки
8	Профіль "Молодечно" 50 x 4	q=0.00545 EF=14599.3, EI _y =4.98 EI _z =4.98, GI _k =3.1 Y ₁ =1.36, Y ₂ =1.36, Z ₁ =1.36, Z ₂ =1.36, RU _{_Y} =0, RU _{_Z} =0	верхні горизонтальні зв'язки
9	Профіль "Молодечно" 70x4	q=0.00816067 EF = 21846.4, EI _y = 15.8 EI _z =15.8, GI _k =9.15 Y ₁ = 2.07, Y ₂ = 2.07, Z ₁ = 2.07, Z ₂ = 2.07, RU _{_Y} = 0, RU _{_Z} = 0	нижні горизонтальні зв'язки (ГС-6...ГС-10)
10	Хрестові куточки 110 x 110 x 8	q=0.026993 EF = 72261.2, EI _y = 167 EI _z =167, GI _k =0.659 Y ₁ =2.02, Y ₂ =2.02, Z ₁ =2.02, Z ₂ =2.02, RU _{_Y} =0, RU _{_Z} =0	нижні горизонтальні зв'язки (ГС-3)
11	Двотавр 20Б1	q=0.0223555 EF = 59846.5, EI _y = 408 EI _z =29.9, GI _k =0.558 Y ₁ = 0.999, Y ₂ = 0.999, Z ₁ = 6.82, Z ₂ = 6.82, RU _{_Y} = 0, RU _{_Z} = 0	надколонник
12	Брус 60 X 50	Ro=2.75, E=2.75e+006, GF=0 B = 60, H = 50	Колони ЗБ
13	Два швелери №16	q=0.0284054 EF=76042.3, EI _y =315 EI _z =1.22e+004, GI _k =0.514 Y ₁ = 38.2, Y ₂ = 38.2, Z ₁ = 5.18, Z ₂ = 5.18, RU _{_Y} = 0, RU _{_Z} = 0	вертик зв'язку по колонах
14	Брус 30 X 30	Ro=2.75, E=2.75e+006, GF=0 B = 30, H = 30	фахверк 30x30
15	Брус 40 X 40	Ro=2.75, E=2.75e+006, GF=0 B = 40, H = 40	Фахверк 40x40
16	Брус 60 X 40	Ro=2.75, E=2.75e+006, GF=0 B = 60, H = 40	надкранова частина колон
17	Брус 40 X 85	Ro=2.75, E=2.75e+006, GF=0 B = 40, H = 85	консолі колон
18	Брус 80 X 40	Ro=2.75, E=2.75e+006, GF=0 B = 80, H = 40	підкранова частина колон

Далі на рис. 3.1 – 3.7 показані поперечна рама, загальний вигляд розрахункової моделі, конструкції вздовж поздовжніх осей будівлі та схеми зв'язків по нижнім та верхнім поясам ферм.

