

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА ІМЕНІ О.М. БЕКЕТОВА**

**НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ БУДІВНИЦТВА,
ЗЕМЛЕУСТРОЮ ТА ЦИВІЛЬНОЇ ІНЖЕНЕРІЇ**

Кафедра будівельних конструкцій

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА БАКАЛАВРА

**ЦЕХ З РЕМОНТУ ТА ОБСЛУГОВУВАННЯ ВЕЛИКОЇ ТЕХНІКИ В М.
ХАРКІВ**

Розробив: студент III курсу, групи ПЦБ23-1,2у

Спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія

ОПП «Промислове та цивільне будівництво»



Єрмолаєв Данііл Сергійович

Керівник: канд. техн. наук, доцент



Шемерт Руслан Миколайович

Рецензент: канд. техн. наук, доцент



Бутенко С.В.

2026 р.

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА імені О.М.БЕКЕТОВА**

**НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ
БУДІВНИЦТВА, ЗЕМЛЕУСТРОЮ ТА
ЦИВІЛЬНОЇ ІНЖЕНЕРІЇ**

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри
будівельних конструкцій



_____ к.т.н., доц. Спіранде К.В.

« 1 » червня 2026 року

**ЗАВДАННЯ
ДО ВИКОНАННЯ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ БАКАЛАВРА
Єрмолаєв Даниїл Сергійович**

Спеціальність 192 – Будівництво та цивільна інженерія

Освітньо-професійна програма Промислове та цивільне будівництво

Тема кваліфікаційної роботи: **Цех з ремонту та обслуговування**

великої техніки в м. Харків затверджен анаказом ректора ХНУМГ від

«26» травня 2026р. № 447-03 Термін подання завершеної роботи на

кафедру « 15 » червня 2026 р.

Вихідні дані до кваліфікаційної роботи інженерно-геологічні умови, основні вимоги до несучих та огорожувальних конструкцій будівлі, архітектурно-планувальні рішення об'єкту.

Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити): архітектурно-будівельна частина, розрахунково-конструктивна частина, технологічні рішення та організація будівництва, розділ охорони праці.

Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень):

- архітектурно-будівельна частина архітектурно-конструктивне рішення, теплотехнічний розрахунок огорожувальної конструкції
- розрахунково-конструктивна частина розрахунок та конструювання колони, розрахунок ферми перекриття
- технологічні рішення та організація будівництва: технологічна карта на зведення окремих елементів будівлі

КОНСУЛЬТАНТИ РОЗДІЛІВ РОБОТИ

Розділ		Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
			завдання видав	завдання прийняв
1.Архітектурно-будівельна частина		<i>Шемер Р.М.</i>		
2.Розрахунково-конструктивна частина	Розрахунок Підземної частини об'єкту	Александрович В.А.		
	Розрахунок Надземної частини об'єкту	<i>Шемер Р.М.</i>		
3.Технологічні рішення та організація будівництва		Ватуля Г.Л.		
4. Охорона праці		<i>Косенко Н.О.</i>		
Нормоконтроль		Пустовойтова О.М.		

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1.	Архітектурно-будівельна частина	<i>02.06-04.06.2026</i>	виконано
2.	Розрахунково-конструктивна частина	<i>05.06-10.06.2026</i>	виконано
3.	Технологічні рішення та організація будівництва	<i>10.06-11.06.2026</i>	виконано
4.	Охорона праці	<i>11.06-12.06.2026</i>	виконано

Керівник кваліфікаційної роботи



к.т.н., доц. Шемер Р.М.

Завдання прийняв до виконання  Єрмолаєв Д.С.

Дата видачі завдання «01_» червня 2026 р.

ЗМІСТ ПОЯСНЮВАЛЬНОЇ ЗАПИСКИ

ВСТУП	6
1. Розділ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА	7
1.1. Вихідні дані	8
1.2. Об'ємно-планувальне рішення будівлі	9
1.3. Архітектурно-конструктивні рішення	11
1.4 Інженерно-технічне обладнання	13
1.5 Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни	14
2. Розділ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА	15
2.1. Розрахунок надземної частини об'єкту	15
2.1.1. Компонування поперечної рами	16
2.1.2. Визначення навантажень на поперечну раму	17
2.1.3. Статичний розрахунок поперечної рами	26
2.1.4. Розрахунок колони середнього ряду	26
2.1.5 Розрахунок безрозкісної ферми покриття	78
2.2. Розрахунок підземної частини об'єкту	83
2.2.1. Оцінка інженерно-геологічних умов	83
2.2.2. Вибір глибини закладення фундаментів	90
2.2.3. Визначення розмірів подошви фундаменту	91
2.2.4. Перевірка крайових напружень фундаментів на природній основі	94
2.2.5. Розподіл напружень від власної ваги ґрунту	95
2.2.6. Визначення осадки методом пошарового підсумовування	96
2.2.7. Перевірка міцності підстиляючого шару	99
2.2.8. Конструювання фундаментів	100
2.2.9 Розрахунок фундаменту на продавлювання	101

2.2.10. Армування плитної частини фундаментів	103
3. Розділ 3. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА	105
3.1. Вихідні дані	106
3.2. Характеристика монтажних конструкцій (ескізи)	108
3.3. Визначення монтажних характеристик конструкцій і вибір монтажних кранів.	109
3.4. Визначення монтажно́ї маси конструкцій	110
3.5. Визначення висоти підйому гака	110
3.6. Відомість підрахунків об'ємів робіт	113
3.7. Розарухнки тривалості робіт	115
3.8. Технологія монтажу збірних конструкцій	117
4. Розділ 4. ОХОРОНА ПРАЦІ	119
4.1. Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні	120
4.2. Аналіз умов праці та виявлення потенційних небезпек	121
4.3. Дослідження ризику реалізації потенційних небезпек на об'єкті проєктування	123
4.4. Розробка організаційно-технічних, архітектурно- планувальних заходів, спрямованих на покращення умов праці на об'єкті проєктування	126
4.5 Висновки	129
Список літератури	130

ВСТУП

Метою дипломної роботи є розробка проектних рішень для будівництва цеху з ремонту та обслуговування великогабаритної техніки в місті Харків із повним урахуванням специфіки внутрішніх технологічних процесів.

Сучасне промислове будівництво охоплює весь комплекс організаційних, проектних та будівельно-монтажних робіт, спрямованих на зведення нових об'єктів виробничого призначення, а також розширення чи реконструкцію діючих підприємств. Ефективна реалізація таких проектів базується на тісній взаємодії між суб'єктами містобудівної діяльності, інвесторами та регуляторними державними інституціями. Для прогресивного розвитку галузі ключовим є впровадження інноваційних технологічних процесів, застосування високопродуктивної будівельної техніки та модернізація умов праці. Ці фактори безпосередньо детермінують вибір сучасних архітектурно-будівельних та конструктивних рішень ще на етапі проектування.

Економічні вимоги до промислових об'єктів полягають у мінімізації капітальних інвестицій на етапах будівництва та подальшої експлуатації. Забезпечення оптимальної організації виробничого циклу досягається шляхом вибору найбільш раціональних об'ємно-планувальних, конструктивних та архітектурно-композиційних параметрів будівлі. На загальну економічну ефективність проекту також суттєво впливають скорочення термінів зведення споруди, пріоритетне використання вітчизняних будівельних матеріалів і конструкцій, а також зниження енергоємності об'єкта під час експлуатації.

Розділ І

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

1.1. Вихідні дані

Назва виробничої будівлі: «Цех з ремонту та обслуговування великої техніки в м.Харків».

Висота: 19,5м (для з/б) та 27 м (для металевого складу).

Місце будування: м. Чугуїв.

Кліматичний район: I.

Розрахункові дані температури повітря Найбільш холодних діб: -30°C .
Найбільш холодна п'ятиденка: -25°C .

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунтів: 1.2 м.

В об'ємно-планувальному рішенні промислові будівлі можуть мати один і більше поверхи, або змішаними.

Перевага зазвичай надається одноповерховим багатопрольотним залізобетонним спорудам, оскільки вони забезпечують найбільш раціональне використання виробничих площ. Така архітектура суттєво спрощує організацію технологічних циклів, дозволяючи розташовувати лінії обробки та збирання послідовно в межах одного рівня, що виключає складні вертикальні переміщення вантажів. Це дає змогу впроваджувати більш економічні види підлогового та підвісного транспорту, знижуючи експлуатаційні витрати та прискорюючи логістику між окремими дільницями.

Крім того, продумане розташування зенітних ліхтарів гарантує нормативну освітленість робочих зон природним світлом, що позитивно впливає на якість виконання точних операцій. Важливою перевагою є також можливість ефективного регулювання мікроклімату: конструктивні особливості будівлі дозволяють безперешкодно проектувати потужні системи повітрообміну та підтримувати стабільні температурно-вологісні параметри, необхідні для роботи з чутливим обладнанням та ізоляційними матеріалами.

Промисловий комплекс складається з різнотипних будівель, функціонально поєднаних технологічними процесами. Планування території виконується на засадах генерального плану, розробленого з суворим дотриманням ДБН, відомчих вказівок та галузевих правил безпеки.

1.2 Об'ємно-планувальне рішення будівлі

Будівля складається з 4 прольотів по 108 м завдовжки та 24 м завширшки, і з поперечним складом готової продукції прольотом 30 м та довжиною 114 м. Максимальна довжина в осях – 175 м, завширшки – 114 м. Максимальна висота будівлі – 27 м. Крок колон крайніх прольотів 12 м в з/б будівлях. Крок колон внутрішніх складає 12 м в з/б будівлях. Крок колон крайніх прольотів 6 м в металевій будівлі. Висота колони складає 12,6 м для з/б будівлі, 23,4 м для металевій, переріз колони крайнього ряду 1300 мм × 500 мм, та колони середнього ряду – 1400 мм × 500 мм.

Освітлення будівлі відбувається завдяки віконним отворам і світлоаераційним ліхтарям.

Перший проліт призначений для ділянки розбирання та дефектовки, другий проліт - складальна ділянка, третій – механічна ділянка, четвертий – ділянка зварювання та наплавлення, п'ята – фарбувальне відділення. Евакуація може здійснюватися через металеві сходи на даху будівлі, або через ворота будівлі.

В технологічному процесі, для переміщення готової продукції, виробів у процесі їхнього виготовлення, технологічного устаткування всі прольоти мають мостові крани. Цех обладнаний 10 кранами вантажопідйомністю в 10 т та 50 т. У кожному прольоті розташовані 2 посадкові площадки та сходи для кранів.

Водовідвід відбувається штучним ухилом на покритті, з яких вода стікає в водостічні воронки.

1. Площа забудови – 13788 м².
2. Загальна площа – 13788 м².

Конструктивну основу будівлі становить каркас із плоскою стояково-балковою системою, сформованою поперечними рамами та поздовжніми зв'язками.

Поперечні рами базуються на колонах та несучих елементах покрівлі — балках та фермах.

Для досягнення поздовжньої жорсткості каркаса використовують фундаментні та підкранові балки, плити перекриття, а також мережу спеціальних зв'язків. При цьому зовнішні стіни не є опорними — вони функціонують як самонесучі огорожувальні елементи.

Матеріалами для виготовлення каркаса слугують залізобетон та сталь. Конструктивна схема реалізована у вигляді рамної системи, де поперечні рами складаються з колон, жорстко закріплених у фундаментах, та несучих елементів покриття (ферм або кроквяних балок), з'єднаних із колонами шарнірно.

Просторова жорсткість у поздовжньому напрямку досягається завдяки фундаментним і підкрановим балкам, а також системі вертикальних та горизонтальних зв'язків. Вибір матеріалу каркаса залежить від характеру силових і несилових навантажень; при цьому враховуються висота споруди, ширина прольотів та крок колон.

Конструктивне виконання збірних залізобетонних колон обумовлюється об'ємно-планувальними параметрами цеху та характеристиками підйомно-транспортного обладнання, зокрема його вантажопідйомністю.

1.3 Архітектурно-конструктивні рішення

Фундаменти під залізобетонні та металеві колони проектують східчастими і зводять зі збірного залізобетону. Конструктивне з'єднання колон із основою реалізується як жорстке зацмлення. Для залізобетонних стійок передбачені спеціальні гнізда — «склянки», зазори в яких після монтажу замоноличують бетоном. Верхня грань фундаменту розташовується на 150 мм нижче рівня чистої підлоги. Для запобігання деформаціям фундаментних балок від пучення ґрунту, а також для теплоізоляції периметра підлоги, виконується зворотна засипка шлаком або піском. Верхня позначка фундаментних балок встановлюється на рівні $-0,030$. Уздовж зовнішніх стін по всьому периметру влаштовують асфальтове вимощення завширшки 1 м із ухилом 3–5% від будівлі

Для підвищення просторової жорсткості каркаса, залежно від інтенсивності навантажень та висоти цеху, використовують двогілкові колони. У випадках, коли передбачено спирання підкровокняних конструкцій, висоту колони зменшують на величину опорного вузла цієї конструкції.

Підкранові балки виконують функцію опор для рейкових шляхів мостових кранів та одночасно забезпечують поздовжню жорсткість каркаса будівлі. Їхня номінальна довжина відповідає кроку колон. При кроці 6 м застосовують балки таврово-трапецієподібного перерізу заввишки 1000 мм, а при кроці 12 м висота профілю збільшується до 1400 мм. Монтаж кранових рейок до верхньої полиці балок здійснюється за допомогою притискних лапок із використанням пружних прокладок для амортизації.

Несучий комплекс покриття промислової будівлі складається із залізобетонних кроквяних ферм прольотом 24 м та плит розміром 1,5x12 м. За типом контуру використані ферми з паралельними поясами. Плити покриття формують жорсткий настил, що забезпечує захист внутрішнього простору будівлі від атмосферних опадів.

Просторова жорсткість та стійкість споруди досягається шляхом встановлення вертикальних і горизонтальних зв'язків. Вертикальні елементи

монтуються між колонами каркаса та в площині несучих конструкцій покриття, тоді як горизонтальні зв'язки передбачені виключно в межах покрівельної системи.

Стінові панелі використовують для огороження опалювальних та неопалюваних будівель із кроком колон 6 або 12 м, незалежно від типу каркаса. Типова висота панелей становить 1,2 та 1,8 м, а довжина відповідає кроку опор (6 або 12 м). Нижній ряд стінового огороження монтується на рівні позначки чистої підлоги. Згідно з монтажними вимогами, верхній ряд панелей у межах приміщення розташовують на 0,6 м нижче опорних частин ферм, а в рівні самих ферм — на 0,3 м нижче їхнього верхнього пояса. Для кріплення стін та забезпечення їхньої стійкості, особливо при великих прольотах, передбачено допоміжний каркас — фахверк. Стійки фахверка перерізом 400×400 мм встановлюються на індивідуальні фундаменти вздовж лінії зовнішніх стін, зазвичай із кроком 6 м.

Типові бетонні стінові панелі виготовляються з номінальною довжиною 6 м та уніфікованою висотою 1,8 м. Монтаж огорожувальних конструкцій на торцях будівлі здійснюється шляхом їх кріплення до стійок торцевого фахверка.

Проектом передбачено влаштування рулонної покрівлі по несучій основі із залізобетонного настилу з ребристих плит. Конструктивний "пиріг" руберойдового покриття складається з таких шарів:

- Захисний шар: світлий гравій (товщина 25 мм, фракція 5–15 мм), втоплений у шар бітумної мастики.
- Водізоляція: двошаровий килим із рулонного руберойду на бітумній мастиці.
- Вирівнювальна стяжка: цементно-піщаний розчин товщиною 15 мм.
- Теплоізоляція: пінополістирольні плити завтовшки 100–200 мм.

Система водовідведення багатопрольотних корпусів організована як внутрішня. Забір талої та дощової води здійснюється через водоприймальні лійки, встановлені в ендовах (розжолобках) на найнижчих відмітках покрівельного покриття.

1.4 .Інженерно-технічне обладнання

Виробнича будівля обладнана:

- водопроводом господарсько-питним, промисловим та пожежним;
- каналізацією господарсько-фекальною та виробничою, а також дощовою;
- централізованим опаленням;
- притічно-витяжною вентиляцією;
- електропостачанням;
- технологічними трубопроводами;
- системами зв'язку та сигналізації;
- блискоавтокзахисником.

1.5 Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни

Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни здійснюється згідно з вимогами ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція будівель» та ДСТУ 9191:2022.

Вихідні дані:

Район будівництва: м. Харків. Температурна зона – I

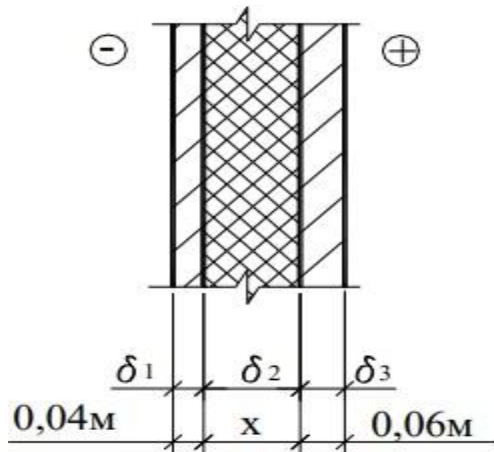


Рисунок 4.1 Конструкція зовнішньої стіни

Визначається опір захисної конструкції теплопередачі R:

$$R = \frac{1}{\alpha_b} + \sum \frac{\delta_i}{\lambda_{ip}} + \frac{1}{\alpha_n} \quad (1.1)$$

Де, α_b – коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні зовнішньої стіни, приймаємо рівний 8,7 Вт/м² ·К за додатком Е;

α_n – коефіцієнт тепловіддачі для зимових умов поверхні зовнішньої стіни приймаємо рівним 23,0 Вт/м² ·К за додатком Е;

λ – коефіцієнт теплопровідності за додатком Л;

δ – товщина шару, м.

Розрахункові коефіцієнти:

δ_1 – зовнішній шар – залізобетон 0.04м, $\rho_0 = 2500 \text{ кг/м}^3$; $\lambda = 1.92 \text{ Вт/м} \cdot \text{К}$;

δ_2 – утеплювач – пінополістирол, $\rho_0 = 150 \text{ кг/м}^3$; $\lambda = 0,05 \text{ Вт/м} \cdot \text{К}$;

δ_3 – залізобетонна колона 0.5м, $\rho_0 = 2500 \text{ кг/м}^3$; $\lambda = 2,04 \text{ Вт/м} \cdot \text{К}$;

По карті - схеми температурних зон України м. Харків відноситься до I кліматичної зони. Для зовнішніх огорожувальних конструкцій заздалегідь при $D \leq 1,5$ значення $Rq_{\min}$ приймаємо 2,2 м*К/Вт.

Загальний опір зовнішньої стіни визначаємо по формулі :

$$R = \frac{1}{\alpha_b} + \sum \frac{\delta_i}{\lambda_{ip}} + \frac{1}{\alpha_n} = \frac{1}{\alpha_b} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{1}{\alpha_n} =$$

$$= \frac{1}{8,7} + \frac{0,04}{2,04} + \frac{\delta_2}{0,05} + \frac{0,05}{2,04} + \frac{1}{23} = 0,11 + 0,02 + \frac{\delta_2}{0,05} + 0,025 + 0,04$$

$$= 0,2 + \frac{\delta_2}{0,05}$$

Для визначення правильно прийнятого $Rq_{\min}$ в залежності від показників теплової інерції D визначаємо за формулою:

$$D = \sum_{i=1}^n R_i * S_{ip} \quad (1.2)$$

$$D = R_1 * S_1 + R_2 * S_2 + R_3 * S_3 = \frac{0,04}{2,04} * 18,95 + \frac{0,1}{0,05} * 0,46 + \frac{0,05}{2,04} * 18,95 = 1,8$$

$Rq_{\min}$, попередньо прийняте 2.2 мК/Вт є вірним. Тому для забезпечення теплозахисних властивостей зовнішніх стін промислової будівлі за зазначених вище умов товщина шару, що утеплює, повинна бути не менше 100 мм.