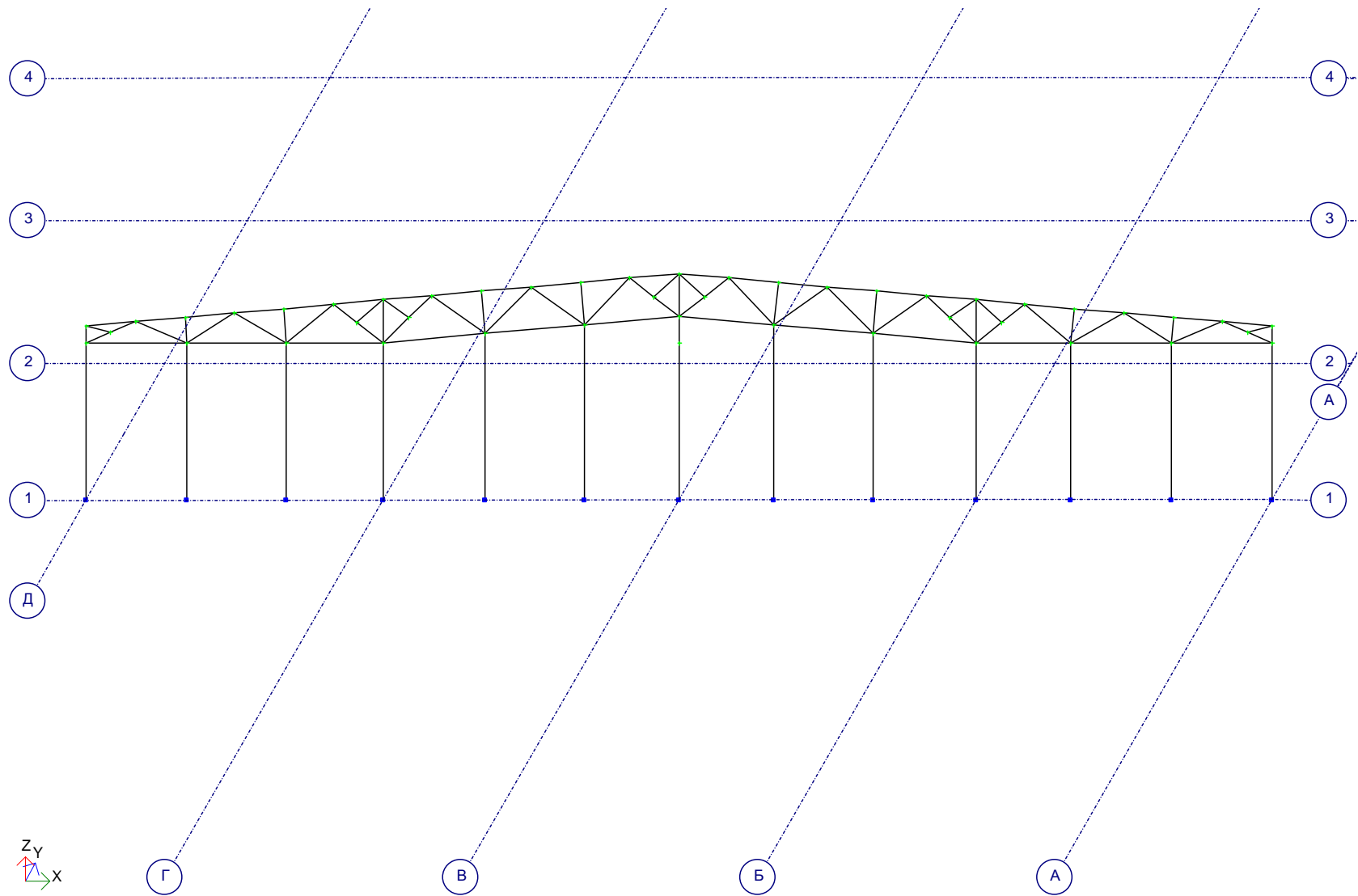


Рис. 3.1 Поперечна рама

Загружение 1 собственъ вес

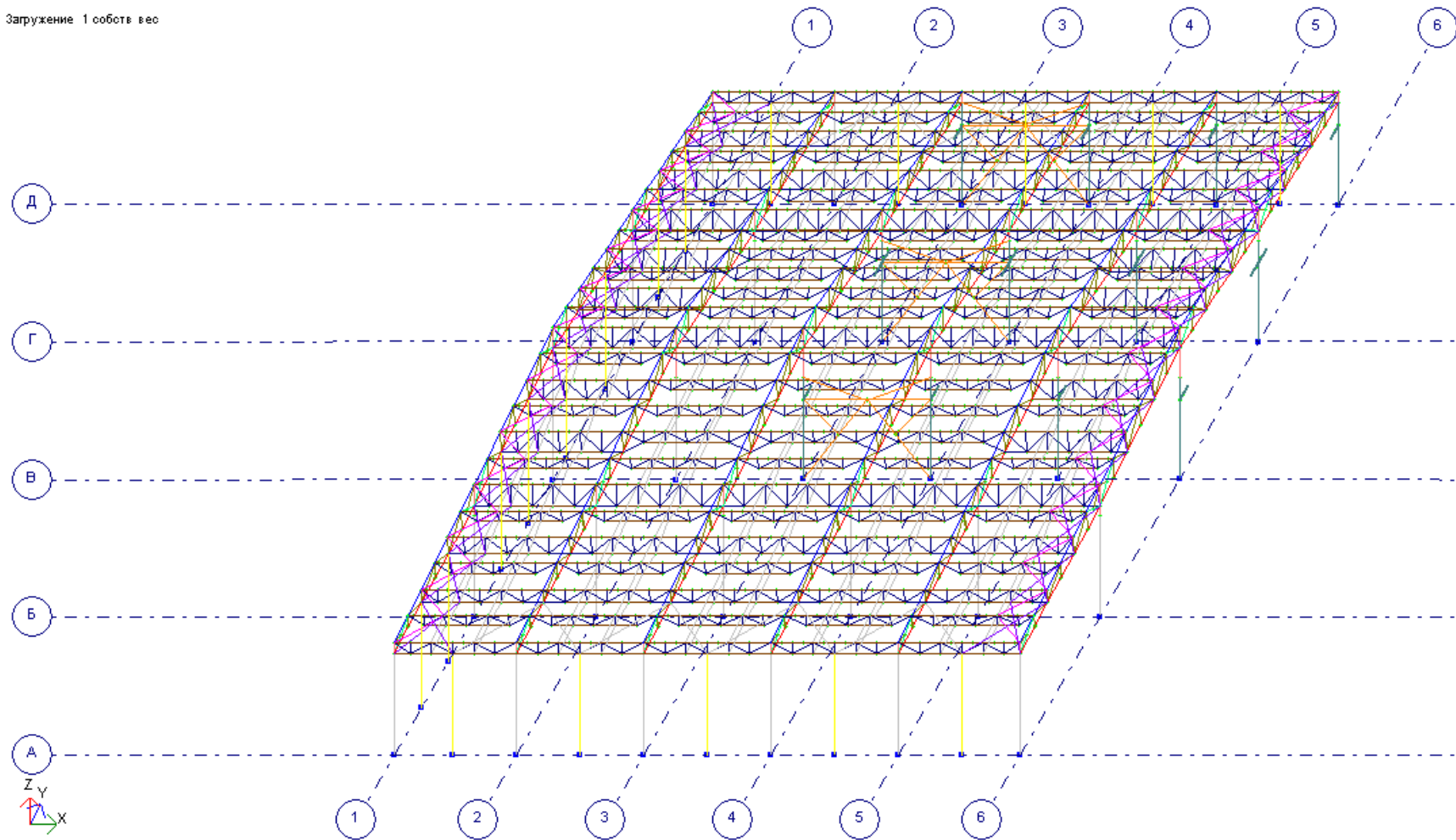


Рис. 3.2 Загальний вигляд розрахункової моделі

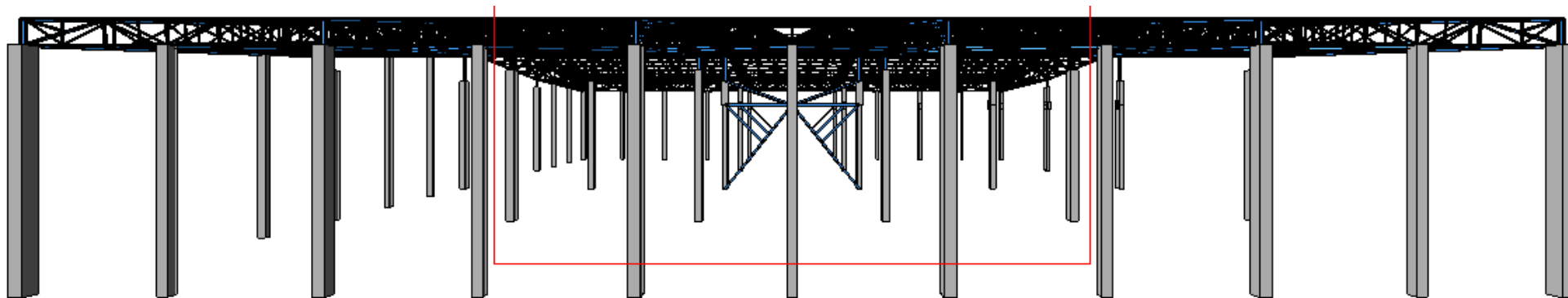


Рис. 3.3. Об'ємний вид розрахункової моделі по осі «А»

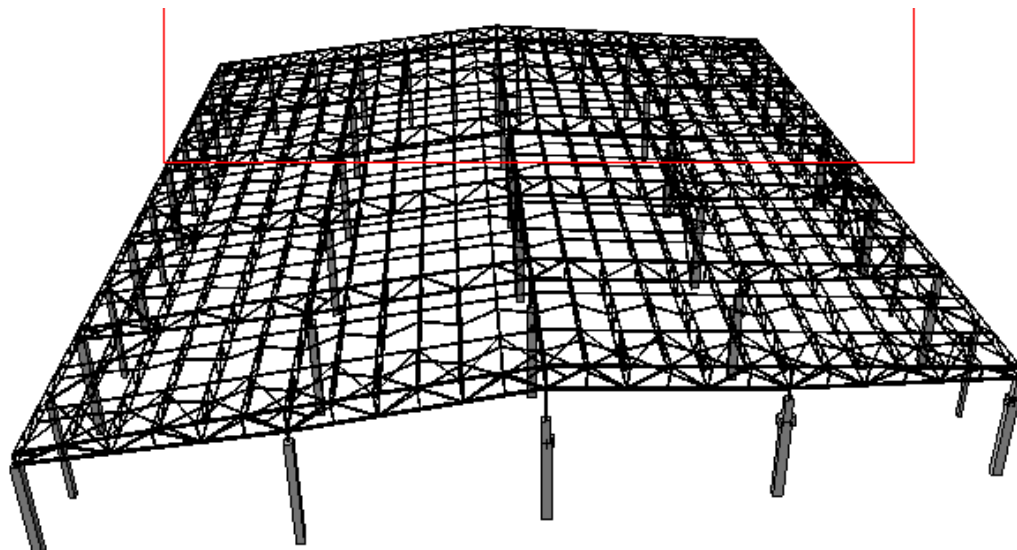
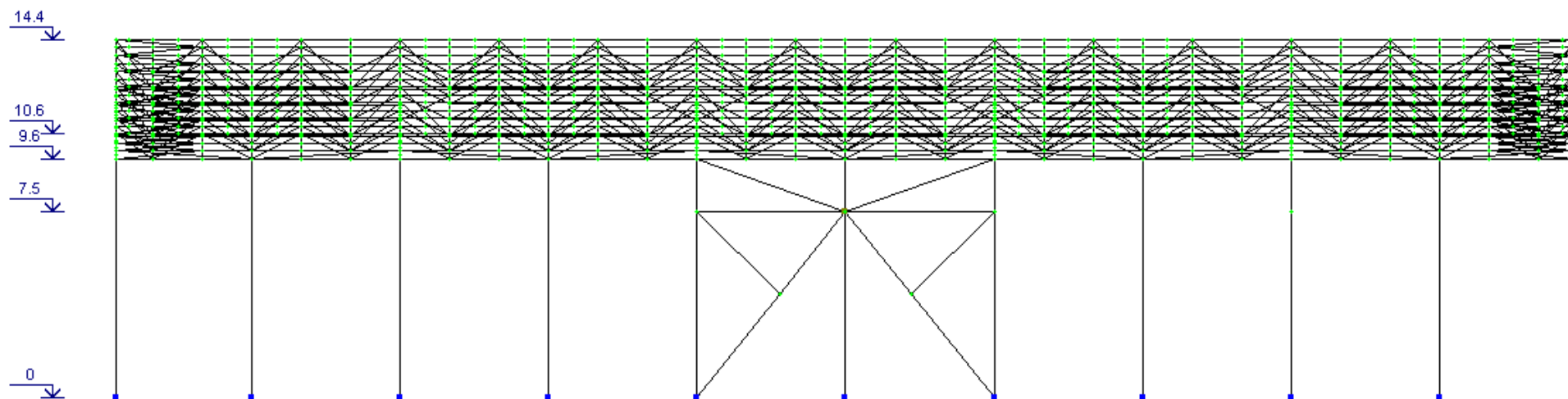


Рис. 3.4. Об'ємний вигляд розрахункової моделі



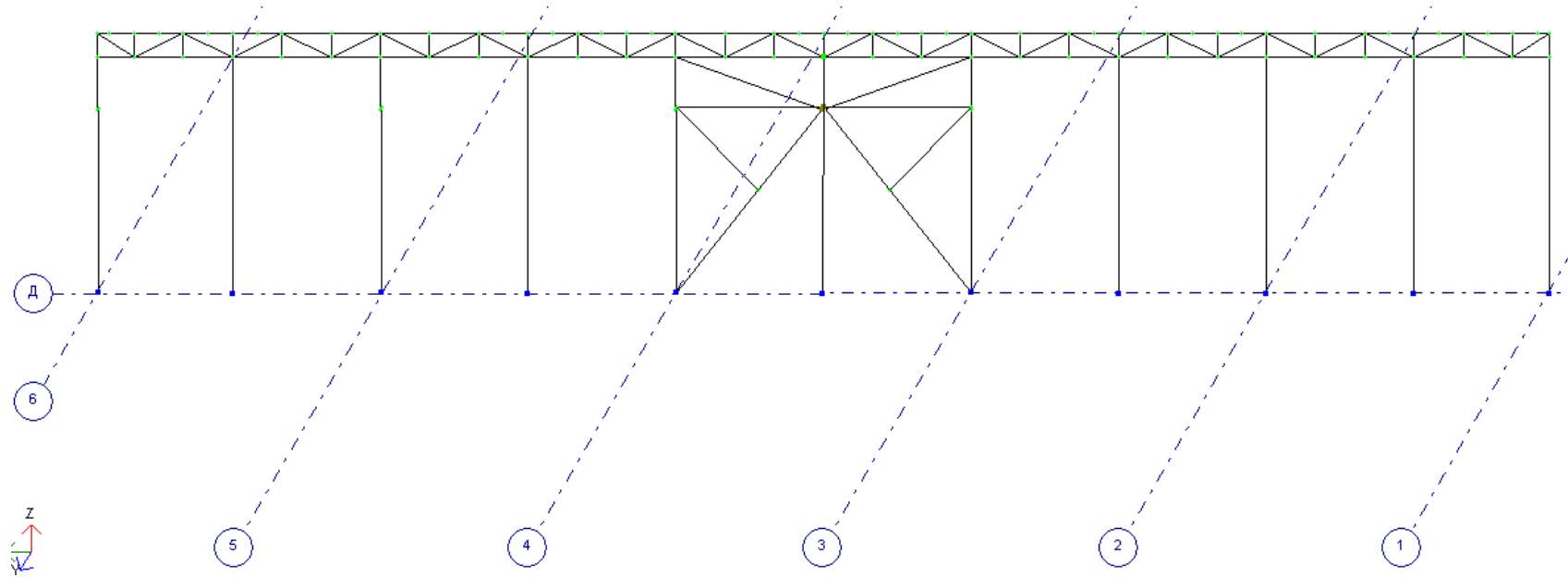


Рис. 3.5. Конструкції вздовж осей "В", "Г", "Д"