Розділ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1.1 Компонування поперечної рами

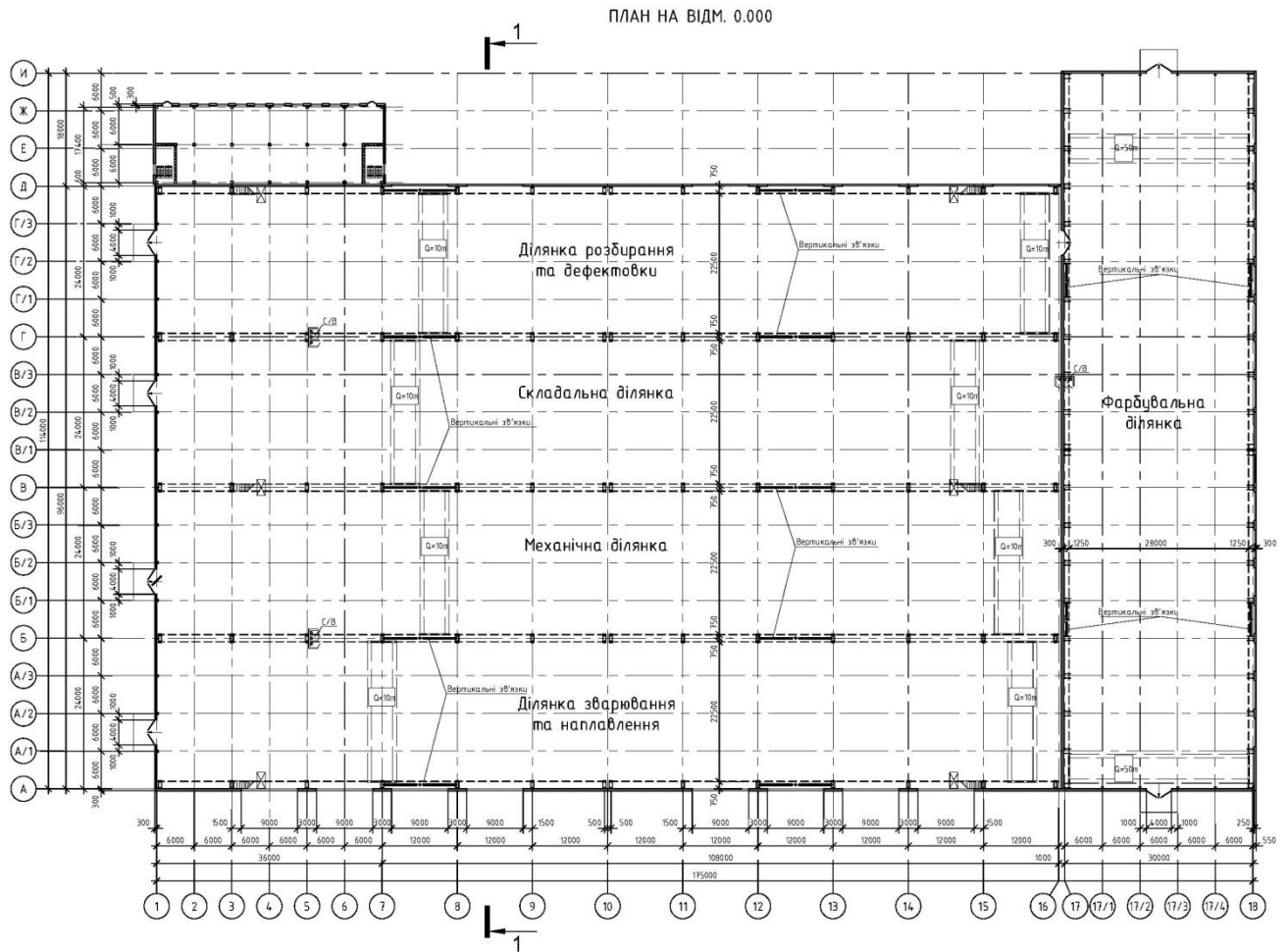


Рис 2.1.1 – План на відм 0.000

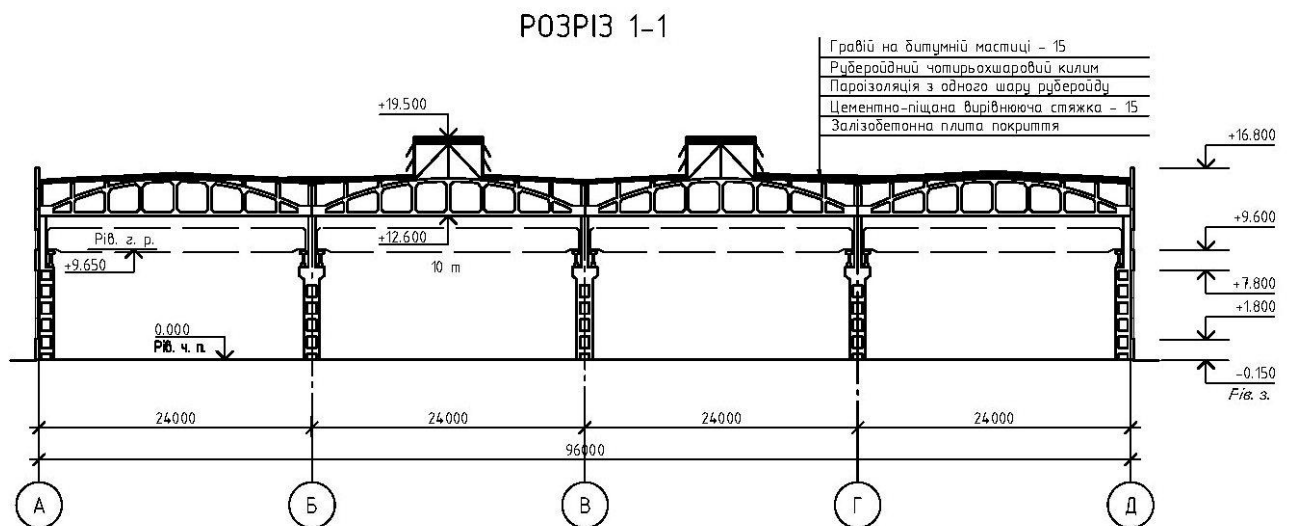


Рис 2.1.2 – Розріз 1-1

2.1.2 Визначення навантажень на поперечну раму

Постійне навантаження

Власна вага конструкцій:

1. Верхньої частини колони крайнього ряду:

$$\begin{aligned} G_{1к} &= h_1 \cdot b \cdot H_1 \cdot \rho_x \cdot \bar{a} \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n = \\ &= 0.6 \cdot 0.5 \cdot 4.2 \cdot 2.5 \cdot 9.81 \cdot 1.1 \cdot 1 = 33.99 \text{ кН} \end{aligned} \quad (2.1.1)$$

2. Верхньої частини колони середнього ряду:

$$\begin{aligned} G_{1с} &= h_1 \cdot b \cdot H_1 \cdot \rho_x \cdot \bar{a} \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n = \\ &= 0.6 \cdot 0.5 \cdot 4.2 \cdot 2.5 \cdot 9.81 \cdot 1.1 \cdot 1 = 33.99 \text{ кН} \end{aligned} \quad (2.1.2)$$

3. Нижньої частини колони крайнього ряду:

$$\begin{aligned} G_{2к} &= ((h_2 \cdot b \cdot H_2) - n(h \cdot b \cdot H)) \cdot \rho_x \cdot \bar{a} \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n = \\ &= ((1.3 \cdot 0.5 \cdot 9.45) - (0.7 \cdot 0.5 \cdot 2) - 3(0.7 \cdot 0.5 \cdot 1.4)) \cdot 2.5 \cdot 9.81 \cdot 1.1 \cdot 1 = \\ &= 107.16 \text{ кН} \end{aligned} \quad (2.1.3)$$

4. Нижньої частини колони середнього ряду:

$$\begin{aligned} G_{2с} &= ((h_2 \cdot b \cdot H_2) - n(h \cdot b \cdot H)) \cdot \rho_x \cdot \bar{a} \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n = \\ &= ((1.4 \cdot 0.5 \cdot 9.45) - (0.8 \cdot 0.5 \cdot 2) - 3(0.8 \cdot 0.5 \cdot 1.4)) \cdot 2.5 \cdot 9.81 \cdot 1.1 \cdot 1 = \\ &= 130.97 \text{ кН} \end{aligned} \quad (2.1.4)$$

5. Підкранової балки $l = 12$ м:

$$G_{зср} = m_3 \cdot \bar{a} \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n = 10 \cdot 9.81 \cdot 1.1 \cdot 1 = 107.91 \text{ кН} \quad (2.1.5)$$

Згинальний момент від дії власної ваги підкранової балки (для колони середнього ряду):

$$M_{зср} = G_3 \cdot \left(t + e_3 - \frac{h_2}{2} \right) = 107.91 \cdot \left(0.25 + 0.75 - \frac{1.4}{2} \right) = 32.37 \text{ кНм} \quad (2.1.6)$$

6. Кроквяної ферми:

$$G_5 = m_5 \cdot \bar{a} \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n = 15 \cdot 9.81 \cdot 1.1 \cdot 1 = 161.86 \text{ кН} \quad (2.1.7)$$

Таблиця 2.1.1 – Збір навантажень від власної ваги покриття

Вид навантаження, щільність, товщина	Характеристичне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності за граничним навантаженням, γ_{fm}	Коефіцієнт надійності за граничним відповідальністю, γ_n	Граничне розрахункове навантаження, кН/м ²
1	2	3	3	4
1.1 Захисний шар дрібногравію в бітумній мастиці $\delta = 15\text{мм}$, $\rho = 1600\text{кг/м}^3$ $1 \times 1 \times 0,015 \times 1600 \times 0,01$	0,24	1,1	1,1	0,290
1.2 Шари руберойду на мастиці	0,1	1,2	1,1	0,132
1.3 Пароізоляція – один шар пергаменту на мастиці	0,03	1,2	1,1	0,040
1.4 Цементно - піщаний розчин $\delta = 15\text{мм}$, $\rho = 1800\text{кг/м}^3$ $1 \times 1 \times 0,015 \times 1800 \times 0,01$				
Монолітна залізобетонна плита $\delta = 100\text{мм}$, $\rho = 2500\text{кг/м}^3$ $1 \times 1 \times 0,1 \times 2500 \times 0,01$	2,1	1,1	1,1	3,025
		Усього:	$g_0 =$	3,873

Власна вага покриття:

Для колон середнього ряду:

$$G_5 = g \cdot L \cdot B = 3,873 \cdot 24 \cdot 12 = 1115,42 \text{ кН} \quad (2.1.8)$$

Для колон крайнього ряду:

$$G_6 = G_5 / 2 = 1115,42 / 2 = 557,71 \text{ кН} \quad (2.1.9)$$

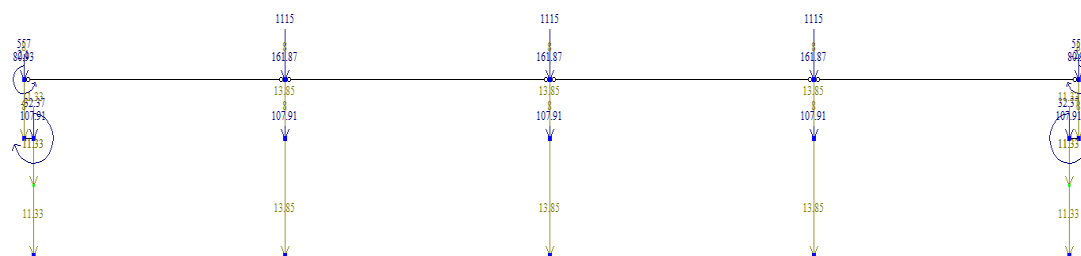


Рис. 2.1.3 – Розрахункова схема будівлі від постійного навантаження

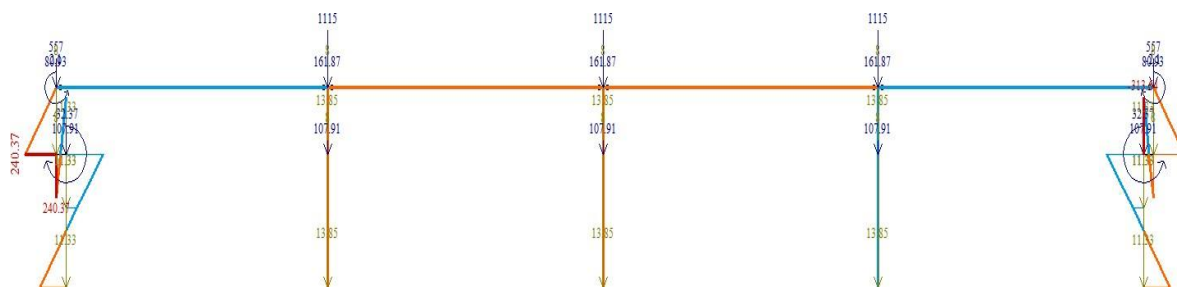


Рис. 2.1.4 – Епюра згинальних моментів (M_y) від постійного навантаження

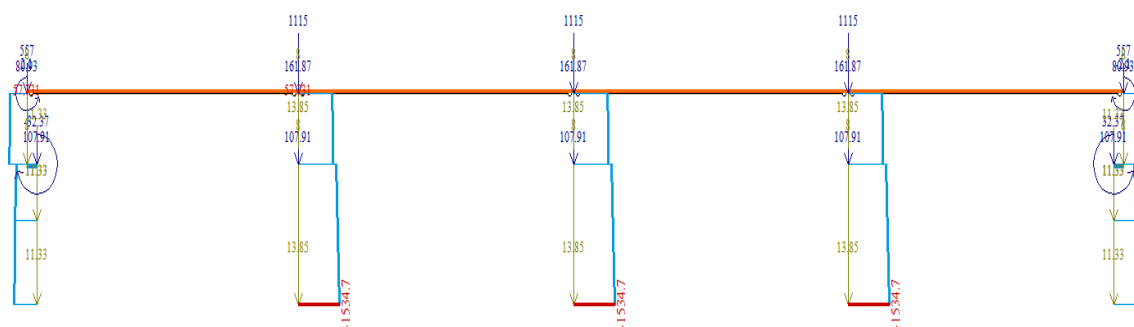


Рис. 2.1.5 – Епюра поздовжніх сил (N) від постійного навантаження

Снігове навантаження

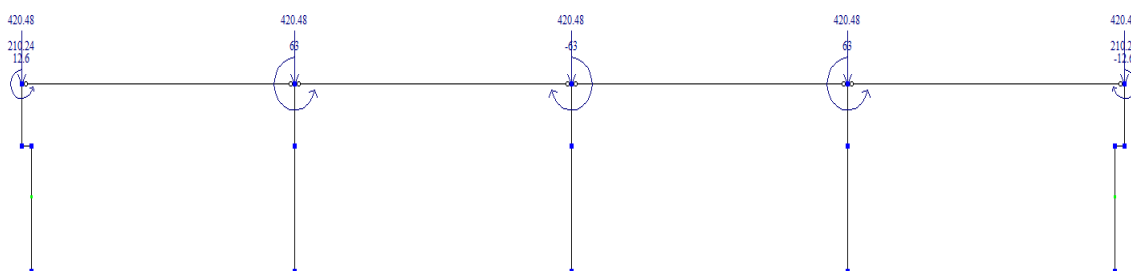


Рис. 2.1.6 Розрахункова схема будівлі від снігового навантаження

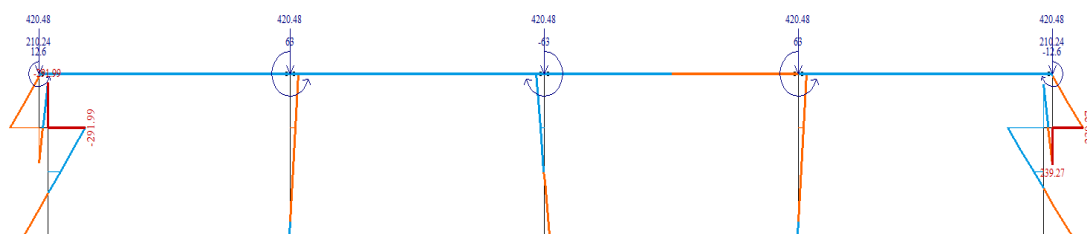


Рис 2.1.7 Епюра згинальних моментів (M_y) від снігового навантаження

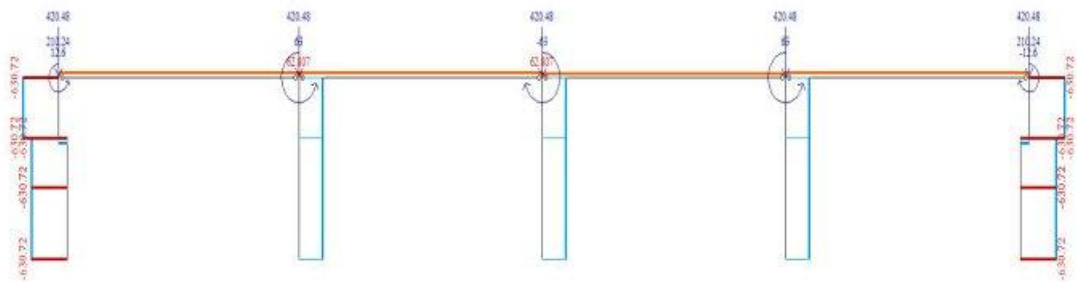


Рис.2.1.8 Епюра поздовжніх сил (N) від снігового навантаження

Граничне розрахункове значення снігового навантаження визначається за формулою:

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C \quad (2.1.10)$$

де γ_{fm} - коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження, що визначається згідно з ДБН В.1.2-2:2006 п. 8.11. Так як приймаємо середній період повторюваності $T = 60$ років, то за табл. 8.1 ДБН В.1.2-2:2006 $\gamma_{fm} = 1.04$.

S_0 - характеристичне значення снігового навантаження – нормативне значення ваги снігового покриву на 1 м^2 горизонтальної поверхні. Згідно з додатком Е ДБН В.1.2-2:2006 для міста Луцьк $S_0 = 1460 \text{ Па}$.

C - коефіцієнт, що визначається за формулою

$$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt} = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1 \quad (2.1.11)$$

де μ - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, який визначається за додатком Ж ДБН В.1.2-2:2006;

C_e - коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі і визначається за ДБН п.8.9;

C_{alt} - коефіцієнт географічної висоти, що визначається за ДБН п.8.10.

$$S_m = 1,04 \cdot 1,2 \cdot 1 = 1,46 \text{ кН/м}^2$$

Вертикальна опорна реакція ферми від снігового навантаження, що діє на колону середнього ряду:

$$S = S_m \cdot l \cdot l_1 = 1,46 \cdot 24 \cdot 12 = 420,48 \text{ кН} \quad (2.1.12)$$

Вертикальна опорна реакція ферми від снігового навантаження, що діє на колону крайнього ряду:

$$S = \frac{S_m \cdot l \cdot l_1}{2} = \frac{420.48}{2} = 210.24 \text{ кН} \quad (2.1.13)$$

Згинаючий момент від ексцентричної передачі реакції ферми на колону середнього ряду:

$$M_s = S \cdot e = 420.48 \cdot 0.15 = 63 \text{ кНм} \quad (2.1.14)$$

Згинаючий момент від ексцентричної передачі реакції ферми на колону крайнього ряду:

$$M_s = S \cdot e = 210.24 \cdot 0.06 = 12.6 \text{ кН.} \quad (2.1.15)$$

Кранове навантаження

Таблиця 2.1.2 - Характеристики крану

Вантажопідйомність Q, кН	Прольот крана, L, м	Габаритні розміри, мм				Тиск колеса на підкранову рейку, кН		Вага, кН	
		Висота крана Н, мм	Виліт В ₁	Ширина В	База крана К	F _{max}	F _{min}	Візка	Крана з візком
100	22,5	1900	260	6300	4400	145	120	40	270

Вертикальні і горизонтальні навантаження від мостового крану передаються через колеса моста крану.

Для отримання максимального кранового навантаження на колону, крайнє колесо одного крану розташовують над колоною, а інші колеса займають відповідні положення на двох сусідніх підкранових балках, що спираються на цю колону.

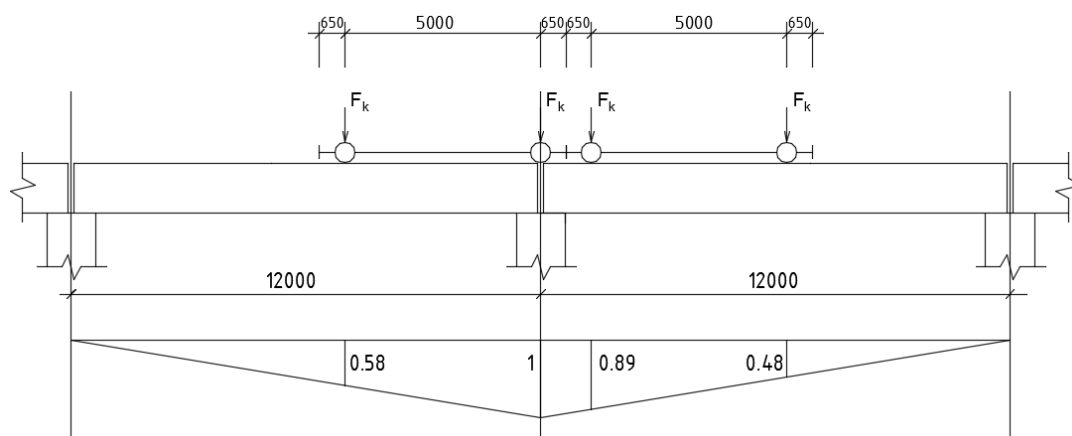


Рис. 2.1.9 – Схема розташування коліс кранів

Максимальний вертикальний тиск на колону від коліс D_{max} дорівнює сумі опорних заданих сил:

$$D_{max} = \gamma_{fm} \cdot \gamma_n \cdot \psi \cdot F_{k,max}^n \cdot \sum y_i \quad (2.1.16)$$

$$D_{max} = 1.1 \cdot 1 \cdot 0.85 \cdot 145 \cdot (1 + 0.63 + 0.89) = 341,64 \text{ кН}$$

Вертикальний тиск на протилежну колону поперечної рами:

$$D_{min} = \gamma_{fm} \cdot \gamma_n \cdot \psi \cdot F_{k,min}^n \cdot \sum y_i \quad (2.1.17)$$

$$D_{min} = 1.1 \cdot 1 \cdot 0.85 \cdot 120 \cdot (1 + 0.63 + 0.89) = 282,74 \text{ кН}$$

Відповідні моменти:

I – варіант:

$$M_{max} = D_{max} \cdot e_3 = 341,64 \cdot 0.75 = 256,23 \text{ кНм} - \text{колона середнього ряду};$$

$$M_{min} = D_{min} \cdot e_3 = 282,74 \cdot 0.25 = 70,68 \text{ кНм} - \text{колона крайнього ряду}.$$

II – варіант:

$$M_{max} = D_{max} \cdot e_3 = 341,64 \cdot 0.25 = 85,41 \text{ кНм} - \text{колона крайнього ряду}$$

$$M_{min} = D_{min} \cdot e_3 = 282,74 \cdot 0.75 = 212,95 \text{ кНм} - \text{колона середнього ряду}.$$

Горизонтальна гальмівна сила:

$$T = T_k \cdot \sum y_i \cdot \psi \cdot \gamma_{fm} \quad (2.1.18)$$

$$T = 9,25 \cdot 2,52 \cdot 0.85 \cdot 1.1 = 21,79 \text{ кН}$$

$$T_k = \frac{Q+G}{40} = \frac{100+270}{40} = 9,25 \text{ кН}. \quad (2.1.19)$$

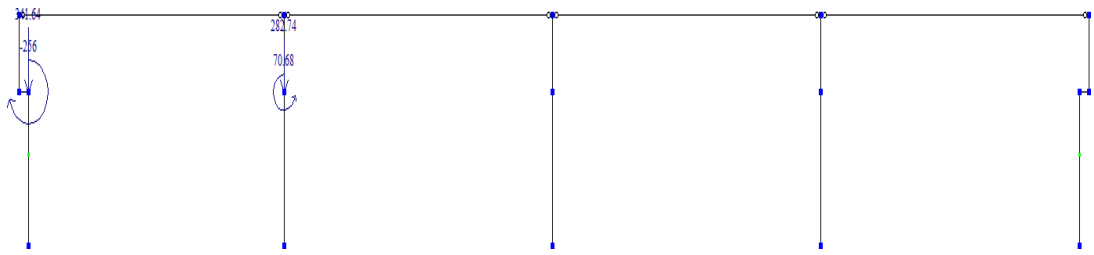


Рис. 2.1.10 – Розрахункова схема будівлі від кранового навантаження по ряду Д (проліт Г-Д)

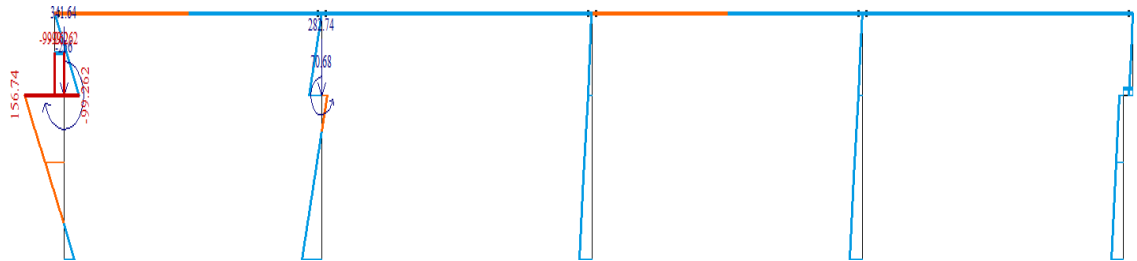


Рис. 2.1.11 – Епюра згинальних моментів (M_u) від кранового навантаження

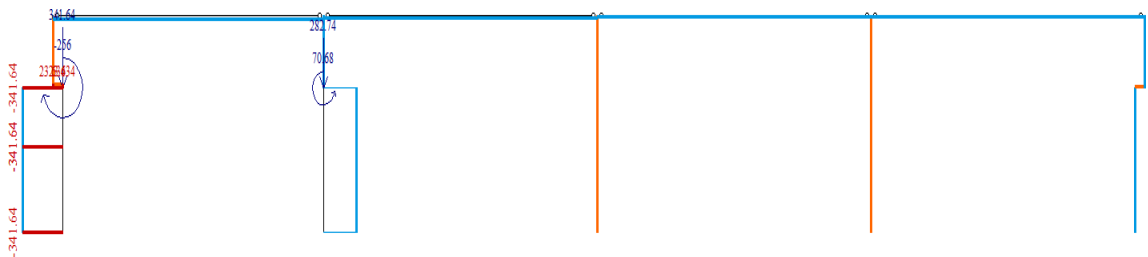


Рис. 2.1.12 – Епюра поздовжніх сил (N) від кранового навантаження

Вітрове навантаження

Розрахунок вітрового навантаження виконується згідно з п.9 ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи».