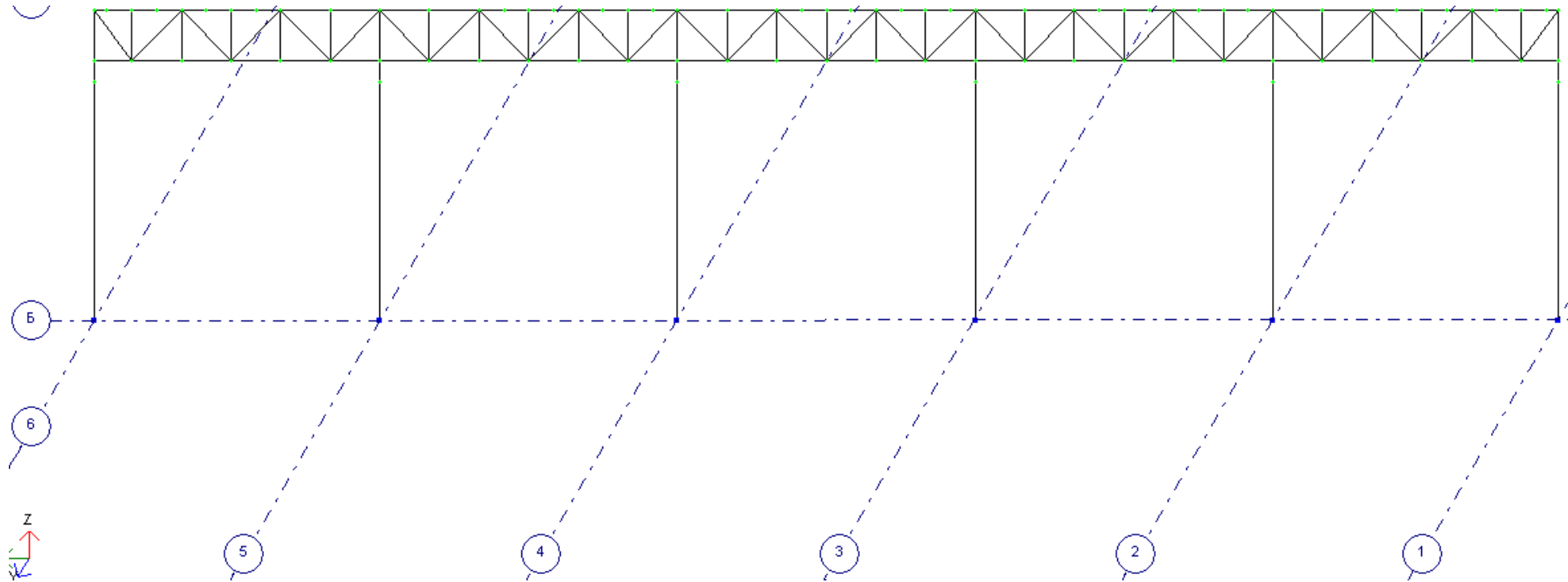


Рис. 3.6. Конструкції вздовж осей "А", "Б", "В"

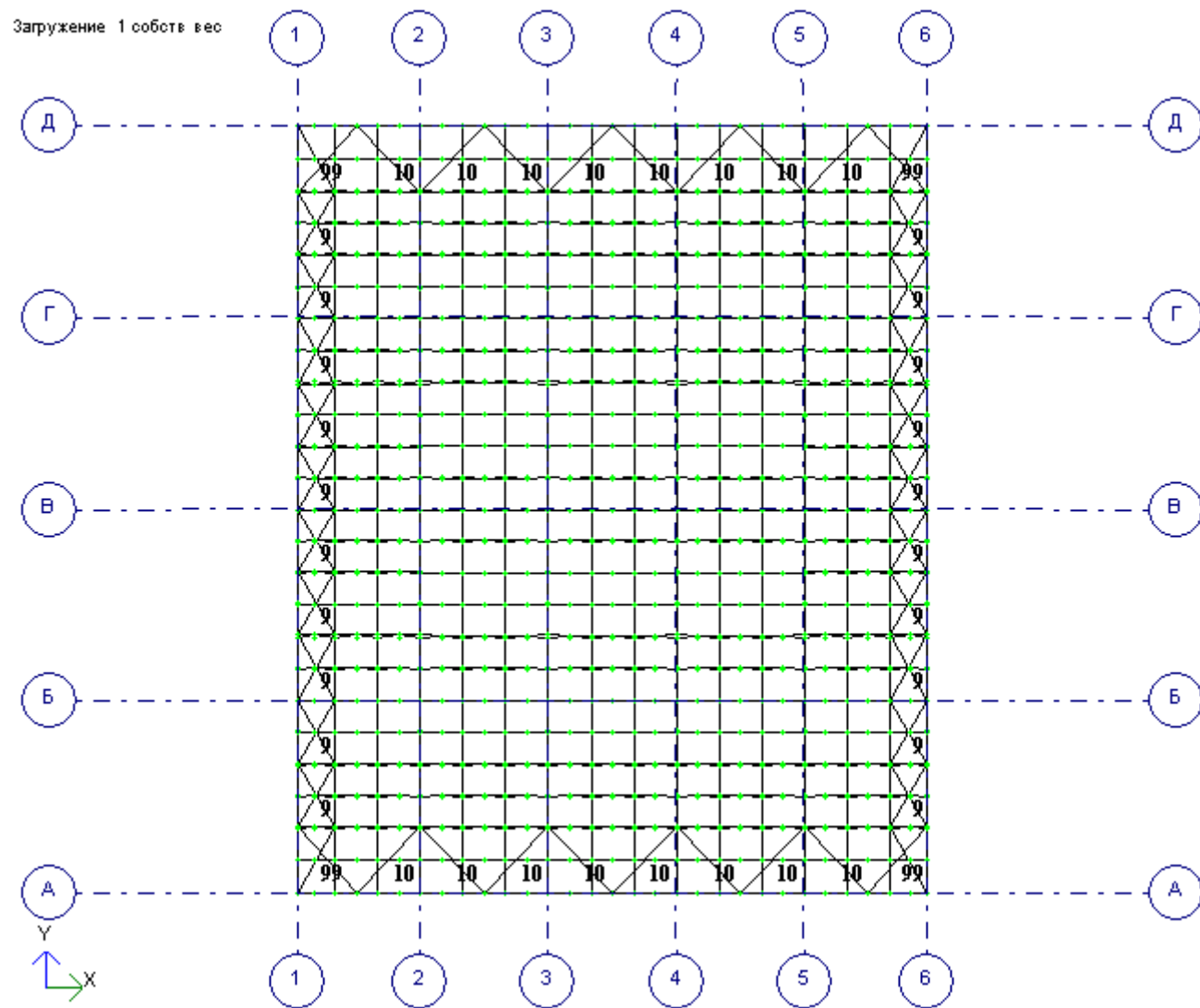


Рис. 3.7. Схема зв'язків по нижньому поясу ферм

3.2 Результати розрахунків

В результаті розрахунку отримані всі компоненти напруженого та деформованого стану конструктивних елементів будівлі при постійному навантаженні, короткочасній частині тимчасового навантаження, кранових навантажень, сейсмічної дії вздовж осі X, осі Y.

За отриманими в результаті статичного розрахунку розрахунковими поєднаннями зусиль визначено необхідне розрахункове армування конструктивних елементів будівлі, отримане за допомогою модуля «ЛірАрм», що конструює.

Таблиця 3.2. Максимальні зусилля у колонах

Критерій	Значення зусиль			№№ завантаж
	N	M _y	Q _z	
	(кН)	(кН*м)	(кН)	
Колони 600x500 (крайні)				
N _{max}	-5.698	-21.994	-13.399	1 2 4 5 6
N _{min}	-344.42	2.888	-0.357	1 2 3
M _{max}	-274.2	113.277	-14.805	1 2 3 7
M _{min}	-271.6	-111.4	14.565	1 2 3 7
Q _{max}	-116.7	28.434	14.565	1 2 3 7
Q _{min}	-180.9	47.059	-14.960	1 2 4
Колони 600x500 (середні)				
N _{max}	-20.230	-2.518	5.312	1 2 4 5 6
N _{min}	-612.3	-6.6	0.7	1 2 3
M _{max}	-435.3	116.0	-12.4	1 2 3 7
M _{min}	-440.9	-114.9	12.3	1 2 3 7
Q _{max}	-50.5	9.0	12.7	1 2 3 7
Q _{min}	-199.9	61.6	-16.9	1 2 4
Колони 800x400 (крайні)				
N _{max}	-65.615	-0.797	-0.308	1 2 4 5
N _{min}	-530.0	-5.486	0.512	1 2 3
M _{max}	-194.1	45.556	-4.859	1 2 3 7
M _{min}	-391.4	-49.451	5.173	1 2 3 7
Q _{max}	-333.1	-10.959	5.173	1 2 3 7
Q _{min}	-135.9	9.372	-4.859	1 2 4
Колони 800x400 (середні)				
N _{max}	-140.7	0.380	-0.549	1 2 4 5
N _{min}	-678.2	-5.079	0.564	1 2 3

Mmax	-300.3	18.282	-2.804	1 2 3 7
Mmin	-496.5	-19.908	2.706	1 2 3 7
Qmax	-438.2	2.161	2.706	1 2 3 7
Qmin	-242.0	-4.847	-2.804	1 2 3 7
Колони 300х300 (фахверк)				
Nmax	-8.799	-1.656	-0.270	1 2 4 5
Nmin	-160.3	0.081	-0.015	1 2 3
Mmax	-133.9	4.198	-0.998	1 2 3 7
Mmin	-27.898	-5.365	-0.993	1 2 3 7
Qmax	-27.591	3.057	0.644	1 2 3 7
Qmin	-133.9	4.198	-0.998	1 2 4
Колони 400х400 (фахверк)				
Nmax	-8.364	-2.280	-0.985	1 2 4 5
Nmin	-250.7	-0.363	0.262	1 2 3
Mmax	-191.3	50.651	-16.781	1 2 4
Mmin	-181.8	-39.280	4.775	1 2 3 7
Qmax	-25.026	1.275	8.593	1 2 4
Qmin	-191.3	50.651	-16.781	1 2 4

РОЗДІЛ 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях

4.1 Основні положення щодо охорони праці

Охорона праці – це зведення законодавчих актів і правил, відповідних їм гігієнічних, організаційних, технічних та соціально-економічних заходів, що забезпечують безпеку, збереження здоров'я та працездатність людини в процесі праці.

Організація будівельного майданчика, ділянки робіт та робочих місць повинна забезпечувати безпеку праці працюючих на всіх етапах виконання робіт.

Вирішення питань про охорону праці та здоров'я трудящих на будівельному майданчику є найважливішим завданням. При вирішенні завдань необхідно чітко представляти сутність процесів і відшукати способи (найбільш підходящі до кожного конкретного випадку), що усувають вплив на організм шкідливих і небезпечних факторів і унеможливають травматизм і професійні захворювання.

4.1.2 Інженерні рішення з охорони праці

Проектом передбачені інженерні рішення з техніки безпеки будівельно-монтажних та супутніх допоміжних робіт.

При виробництві будівельно-монтажних робіт необхідно дотримуватись вимог[6]. Чинна система охорони праці (трудова законодавство, виробнича санітарія та техніка безпеки) забезпечує належні умови праці робітникам-будівельникам, підвищення культури виробництва, безпеку робіт та їх полегшення, що сприяє підвищенню продуктивності праці. Створення безпечних умов праці у будівництві тісно пов'язане з технологією та організацією виробництва.

Відповідальність за безпеку робіт покладено у законодавчому порядку на технічних керівників будівель – головних інженерів та інженерів з охорони праці, виробників робіт та будівельних майстрів. Керівники будівництва зобов'язані організувати планування заходів з охорони праці та протипожежної техніки та забезпечити проведення цих заходів у встановлені терміни.

Поліпшення організації виробництва, створення на будівельному майданчику умов праці, що усувають виробничий травматизм, професійні захворювання та забезпечують нормальні санітарно-побутові умови – одне з найважливіших завдань,

від успішного вирішення якого залежить подальше підвищення продуктивності праці на забудовах.

До обов'язків адміністрації будівельних організацій з охорони праці входять:

- дотримання правил охорони праці, здійснення заходів з техніки безпеки та виробничої санітарії;
- розробка перспективних планів та угод колективних договорів щодо покращення та оздоровлення умов праці;
- забезпечення працюючих спецодягом, спецвзуттям, засобами індивідуального захисту;
- проведення інструктажів та навчання робочих правил техніки безпеки;
- організація пропаганди безпечних методів праці, забезпечення будівельних об'єктів плакатами, запобіжними написами тощо;
- організація навчання та щорічної перевірки знань, правил та норм охорони праці інженерно-технічного персоналу;
- проведення медичних оглядів осіб, зайнятих на роботах із підвищеною небезпекою та шкідливими умовами;
- розслідування всіх нещасних випадків та профзахворювань, що сталися на виробництві, а також їх облік та аналіз;
- ведення документації та перевірка встановленої звітності з охорони праці;
- видання наказів та розпоряджень з питань охорони праці.

Загальне керівництво робіт з техніки безпеки та виробничої санітарії, а також відповідальність за її стан покладається на керівників (начальників та головних інженерів) будівельних організацій.

4.1.3 Огородження території

Територія будівельного майданчика має бути виділена на території огорожами:

- захисно-охоронними, призначеними для запобігання доступу сторонніх осіб на ділянки з небезпечними та шкідливими виробничими факторами та забезпечення збереження матеріальних цінностей;
- захисними, призначеними лише запобігання доступу сторонніх осіб у ділянки з небезпечними виробничими чинниками;
- сигнальними, призначеними для попередження про межі територій та ділянок з небезпечними та шкідливими виробничими факторами.

Панелі огорож повинні бути прямокутними зі стандартною довжиною $L=1,2; 1.6; 2,0$ м. Відстань між суміжними елементами огороження заповнення полотна панелей має бути 80...100 мм. Відстань між стійками сигнальних огорож не більше 6м.

4.1.4 Визначення небезпечних зон на будівельному майданчику

При організації будівельного майданчика, розміщення ділянок робіт, робочих місць, проїздів будівельних машин, транспортних засобів, проходів для людей слід встановити небезпечні для людей зони, у яких постійно діють або потенційно можуть діяти небезпечні виробничі фактори.

Згідно [6] до зон небезпечних виробничих факторів відносяться зони:

- у смузі шириною до 2-х метрів по периметру від не захищених перепадів за висотою на 1,3 м і більше;
- у місцях переміщення машин та обладнання або їх робочих органів та відкритих частин, що рухаються або обертаються;
- у місцях, над якими відбувається переміщення вантажів вантажопідіймальними кранами;
- поблизу від відкритих неізолюваних струмопровідних частин електроустановок та ЛЕП;
- у місцях, де рівні шуму, вібрації чи забруднення повітря робочої зони перевищують гігієнічні норми:

До зон потенційно діючих небезпечних виробничих факторів відносяться:

- монтажні зони - ділянки території поблизу будівлі або споруди, що будується;
- поверхи (яруси) будівель та споруд в одній захватці, над якими відбувається монтаж (демонтаж) конструкцій або обладнання.

4.1.5 Організація безпечних умов праці земляних робіт

Для забезпечення безпечних умов виконання земляних робіт необхідно дотримуватися наступних основних умов безпечного виконання робіт:

- Земляні роботи у зоні розташування діючих підземних комунікацій можуть проводитися лише з письмового дозволу організацій, відповідальних їх експлуатацію.
- Технічний стан землерийних машин повинен регулярно перевірятись із своєчасним усуненням виявлених несправностей. Екскаватор під час роботи необхідно розташовувати на спланованому місці.
- Під час роботи екскаватора забороняється перебування людей у межах призми обвалення та в зоні розвороту стріли екскаватора.
- Завантаження автомобілів екскаватором проводиться так, щоб ківш подавався збоку або ззаду кузова, а не через кабіну водія. Пересування екскаватора із завантаженим ковшем забороняється.