Згідно з п.9.4 граничне розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою:

$$W_m = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C \quad (2.1.20)$$

де γ_{fm} - коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження, визначається за таблицею 9.1 ДБН В.1.2-2:2006. Так як $T = 60$ років, то $\gamma_{fm} = 1$;

W_0 - характеристичне значення вітрового тиску за п. 9.6. Для міста Харків

$$W_0 = 450 \text{ Па} = 0,45 \text{ кПа (кН/м}^2\text{)}.$$

C – коефіцієнт, який визначається за формулою

$$C = C_{aer} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_{dir} \cdot C_d \quad (2.1.21)$$

Де C_{aer} - аеродинамічний коефіцієнт, що визначається за додатком І ДБН(стор.49), схема 2.

Для складової вітру $C_{aer} = C_a = 0,8$

Для пасивної складової вітру $C_{aer} = C_n = -0,6$

C_{alt} - коефіцієнт географічної висоти;

C_{rel} - коефіцієнт рельєфу;

C_{dir} - коефіцієнт напрямку;

C_d - коефіцієнт динамічності.

Ці коефіцієнти приймаємо рівними 1.

C_h - коефіцієнт враховуючий збільшення вітрового тиску зі збільшенням висоти споруди від поверхні землі, визначаємо за табл. 9.02 «Зміни №1 до ДБН» в залежності від висоти Z і типу місцевості. Тип місцевості приймаємо ІІІ.

Тоді на відмітках 5.000, 8.400, 12.600, 19.500 м маємо:

$$C_{h,5} = 0,4; C_{h,8,4} = 0,87; C_{h,12,6} = 1,1; C_{h,19,5} = 1,38$$

Приведемо вітрове навантаження до розрахункової схеми рами. Погонні розрахункові граничні значення вітрового тиску на рівні вищевказаних відміток будуть: активний вітер:

$$W_{m,5}^a = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C_a \cdot C_{h,5} \cdot B \cdot \gamma_n = 1,04 \cdot 0,45 \cdot 0,8 \cdot 0,4 \cdot 12 \cdot 0,95 = 1,7 \text{ кН/м}$$

$$W_{m,8,4}^a = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C_a \cdot C_{h,8,4} \cdot B \cdot \gamma_n = 1,04 \cdot 0,45 \cdot 0,8 \cdot 0,87 \cdot 12 \cdot 0,95 = 3,71 \text{ кН/м}$$

$$W_{m,12,6}^a = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C_a \cdot C_{h,12,6} \cdot B \cdot \gamma_n = 1,04 \cdot 0,45 \cdot 0,8 \cdot 1,1 \cdot 12 \cdot 0,95 = 4,69 \text{ кН/м}$$

$$\begin{aligned} W_{m,19,5}^a &= \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C_a \cdot C_{h,19,5} \cdot B \cdot \gamma_n = 1,04 \cdot 0,45 \cdot 0,8 \cdot 1,38 \cdot 12 \cdot 0,95 \\ &= 5,89 \text{ кН/м} \end{aligned}$$

пасивний вітер:

$$W_{m,5}^n = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C_n \cdot C_{h,5} \cdot B \cdot \gamma_n = 1,04 \cdot 0,45 \cdot 0,6 \cdot 0,4 \cdot 12 \cdot 0,95 = 1,28 \text{ кН/м}$$

$$W_{m,8,4}^n = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C_n \cdot C_{h,8,4} \cdot B \cdot \gamma_n = 1,04 \cdot 0,45 \cdot 0,6 \cdot 0,87 \cdot 12 \cdot 0,95 = 2,78 \text{ кН/м}$$

$$W_{m,12,6}^{\Pi} = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C_n \cdot C_{h,20,8} \cdot B \cdot \gamma_n = 1.4 \cdot 0.45 \cdot 0.6 \cdot 1.1 \cdot 12 \cdot 0.95 = 3.52 \text{ кН/м}$$

$$W_{m,19,5}^{\Pi} = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C_n \cdot C_{h,20,8} \cdot B \cdot \gamma_n = 1.4 \cdot 0.45 \cdot 0.6 \cdot 1.38 \cdot 12 \cdot 0.95 = 4.4 \text{ кН/м}$$

$$W_a = \frac{W_5^a + 2 \cdot W_{12.6}^a}{3} = \frac{1.7 + 2 \cdot 4.69}{3} = 3.69 \text{ кН/м} \quad (2.1.22)$$

$$W_{\Pi} = \frac{W_5^{\Pi} + 2 \cdot W_{12.6}^{\Pi}}{3} = \frac{1.28 + 2 \cdot 3.52}{3} = 2.77 \text{ кН/м} \quad (2.2.23)$$

$$W_{\text{покp}}^a = \frac{W_{m,12,6}^a + W_{m,19,5}^a}{2} \cdot h = \frac{4.69 + 5.89}{2} \cdot (19.5 - 12.6) = 36.6 \text{ кН} \quad (2.2.24)$$

$$W_{\text{покp}}^{\Pi} = \frac{W_{m,12,6}^{\Pi} + W_{m,19,5}^{\Pi}}{2} \cdot h = \frac{3.52 + 4.4}{2} \cdot (19.5 - 12.6) = 27.23 \text{ кН} \quad (2.2.25)$$

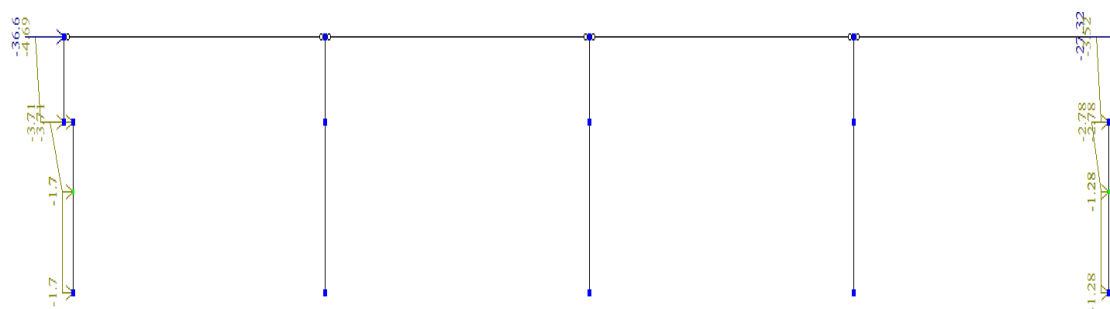


Рис. 2.1.13 – Розрахункова схема будівлі від вітрового навантаження

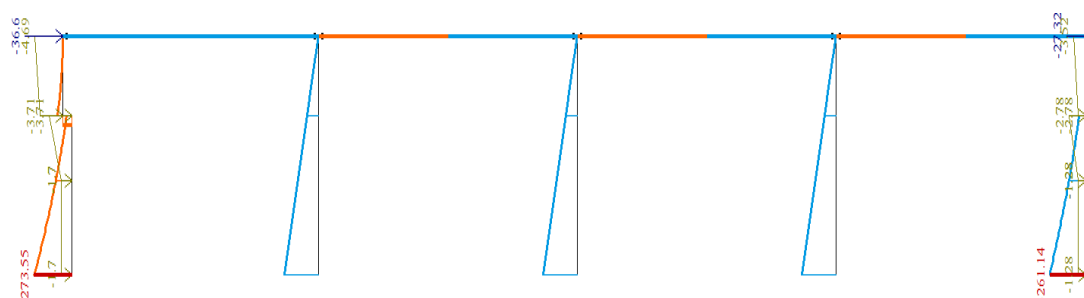


Рис. 2.1.14 – Епюра згинальних моментів (M_y) від вітрового навантаження

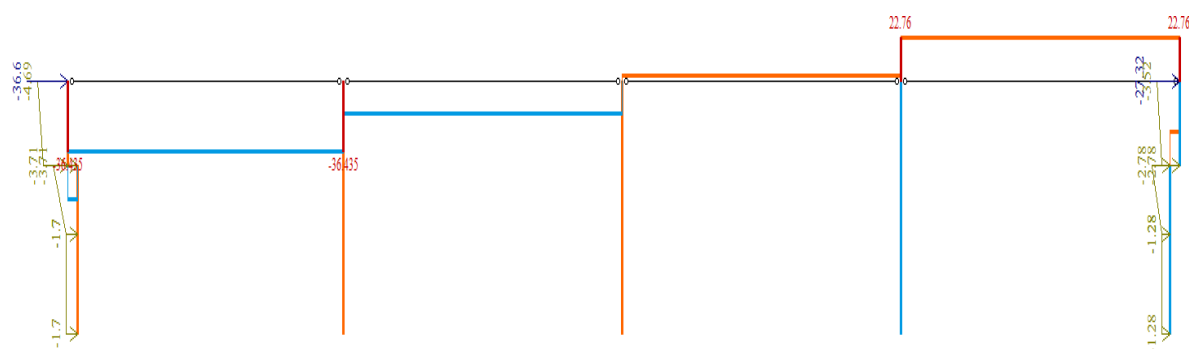


Рис. 2.1.15 – Епюра поздовжніх сил (N) від вітрового навантаження

2.1.3 Статичний розрахунок поперечної рами

Таблиця 2.1.3 – Розрахункові комбінації зусиль в колоні внутрішнього ряду
по вісі Г

Надкранова частина

Таблиця РСУ

№ элем	№ сечен	№ столбца	Кран/сейсм	Группа РСУ	Критерий	Усилия						№ загруз
						N (кН)	M _k (кН*м)	M _y (кН*м)	Q _z (кН)	M _z (кН*м)	Q _y (кН)	
9	1	1	-	A1	2	-1 697,35	0,00	63,00	-5,40	0,00	0,00	1 2
9	1	2	-	A1	13	-1 276,87	0,00	0,00	10,91	0,00	0,00	1 5 6 8
9	1	2	-	A1	14	-1 676,32	0,00	59,85	-51,15	0,00	0,00	1 2 4 5 6 7
9	1	1	-	A1	32	-1 276,87	0,00	0,00	-19,70	0,00	0,00	1 7
9	2	2	-	A1	2	-1 709,92	0,00	-134,28	-30,45	0,00	0,00	1 2 4 5 6 7
9	2	2	-	A1	6	-1 709,92	0,00	104,67	26,44	0,00	0,00	1 2 5 6 8
9	2	2	-	A1	13	-1 310,47	0,00	66,52	31,61	0,00	0,00	1 5 6 8
9	2	2	-	A1	14	-1 709,92	0,00	-121,91	-43,28	0,00	0,00	1 2 4 7
9	2	1	-	A1	18	-1 730,95	0,00	40,34	-5,40	0,00	0,00	1 2
9	2	1	-	A1	32	-1 310,47	0,00	-82,73	-19,70	0,00	0,00	1 7

Підкранова частина

Таблиця РСУ

№ элем	№ сечен	№ столбца	Кран/сейсм	Группа РСУ	Критерий	Усилия						№ загруз
						N (кН)	M _k (кН*м)	M _y (кН*м)	Q _z (кН)	M _z (кН*м)	Q _y (кН)	
10	1	2	-	A1	1	-2 142,39	0,00	225,50	7,05	0,00	0,00	1 2 4 5 6 8
10	1	2	-	A1	2	-1 686,98	0,00	-82,60	-19,88	0,00	0,00	1 3 6 7
10	1	2	-	A1	13	-1 418,38	0,00	66,52	31,61	0,00	0,00	1 5 6 8
10	1	2	-	A1	14	-2 142,39	0,00	80,40	-43,28	0,00	0,00	1 2 4 7
10	1	1	-	A1	32	-1 418,38	0,00	-82,73	-19,70	0,00	0,00	1 7
10	1	2	-	A1	34	-2 142,39	0,00	159,15	-24,52	0,00	0,00	1 2 4
10	2	2	-	A1	1	-1 534,72	0,00	332,05	31,61	0,00	0,00	1 5 6 8
10	2	2	-	A1	2	-2 202,78	0,00	-315,61	-35,13	0,00	0,00	1 2 3 7
10	2	2	-	A1	5	-1 803,32	0,00	-215,00	-17,13	0,00	0,00	1 3 5 6 7
10	2	2	-	A1	6	-1 934,17	0,00	326,81	26,44	0,00	0,00	1 2 5 6 8
10	2	2	-	A1	14	-2 258,73	0,00	-283,12	-43,28	0,00	0,00	1 2 4 7
10	2	2	-	A1	18	-2 258,73	0,00	284,68	7,05	0,00	0,00	1 2 4 5 6 8
10	2	1	-	A1	32	-1 534,72	0,00	-248,18	-19,70	0,00	0,00	1 7
10	2	2	-	A1	34	-2 258,73	0,00	-46,84	-24,52	0,00	0,00	1 2 4

2.1.4 Розрахунок колони середнього ряду

Приймаємо важкий бетон класу C20/25. Розрахункова міцність на стиск $f_{cd} = 14.5$ МПа; значення відносних деформацій $\varepsilon_{cz,cd} = 0.63\text{‰}$ та $\varepsilon_{cu3,cd} = 3.10\text{‰}$; модуль пружності $E_{cd} = 23 \cdot 10^3$ МПа.

Поздовжня арматура класу A400C. Розрахункове значення міцності на стиск та розтяг $f_{yd} = 363.64$ МПа; модуль пружності $E_s = 2.1 \cdot 10^5$ МПа; величина відносної деформації

$$\varepsilon_{s0} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{363.64}{210000} = 0.001732 = 1.732\text{‰}. \quad (2.1.26)$$

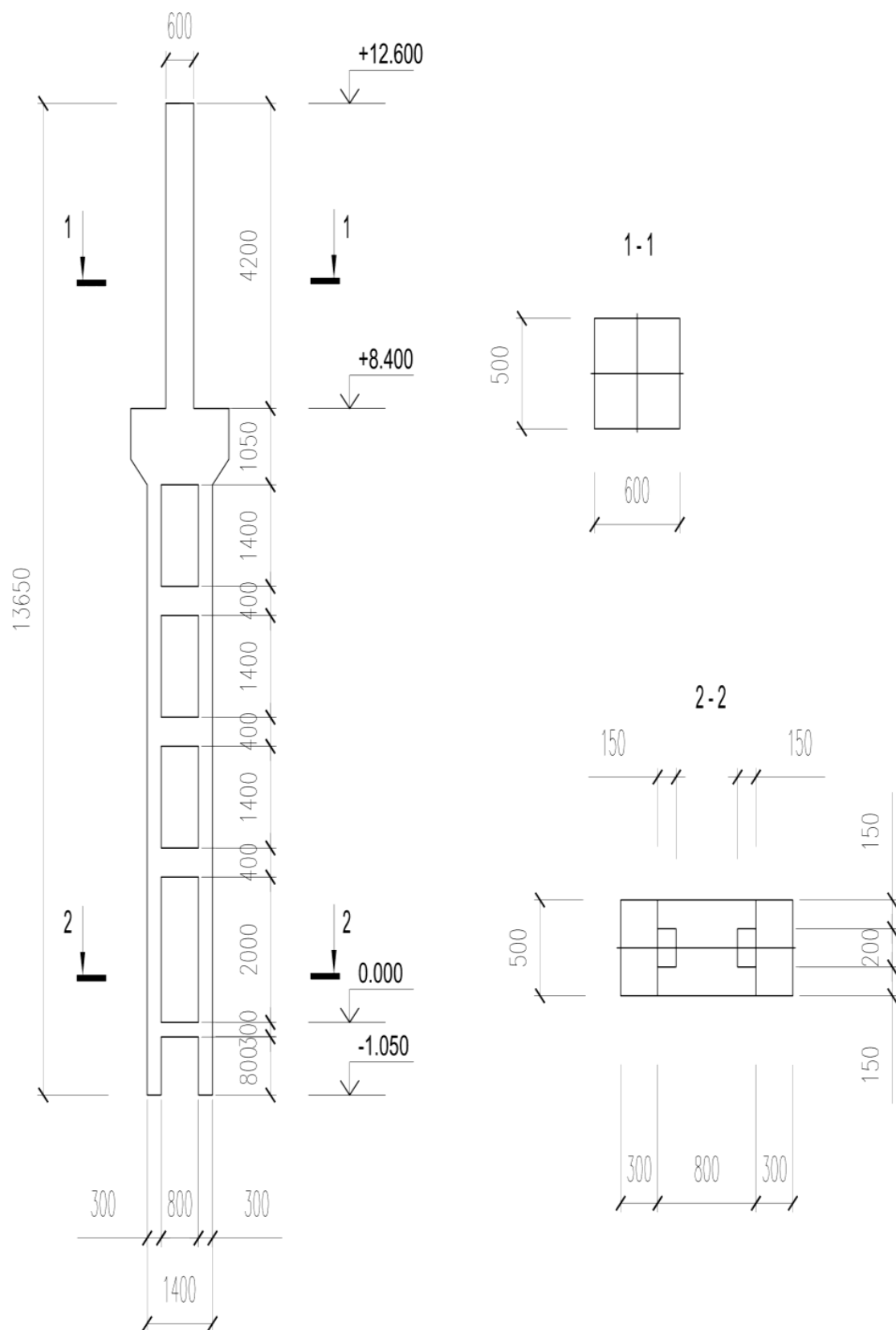


Рис. 2.1.16 – Загальний вид колони середнього ряду

Розрахунок надкранової частини колони

Розрахунок в площині дії моменту

Розміри поперечного перерізу колони - $b \times h = 600 \times 500$ мм. Арматуру підбираємо за однією комбінацією, оскільки максимальному значенню N_{Ed} відповідає максимальне значення M_{Ed} .

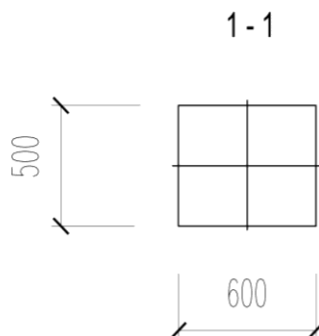


Рис. 2.1.17 – Поперечний переріз надкранової частини колони

$$N_{Ed} = 1709.92 \text{ кН}, M_{Ed} = 134.28 \text{ кНм}$$

Розрахункова довжина надкранової частини колони в площині дії моменту дорівнює:

$$l_0 = 2 \cdot l = 2 \cdot 4,2 = 8.4 \text{ м},$$

де l – висота стиснутого елемента «у чистоті» між закріпленням кінців, приймаємо $l = H_1 = 4200$ мм – висота надкранової частини.

Розраховуючи залізобетонні елементи на дію стискаючого поздовжнього зусилля необхідно урахувувати випадковий ексцентриситет e_0 , який слід приймати більшим з трьох значень:

$$\begin{aligned} e_0 &= \max \left\{ \frac{l_0}{600}; \frac{h}{30}; 10 \right\} = \max \left\{ \frac{8400}{600}; \frac{500}{30}; 10 \right\} = \\ &= \max \{14; 16,7; 10\} = 16,7 \text{ мм}. \end{aligned} \quad (2.1.32)$$

Для елементів статично невизначених конструкцій значення ексцентриситету поздовжнього зусилля відносно центру ваги приведенного перерізу e приймають таким, що дорівнює величині ексцентриситету, отриманого із статичного розрахунку e_1 , але не меншим від e_0 .

$$e_1 = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{134.28}{1709.92} = 0.0785 \text{ м} \quad (2.1.33)$$

$$e = e_1 = 78,5 \text{ мм}.$$

Для колон з прямокутним поперечним перерізом гнучкість може бути визначена за формулою:

$$\lambda = \frac{l_0}{0.2887 \cdot h} = \frac{8400}{0.2887 \cdot 500} = 58,19 \quad (2.1.34)$$

Вплив поздовжнього вигину необхідно враховувати, якщо гнучкість колони λ перевищує величину λ_{lim} , яка може бути визначена за спрощеною формулою:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n} = \frac{26.2}{\sqrt{n}}, \quad (2.1.35)$$

де $A = 0.7$; $B = 1.1$; $C = 1.7$; $n = N_{Ed} / A_c f_{cd}$ - відносна осьова сила (A_c - площа бетону поперечного перерізу колони).

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1709920}{500 \cdot 600 \cdot 14.5} = 0.39 \quad (2.1.36)$$

$$\lambda_{lim} = \frac{26.2}{\sqrt{0.39}} = 42.2$$

$$\lambda_{lim} = 42.2 < \lambda = 58.19$$

Сумарний розрахунковий ексцентриситет відносно центру ваги приведенного перерізу:

$$e_{tot} = e = 78,5 \text{ мм.}$$

Визначаємо значення коефіцієнтів k , β і ω_c :

$$k = 0.79677; \beta = 0.45111; \omega_c = 0.89839.$$

Величина згинаючого моменту відносно центру ваги розтягнутої арматури буде:

$$\begin{aligned} M_{Ed1} &= N_{Ed} \cdot e_{s1} = N_{Ed} \cdot (e_{tot} + 0.5h - c) = 1709,92 \cdot (0.0785 + 0.25 - 0.05) = \\ &= 476.21 \text{ кНм,} \end{aligned} \quad (2.1.37)$$

де e_{s1} – відстань від лінії дії сили N_{Ed} до осі розтягнутої (менш стиснутої) арматури A_{st} .

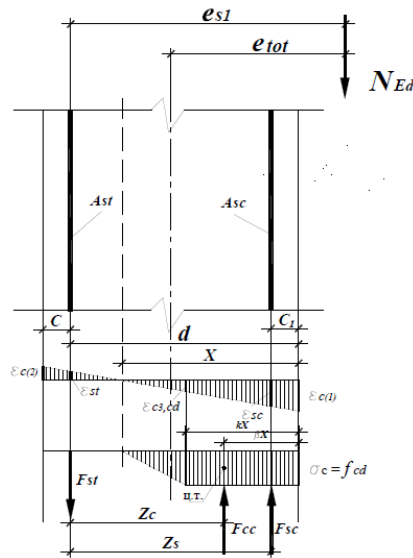


Рис. 2.1.18 – Напруження і деформації в перерізі при позацентровому стиску

Система рівнянь рівноваги позацентрово стиснутого елемента з симетричним армуванням може бути приведена до вигляду:

$$\alpha_{m1} = \xi \cdot (1 - \beta \cdot \xi) + \alpha_s \cdot k_{s2} \cdot (1 - \delta), \quad (2.1.38)$$

$$\alpha_n = \xi + \alpha_s \cdot (k_{s2} - k_{s1}), \quad (2.1.39)$$

де $k_{s1} = k_{st} = \varepsilon_{st}/\varepsilon_{s0}$ і $k_{s2} = k_{sc} = \varepsilon_{sc}/\varepsilon_{s0}$ – коефіцієнти використання міцності відповідно для розтягнутої і стиснутої арматури ($\varepsilon_{s0} = f_{yd}/E_s$).

Моментний параметр в (безрозмірний момент – за EC2):

$$\alpha_{m1} = \frac{M_{Ed1}}{\omega_c f_{cd} b d^2} = \frac{476,21 \cdot 10^6}{0.89839 \cdot 14.5 \cdot 600 \cdot 450^2} = 0.3 \quad (2.1.40)$$

Силовий параметр (параметр осевого навантаження – за EC2):

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c f_{cd} b d} = \frac{1709920}{0.89839 \cdot 14.5 \cdot 600 \cdot 450} = 0.486 \quad (2.1.41)$$

Визначаємо область деформування:

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{s0}} = \frac{3.10}{3.10 + 1.732} = 0.64 \quad (2.1.42)$$

$$\xi_b = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{ud}} = \frac{3.10}{3.10 + 25} = 0.11 \quad (2.1.43)$$

Оскільки

$$\xi_b = 0.11 < \xi = \alpha_n = 0.486 < \xi_{lim} = 0.64,$$

то переріз працює в області деформування 2 (випадок великих ексцентриситетів – рис.2.1.19).

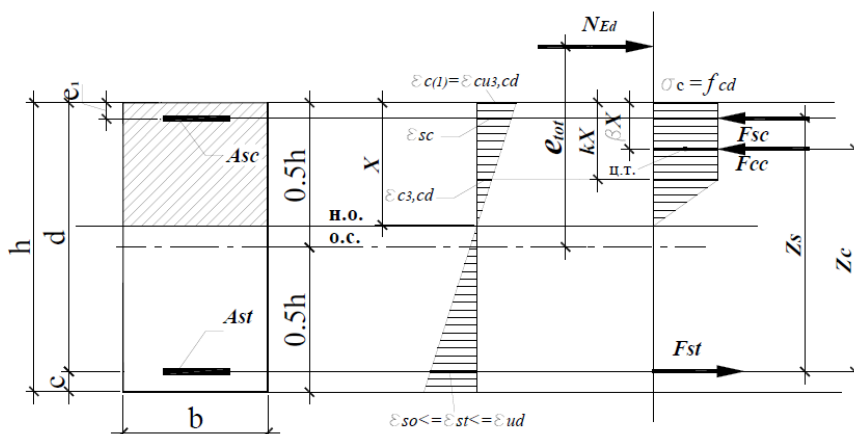


Рис. 2.1.19 – Епюри напружень і деформацій для області деформування 2

Тоді з першого із рівнянь рівноваги при $k_{st} = k_{sc} = 1$ та $\xi = \alpha_n$ отримуємо:

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n \cdot (1 - \beta \cdot \alpha_n)}{(1 - \delta)} = \frac{0.3 - 0.486 \cdot (1 - 0.45111 \cdot 0.486)}{(1 - 0.091)} = -0.0869 \quad (2.1.44)$$

де $\delta = c_1/d = 50/550 = 0.091$.

Так як α_s має від'ємне значення, то в даному випадку армування - конструктивне.

За конструктивними вимогами кількість поздовжньої арматури повинна, бути не менше ніж $A_{s,min}$:

$$A_{st} = A_{sc} \geq A_{s,min} = \frac{0.1 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0.1 \cdot 1709920}{363.64} = 470,22 \text{ мм}^2 \quad (2.1.45)$$

або

$$A_{st} = A_{sc} \geq 0.002A_c = 0.002 \cdot 600 \cdot 500 = 600 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо армування 2Ø20A400C ($A_{st} = 628 \text{ мм}^2$).

Площа поперечного перерізу поздовжньої арматури не повинна перевищувати $A_{s,max}$. Величину $A_{s,max}$ рекомендується приймати $0,04 \cdot A_c$ за межами напусків, якщо тільки не показано, що цілісність бетону не порушується, і що повний опір досягається у граничному стані. Ця границя повинна підвищуватись до $0,08 \cdot A_c$ в напусках.

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c = 0,04 \cdot 600 \cdot 500 = 12000 \text{ мм}^2.$$

Визначаємо фактичне значення коефіцієнта α_m :

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed1} - k_{sc} f_{yd} A_{sc} (d - c_1)}{f_{cd} b d^2} = \frac{476,21 \cdot 10^6 - 1 \cdot 363,64 \cdot 628 \cdot (450 - 50)}{14,5 \cdot 600 \cdot 450^2} = 0,21 \quad (2.1.46)$$

де $k_{sc} = 1$.

Коефіцієнт η (відносне плече внутрішньої пари сил) буде:

$$\eta = \frac{z_c}{d} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m \cdot \beta}{\omega_c}} \quad (2.1.47)$$

$$\eta = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,21 \cdot 0,45111}{0,89839}} = 0,88$$

Далі знаходимо плече внутрішньої пари сил z_c із залежностей:

$$z_c = \eta \cdot d = 0,88 \cdot 550 = 484 \text{ мм} \quad (2.1.48)$$

Висота стиснутої зони:

$$X = \frac{(d - z_c)}{\beta} = \frac{(550 - 484)}{0,45111} = 146,3 \text{ мм} \quad (2.1.49)$$

Знаходимо відносні деформації арматури A_{st} , розташованої біля розтягнутої (менш стиснутої) грані перерізу:

$$\varepsilon_{st} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd} (d - X)}{X} = \frac{3,10 \cdot (550 - 146,3)}{146,3} = 8,55 \text{ ‰} \quad (2.1.50)$$

і перевіряємо виконання умови:

$$\varepsilon_{s0} \leq \varepsilon_{st} \leq \varepsilon_{ud} \quad (2.1.51)$$

$$\varepsilon_{s0} = 1,732 \text{ ‰} < \varepsilon_{st} = 8,55 \text{ ‰} < \varepsilon_{ud} = 25 \text{ ‰}$$

Оскільки ця умова виконується, то арматура A_{st} використовується з повним розрахунковим опором f_{yd} і ми маємо позацентровий стиск з великим ексцентриситетом.

Розрахунок з площини дії моменту

Розміри поперечного перерізу колони - $b \times h = 500 \times 600$ мм. Арматуру підбираємо за комбінацією:

$$N_{Ed} = 1709,92 \text{ кН}, M_{Ed} = 0 \text{ кНм}.$$

Розрахункова довжина надкранової частини колони в площині дії моменту дорівнює:

$$l_0 = 1.5 \cdot l = 1.5 \cdot 4.82 = 6.3 \text{ м}.$$

де l – висота стиснутого елемента «у чистоті» між закріпленням кінців, приймаємо $l = H_1 = 3800$ мм – висота надкранової частини.

Розраховуючи залізобетонні елементи на дію стискаючого поздовжнього зусилля необхідно урахувати випадковий ексцентриситет e_0 , який слід приймати більшим з трьох значень:

$$\begin{aligned} e_0 &= \max\{l_0/600; h/30; 10\} = \max\{6300/600; 600/30; 10\} = \\ &= \max\{10.5; 20; 10\} = 20 \text{ мм}. \end{aligned}$$

Для колон з прямокутним поперечним перерізом гнучкість може бути визначена за формулою:

$$\lambda = l_0 / (0.2887 \cdot h) = 6300 / (0.2887 \cdot 600) = 36.36$$

Вплив поздовжнього вигину необхідно враховувати, якщо гнучкість колони λ перевищує величину λ_{lim} , яка може бути визначена за спрощеною формулою:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n} = \frac{26.2}{\sqrt{n}}, \quad (2.1.52)$$

де $A = 0.7$; $B = 1.1$; $C = 1.7$; $n = N_{Ed} / A_c f_{cd}$ - відносна осьова сила (A_c - площа бетону поперечного перерізу колони).

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1799920}{500 \cdot 600 \cdot 14.5} = 0.39, \quad (2.1.53)$$

$$\lambda_{lim} = \frac{26.2}{\sqrt{0.39}} = 52.2 \quad (2.1.54)$$

$$\lambda_{lim} = 42.2 < \lambda = 58.19$$

Сумарний розрахунковий ексцентриситет відносно центру ваги приведенного перерізу:

$$e_{tot} = e_0 = 20 \text{ мм.}$$

Визначаємо значення коефіцієнтів k, β і ω_c :

$$k = 0.79677; \beta = 0.45111; \omega_c = 0.89839.$$

Величина згинаючого моменту відносно центру ваги розтягнутої арматури буде:

$$\begin{aligned} M_{Ed1} &= N_{Ed} \cdot e_{s1} = N_{Ed} \cdot (e_{tot} + 0.5h - c) = 1709.92 \cdot (0.02 + 0.3 - 0.05) \\ &= 461.67 \text{ кНм,} \end{aligned} \quad (2.1.55)$$

де e_{s1} – відстань від лінії дії сили N_{Ed} до осі розтягнутої (менш стиснутої) арматури A_{st} .

Система рівнянь рівноваги позацентрово стиснутого елемента з симетричним армуванням може бути приведена до вигляду:

$$\alpha_{m1} = \xi \cdot (1 - \beta \cdot \xi) + \alpha_s \cdot k_{s2} \cdot (1 - \delta), \quad (2.1.56)$$

$$\alpha_n = \xi + \alpha_s \cdot (k_{s2} - k_{s1}), \quad (2.1.57)$$

де $k_{s1} = k_{st} = \varepsilon_{st}/\varepsilon_{s0}$ і $k_{s2} = k_{sc} = \varepsilon_{sc}/\varepsilon_{s0}$ – коефіцієнти використання міцності відповідно для розтягнутої і стиснутої арматури ($\varepsilon_{s0} = f_{yd}/E_s$).

Моментний параметр в (безрозмірний момент – за EC2):

$$\alpha_{m1} = \frac{M_{Ed1}}{\omega_c f_{cd} b d^2} = \frac{461.67 \cdot 10^6}{0.89839 \cdot 14.5 \cdot 600 \cdot 450^2} = 0.3 \quad (2.1.58)$$

Силовий параметр (параметр осевого навантаження – за EC2):

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c f_{cd} b d} = \frac{1709920}{0.89839 \cdot 14.5 \cdot 600 \cdot 450} = 0.486 \quad (2.1.59)$$

Визначаємо область деформування:

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{s0}} = \frac{3.10}{3.10 + 1.732} = 0.64; \quad (2.1.60)$$

$$\xi_b = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{ud}} = \frac{3.10}{3.10 + 25} = 0.11 \quad (2.1.61)$$

Оскільки

$$\xi_b = 0.11 < \xi = \alpha_n = 0.3 < \xi_{lim} = 0.64,$$

то переріз працює в області деформування 2.

Тоді з першого із рівнянь рівноваги при $k_{st} = k_{sc} = 1$ та $\xi = \alpha_n$ отримуємо:

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n \cdot (1 - \beta \cdot \alpha_n)}{(1 - \delta)} = \frac{0.3 - 0.486 \cdot (1 - 0.45111 \cdot 0.486)}{(1 - 0.091)} = -0.0869 \quad (2.1.62)$$

де $\delta = c_1/d = 50/550 = 0.091$.

Так як α_s має від'ємне значення, то в даному випадку армування - конструктивне.

За конструктивними вимогами кількість поздовжньої арматури повинна, бути не менше ніж $A_{s,min}$:

$$A_{st} = A_{sc} \geq A_{s,min} = \frac{0.1 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0.1 \cdot 1709920}{363.64} = 470.22 \text{ мм}^2 \quad (2.1.63)$$

або

$$A_{st} = A_{sc} \geq 0.002A_c = 0.002 \cdot 600 \cdot 500 = 600 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо армування 2Ø20A400C ($A_{st} = 628 \text{ мм}^2$).

Конструктивно встановлюємо додаткове армування 2Ø20A400C та 2Ø16A400C ($A_{st} = 402 \text{ мм}^2$).

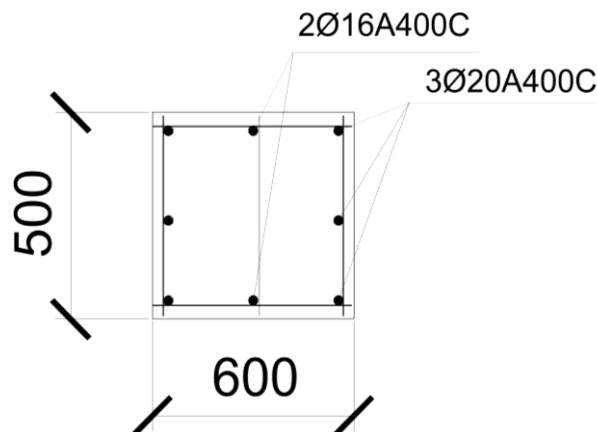


Рис. 2.1.20 – Схема армування надкранової частини колони

Розрахунок підкранової частини колони

Розрахунок в площині дії моменту

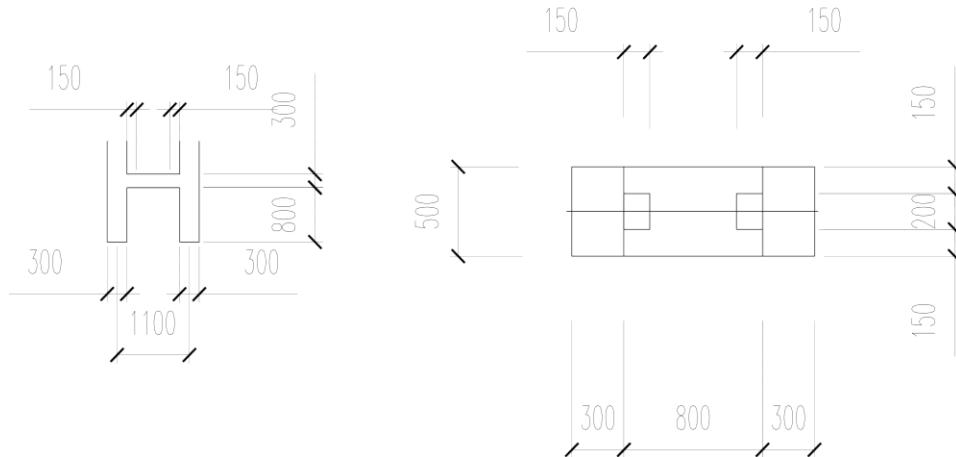


Рис. 2.1.21 – Загальний вигляд підкранової частини (фрагмент)

Відстань між осями гілок $c = 1100$ мм, висота всього перерізу $h_c = 1400$ мм, переріз гілки $b = 500$ мм, $h = 300$ мм. Середній шаг розпірок $s = 1.4$ м.

В перерізі діють 2 комбінації зусиль:

$$M_{max} = -283.12 \text{ кНм}; N_{відп} = -2258.73 \text{ кН}; Q_{відп} = -43.28 \text{ кН};$$

$$M_{відп} = -225.12 \text{ кНм}; N_{max} = -2142.39 \text{ кН}; Q_{відп} = 7.05 \text{ кН}.$$

Розрахунок за першою комбінацією зусиль

Розрахункова довжина підкранової частини колони дорівнює:

$$l_0 = 1.5 \cdot H_2 = 1.5 \cdot 9.45 = 14.175 \text{ м},$$

де H_2 – висота стиснутого елемента у чистоті між закріпленням кінців, приймаємо $H_2 = 9450$ мм – висота підкранової частини.

Для колон з прямокутним поперечним перерізом гнучкість може бути визначена за формулою:

$$\lambda_k = \sqrt{\lambda_k^2 + \lambda_B^2}; \quad (2.1.64)$$

$$\lambda_k = \frac{l_0}{i_{red}}; \quad (2.1.65)$$

$$i_{red} = \sqrt{\frac{c^2}{4 \cdot (1 + \frac{3 \cdot c^2}{n^2 \cdot h_B^2})}} = \sqrt{\frac{1100^2}{4 \cdot (1 + \frac{3 \cdot 1100^2}{5^2 \cdot 300^2})}} = 340.22 \text{ мм}; \quad (2.1.66)$$

$$\lambda_k = \frac{l_0}{i_{red}} = \frac{14175}{340.22} = 41.7; \quad (2.1.67)$$

$$\lambda_B = \frac{s}{h_B} = \frac{1400}{300} = 4.7; \quad (2.1.68)$$

$$\lambda_k = \sqrt{41.7^2 + 4.7^2} = 41.96 \quad (2.1.69)$$

Вплив поздовжнього вигину необхідно враховувати, якщо гнучкість колони λ перевищує величину λ_{lim} , яка може бути визначена за спрощеною формулою:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot \frac{C}{\sqrt{n}} = \frac{26.2}{\sqrt{n}}, \quad (2.1.70)$$

де $A = 0.7$; $B = 1.1$; $C = 1.7$.

$n = N_{Ed}/A_c f_{cd}$ – відносна осьова сила (A_c – площа поперечного перерізу колони):

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2258730}{700000 \cdot 14.5} = 0.22 \quad (2.1.71)$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot \frac{C}{\sqrt{n}} = \frac{26.2}{\sqrt{0.22}} = 55.8 \quad (2.1.72)$$

$\lambda_{lim} = 55.8 > \lambda = 41.96$ – вплив поздовжнього вигину можна не враховувати.

Визначаємо значення коефіцієнтів k, β і ω_c .

$$k = 0.79677; \quad \beta = 0.45111; \quad \omega_c = 0.89839$$

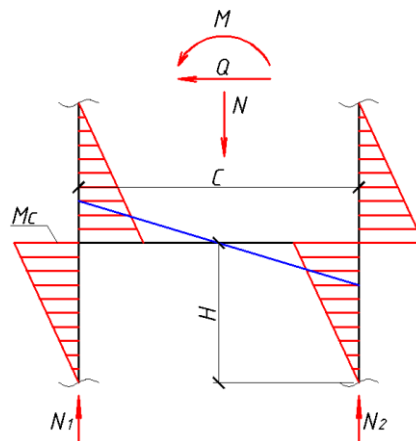


Рис. 2.1.22 – До розрахунку зусиль в гілках та розпірці

Величина згинаючого моменту в гілці:

$$M_c = M_{Ed,b} = \frac{Q \cdot s}{4} = \frac{43,28 \cdot 1.4}{4} = 15.15 \text{ кНм} \quad (2.1.73)$$

Визначаємо зусилля в гілках колони:

$$N_{Ed,b} = \frac{N_{Ed}}{2} \pm \frac{M_{Ed}}{c}; \quad (2.1.74)$$

$$N_{Ed,b1} = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{c} = \frac{2258.73}{2} + \frac{283.12}{1.1} = 1386.74 \text{ кН}; \quad (2.1.75)$$

$$N_{Ed,b2} = \frac{N_{Ed}}{2} - \frac{M_{Ed}}{c} = \frac{2258.73}{2} - \frac{283.12}{1.1} = 871.98 \text{ кН} \quad (2.1.76)$$

Розраховуючи залізобетонні елементи на дію стискаючого поздовжнього зусилля необхідно урахувати випадковий ексцентриситет e_0 , який слід приймати більшим з трьох значень:

- $1/600$ довжини елемента або відстані між його перерізами, закріпленими від зміщення s :

$$e_0 = \frac{1400}{600} = 2.3 \text{ мм}$$

- $1/30$ висоти перерізу h_b :

$$e_0 = \frac{300}{30} = 10 \text{ мм}$$

- 10 мм.