4.1.6 Організація безпечних умов праці бетонних робіт

Для забезпечення безпечних умов виконання бетонних робіт необхідно дотримуватися таких основних умов безпечного виконання робіт:

- опалубку, що застосовується для зведення монолітних залізобетонних конструкцій, необхідно виготовляти та застосовувати відповідно до проекту виконання робіт, затвердженого у відповідному порядку.
- При встановленні елементів опалубки на кілька ярусів кожен наступний ярус слідує встановлювати лише після закріплення нижнього ярусу.
- При виробництві опалубних, арматурних, бетонних та розпалубних робіт необхідно стежити за кріпленням лісів та риштування, їх стійкістю, правильним улаштуванням настилів, сходів, поручнів та огорож.

- Щитову опалубку колон, ригелів, перекриттів і стін з пересувних драбин допускається встановлювати при висоті над рівнем землі або нижчим перекриттям не більше 5,5 м.
- Працювати на висоті від 5,5 до 8 м дозволяється тільки з пересувних риштування, що мають нагорі майданчик з огорожами.
- При зведенні залізобетонних стін для безпечної роботи будівельників-опалубників з обох боків необхідно встановити настили з огорожами через кожні 1,8 м за висотою.
- Стан зібраних панелей та блоків опалубки, робочих настилів, навісних майданчиків та сходів на захватках щодня перед початком робіт перевіряє особа, відповідальна за виконання робіт та робить відповідну запис у журналі охорони праці та протипожежної охорони.
- Усі робочі настили та перехідні сходи мають бути надійно закріплені відповідно до проекту.
- Роботи на незакріплених підмостках суворо заборонені.
- До монтажу не допускається опалубка з несправними замками, петлями, захватами, великими люфтами у шарнірах та замках. Виявлені несправності слід усувати негайно.
- До початку монтажу опалубки міцність нижчих несучих монолітних конструкцій повинна бути не нижче 70% проектної.
- Всі прорізи повинні бути закриті інвентарними щитами або захищені.
- До початку монтажу опалубки необхідно перевірити надійність з'єднання елементів опалубки, що входять до складу вузла, що піднімається, переконатися у відсутності незакріплених предметів на елемент опалубки, що переноситься.
- Підйом та переміщення до місця встановлення елементів опалубки необхідно виконувати плавно, без обертання, коригування положення елемента виконувати на відтяжки.
- Не допускається виконувати монтажні роботи на висоті у відкритих місцях при швидкості вітру 15 м/с і більше, при ожеледиці, грозі або тумані, що виключає видимість у межах фронту робіт. Роботи з переміщення та встановлення

вертикальних панелей та подібних до них конструкцій з великою вітрильністю слід припиняти при швидкості вітру 10 м/с і більше.

- Розстроювання елементів опалубки проводити тільки після належного їх закріплення або установки, що виключає мимовільне переміщення.

- Панелі та блоки піднімати лише після їх повного звільнення від кріпильних елементів та відриву від бетону. Окремі панелі, крім підкосів, повинні зміцнюватися ланцюговими відтяжками для запобігання перекиданню. Особливу увагу звернути на стропування та підйом блоків опалубки. Щоб уникнути заклинювання блоку при вилученні його з комірки, блок при підйомі має бути строго вертикальним.

- Робочі місця мають бути огорожені інвентарними огорожами. Ву разі відсутності огорожі робітники повинні користуватися запобіжними поясами. Місця прикріплення поясів вказуються виробником робіт та яскраво забарвлюються.

- При монтажі під елементами опалубки заборонено.

- Під час грози та при вітрі силою 6 балів і більше (тобто при швидкості вітру понад 9,9 м/с) виконувати бетонні та залізобетонні роботи із зовнішніх лісів забороняється.

- Арматурні вироби слід переміщувати та встановлювати лише у рукавицях. Армовані ділянки, які можуть бути під струмом, необхідно заземлити. Не дозволяється залишати без закріплення встановлену арматуру.

4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

4.2.1 Розрахунок забезпечення безпечної евакуації людей

Розрахунковий час евакуації людей з приміщень та будівель встановлюють з розрахунку часу руху одного чи кількох людських потоків через евакуаційні виходи від найвіддаленіших місць розміщення людей.

При розрахунку весь шлях руху людського потоку поділяється на ділянки.

При визначенні розрахункового часу довжина та ширина кожної ділянки шляху евакуації приймається за проектом.

Розрахунковий час евакуації людей визначається як сума часу руху людського потоку по окремих ділянках шляху: $t_p = t_1 + t_2 + \dots + t_i$

Вихідні дані:

$$\text{Площа залу} = 316,18 \text{ м}^2$$

$$\text{Об'єм залу} = 1458 \text{ м}^3$$

Розрахунок часу руху людського потоку по I ділянці.

Щільність людського потоку першому ділянці:

$$D_1 = N_1 f / l_1 s = 12,1 \cdot 0,125 / 9,5 \cdot 1,5 = 0,09 \text{ м}^2/\text{м}^2$$

де N_1 – кількість людей на першій ділянці, які перебувають у торговому залі, слід визначати виходячи з площі торгової зали на одну особу – $2,5 \text{ м}^2$);

f – середня площа горизонтальної проекції людини;

l, s – ширина та довжина розрахункової ділянки,

$$t_1 = l_1 / v_1 = 9,5 / 80 = 0,12 \text{ хв}$$

де v_1 – швидкість руху людського потоку горизонтальним шляхом першої ділянки.

Розрахунок часу руху людського потоку по II ділянці.

При злитті на початку ділянки двох і більше людських потоків інтенсивність руху людей дорівнює:

$$q_2 = \sum q_{i-1} s_{i-1} / s_i = (7+7) \cdot 1,5 / 2,5 = 8,4 \text{ м/хв}$$

$$v = 80 \text{ м/хв}$$

$$t_2 = l_2 / v_2 = 2,4 / 80 = 0,03 \text{ хв}$$

Розрахунок часу руху людського потоку на III ділянці.

$$q_3 = \sum q_{i-1} s_{i-1} / s_i = (8,4+7) \cdot 1,5 / 2,5 = 9,24 \text{ м/хв}$$

$$v = 75 \text{ м/хв}$$

$$t_3 = l_3 / v_3 = 2,4 / 75 = 0,032 \text{ хв}$$

Розрахунок часу руху людського потоку по IV ділянці.

$$q_4 = \sum q_{i-1} s_{i-1} / s_i = (9,24+7) \cdot 1,5 / 2,5 = 9,74 \text{ м/хв}$$

$$v = 72 \text{ м/хв}$$

$$t_4 = l_4 / v_4 = 2,4 / 72 = 0,033 \text{ хв}$$

Розрахунок часу руху людського потоку за V ділянкою.

$$q_5 = \sum q_{i-1} s_{i-1} / s_i = (9,74+7) \cdot 1,5 / 2,5 = 10,044 \text{ м/хв}$$

$$v=70 \text{ м/хв}$$

$$t_5=l_5/v_5=2,4/70 = 0,034 \text{ хв}$$

Розрахунок часу руху людського потоку по VI ділянці.