Для елементів статично невизначених конструкцій значення ексцентриситету поздовжнього зусилля відносно центру ваги приведенного перерізу e приймають таким, що дорівнює величині ексцентриситету, отриманого зі статичного розрахунку $e_d = \frac{M_{Ed,b}}{N_{Ed,b1}}$, але не меншим від e_0 .

$$e_d = \frac{M_{Ed,b}}{N_{Ed,b1}} = \frac{15.15}{1386.74} = 0.01 \text{ м} \quad (2.1.77)$$

Знаходимо сумарний розрахунковий ексцентриситет відносно центру ваги приведенного перерізу :

$$e_{tot} = e_0 = 10 \text{ мм.}$$

Величина згинаючого моменту відносно центру ваги розтягнутої арматури буде:

$$\begin{aligned} M_{Ed1} &= N_{Ed,b1} \cdot e_{s1} = N_{Ed,b1} \cdot (e_{tot} + 0.5h - c) = 1275.84 \cdot (0.01 + 0.15 - 0.05) \\ &= 140.34 \text{ кНм} \end{aligned} \quad (2.1.78)$$

де e_{s1} – відстань від лінії дії сили N_{Ed} до осі розтягнутої (менш стиснутої) арматури A_{st} .

Система рівнянь рівноваги позацентрово стиснутого елемента з симетричним армуванням може бути приведена до вигляду:

$$\alpha_{m1} = \xi \cdot (1 - \beta \cdot \xi) + \alpha_s \cdot k_{s2} \cdot (1 - \delta) \quad (2.1.79)$$

$$\alpha_n = \xi + \alpha_s \cdot (k_{s2} - k_{s1}) \quad (2.1.80)$$

де $k_{s1} = k_{st} = \varepsilon_{st}/\varepsilon_{s0}$ і $k_{s2} = k_{sc} = \varepsilon_{sc}/\varepsilon_{s0}$ – коефіцієнти використання міцності відповідно для розтягнутої і стиснутої арматури ($\varepsilon_{s0} = f_{yd}/E_s$). Якщо в процесі розрахунків значення будь-якого з цих коефіцієнтів перевищить 1, то воно приймається рівним 1. Знак коефіцієнта k_{st} позитивний для розтягнутої арматури і негативний, якщо вона виявляється стиснутою.

Моментний параметр в (безрозмірний момент – за EC2):

$$\alpha_{m1} = \frac{M_{Ed1}}{\omega_c f_{cd} b d^2} = \frac{140.34 \cdot 10^6}{0.89839 \cdot 14.5 \cdot 500 \cdot 250^2} = 0.344 \quad (2.1.81)$$

Силовий параметр (параметр осевого навантаження – за EC2):

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c f_{cd} b d} = \frac{1275840}{0.89839 \cdot 14.5 \cdot 500 \cdot 250} = 0.783 \quad (2.1.82)$$

Якщо $\xi \leq \xi_{lim}$ (випадок великих ексцентриситетів), то $k_{sc} = k_{st} = 1$ і з другого із рівнянь системи рівноваги витікає, що:

$$\xi = \alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c f_{cd} b d} = \frac{1275840}{0.89839 \cdot 14.5 \cdot 500 \cdot 250} = 0.783 \quad (2.1.83)$$

Перевіряємо виконання умови:

$$\xi_b = 0.11 < \xi = 0.783 > \xi_{lim} = 0.64,$$

отже переріз не працює в області 2.

Умова не виконується, тобто:

$$\xi > \xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{s0}}, \quad (2.1.84)$$

отже має місце випадок малих ексцентриситетів, то коефіцієнти $k_{s1} = k_{st}$ є функцією ξ і точне рішення може бути отримане рішенням кубічного рівняння відносно ξ по формулах Кардано (Тартальї). Проте, в процесі інженерних

розрахунків, простіше і зручніше вирішувати ітераційним шляхом, рішенням рівняння:

$$\alpha_n = \xi + \frac{\alpha_{m1} - \xi \cdot (1 - \beta \cdot \xi)}{1 - \delta} \cdot k_s \quad (2.1.85)$$

де коефіцієнт $k_s = (k_{sc} - k_{st})/k_{sc}$ залежить від ξ .

Визначаємо коефіцієнти:

$$a = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{s0}} = \frac{3.1}{1.732} = 1.79 \quad (2.1.86)$$

$$g = \frac{\varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{s0}} = \frac{0.63}{1.732} = 0.36 \quad (2.1.87)$$

Приймаємо:

$$\xi = \xi_2 = \alpha_n = 0.783$$

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{s0}} = 0.64161 < \xi = 0.783 < \frac{h}{d} = 1.2 \quad (2.1.88)$$

отже переріз деформується в області 3. При цьому $k_{sc} = 1$, k_{st} зменшується від 1 до негативних значень і

$$k_s(\xi_i) = \frac{\xi_i \cdot (a + 1) - a}{\xi_i} \quad (2.1.89)$$

$$k_s(\xi_2) = \frac{\xi_2 \cdot (a + 1) - a}{\xi_2} = \frac{0.783 \cdot (1.79 + 1) - 1.79}{0.783} = 0.503 \quad (2.1.90)$$

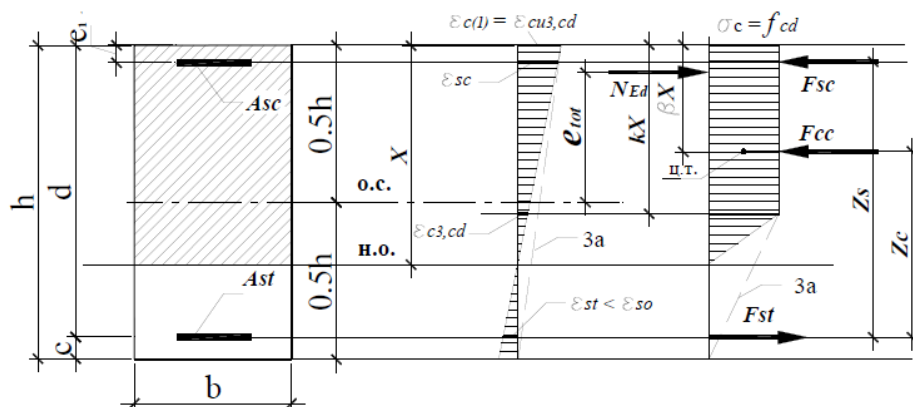


Рис. 2.1.23 – Епюри напружень і деформацій для області деформування 3

Розраховуємо $\alpha_n(\xi_2)$ за формулою:

$$\begin{aligned}\alpha_n(\xi_2) &= \xi_2 + \frac{\alpha_{m1} - \xi_2 \cdot (1 - \beta \cdot \xi_2)}{1 - \delta} \cdot k_s(\xi_2) = \\ &= 0.783 + \frac{0.344 - 0.783 \cdot (1 - 0.45111 \cdot 0.783)}{1 - 0.2} \cdot 0.503 = \\ &= 0.593 < \alpha_n = 0.783\end{aligned}\quad (2.1.91)$$

Оскільки $\alpha_n(\xi_2) < \alpha_n$, це означає, що $\xi_1 = \xi = \alpha_n = 0.783$. Тоді приймаємо $\xi_2 = \frac{h}{d} = 1.2$. Уточнюємо значення $k_s(\xi_i)$:

$$k_s(\xi_2) = \frac{\xi_2 \cdot (a + 1) - a}{\xi_2} = \frac{1.2 \cdot (1.79 + 1) - 1.79}{1.2} = 1.298 \quad (2.1.92)$$

$$\begin{aligned}\alpha_n(\xi_2) &= \xi_2 + \frac{\alpha_{m1} - \xi_2 \cdot (1 - \beta \cdot \xi_2)}{1 - \delta} \cdot k_s(\xi_2) = \\ &= 1.2 + \frac{0.334 - 1.2 \cdot (1 - 0.45111 \cdot 1.2)}{1 - 0.2} \cdot 1.298 = \\ &= 0.87 > \alpha_n = 0.783\end{aligned}\quad (2.1.93)$$

Прийняті для першого наближення значення ξ_1 та ξ_2 , повинні задовольняти умові:

$$\alpha_n(\xi_1) = 0.593 < \alpha_n = 0.783 < \alpha_n(\xi_2) = 0.87$$

Розрахунок ведеться методом лінійної інтерполяції до моменту, коли права частина рівняння $\alpha_n = f(\xi) = \alpha_n(\xi)$ наближається з необхідною точністю до відомого значення α_n в лівій частині.

$$\begin{aligned}\xi &= \xi_1 + \frac{\alpha_n - \alpha_n(\xi_1)}{\alpha_n(\xi_2) - \alpha_n(\xi_1)} \cdot (\xi_2 - \xi_1) = 0.783 + \frac{0.783 - 0.593}{0.83 - 0.593} \cdot (1.2 - 0.783) \\ &= 1.06\end{aligned}\quad (2.1.94)$$

при цьому значення ξ повинно задовольняти умові:

$$\xi_1 = 0.593 < \xi = 1.06 < \xi_2 = 1.2$$

Уточнюємо значення $k_s(\xi)$ по формулі:

$$k_s(\xi) = \frac{\xi \cdot (a + 1) - a}{\xi} = \frac{1.06 \cdot (1.79 + 1) - 1.79}{1.06} = 1.1 \quad (2.1.95)$$

Розраховуємо $\alpha_n(\xi)$ за формулою:

$$\alpha_n(\xi) = \xi + \frac{\alpha_{m1} - \xi \cdot (1 - \beta \cdot \xi)}{1 - \delta} \cdot k_s(\xi) = 1.06 + \frac{0.344 - 1 \cdot (1 - 0.45111 \cdot 1)}{1 - 0.2} \cdot 1 = 0.776 \quad (2.1.96)$$

Після визначення ξ знаходимо необхідну площу симетричної арматури:

$$\begin{aligned} A_{st} = A_{sc} &= \frac{(\alpha_{m1} - \xi \cdot (1 - \beta \cdot \xi)) \cdot \omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{k_{sc} \cdot (1 - \delta) \cdot f_{yd}} = \\ &= \frac{(0.344 - 1.06 \cdot (1 - 0.45111 \cdot 1.06)) \cdot 0.89839 \cdot 14.5 \cdot 500 \cdot 250}{1 \cdot (1 - 0.2) \cdot 363.64} = \\ &= -1169.84 \text{ мм}^2 \end{aligned} \quad (2.1.97)$$

При $k_{sc} = 1$, так як вважаємо що переріз деформується в області 3.

Оскільки A_{st} має від'ємне значення, то в даному випадку армування - конструктивне.

За конструктивними вимогами кількість поздовжньої арматури повинна, бути не менше ніж $A_{s,min}$:

$$A_{s,min} = \frac{0.1 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0.1 \cdot 1275840}{363.64} = 350.85 \text{ мм}^2, \quad (2.1.98)$$

Або $0.002A_c = 360 \text{ мм}^2$ (більшу з величин).

Приймаємо армування 2Ø18A400C ($A_{st} = 509.0 \text{ мм}^2$).

Площа поперечного перерізу поздовжньої арматури не повинна перевищувати $A_{s,max}$. Величину $A_{s,max}$ рекомендується приймати $0,04 \cdot A_c$ за межами напусків, якщо тільки не показано, що цілісність бетону не порушується, і що повний опір досягається у граничному стані. Ця границя повинна підвищуватись до $0,08 \cdot A_c$ в напусках.

Висота стиснутої зони:

$$X = d \cdot \xi = 250 \cdot 1.06 = 265 \text{ мм.}$$

Відносні деформації арматури A_{st} , розташованої біля розтягнутої (менш стиснутої) грані перерізу:

$$\varepsilon_{st} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd} \cdot (d - X)}{X} = \frac{3.1 \cdot (265 - 250)}{265} = 2.51\text{‰} \quad (2.1.99)$$

і перевіряємо виконання умови:

$$\varepsilon_{st} = 1.732\text{‰} < \varepsilon_{s0} = 2.51\text{‰}.$$

Знаходимо відносні деформації арматури A_{sc} , розташованої біля стиснутої грані перерізу:

$$\varepsilon_{sc} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd} \cdot (X - c_1)}{X} = \frac{3.1 \cdot (250 - 50)}{250} = 2.48\text{‰}, \quad (2.1.100)$$

і перевіряємо виконання умови:

$$\varepsilon_{s0} = 1.732\text{‰} < \varepsilon_{sc} = 2.48\text{‰} < \varepsilon_{ud} = 25\text{‰}.$$

Виконання умови свідчить, що арматура A_{sc} використовується з повним розрахунковим опором f_{yd} і ми маємо позacentровий стиск з малим ексцентриситетом у галузі деформування III.

Розрахунок з площини дії моменту

Відстань між осями гілок $c = 1100\text{мм}$, висота всього перерізу $h_c = 1400\text{мм}$, переріз гілки $h = b = 500\text{ мм}$, $b = h = 300\text{ мм}$. Середній шаг розпірок $s = 1.4\text{ м}$.

$$M_{\text{відп}} = -225,12\text{ кНм}; \quad N_{\text{max}} = -2142.39\text{ кН}; \quad Q_{\text{відп}} = 7.05\text{ кН}.$$

Розрахункова довжина підкранової частини колони дорівнює:

$$l_0 = 1.5 \cdot H_2 = 1 \cdot 9.45 = 14.175\text{ м},$$

де H_2 – висота стиснутого елемента у чистоті між закріпленням кінців, приймаємо $H_2 = 9450\text{ мм}$ – висота підкранової частини.

Для колон з прямокутним поперечним перерізом гнучкість може бути визначена за формулою:

$$\lambda_k = \sqrt{\lambda_k^2 + \lambda_B^2}; \quad (2.1.101)$$

$$\lambda_k = \frac{l_0}{i_{red}}; \quad (2.1.102)$$

$$i_{red} = \sqrt{\frac{c^2}{4 \cdot (1 + \frac{3 \cdot c^2}{n^2 \cdot h_B^2})}} = \sqrt{\frac{1100^2}{4 \cdot (1 + \frac{3 \cdot 1100^2}{5^2 \cdot 500^2})}} = 437.55\text{ мм}; \quad (2.1.103)$$

$$\lambda_k = \frac{14175}{437.55} = 32.39$$

$$\lambda_B = \frac{s}{h_B} = \frac{1400}{500} = 2.8; \quad (2.1.104)$$

$$\lambda_K = \sqrt{32.32^2 + 2.8^2} = 32.51$$

Вплив поздовжнього вигину необхідно враховувати, якщо гнучкість колони λ перевищує величину λ_{lim} , яка може бути визначена за спрощеною формулою:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot \frac{C}{\sqrt{n}} = \frac{26.2}{\sqrt{n}}, \quad (2.1.105)$$

де $A = 0.7$; $B = 1.1$; $C = 1.7$.

$n = N_{Ed}/A_c f_{cd}$ – відносна осьова сила (A_c – площа поперечного перерізу колони):

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2142390}{700000 \cdot 14.5} = 0.21, \quad (2.1.106)$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot \frac{C}{\sqrt{n}} = \frac{26.2}{\sqrt{0.247}} = 52.7 \quad (2.1.107)$$

$\lambda_{lim} = 52.7 > \lambda = 32.51$ – вплив поздовжнього вигину можна не враховувати.

Визначаємо значення коефіцієнтів k, β і ω_c .

$$k = 0.79677$$

$$\beta = 0.45111$$

$$\omega_c = 0.89839$$

Величина згинаючого моменту в гілці:

$$M_c = M_{Ed,b} = \frac{Q \cdot s}{4} = \frac{7.05 \cdot 1.4}{4} = 2.46 \text{ кНм} \quad (2.1.108)$$

Визначаємо зусилля в гілках колони:

$$N_{Ed,b} = \frac{N_{Ed}}{2} \pm \frac{M_{Ed}}{c}; \quad (2.1.109)$$

$$N_{Ed,b1} = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{c} = \frac{2142.39}{2} + \frac{225.12}{1.1} = 1275.84 \text{ кН};$$

$$N_{Ed,b2} = \frac{N_{Ed}}{2} - \frac{M_{Ed}}{c} = \frac{2142.39}{2} - \frac{225.12}{1.1} = 866.54 \text{ кН}$$

Розраховуючи залізобетонні елементи на дію стискаючого поздовжнього зусилля необхідно урахувати випадковий ексцентриситет e_0 , який слід приймати більшим з трьох значень:

- $1/600$ довжини елемента або відстані між його перерізами, закріпленими від зміщення s :

$$e_0 = \frac{1400}{600} = 2.3 \text{ мм}$$

- $1/30$ висоти перерізу h_b :

$$e_0 = \frac{500}{30} = 16.67 \text{ мм}$$

- 10 мм.

Для елементів статично невизначених конструкцій значення ексцентриситету поздовжнього зусилля відносно центру ваги приведенного перерізу e приймають таким, що дорівнює величині ексцентриситету, отриманого зі статичного розрахунку $e_d = \frac{M_{Ed,b}}{N_{Ed,b1}}$, але не меншим від e_0 .

$$e_d = \frac{M_{Ed,b}}{N_{Ed,b1}} = \frac{2.46}{1275.84} = 0.0019 \text{ м} \quad (2.1.110)$$

Знаходимо сумарний розрахунковий ексцентриситет відносно центру ваги приведенного перерізу :

$$e_{tot} = e_0 = 16.67 \text{ мм.}$$

Величина згинаючого моменту відносно центру ваги розтягнутої арматури буде:

$$\begin{aligned} M_{Ed1} &= N_{Ed,b1} \cdot e_{s1} = N_{Ed,b1} \cdot (e_{tot} + 0.5h - c) = 1275.84 \cdot (0.016 + 0.25 - 0.05) \\ &= 275.58 \text{ кНм,} \end{aligned} \quad (2.1.111)$$

де e_{s1} – відстань від лінії дії сили N_{Ed} до осі розтягнутої (менш стиснутої) арматури A_{st} .

Система рівнянь рівноваги позацентрово стиснутого елемента з симетричним армуванням може бути приведена до вигляду:

$$\alpha_{m1} = \xi \cdot (1 - \beta \cdot \xi) + \alpha_s \cdot k_{s2} \cdot (1 - \delta), \quad (2.1.112)$$

$$\alpha_n = \xi + \alpha_s \cdot (k_{s2} - k_{s1}), \quad (2.1.113)$$

де $k_{s1} = k_{st} = \varepsilon_{st}/\varepsilon_{s0}$ і $k_{s2} = k_{sc} = \varepsilon_{sc}/\varepsilon_{s0}$ – коефіцієнти використання міцності відповідно для розтягнутої і стиснутої арматури ($\varepsilon_{s0} = f_{yd}/E_s$). Якщо в процесі розрахунків значення будь-якого з цих коефіцієнтів перевищить 1, то воно приймається рівним 1. Знак коефіцієнта k_{st} позитивний для розтягнутої арматури і негативний, якщо вона виявляється стиснутою.

Моментний параметр в (безрозмірний момент – за EC2):

$$\alpha_{m1} = \frac{M_{Ed1}}{\omega_c f_{cd} b d^2} = \frac{275.58 \cdot 10^6}{0.89839 \cdot 14.5 \cdot 300 \cdot 450^2} = 0.348 \quad (2.1.114)$$

Силовий параметр (параметр осевого навантаження – за EC2):

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c f_{cd} b d} = \frac{1275840}{0.89839 \cdot 14.5 \cdot 300 \cdot 450} = 0.725 \quad (2.1.115)$$

Якщо $\xi \leq \xi_{lim}$ (випадок великих ексцентриситетів), то $k_{sc} = k_{st} = 1$ і з другого із рівнянь системи рівноваги витікає, що:

$$\xi = \alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c f_{cd} b d} = \frac{1274840}{0.89839 \cdot 14.5 \cdot 300 \cdot 450} = 0.725 \quad (2.1.116)$$

Перевіряємо виконання умови:

$$\xi_b = 0.11 < \xi = 0.725 > \xi_{lim} = 0.64,$$

отже переріз не працює в області 2.

Умова не виконується, тобто:

$$\xi > \xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{s0}},$$

отже має місце випадок малих ексцентриситетів, то коефіцієнти $k_{s1} = k_{st}$ є функцією ξ і точне рішення може бути отримане рішенням кубічного рівняння відносно ξ по формулах Кардано (Тартальї). Проте, в процесі інженерних розрахунків, простіше і зручніше вирішувати ітераційним шляхом, рішенням рівняння:

$$\alpha_n = \xi + \frac{\alpha_{m1} - \xi \cdot (1 - \beta \cdot \xi)}{1 - \delta} \cdot k_s, \quad (2.1.117)$$

де коефіцієнт $k_s = (k_{sc} - k_{st})/k_{sc}$ залежить від ξ .

Визначаємо коефіцієнти:

$$a = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{s0}} = \frac{3.1}{1.732} = 1.79, \quad (2.1.118)$$

$$g = \frac{\varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{s0}} = \frac{0.63}{1.732} = 0.36 \quad (2.1.119)$$

Приймаємо:

$$\xi = \xi_2 = \alpha_n = 0.725$$

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{s0}} = 0.64 < \xi = 0.725 < \frac{h}{d} = 1.2,$$

отже переріз деформується в області 3. При цьому $k_{sc} = 1$, k_{st} зменшується від 1 до негативних значень і

$$k_s(\xi_i) = \frac{\xi_i \cdot (a + 1) - a}{\xi_i} \quad (2.1.120)$$

а $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu3,cd}$.

$$k_s(\xi_2) = \frac{\xi_2 \cdot (a + 1) - a}{\xi_2} = \frac{0.725 \cdot (1.79 + 1) - 1.79}{0.725} = 0.32$$

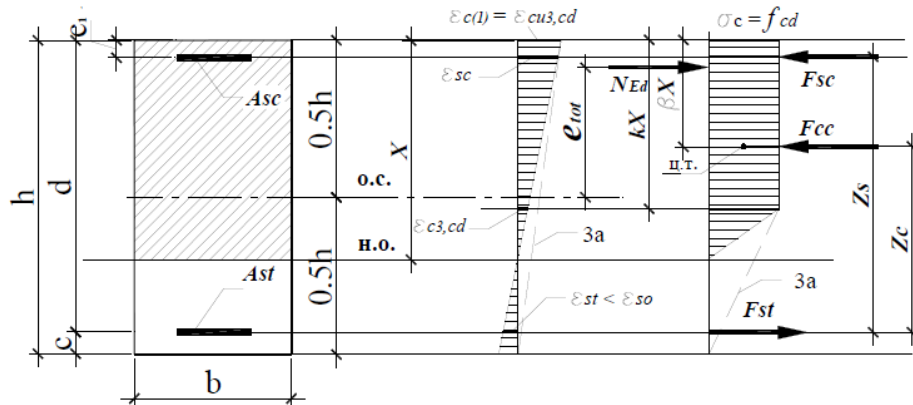


Рис. 2.1.24 – Епюри напружень і деформацій для області деформування 3

Розраховуємо $\alpha_n(\xi_2)$ за формулою:

$$\alpha_n(\xi_2) = \xi_2 + \frac{\alpha_{m1} - \xi_2 \cdot (1 - \beta \cdot \xi_2)}{1 - \delta} \cdot k_s(\xi_2); \quad (2.1.121)$$

$$\alpha_n(\xi_2) = 0.725 + \frac{0.348 - 0.725 \cdot (1 - 0.45111 \cdot 0.725)}{1 - 0.2} \cdot 0.32 = 0.669$$

$$< \alpha_n = 0.725$$

Оскільки $\alpha_n(\xi_2) < \alpha_n$, це означає, що $\xi_1 = \xi = \alpha_n = 0.725$. Тоді приймаємо $\xi_2 = \frac{h}{d} = 1.2$. Уточнюємо значення $k_s(\xi_i)$:

$$k_s(\xi_2) = \frac{\xi_2 \cdot (a + 1) - a}{\xi_2} = \frac{1.1 \cdot (1.79 + 1) - 1.79}{1.2} = 1.16$$

$$\begin{aligned}\alpha_n(\xi_2) &= \xi_2 + \frac{\alpha_{m1} - \xi_2 \cdot (1 - \beta \cdot \xi_2)}{1 - \delta} \cdot k_s(\xi_2) \\ &= 1.2 + \frac{0.348 - 1.1 \cdot (1 - 0.45111 \cdot 1.1)}{1 - 0.2} \cdot 1.16 = 0.807 > \alpha_n = 0.725\end{aligned}$$

Прийняті для першого наближення значення ξ_1 та ξ_2 , повинні задовольняти умові:

$$\alpha_n(\xi_1) = 0.669 < \alpha_n = 0.725 < \alpha_n(\xi_2) = 0.807$$

Розрахунок ведеться методом лінійної інтерполяції до моменту, коли права частина рівняння $\alpha_n = f(\xi) = \alpha_n(\xi)$ наближається з необхідною точністю до відомого значення α_n в лівій частині.

$$\begin{aligned}\xi &= \xi_1 + \frac{\alpha_n - \alpha_n(\xi_1)}{\alpha_n(\xi_2) - \alpha_n(\xi_1)} \cdot (\xi_2 - \xi_1) = 0.725 + \frac{0.725 - 0.669}{0.807 - 0.669} \cdot (1.2 - 0.725) = \\ &= 0.877,\end{aligned}\tag{2.1.122}$$

при цьому значення ξ повинно задовольняти умові:

$$\xi_1 = 0.725 < \xi = 0.877 < \xi_2 = 1.1$$

Уточнюємо значення $k_s(\xi)$ по формулі:

$$k_s(\xi) = \frac{\xi \cdot (a + 1) - a}{\xi} = \frac{0.877 \cdot (1.79 + 1) - 1.79}{0.879} = 0.742\tag{2.1.123}$$

Розраховуємо $\alpha_n(\xi)$ за формулою:

$$\begin{aligned}\alpha_n(\xi) &= \xi + \frac{\alpha_{m1} - \xi \cdot (1 - \beta \cdot \xi)}{1 - \delta} \cdot k_s(\xi) = \\ &= 0.877 + \frac{0.348 - 0.877 \cdot (1 - 0.45111 \cdot 0.348)}{1 - 0.2} \cdot 0.742 \\ &= 0.514\end{aligned}\tag{2.1.126}$$

Порівнюємо $\alpha_n(\xi)$ з α_n :

$$\frac{\alpha_n - \alpha_n(\xi)}{\alpha_n} = \frac{0.877 - 0.514}{0.877} = 1.5\% < 5\%,$$

отже можна припинити ітерації.

Після визначення ξ знаходимо необхідну площу симетричної арматури:

$$A_{st} = A_{sc} = \frac{(\alpha_{m1} - \xi \cdot (1 - \beta \cdot \xi)) \cdot \omega_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{k_{sc} \cdot (1 - \delta) \cdot f_{yd}} =$$

$$= \frac{(0.348 - 0.877 \cdot (1 - 0.45111 \cdot 0.877)) \cdot 0.89839 \cdot 14.5 \cdot 300 \cdot 450}{1 \cdot (1 - 0.2) \cdot 363.64} =$$

$$= -1482.76 \text{ мм}^2 \quad (2.1.124)$$

При $k_{sc} = 1$, так як вважаємо що переріз деформується в області 3.

Оскільки A_{st} має від'ємне значення, то в даному випадку армування - конструктивне.

За конструктивними вимогами кількість поздовжньої арматури повинна, бути не менше ніж $A_{s,min}$:

$$A_{s,min} = \frac{0.1 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0.1 \cdot 1275840}{363.64} = 350.85 \text{ мм}^2 \quad (2.1.125)$$

або $0.002A_c = 360 \text{ мм}^2$ (більшу з величин).

Приймаємо армування 2Ø18A400C ($A_{st} = 509.0 \text{ мм}^2$).

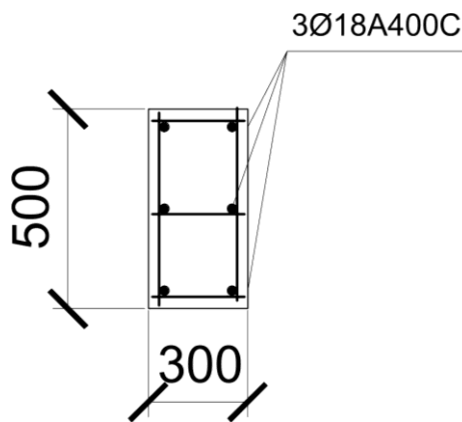


Рис. 2.1.25 – Схема армування гілки колони

Розрахунок проміжної розпірки

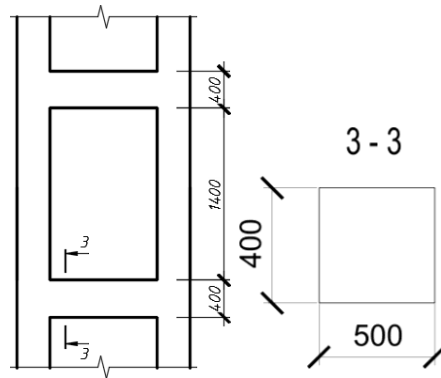


Рис. 2.1.26 – Загальний вигляд розпірки двогілкової колони

Згинальний момент дорівнює сумі моментів в двох гілках, що примикають до рамного вузла знизу і вгорі. Тому:

$$M_p = 2 \cdot M_c = 4.92 \text{ кНм} \quad (2.1.154)$$

$$M_c = \frac{Q \cdot S}{4} = \frac{7.05 \cdot 1.4}{4} = 2.46 \text{ кНм} \quad (2.1.155)$$

Переріз розпірки прямокутний і має розміри $b = 600$ мм, $h = 400$ мм, $d=360$ мм. Так як еюра моментів двозначна армуємо розпірку подвійною симетричною арматурою $A_{st} = A_{sc}$. Площа армування:

$$A_{st} = A_{sc} = \frac{M_p}{f_{yd} \cdot (d - c_1)} = \frac{4.92 \cdot 10^6}{363.64 \cdot (360 - 40)} = 42.2 \text{ мм}^2 \quad (2.1.156)$$

За конструктивними вимогами кількість арматури повинна, бути не менше ніж $A_{s,min}$:

$$0.002A_{sc} = 0.002A_{st} = 4000 \text{ мм}^2$$

Площа поперечного перерізу поздовжньої арматури не повинна перевищувати $A_{s,max} = 0.04A_c = 8000 \text{ мм}^2$.

Приймаємо 3Ø16A400C ($A_{st} = 603 \text{ мм}^2$).

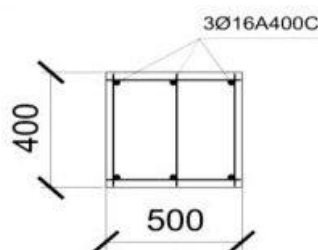


Рис. 2.1.27 – Схема армування розпірки колони

2.1.5 Розрахунок безрозкісної ферми покриття

Загальні положення

Безрозкісні залізобетонні кроквяні ферми є багаторазово статично невизначеними системами. Через високу складність їхнього аналізу розрахунок, як правило, реалізується із застосуванням спеціалізованого програмного забезпечення. Статичний розрахунок даної конструкції виконано в програмному комплексі «ЛІРА».

Після виконання статики споруди та визначення розрахункових зусиль в елементах ферми здійснюється підбір і перевірка перерізів (конструктивний розрахунок) її складових. Елементи верхнього поясу та стояки розраховуються як позакентрово-стиснуті, тоді як нижній пояс підлягає розрахунку на позакентровий розтяг. З метою підвищення тріщиностійкості та жорсткості конструкції, нижній пояс проектується з попереднім напруженням.

Розрахунок нижнього поясу ферми

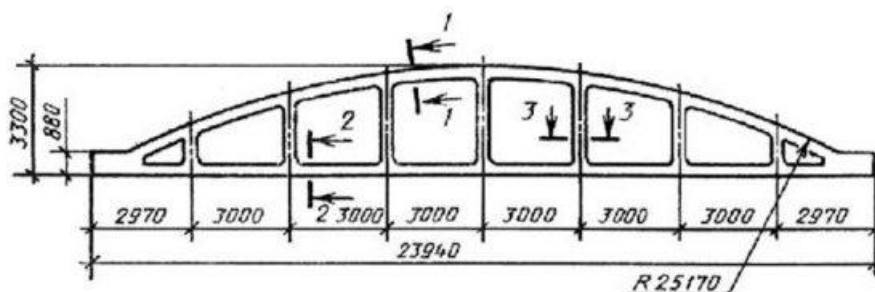


Рис. 2.1.28 Геометрія безрозкісної ферми покриття

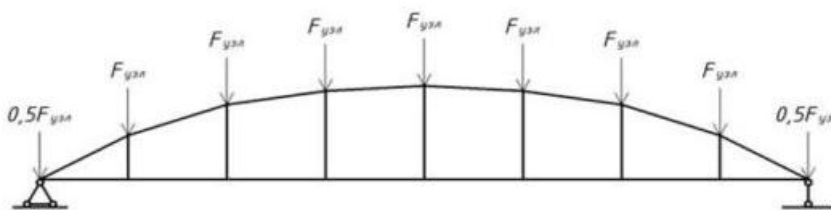


Рис. 2.1.28 Розрахункова схема ферми

Статичний розрахунок у розрахунковому комплексі «ЛІРА»

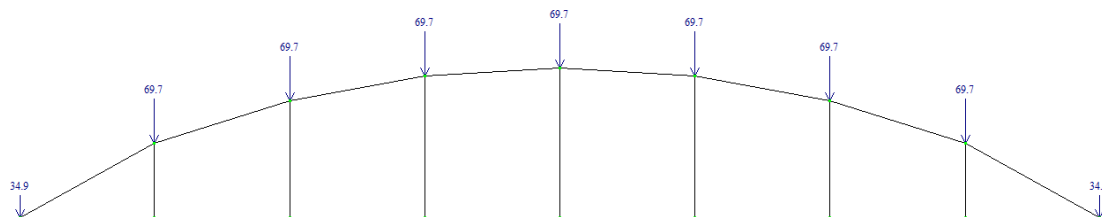


Рис. 2.1.29. Розрахункова схема безрозкісної ферми від постійного навантаження покриття

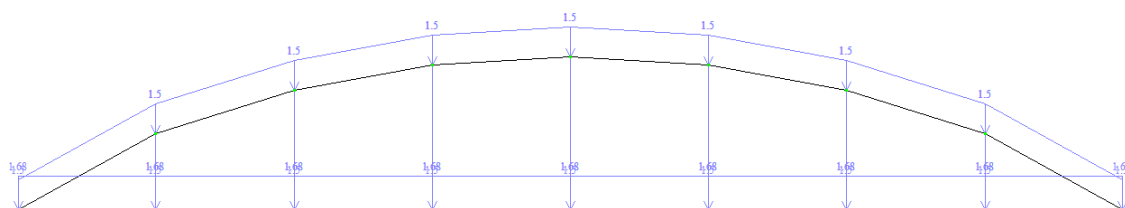


Рис. 2.1.30 Розрахункова схема безрозкісної ферми від постійного навантаження власна вага

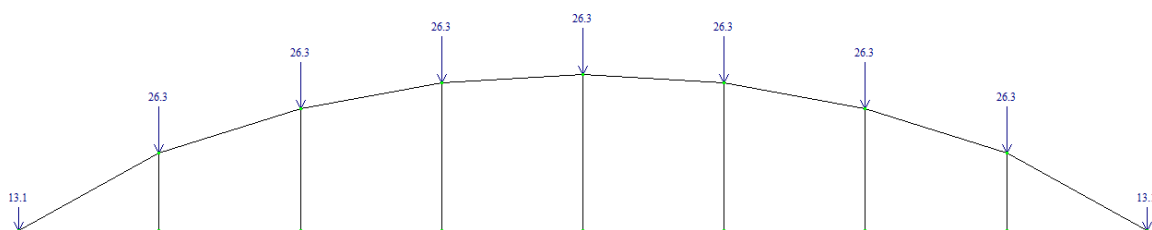


Рис. 2.1.30 Розрахункова схема без розкісної ферми від снігового навантаження

Результати розрахунку

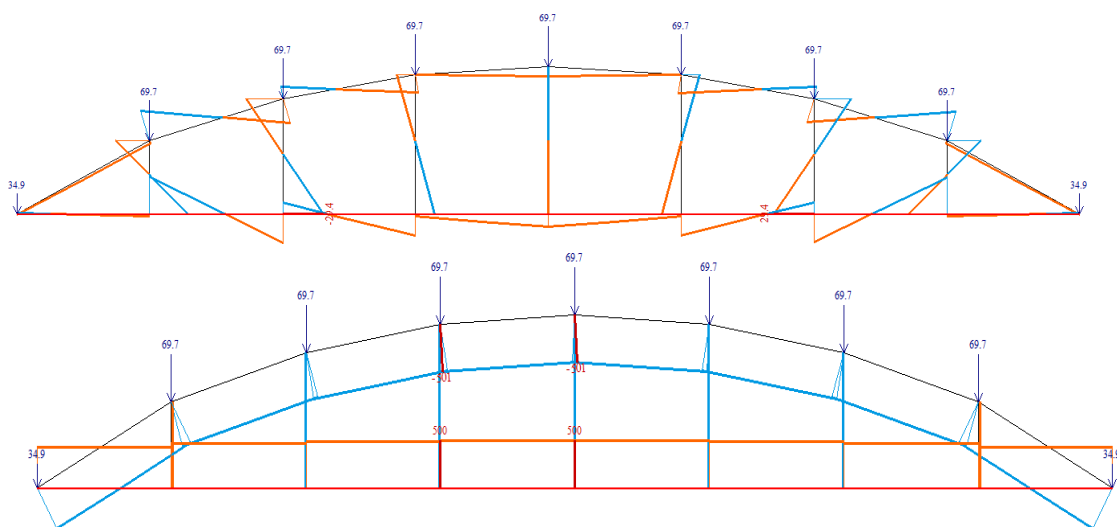


Рис. 2.1.31 Результати розрахунку 1-го навантаження

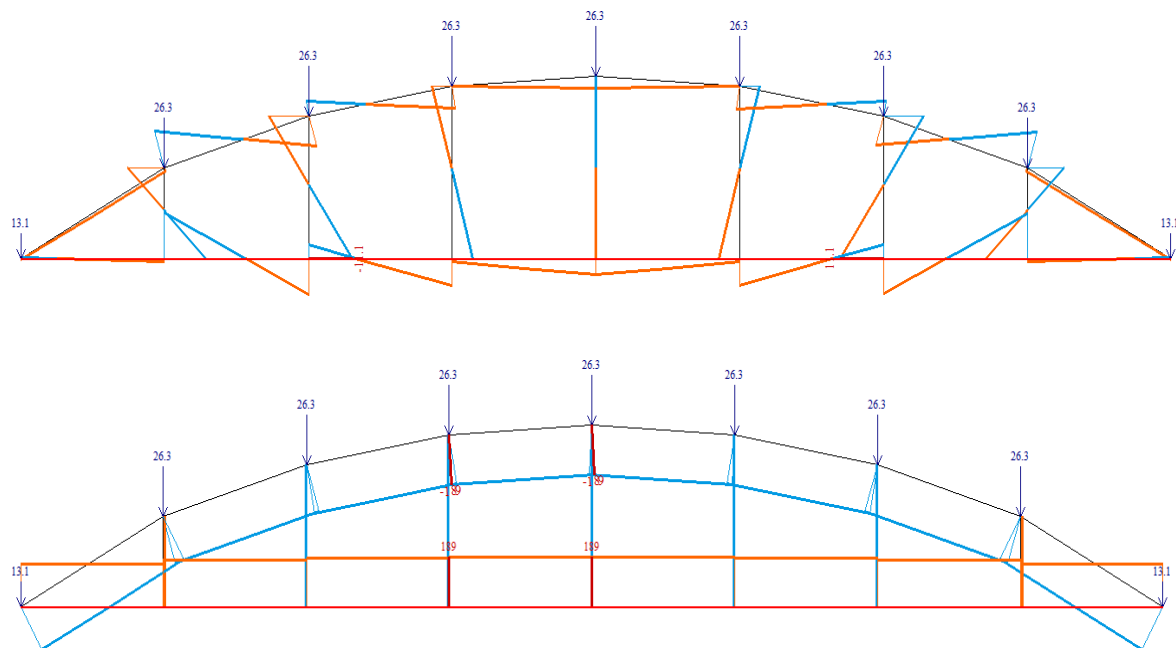


Рис. 2.1.32 Результати розрахунку 2-го навантаження

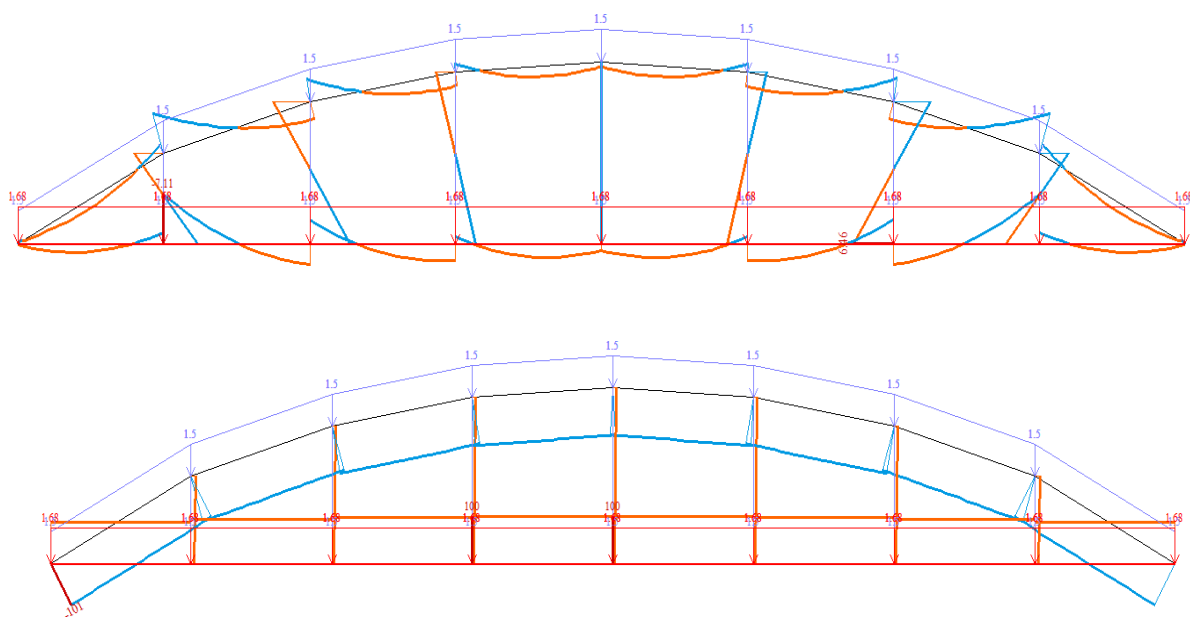


Рис. 2.1.33 Результати розрахунку 3-го навантаження

Таблиця 2.1.4 РСУ нижнього поясу

Таблиця РСУ

№ элем	№ сечен	№ столбца	Кран/сейсм	Группа РСУ	Критерий	Усилия						№ загруз
						N (кН)	Mk (кН*м)	Mу (кН*м)	Qz (кН)	Mz (кН*м)	Qy (кН)	
1	1	1	-	A1	1	688,855	0,000	- 0,468	2,846	0,000	0,000	1 2 3
1	2	1	-	A1	1	688,855	0,000	0,575	- 2,144	0,000	0,000	1 2 3
1	2	1	-	A1	14	524,132	0,000	- 0,018	- 2,404	0,000	0,000	1 3
2	1	1	-	A1	2	739,490	0,000	- 44,221	27,860	0,000	0,000	1 2 3
2	2	1	-	A1	1	739,490	0,000	32,142	22,795	0,000	0,000	1 2 3
3	1	1	-	A1	1	774,628	0,000	- 14,808	15,637	0,000	0,000	1 2 3
3	2	1	-	A1	1	774,628	0,000	24,383	10,622	0,000	0,000	1 2 3
3	2	1	-	A1	32	589,446	0,000	18,354	7,556	0,000	0,000	1 3
4	1	1	-	A1	1	788,826	0,000	1,639	6,611	0,000	0,000	1 2 3
4	2	1	-	A1	1	788,826	0,000	13,913	1,571	0,000	0,000	1 2 3
4	2	1	-	A1	32	600,326	0,000	10,365	0,626	0,000	0,000	1 3
5	1	1	-	A1	1	688,858	0,000	0,659	2,114	0,000	0,000	1 2 3
5	1	1	-	A1	13	524,133	0,000	0,046	2,381	0,000	0,000	1 3
5	2	1	-	A1	1	688,858	0,000	- 0,473	- 2,876	0,000	0,000	1 2 3
6	1	1	-	A1	1	739,273	0,000	31,824	- 22,644	0,000	0,000	1 2 3
6	2	1	-	A1	2	739,273	0,000	- 43,946	- 27,701	0,000	0,000	1 2 3
7	1	1	-	A1	1	774,454	0,000	24,611	- 10,797	0,000	0,000	1 2 3
7	1	1	-	A1	31	589,314	0,000	18,528	- 7,689	0,000	0,000	1 3
7	2	1	-	A1	1	774,454	0,000	- 15,182	- 15,820	0,000	0,000	1 2 3
8	1	1	-	A1	1	788,794	0,000	13,966	- 1,589	0,000	0,000	1 2 3
8	1	1	-	A1	31	600,302	0,000	10,406	- 0,639	0,000	0,000	1 3
8	2	1	-	A1	1	788,794	0,000	1.640	- 6.629	0.000	0.000	1 2 3

Вхідні данні для розрахунку:

- Розміри поперечного перерізу: $b = 240$ мм, $h = 280$ мм;
- Відстань від нижньої грані перерізу до осі розтягнутої арматури c , робоча висота перерізу $d = h - c = 280 - 50 = 230$ мм;

- Відстань від верхньої грані перерізу до осі розтягнутої арматури

$$c_1 = c = 50 \text{ мм};$$

- Клас попередньо напруженої арматури А800, модуль пружності арматури

$$E_p = 190000 \text{ МПа};$$

- характеристичне значення опору арматури розтягування $f_{pk} = 840$ МПа;

- характеристичне значення умовної межі плинності $f_{p0,1k} = 765$ МПа,;

- коефіцієнт надійності арматури $\gamma_s = 1.2$;

- розрахункове значення опору арматури розтягу

$$f_{pd0} = f_{p0,1k} / \gamma_s = 765 / 1.2 = 637.5 \text{ МПа};$$

- відносні деформації видовження арматури

$$\varepsilon_{p0} = f_{pd0} / E_p = 637.5 / 190000 = 0.003355, \text{ при досягненні напруженнями}$$

розрахункового опору f_{pd0} ;

- граничні відносні деформації видовження арматури:

характеристичні $\varepsilon_{uk} = 0.018 = 18\text{‰}$

розрахункові $\varepsilon_{ud} = 0.9\varepsilon_{uk} = 0.0162 = 16.2\text{‰}$;

- клас бетону C20/25, розрахункова міцність бетону на стиск

$f_{cd} = 14.5$ МПа та характеристична міцність на стиск $f_{cl} = 25$ МПа,

значення відносних деформацій $\varepsilon_{c3,cd} = 0.63\text{‰}$ та $\varepsilon_{cu3,cd} = 3.10\text{‰}$.