$$q_6=\sum q_{i-1} s_{i-1} / s_i = (10,044+7 \cdot 1,5/2,5)=10,22 \text{ м/хв}$$

$$v=68 \text{ м/хв}$$

$$t_6=l_6/v_6=2,4/70 = 0,035 \text{ хв}$$

Розрахунок часу руху людського потоку VII ділянці.

$$q_7=\sum q_{i-1} s_{i-1} / s_i = (10,044+7+5) \cdot 1,5/2,5=13,32 \text{ м/хв}$$

$$v=56 \text{ м/хв}$$

$$t_7=l_7/v_7=16/56 = 0,29 \text{ хв}$$

Розрахунок часу руху людського потоку по VIII ділянці.

$$q_8 = q_{i-1} s_{i-1} / s_i = 13,32 \cdot 2,5 / 1,5 = 15,85 \text{ м / хв}$$

$$v=15 \text{ м/хв}$$

$$t_8=l_8/v_8=12,7/15 = 0,84 \text{ хв}$$

Загальний розрахунковий час:

$$t_p=t_1+t_2+t_3+t_4+t_5+t_6+t_7+t_8 =0,12+0,03+0,032+0,033+0,034+0,035+0,29+0,84=$$
$$=1,416 \text{ хв}$$

Потрібен час евакуації для торгових залів універсальних магазинів при об'ємі приміщення до $5000\text{м}^3 = 1,5 \text{ хв}$.

$$1,416 \text{ хв} < 1,5 \text{ хв}.$$

Розрахунковий час евакуації торгового залу відповідає вимогам.

4.2.2 Висновки за розділом

Проектом передбачені інженерні рішення з техніки безпеки будівельно-монтажних та супутніх допоміжних робіт. Виконання цих заходів дозволить усунути вплив на організм шкідливих та небезпечних факторів та виключить по можливості травматизм та виникнення професійних захворювань робітників на будівельному майданчику.

Як заходи протипожежного захисту будівлі у проекті передбачені такі заходи: організовані евакуаційні шляхи, що дозволяють людям безпечно та в короткий термін залишити приміщення та будівлю загалом у разі виникнення пожежі; забезпечення проїздів та під'їздів пожежних автомобілів до будівель та гідрантів.

Передбачено також низку заходів, спрямованих на забезпечення гасіння пожеж або сприяння гасіння. Будівля обладнана системою протипожежного захисту із встановленням датчиків у кожній квартирі. Будівля обладнується системами димовидалення та підпору повітря, що запобігають перетіканню диму поверхами, передбачена шахта димовидалення. Передбачено транспортування пожежних підрозділів за допомогою спеціалізованих ліфтів для пожежників

Усі заходи протипожежного захисту задовольняють вимогам чинних нормативних документів та дозволять звести до мінімуму ймовірність виникнення надзвичайних ситуацій та їх можливі наслідки.

ВИСНОВКИ

Запроектована будівля виробничого призначення – цех з газоблоків.

При будівництві цеху передбачається використовувати всі сучасні методи ведення робіт та нові матеріали, застосування яких веде до зменшення матеріаломісткості, збільшення продуктивності праці, підвищення ефективності будівництва.

Об'єм будівлі повністю відповідає функціональному процесу, що протікає у будівлі.

В **«Архітектурно-будівельному розділі»** прийнято архітектурно-будівельні рішення щодо проектування і будівництва цеху.

Обґрунтовано об'ємно-планувальні рішення будівництва на відведеній ділянці. Приведено конструктивні рішення основних несучих конструкцій.

У **«Розрахунково-конструктивному розділі»** здійснено розрахунок та конструювання залізобетонних елементів будівлі. Встановлено навантаження, які діють на певний елемент конструкції, і проведено перевірку на виконання умов міцності та прогинів.

Проаналізовано інженерно-геологічні умови будівельного майданчика, фізико-механічні характеристики ґрунтів та визначено їх просідання. Розраховано фундаменти під будівлю.

У **«Науково-дослідному розділі»** розроблено скінченно-елементну модель рами каркасу цеху. Досліджено деформативність та розподіл зусиль від дії експлуатаційних навантажень.

У розділі **«Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях»** розроблено заходи щодо дотримання техніки безпеки будівельних робіт. Розроблено заходи по захисту працівників у надзвичайних ситуаціях.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ЛІТЕРАТУРНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Ковальчук Я. О. Методичний посібник для виконання кваліфікаційної роботи магістра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія” / Я. О. Ковальчук, Г. М. Крамар, О. М. Мещерякова. - Тернопіль : ТНТУ, 2020. – 56 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи К.: Мінбуд України, 2006.
3. ДБН В.1.17-2002 Пожежна безпека об’єктів будівництва. – К.: Держбуд України, 2003.
4. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
5. ДБН В.2.6-31:2006 Теплова ізоляція будівель К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2006.
6. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011.
7. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1995.
8. ДБН А.2.1–1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. Основні положення. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2008.
9. ДБН 360-92 Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень. К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1992.
10. Malezhyk, M.P., Pidhurs’kyi, M.I., Rudyak, Y.A., Pidhurs’kyi, I.M. & Voitovych, L.V. (2019) Investigation of the Fracture of an Orthotropic Plate with Circular Hole and Two Edge Cracks Under Pulsed Loading by the Method of Dynamic Photoelasticity. *Materials Science*, 55(2). P. 254-258. (SCOPUS)
11. Pidgurskyi, Mykola & Rudyak, Yuri & Pidgurskyi, Ivan. (2019). Research and Modeling of Stress-Strain State and Fracture Strength of Triplexes at Temperatures 293–213K. // *Lecture Notes in Mechanical Engineering SerProceedings of the 7th International Conference on Fracture Fatigue and Wear.*, Belgium, Ghent University, 2018. – P.135-150.