- розрахунковий згинаючий момент в перерізі від зовнішнього навантаження $M_{Ed} = 16.25$ кНм;

- розрахункова поздовжня сила в перерізі від зовнішнього навантаження $N_{Ed} = 438.13$ кН.

При розрахунку попередньо напруженої конструкції деформаційним методом необхідно враховувати деформацію розтягування арматури від попередньої напруги:

$$\varepsilon_{sp} = \frac{\sigma_{pm0(x)}}{E_p} = \frac{630}{19000} = 0,0033 \quad (2.2.157)$$

де $\sigma_{pm0(x)}$ - максимальні напруги (з урахуванням миттєвих втрат), прикладені до попередньо напруженої арматури [ДСТУ], які приймаються рівними меншому з двох значень:

$$0.75 \cdot 840 = 630 \text{ МПа}$$

$$0,85 \cdot 765 = 650.25 \text{ МПа}$$

Найменше $\sigma_{pm0(x)} = 630$ МПа

З урахуванням попередньої напруги гранична відносна деформація арматури при зовнішньому навантаженні не повинна перевищувати величини:

$$\varepsilon_{rud} = \varepsilon_{rud} - \varepsilon_{sp} = 0.0162 - 0.0034 = 0.0128$$

Цій граничній деформації відповідає розрахунковий опір арматури на розтяг:

$$f_{pud} = f_{pd0} + \left(\frac{f_{pk}}{y_s} - f_{pd0} \right) \frac{\varepsilon_{pud} - \varepsilon_{p0}}{\varepsilon_{uk} - \varepsilon_{p0}} =$$

$$= 637.5 + \left(\frac{840}{1.2} - 637.5 \right) \cdot \frac{0.0128 - 0.0033}{0.018 - 0.0033} = 678 \text{ МПа} \quad (2.1.158)$$

Відповідно до запропонованої проф. А. Лапко [3] градації областей деформування перерізів залізобетонних елементів при використанні білінійної діаграми межі областей деформування для попередньо напружених елементів можуть бути визначені в залежності від значення відносної висоти стиснутої зони ξ , наступним чином:

$$\xi_{a,p} = \frac{\varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{c3,cd} + \varepsilon_{pud}} = \frac{0.63}{3.1 + 12.8} = 0.039 \quad (2.1.159)$$

$$\xi_{b,p} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{pud}} = \frac{3.1}{3.1 + 12.8} = 0.1939 \quad (2.1.160)$$

$$\xi_{lim,p} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{p0} - \varepsilon_{sp}} = \frac{3.1}{3.1 + 3.35 - 3.316} = 0.9874 \quad (2.1.161)$$

При розрахунку позацентрово розтягнутих елементів залежно від розташування в перерізі зусилля розтягують розглядають два характерні випадки:

- випадок малих ексцентриситетів і випадок великих ексцентриситетів.

Згинаючий момент відносно центру ваги розтягнутої арматури:

$$M_{Ed1} = N_{Ed}(e - y_c + c) = 739.49(0.037 - 0.14 + 0.05) = -39.19 \text{ кНм.}$$

де e - ексцентриситет розтягуючого зусилля $N_{Ed} = 739.49$ кН відносно центра ваги перерізу - $e = M_{Ed}/N_{Ed} = 44.221/739.49 = 0.059$ м;
 $y_c = 0.14$ м - відстань від більш розтягнутої грані до центра ваги перерізу.

Так як $M_{Ed1} < 0$ (випадок малих ексцентриситетів), площу арматури A_{st1} визначають з рівняння моментів відносно менш розтягнутої арматури A_{st2} :

$$A_{st,1} = \frac{N_{Ed} \cdot e_{s2}}{f_{3rd} \cdot (d - c_1)} = \frac{739.49 \cdot 0.12}{678.2 \cdot (0.23 - 0.05)} = 726.91 \text{ мм}^2 \quad (2.1.162)$$

$$\text{де } e_{s2} = e + 0.5h - c_1 = 0.037 + 0.5 \cdot 0.28 - 0.05 = 0.127 \text{ м.}$$

Площа арматури A_{st2} :

$$A_{st,2} = \frac{N_{Ed} \cdot e_{s1}}{f_{3rd} \cdot (d - c_1)} = \frac{739.49 \cdot 0.0529}{678.2 \cdot (0.23 - 0.05)} = 320.64 \text{ мм}^2 \quad (2.1.163)$$

Приймаємо армування більше ніж $A_{st1} = 726.91 \text{ мм}^2$

Приймаємо 2Ø22A800 ($A_{st1} = 760 \text{ мм}^2$).

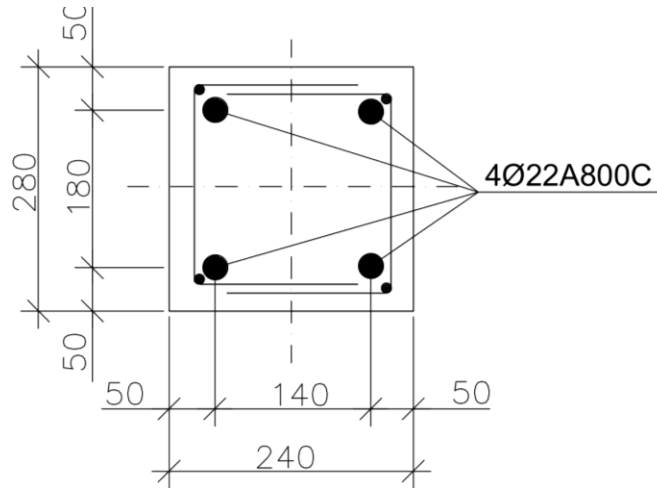


Рис. 2.1.34 Схема розташування арматури в перерізі нижнього поясу

Коефіцієнти приведення арматури до бетону для нижньої та верхньої арматури відповідно:

$$\alpha_{sp} = E_p / E_{cm} = 190000 / 30000 = 6.33 ;$$

$$\alpha_{scp} = E_{cp} / E_{cm} = 190000 / 30000 = 6.33$$

Розміри перерізу та дані по армуванню:

$$b = 240 \text{ мм}; h = 280 \text{ мм}; c_{p1} = 40 \text{ мм}; c_p = 40 \text{ мм};$$

$$A_{sep} = 509 \text{ мм}^2; A_{sp} = 509 \text{ мм}^2.$$

1. Площа поперечного перерізу бетону:

$$A_c = b \cdot h = 240 \cdot 280 = 67200 \text{ мм}^2$$

Площа приведенного поперечного перерізу:

$$A_{red} = A_c + \alpha_{sp} A_{sp} + \alpha_{scp} A_{scp} = 67200 + 6.33 \cdot 509 + 6.33 \cdot 509 = 73647,33 \text{ мм}^2.$$

(2.1.164)

Статичний момент бетонного перерізу відносно нижньої розтягнутої грані:

$$S_c = b \cdot h \cdot 0.5h = 240 \cdot 280 \cdot (0.5 \cdot 280) = 9408000$$

Статичний момент приведенного перерізу відносно нижньої розтягнутої

грані:

$$S_{red} = S_c + \alpha_{sp} A_{sp} c_p + \alpha_{scp} A_{scp} (h - c_{p1}) = \\ = 940800 + 6.33 \cdot 509 \cdot 40 + 6.33 \cdot 509 (280 - 40) = 10310627 \text{ мм}^3. \quad (2.1.165)$$

Відстань від центру ваги бетонного та наведеного перерізів до розтягнутої нижньої грані та осей напруженої та стиснутої арматури:

$$y_{0,c} = \frac{S_c}{A_c} = \frac{9408000}{67200} = 140 \text{ мм} \quad (2.1.166)$$

$$y_{0,red} = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{10310627}{73647.33} = 140 \text{ мм} \quad (2.1.166)$$

$$y_{sp} = c_{0,red} - c_p = 140 - 40 = 100 \text{ мм} \quad (2.1.167)$$

$$y_{sc} = h - c_{p1} - y_{0,red} = 280 - 40 - 100 = 100 \text{ мм} \quad (2.1.168)$$

Момент інерції приведенного перерізу:

$$I_c = \sum (I_{ci} + A_{ci} y_{ci}^2) = \frac{bh^3}{12} + bh(y_{0,c} - 0.5h)^2 \\ = \frac{240 \cdot 280^3}{12} + 240 \cdot 280(140 - 0.5 \cdot 280)^2 = \\ = 4390000 \text{ мм}^4 \quad (2.1.169)$$

Моменти опору приведенного перерізу:

- відносно нижньої грані

$$W_{red}^{inf} = \frac{I_{red}}{y_{0,red}} = \frac{503513333.3}{140} = 3596523.81 \text{ мм}^3 \quad (2.1.170)$$

- відносно верхньої грані

$$W_{red}^{sup} = \frac{I_{red}}{h - y_{0,red}} = \frac{503513333.3}{280 - 140} = 3596523.81 \text{ мм}^3 \quad (2.1.171)$$

Попереднє напруження і втрати напружень в напруженій арматурі

Початкові напруження в арматурі відразу після натягу або передачі напружень σ_{p0m} , призначають меншим з двох значень:

$$\sigma_{p0m} = 0,75 \cdot f_{pk} = 0.75 \cdot 840 = 630 \text{ МПа} - \text{найменше, або}$$

$$\sigma_{p0m} = 0,85 \cdot f_{p0,1k} = 0,85 \cdot 765 = 650,25 \text{ МПа}$$

Максимальні напруження, що виникають у напруженій арматурі, призначають меншим з двох значень:

$$\sigma_{p,max} = 0,8 \cdot f_{pk} = 0,8 \cdot 840 = 672 \text{ МПа} \text{ – найменше,}$$

$$\text{або } \sigma_{p,max} = 0,9 \cdot f_{p0,1k} = 0,9 \cdot 765 = 688,5 \text{ МПа}$$

В усіх випадках для любого класу арматури значення σ_{p0m} приймають:

$$0,3 f_{p0,1k} \leq \sigma_{p0m} \leq \sigma_{p,max}$$

$$0,3 f_{p0,1k} = 0,3 \cdot 765 = 229,5 \leq 630 \leq 672$$

Миттєві втрати попереднього напруження

У розрахунках попереднього напруження враховано комплекс втрат арматурного натягу, диференційованих за етапами виробництва:

- *До передачі зусилля на бетон:* релаксація напружень сталі та усадка матеріалу, параметри яких модифікуються у випадку термічної обробки елемента (з урахуванням температурного градієнта);
- *Під час натягування:* втрати від сил тертя на ділянках перегину арматурних канатів, піддатливості анкерних затискачів та піддатливості металевої опалубки;
- *На етапі обтиснення конструкції:* втрати, зумовлені миттєвим пружним стисненням бетону під дією сили вивільненої з упорів арматури.

Втрати від релаксації напружень в арматурі класу А800 при механічному способі натягу:

$$\Delta P_r = (0,1 \sigma_{p,max} - 20) A_p = (0,1 \cdot 672 - 20) \cdot 760 = 35872 \text{ Н} \quad (2.1.172)$$

У разі термообробки збірних залізобетонних елементів враховуються специфічні температурні втрати натягу арматури ΔP_θ . Даний ефект викликаний температурним перепадом між арматурними елементами та упорами натяжних пристроїв, що призводить до часткового падіння напружень. ΔP_θ визначаємо за формулою:

$$\Delta P_\theta = 0,5 A_p E_p \alpha_c (T_{max} - T_0) \quad (2.1.173)$$

A_p – поперечний переріз напруженої арматури;

E_p – модуль пружності напруженої арматури;

α_c – коефіцієнт лінійного температурного розширення бетону (див.

3.1.3.ДБН В 2.6.-98);

$T_{max} - T_0$ – різниця між максимальною і початковою температурами бетону поблизу напруженої арматури (приймаємо 65°C при відсутності точних даних щодо перепаду температур).

$$\Delta P_0 = 0,5 * 760 * 190000 * 0,00001 * 65 = 46930\text{H}$$

Визначимо витрати попереднього напруження від деформації сталевих форм (упорів) при неодноточасному натягуванні арматури на форму:

$$\Delta P_3 = \frac{(n - 1)\Delta l}{2nl} E_p A_p \quad (2.1.174)$$

де n – число стрижнів, які натягуються не одночасно;

Δl – зближення упорів по лінії дії зусилля натягу, яке визначається з розрахунків деформації форми;

l – відстань між зовнішніми гранями упорів.

За відсутності даних щодо конструкції форми і технології виготовлення допускається приймати $\Delta P_3/A_p = 30 \text{ МПа}$.

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{max}(1 - e^{-\mu(\theta+kx)}) \quad (2.1.175)$$

де θ – сума кутових переміщень на відстані x (незалежно від напрямку або знаку);

μ – коефіцієнт тертя між арматурою і її каналом;

k – випадкове кутове переміщення для внутрішньої;

x – відстань вздовж арматури від точки, де сила попереднього напруження дорівнює P_{max} ;

Для зовнішньої арматури втратами напруження внаслідок випадкових поворотів можна знехтувати. Тому приймаємо втрати $\Delta P_{\mu}(x)=0$ внаслідок тертя арматури о напружуваний бетон, для випадку напруження на упори.

Визначимо втрати в анкерах, що мають місце при заклинюванні у каналах анкерних пристроїв протягом здійснення заанкерування, після натягування і в наслідок деформації самих анкерів:

$$\Delta P_4 = \frac{\Delta l}{l} E_p A_p = \frac{2}{24200} 19000 * 760 = 11933.88 \text{Н} \quad (2.1.176)$$

Де Δl – обтиснення анкерів або зміщення стрижня в затискачах анкерів;
 l - відстань між зовнішніми гранями упорів.

За відсутності більш точних даних допускається приймати $\Delta l = 2 \text{мм}$

Визначаємо витрати зусиль в арматурі внаслідок миттєвої деформації бетону з необхідністю урахування до деформації бетону, при якому враховується порядок, у якому арматура напружується.

Втрати ΔP_{el} приймаємо як середні втрати у кожній арматурі:

$$\Delta P_{el} = E_p A_p \sum \left[\frac{j \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] \quad (2.1.177)$$

де $\Delta \sigma_c(t)$ - зміна напруження у центрі ваги арматури, прикладеного в момент часу t ;

j - коефіцієнт, який дорівнює $(n-1)/2n$,

де $n = 1/2$ – кількість успішно напружених ідентичних пучків.

1 – для змін, викликаних постійними діями, прикладеними після попереднього напруження.

$$\Delta P_{el} = 760 * 190000 * \frac{0,5 * 19,7}{30000} = 47411,33$$

$E_{cm}(t)$ – зміна модуля пружності з часом;

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^3 E_{cm} = 30000 \text{МПа}$$

де $E_{cm}(t)$ і $f_{cm}(t)$ – значення у віці t діб, а f_{cm} і E_{cm} – значення у віці 28 діб.

Зусилля попереднього напруження з врахуванням миттєвих втрат

$$P_{0,c} = \sigma_{p0m} A_p - \Delta P_r - \Delta P_{\theta} - \Delta P_3 - \Delta P_{\mu}(x) - \Delta P_4 =$$

$$P_{0,c} = 630 * 760 - 35872 - 46930 - 14270 - 0 - 11933.88 = 369794.12 \text{Н}$$

$$\Delta\sigma_c(t) = \frac{P_{0,c}}{A_{red}} + \frac{P_0 z_{cp} y_{0,red}}{I_{red}} \quad (2.1.178)$$

$$\Delta\sigma_c(t) = \frac{369794.12}{73647.33} + \frac{369794.12 * 100 * 140}{503513333.3} = 15 \text{ МПа}$$

Де $z_{cp} = y_{0,c} - c_p = 140 - 40 = 100 \text{ мм}$.

Сила попереднього напруження

При натягуванні арматури на бетон сила натягування і відповідне видовження арматури перевіряються вимірюваннями і фактичні втрати внаслідок тертя повинні контролюватись.

У даний момент часу t і на відстані від напруженого кінця арматури середня сила $P_{m,t}(x)$ дорівнює максимальній силі P_{max} , прикладений до напруженого кінця, мінус миттєві втрати і втрати, що залежать від часу. Абсолютна величина $P_{m,t}(x)$ враховує всі втрати.

Визначаємо величину початкової сили напруження арматури $P_{m,0}(x)$ в момент часу t :

$$P_{m,0}(x) = A_p \sigma_{pm,0}(x) \quad (2.1.179)$$

$$P_{m,0}(x) = 760 * 630 = 468000$$

де $\sigma_{pm,0}(x)$ – напруження в арматурі відразу після натягу або передічі менше з двох $0,75f_{pk}$ або $0,85f_{p0,1k}$.

Зусилля попереднього напруження $P_{m,0}$ з врахуванням миттєвих втрат, що діють безпосередньо після передачі попереднього обтиску на конструкцію, повинно бути не більш $P_{m,0}(x)$

$$\begin{aligned} P_{m,0} &= P_{0,c} - \Delta P_{el} = 468800 - 16138.74 = \\ &= 252986.85 \text{ Н} < P_{m,0}(x) = 468800 \text{ Н}. \end{aligned}$$

Умова виконується.

Обмеження напружень у бетоні

Напруження стиску у бетоні конструкції які прикладені під час

натягування або передавання попереднього напруження, обмежується величиною

$$\sigma_c \leq 0,6f_{ck}(t) \quad (2.1.180)$$

Максимальні напруження в бетоні в момент обтиску:

$$\sigma_c = \frac{252986,85}{73647,33} + \frac{252986,85 * 100 * 140}{503513333,3} = 10,45 \text{ МПа}$$

$$\sigma_c = 10,45 \leq 0,6f_{ck}(t) = 0,6 * 18,5 = 11,1 \text{ МПа}$$

Залежні від часу втрати попереднього напруження при натягуванні на упори і на бетон

Середнє значення сили напруження $\Delta P_{m,t}(x)$ у момент часу $t > t_0$ повинно визначатись залежно від методу попереднього напруження арматури. На додаток до миттєвих втрат, повинні враховуватись залежні від часу втрати попереднього напруження $\Delta P_{c+s+r}(x)$ як наслідок повзучості і усадки бетону та довготривалої релаксації напруженої сталі, тобто

$$\Delta P_{m,t}(x) = P_{m0}(x) - \Delta P_{c+s+r}(x). \quad (2.1.181)$$

Залежні від часу втрати можуть визначатися шляхом розгляду двох знижень напружень, таких як:

- Внаслідок зменшення деформацій спричиненою повзучістю та і усадкою при постійній дії навантаження;
- Зменшення напружень в арматурі внаслідок релаксації при розтягу;

Залежність може приблизно враховуватись коефіцієнтом зниження 0,8.

Визначення витрат, що залежать від часу, на відстані x при дії постійних навантажень:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0.8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{l_c} z_{cp}^2\right) [1 + 0.8 \varphi(t, t_0)]}$$

(2.1.182)

$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ – абсолютне значення зміни напружень в арматурі внаслідок повзучості і усадки та релаксації на відстані x в момент часу t ,

ε_{cs} – обчислене значення деформації усадки, абсолютна величина;

$\Delta\sigma_{pr}$ – абсолютна величина зміни напружень в арматурі на відстані x у момент часу t , вона визначається при напруженнях:

$$\sigma_p = \sigma_p(G + P_{m0} + \varphi_2 Q),$$

де $\sigma_p(G + P_{m0} + \varphi_2 Q)$ – початкові напруження в арматурі, викликані попереднім напруженням, постійним та квазі-постійними впливами;

$\phi(t, t_0)$ – коефіцієнт повзучості в момент часу t при часі прикладання навантаження t_0 ;

$\sigma_{c,QP}$ – напруження в бетоні прилеглому до арматури, внаслідок дії власної ваги, попереднього напруження та інших відповідних квазі-постійних впливів.

$$\sigma_{c,QP} = \frac{M_{Ed,l} z_{cp}}{I_c} + \frac{P_{m,0}}{A_c} + \frac{P_{m,0} z_{cp}^2}{I_c} \quad (2.1.183)$$

$$\sigma_{c,QP} = \frac{27.56 * 10^6 * 100}{439040000} + \frac{225813.15}{67200} + \frac{225813.15 * 100^2}{439040000} = 8.5 \text{ МПа}$$

A_p – площа всієї напруженої арматури на відстані x ;

A_c – площа перерізу бетону;

I_c – момент інерції перерізу бетону;

z_{cp} – відстань між центром ваги перерізу бетону і арматурою.