12. Pidgurskyi I. Analysis of stress intensity factors obtained with the fem for surface semielliptical cracks in the zones of structural stress concentrators // Scientific Journal of TNTU. - Ternopil: TNTU, 2018. - Vol. 90. - No 2. - P. 92-104. (Index Copernicus, Google Scholar)
13. Вплив температури на мікромеханізми статичного деформування та руйнування теплостійких сталей / П.В. Ясній, В.Б. Гладь, П.О. Марушак, Д.Я. Баран // Вісник Тернопільського державного технічного університету. - 2007. - Т. 14. - № 3. – С. 7-16.
14. Maruschak P., Degradation and cyclic crack resistance of continuous casting machine roll material under operating temperatures / P. Maruschak, D. Baran // Iranian Journal of Science and Technology Transaction B: Engineering. - 2011. - Vol. 35. - M2. - P. 159-165.
15. Ігнат'єва В.Б. Аналіз способів поліпшення теплотехнічних характеристик при будівництві будівель / В.Б. Ігнат'єва, Е.О. Текін // ЛОГОС. Мистецтво наукової думки, 2019. - Vol. 3. – С. 97-100. Режим доступу: <https://ojs.ukrlogos.in.ua/index.php/2617-7064/article/view/306/293> 44. Ignatyeva, V. B. (2018).
16. Yasniy, P.V., Mykhailyshyn, M.S., Pyndus, Y.I. et al. Numerical Analysis of Natural Vibrations of Cylindrical Shells Made of Aluminum Alloy. Mater Sci 55, 502–508 (2020). <https://doi.org/10.1007/s11003-020-00331-2>
17. Yasniy P., Pyndus Y., Hud M. Methodology for the experimental research of reinforced cylindrical shell forced oscillations. Scientific journal of the Ternopil national technical university. 2017. Vol. 86. №. 2. P. 7–13
18. Макара, Т.Я. Оцінка вогнестійкості елементів металевого каркасу торговельно-офісного центру / Т.Я. Макара, Т.О. Криницький, А.П. Сорочак // Актуальні задачі сучасних технологій: збірник тез доповідей ІХ Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів (Тернопіль, 25-26 листопада 2020). – Т. 1. – Т. : ТНТУ, 2020. – С. 93.
19. Теслюк, М.В. Аналіз впливу типу перев'язки на НДС цегляної кладки в місці стику стін / М.В. Теслюк, Т.К. Гунда, А.П. Сорочак // Актуальні задачі сучас-

них технологій: збірник тез доповідей ІХ Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів (Тернопіль, 25-26 листопада 2020). – Т. 1. – Т. : ТНТУ, 2020. – С. 133-134.

20. Ковальчук Я. Теплоізоляційні будівельні матеріали з місцевих технологічних відходів / Я. Ковальчук, Г. Крамар, Л. Бодрова, І. Коваль, С. Мариненко // Наукові нотатки. - 2019. - Вип. 66. - С. 165-171.

21. Веселов В.А. Проектирование оснований и фундаментов. – М.: Стройиздат, 1990. – 240с.

22. Основания, фундаменты и подземные сооружения.: Е. А. Сорочана, Ю. Г. Ирофименкова. – М. : Стройиздат, 1985. – 135с.

23. Цытович Н. А. Механика грунтов. – М. : Госстройиздат, 1934; 1940; 1951; 1963; 1971; 1979; 1983. – 357с.

24. Далматов Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты. Л. : Стройиздат, 1988. – 298с.

25. Ухов С. Б., Знаменский В. В., Тер – Мартиросян З. Г., Механика грунтов, основания и фундаменты.– М.: Издательство АСВ, 1994. – 524с.

26. Бартоломей А. А. Основы расчёта свайных ленточных фундаментов по предельно допустимым осадкам. – М. : 1982. – 253с.

27. Бугров А. К. Расчёт осадок оснований с развитыми областями предельного напряжённого состояния грунта. Швецова. М. : Высшая школа, 1991, С. 127 – 131.

28. Мерлинов М. В., Ягупов Б. А. Примеры расчёта оснований и фундаментов. М. : 2006. – 145с.

29. Лапшин Ф. К. Основания и фундаменты в дипломном проектировании. Саратов. Изд. – Саратовского университета, 1989. – 212с.

30. Основания и фундаменты. Справочник строителя. Под ред. М. И. Смердинова. – М. : 2003. – 355с.

31. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика. Под ред. Е. А. Сорочана, Ю. Г. Трофименкова. – М. : 2005. – 235с.

32. Малышев М. В. Прочность грунтов и устойчивость основания сооружений. – М. : 2000. - 310с

33. Флорин В. А. Основы механики грунтов. – М. – Л. : Т. 1, 1951; Т. 2, 1961.
34. Цытович Н. А. Механика мёрзлых грунтов (общая и прикладная) , – М. : 1973. – 387с.
35. Шведенко В. И. Монтаж строительных конструкций. М. : Высшая школа, 1987. – 167с.
36. Нойферт Э. Строительное проектирование. М. : Стройиздат, 1991.
37. Бодьин Г. М. и др. Технология строительного производства. – Л. : Стройиздат, 1987. – 197с.
38. Пищаленко М. Ю. Технология возведения зданий и сооружений – Киев. : Высшая школа, 1982. - 298с.
39. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Ж/бетонные конструкции. Общий курс. М. : Стройиздат, 1991. – 412с.
40. Невзоров Л. А. и др. Башенные строительные краны. Справочник. – М. : Машиностроение, 1992. – 254с.
41. Розрахунки і проектування спеціальних будівель і споруд: Навчальний посібник/ Фомиця Л.М., Артеменко А.К., Мамін О.М., Височин І.А. // Під редак. Л.М.Фомиці.- К: Урожай.- 1994.
42. Залізобетонні конструкції. Навчальний посібник / Вахненко П.Ф., Павліков А.М., Горик О.В., Вахненко В.П.// К: Вища школа, 1999.
43. Зоценко М.Л.,Коваленко В.І.,Хілобок В.Г. Яковлев А.В. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти. -К.:Вища шк.,1992.- 408 с.
44. Мельник І.В. Деформації зовнішньої композитної арматури при підсиленні залізобетонних балок / І.В. Мельник, А.Я. Мурин // Зб. наук. праць: механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій. – 2009. - №8. – С. 235-241.
45. Мельник І.В. Ефективність використання композитних матеріалів при підсиленні будівельних конструкцій / І.В. Мельник, Р.З. Добрянський, А.Я. Мурин // Збірник наукових праць третьої всеукраїнської науково-технічної конференції: науково-технічні проблеми сучасного залізобетону. – Львів, 2003. – С. 577-584.

46. Мельник С.В. Дослідження несучої здатності похилих перерізів залізобетонних балок, підсилених наклеєними вуглепластиковими матеріалами / С.В. Мельник // Зб. наук. пр. Полтавського нац. тех. ун-ту ім. Ю.Кондратюка. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава, 2012. – Вип. 2(32), Том 1. – С.151–158.
47. Мельник С.В. Розрахунок міцності похилих перерізів залізобетонних балок, підсилених вуглепластиковими матеріалами при однократному навантаженні / С.В. Мельник // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Рівне, 2012. – Вип. 23 – С. 494 – 501.
48. Клампуш М.Д. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених вуглецевими полімерами / М.Д. Клампуш, В.Г. Кваша // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2007. – Вип. 15. – С. 270-276.
49. Внешние армирование железобетонных конструкций композитными материалами. Шилин А.А., Пшеничний В.А., Картузов Д.В. М.: Стройиздат. 2007, 182с.
50. Перераспределение моментов в неразрезных железобетонных балках, упрочненных слоистыми углепластиковыми. Аиелло М.А., Валенте Л., Риццо А.. Мех. композит. матер. 2007. 43, № 5 с. 667 – 686.
51. Бамбура А.Н. К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе / А.Н. Бамбура, А.Б. Гурковский // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник. - Київ: НДІБК, 2003.- Випуск 59.- Книга 1.- С. 121 – 130.
52. Крუსь Ю.О. Метод визначення малоциклової втомленості бетону із застосуванням енергетичних гіпотез / Ю.О. Крусь // Проблеми теорії і практики залізобетону: Збірник наукових статей.- Полтава,1997.- С. 265 – 268.