Напруження стиску і відповідні деформації повинні використовуватися із додатнім знаком.

Величина згинаючого моменту відносно центру ваги розтягнутої арматури буде:

$$M_{Ed1} = N_{Ed}(e - y_c + c) = 739.49(0.059 - 0.14 + 0.04) = -30.31 \text{ кНм.}$$

де e - ексцентриситет розтягуючого зусилля $N_{Ed} = 739.49$ кН
відносно центра ваги перерізу - $e = M_{Ed}/N_{Ed} = 44.22/739.49 = 0.059$ м;

$y_c = 0.14$ м - відстань від більш розтягнутої грані до центра ваги перерізу.

Значення загальної деформації усадки визначаємо за формулою:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 0.00266 - 0.000048 = 0.00218 \quad (2.1.184)$$

де ε_{cs} - деформація усадки при висиханні;

ε_{ca} - деформація внутрішньої усадки.

Кінцеве значення деформації усадки при висиханні $\varepsilon_{cd,\infty} = k_n * \varepsilon_{cd,0}$
(близько 30%).

Таблиця 2.1.5 Номінальні значення усадки при висиханні $\varepsilon_{cd,0}$ (‰)
для бетону нормального твердіння на цементі згідно з ДСТУ Б В.2.7-46

$f_{ck} / f_{ck,cube}$ МПа	Відносна вологість, %					
	20	40	60	80	90	100
16/20	0,68	0,60	0,52	0,33	0,18	0,00
32/40	0,54	0,51	0,43	0,27	0,14	0,00
50/60	0,43	0,42	0,34	0,22	0,12	0,00

Умовний розмір поперечного перерізу

$$h_0 = 2A_c/u = 2 \cdot 67200/1040 = 129.323 \text{ мм}$$

де u - периметр тієї частини, яка піддається висушуванню (периметр поперечного перерізу плити);

$$A_c = 67200 \text{ мм}^2 - \text{площа перерізу бетону.}$$

Таблиця 2.1.6 Масштабний коефіцієнт

h_0	k_n
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Кінцеве значення деформації усадки при висиханні

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_n \varepsilon_{cd,0} = 0.93 \cdot 0.00052 = 0.0004836$$

Розвиток деформації усадки при висиханні впливає з

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_n \varepsilon_{cd,0} \quad (2.1.185)$$

$$\text{де } \beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0.4\sqrt{h_0^3}} = \frac{(100-28)}{(100-28)+0.4\sqrt{129.23^3}} \quad (2.1.186)$$

де t - вік бетону, діб, в момент часу, що розглядається;

t_s - вік бетону, діб, при початку усадки висихання (або набухання);

h_0 - умовний розмір, мм, поперечного перерізу, який дорівнює $2A_c/u$,

де A_c - площа перерізу бетону;

u - периметр тієї частини, яка піддається висушуванню.

Розвиток деформації усадки при висиханні впливає з:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \varepsilon_{cd}(\infty) = 0.55 \cdot 0.0004836 = 0.000266,$$

Деформації внутрішньої усадки визначають:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (2.1.187)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5(f_{ck} - 10)10^{-6} \quad (2.1.188)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2t^{0.5}) \quad (2.1.189)$$

де t - ачс, діб.

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5 \cdot 22 \cdot 10^{-6} = 0.000055;$$

$$\beta_{es}(t) = 1 - \exp(-0.2 \cdot 100^{0.5}) = 1 - \exp(-2) = 0.865;$$

$$t = 100 - \text{час, діб.}$$

Деформації внутрішньої усадки (абсолютне значення)

$$\varepsilon_{ca}(t) = 0.865 \cdot 0.000055 = 0.000048,$$

За Єврокодом визначаємо клас за релаксацією: клас 3 - гарячекатані або оброблені стрижні.

Обчислення втрат від релаксації напруженої сталі при проектуванні

має ґрунтуватися на ρ_{1000} - втрат від релаксації (в %) після 1000 годин від натягу при середній температурі 2000С.

ρ_{1000} може прийматися: 8% для класу 1; 2,5% для класу 2 та 4% для класу 3 або прийматися за сертифікатом.

Втрати на релаксацію можна прийняти за сертифікатом виробника або обчислювати у відсотковому відношенні зміни напруги від початкових попередніх напруг і визначати застосуванням наступного виразу:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pl}} = 1,98 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6.7\mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \quad (2.1.190)$$

Для класу 3:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{pr} &= \sigma_{pi} 1,98 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6.7\mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} = \\ &= 2.72^{8 \cdot 0.75} \left(\frac{500000}{1000} \right)^{0.75(1-0.75)} \cdot 10^{-5} = 48.59 \end{aligned} \quad (2.1.190)$$

де $\Delta\sigma_{pr}$ - абсолютне значення втрат від релаксації попереднього напруження;

σ_{pi} - при напруженні на упори – абсолютна величина початкових попередніх напружень $\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}(x) = 472,5$ МПа;

t - час після напруження, год. (500000 год.);

$\mu = \sigma_{pi} / f_{pk} = 472.5 / 630 = 0.75$, де $f_{pk} = 630$ МПа - характеристичне значення міцності на розтяг напруженої арматури:

попередніх напружень і визначатись застосуванням нижченаведеного виразу:

ρ_{1000} – величина втрат від релаксації (%) після 1000 год від натягування за середньої температури 20 °С.

$$\Delta P_{c+s+r} = 760 \frac{0,000218 + 190000 + 0,8 \cdot 48,59 + \frac{190000}{30000} \cdot 3 \cdot 8,5}{1 + \frac{190000}{30000} \cdot \frac{509}{67200} \left(1 + \frac{67200}{439040000} \cdot 100^2\right) [1 + 0,8 \cdot 3]}$$

$$= 130113,9 \text{ Н}$$

Середнє значення сили напруження :

$$P_{m,t}(x) = P_{m0} - \Delta P_{c+s+r} = 468.8 - 130.11 = 338.69 \text{ кН} = 338690$$

Величина $P_{m,t}(x)$ не повинна бути більшою ніж наступні величини:

$$P_{m,t}(x) = 338690 \text{ кН} < 0.65 f_{pk} A_{sp} = 0.65 \cdot 840 \cdot 760 =$$

$$414960 \text{ кН}$$

$$P_{m,t}(x) = 338690 \text{ кН} < P_{m0}(x) - 100 A_{sp} = 468800 - 100 \cdot 760 =$$

$$392800 \text{ кН}$$

Напруження в попередньо напруженій арматурі з врахуванням втрат:

$$\sigma_p = P_{m,t}(x) / A_p = 338690 / 760 = 445.64 \text{ МПа.}$$

Відносні деформації в арматурі ε_p визначають в залежності від напружень σ_p згідно діаграми стану арматури за формулами:

$$\text{при } 0 \leq \sigma_p = 445.64 \text{ МПа} < f_{pd0} = 637.5 \text{ МПа}$$

$$\varepsilon_p = \sigma_p / E_p = 445.64 / 190000 = 0.0023 = 2.3\%$$

Перевірка умов міцності позacentрово розтягнутого нижнього поясу

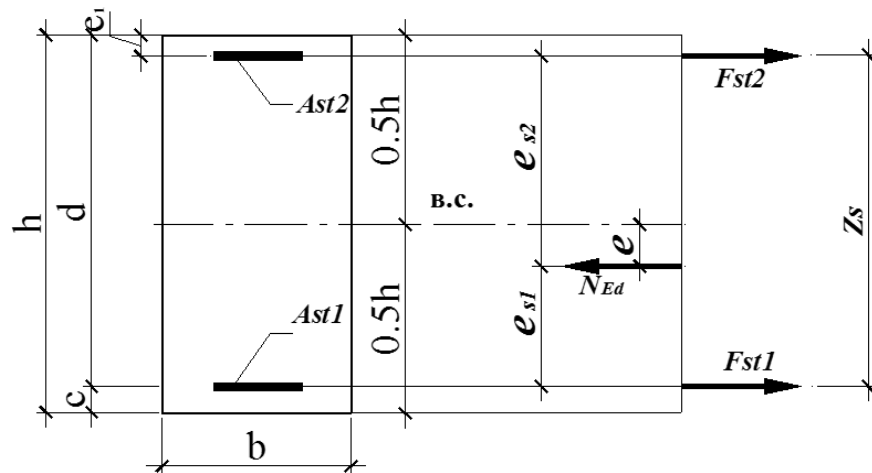


Рис. 2.1. 35 Схема зусиль в перерізі позacentрово розтягнутого елемента у випадку малих ексцентриситетів ($e < (0.5h - c)$)

Ексцентриситет розтягуючого зусилля N_{Ed} відносно центра ваги перерізу:

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{44.22}{739.49} = 0.059\text{м} \quad (2.1.191)$$

Ексцентриситет розтягуючого зусилля N_{Ed} відносно ц.в. більш розтягнутої арматури:

$$e_{s1} = y_{0,red} - c - e = 140 - 40 - 60 = 40 \text{ мм}$$

Ексцентриситет розтягуючого зусилля N_{Ed} відносно ц.в. менш розтягнутої арматури:

$$e_{s2} = h - y_{0,red} - c_1 + e = 280 - 140 - 40 + 60 = 160 \text{ мм.}$$

З урахуванням попереднього напруження уточнюємо граничну відносну деформацію арматури не повинна перевищувати величини:

$$\varepsilon_{pud} = \varepsilon_{ud} - \varepsilon_{sp} = 0.0162 - 0.0034 = 0.0128$$

Цій деформації відповідає розрахунковий опір арматури на розтяг:

$$f_{pud} = f_{pd0} + \left(\frac{f_{pk}}{\gamma_s} - f_{pd0} \right) \frac{\varepsilon_{pud} - \varepsilon_{p0}}{\varepsilon_{uk} - \varepsilon_{p0}} \quad (2.1.192)$$

$$f_{pud} = 637.5 + \left(\frac{840}{1.2} - 637.5 \right) \frac{0.0128 - 0.0033}{0.018 - 0.0033} = 678.18 \text{ МПа}$$

Міцність позацинтрово розтягнутих елементів при малих ексцентриситетах дозволяється перевіряти з умов:

$$N_{Ed}e_{s1} = 29579.6 < A_{st2} \cdot f_{pud}(d - c_1) = 760 \cdot 678.2(230 - 40) = 97932080$$

$$N_{Ed}e_{s2} = 118318.4 < A_{st1} \cdot f_{pud}(d - c_1) = 97932080$$

при симетричному армуванні $A_{st1} = A_{st2}$.

Умови міцності забезпечені, прийняте армування забезпечує міцність нижнього поясу.

Розрахунок залізобетонних елементів на утворення тріщин

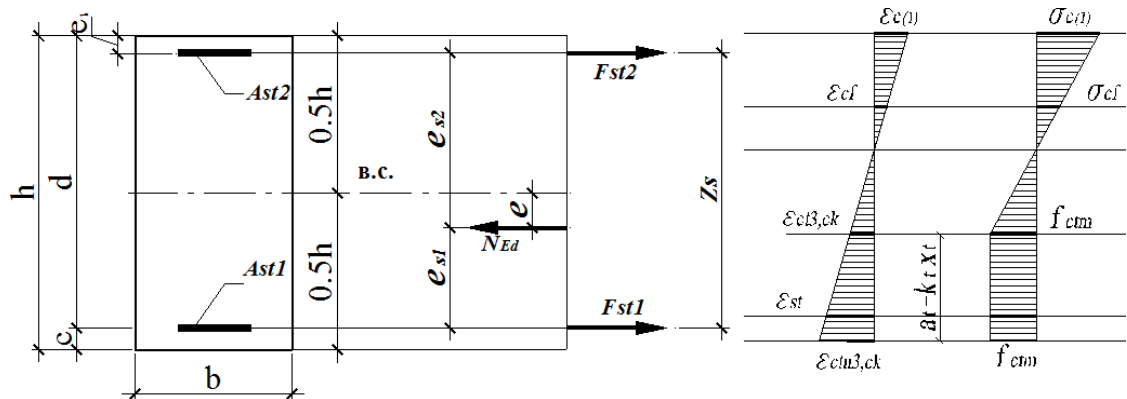


Рис. 2.1.36 Схема зусиль деформацій та напружень у поперечному перерізі.

До визначення моменту тріщиноутворення розрахуємо момент тріщино утворення за спрощеною методикою:

$$M_{crc} = M_{RK} + M_{rp} = f_{ctm} \gamma W_{red}^{inf} + r_{inf} P_{m,t}(x) \left(z_{cp} + \frac{W_{red}^{inf}}{A_{red}} \right) \quad (2.1.193)$$

$$\begin{aligned} M_{crc} &= 2.2 * 1.75 * 3596523.8 + 0.95 * 338690 \left(100 + \frac{3596523.8}{73647.33} \right) \\ &= 61734906.2 \text{ Нм} \end{aligned}$$

де $\gamma = 1.75$ — коефіцієнт непружних деформацій розтягнутого бетону для

прямокутних перерізів;

$r_{\text{inf}} = 0.95$ – нижня межа зусилля попереднього обтиску при натягуванні на упори.

Перевіряємо тріщиностійкість

$$M_{Ek} < M_{crc} = 61734906.2 \text{ Нм}$$

Якщо умова виконується, тріщини від зовнішнього навантаження не утворюються, у разі невиконання умови слід розрахувати ширину розкриття тріщин.

У зв'язку з тим, що є випадок малих ексцентриситетів, висота стиснутої зони мала або може бути відсутнім. Розрахунок на тріщини можна проводити як для центрально-розтягнутого елемента:

$$N_{Ek} < N_{crc} = 505393.8 \text{ кН},$$

де N_{crc} – зусилля, що сприймає переріз, нормальний до поздовжньої осі елемента, при утворенні тріщин и розраховується за формулою

$$N_{crc} = f_{ctm} \gamma A_{red} + r_{\text{inf}} P_{m,t}(x) = 2.2 \cdot 1.75 \cdot 73647.33 + 0.95 \cdot 338690 = 605297.72 \text{ Н} \quad (2.1.194)$$

Оскільки обидві умови виконуються, то тріщини від зовнішнього навантаження не утворюються. У разі невиконання умови необхідно розрахувати ширину розкриття тріщин.

Розрахунок верхнього поясу

Таблиця 2.1.7 РСУ верхнього поясу

Таблиця РСУ												
№ элем	№ сечен	№ столбца	Кран/сейсм	Группа РСУ	Критерий	Усилия						№№ загруз
						N (кН)	Mk (кН*м)	My (кН*м)	Qz (кН)	Mz (кН*м)	Qy (кН)	
13	1	1	-	A1	2	- 790,608	0,000	- 1,031	6,047	0,000	0,000	1 2 3
13	2	1	-	A1	2	- 790,338	0,000	10,382	1,547	0,000	0,000	1 2 3
13	2	1	-	A1	34	- 601,446	0,000	7,693	0,669	0,000	0,000	1 3
14	1	1	-	A1	2	- 789,777	0,000	- 15,871	14,237	0,000	0,000	1 2 3
14	2	1	-	A1	2	- 788,967	0,000	20,525	9,759	0,000	0,000	1 2 3
14	2	1	-	A1	34	- 600,272	0,000	15,437	6,956	0,000	0,000	1 3
15	1	1	-	A1	2	- 780,927	0,000	- 37,205	22,875	0,000	0,000	1 2 3
15	2	1	-	A1	2	- 779,532	0,000	27,834	18,352	0,000	0,000	1 2 3
16	1	1	-	A1	2	- 789,436	0,000	0,468	2,545	0,000	0,000	1 2 3
16	2	1	-	A1	2	- 786,961	0,000	1,548	- 1,910	0,000	0,000	1 2 3
16	2	1	-	A1	14	- 598,427	0,000	0,769	- 2,086	0,000	0,000	1 3
20	1	1	-	A1	2	- 790,307	0,000	10,435	- 1,574	0,000	0,000	1 2 3
20	1	1	-	A1	33	- 601,422	0,000	7,733	- 0,689	0,000	0,000	1 3
20	2	1	-	A1	2	- 790,577	0,000	- 1,056	- 6,074	0,000	0,000	1 2 3
21	1	1	-	A1	2	- 788,769	0,000	20,713	- 9,890	0,000	0,000	1 2 3
21	1	1	-	A1	33	- 600,122	0,000	15,580	- 7,055	0,000	0,000	1 3
21	2	1	-	A1	2	- 789,579	0,000	- 16,149	- 14,375	0,000	0,000	1 2 3
22	1	1	-	A1	2	- 779,394	0,000	27,611	- 18,251	0,000	0,000	1 2 3
22	2	1	-	A1	2	- 780,789	0,000	- 36,997	- 22,766	0,000	0,000	1 2 3
23	1	1	-	A1	2	- 786,970	0,000	1,583	1,901	0,000	0,000	1 2 3
23	1	1	-	A1	13	- 598,432	0,000	0,796	2,079	0,000	0,000	1 3
23	2	1	-	A1	2	- 789,445	0,000	0,473	- 2,554	0,000	0,000	1 2 3

Розрахункові зусилля для верхнього поясу:

$$M_{Ed} = 37.2 \text{ кНм}; \quad N_{Ed} = 780.92 \text{ кН}$$

Розрахунок в площині дії моменту

Розміри прямокутного перерізу $b = 240\text{мм}$, $h = 250\text{мм}$ Арматура А400С, бетон С20/25

Розрахункова довжина стійки в площині дії моменту дорівнює:

$$l_0 = 0.9l = 2700 \text{ мм.}$$

де $l = 3000 \text{ мм}$

Розраховуючи залізобетонні елементи на дію поздовжнього зусилля, що стискає, необхідно враховувати випадковий ексцентриситет e_0 , який слід приймати не менше:

- $1/600$ довжини елемента або відстані між його перерізами, закріпленими від зміщення,

$$e_0 = \frac{2700}{600} = 4,5\text{мм}$$

- $1/30$ висоти перерізу h

$$- e_0 = \frac{250}{30} = 8,33\text{мм}$$

- 10мм

Приймаємо $e_0 = 10$ мм.

Для елементів статично невизначених конструкцій значення ексцентриситету поздовжнього зусилля щодо центру тяжкості наведеного перерізу e приймають рівною величиною ексцентриситету, отриманого зі статичного розрахунку e_d , але не менше e_0 .

$$e_d = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{37.2}{780.92} = 47.63 \text{ м} \quad (1.2.195)$$

Для колон з прямокутним поперечним перерізом гнучкість може бути визначена за формулою:

$$\lambda = \frac{l_0}{i_{red}} = \frac{2700}{72.2} = 37.4 \quad (1.2.196)$$

$$i_{red} = \sqrt{\frac{h_1^2}{12}} = \sqrt{\frac{250^2}{12}} = 72.2 \quad (1.2.197)$$

Вплив поздовжнього вигину необхідно враховувати, якщо гнучкість колони λ перевищує величину λ_{lim} , яка може бути визначена за спрощеною формулою:

$$\lambda_{lim} = 20AB \frac{C}{\sqrt{n}} = \frac{26.2}{\sqrt{n}} = \frac{26.2}{\sqrt{0.926}} = 27.23 \quad (1.2.198)$$

де $A = 0,7$; $B = 1,1$; $C = 1,7$;

$n = N_{Ed}/A_c f_{cd}$ - відносна осьова сила (A_c - площа бетону поперечного перерізу колони).

$$n = N_{Ed}/A_c f_{cd} = 780920/60000 \cdot 14.5 = 0.926$$

$\lambda = 37.4 < \lambda_{lim} = 27.23$ - вплив поздовжнього вигину потрібно враховувати.

Згідно з методом номінальної кривизни, додатковий максимальний прогін (ексцентриситет) e_c , викликаний повздовжнім вигином, для стиснутих елементів прямокутного перерізу (при $\lambda < 140$ і $l_0 \geq 0.1h$) може бути визначено за спрощеною залежністю

$$e_2 = 0.1k_1l_0^2(l/r) \quad (2.1.199)$$

де $k_1 = \lambda/20 - 0.75$ при $15 \leq \lambda \leq 35$ і $k_1 = 1$ при $\lambda > 35$;

(l/r) – кривизна стиснутого елемента в розрахунковому перерізі, яку допускається визначати за формулою:

$$\frac{1}{r} = k_2 \left(\frac{\varepsilon_{s0}}{0.45d} \right) \quad (2.1.200)$$

де $\varepsilon_0 = f_{yd} / E_s$ – відносна деформація арматури на межі текучості;

k_2 – коефіцієнт, який враховує зміну кривизни при зростанні повздовжньої сили:

$$k_2 = \frac{N_{ud} - N_{Ed}}{N_{ud} - N_{bal}} \leq 1 \quad (2.1.201)$$

де $N_{ud} = f_{cd}A_c + f_{yd}A_{s,tot}$ – максимальне зусилля, яке сприймається перерізом при осьовому прикладанні;

N_{bal} – повздовжня сила, яка відповідає найбільшому згинальному моменту, $N_{bal} = 0.4f_{cd}A_c$.

Приймаємо $k_2 = 1$ для забезпечення надійності конструкції.

Так як $\lambda > 35$, $k_1 = 1$

$$(l/k) = 1 \cdot (1.73 / 0.45 \cdot 0.21) = 1.83 \cdot 10^{-5}$$

$$e_2 = 0.1 \cdot 1 \cdot 2700^2 \cdot 1.83 \cdot 10^{-5} = 13.36 \text{ мм}$$

Знаходимо сумарний розрахунковий ексцентриситет відносно центру ваги приведенного перерізу :

$$e_{tot} = e_0 + e_2 = 23.36 \text{ мм.}$$

Визначаємо значення коефіцієнтів:

$$k = 0.79677; \beta = 0.45111; \omega_c = 0.89839.$$

Величина згинаючого моменту відносно центру ваги розтягнутої арматури буде:

$$\begin{aligned} M_{Ed1} &= N_{Ed} \cdot e_{s1} = N_{Ed} \cdot (e_{tot} + 0.5h - c) = \\ &= 780.92 \cdot (0.023 + 0.125 - 0.04) = 84.33 \text{ кНм,} \end{aligned} \quad (1.2.202)$$

де e_{s1} – відстань від лінії дії сили N_{Ed} до осі розтягнутої (менш стиснутої) арматури A_{st} .

Система рівнянь рівноваги позацентровано стиснутого елемента з симетричним армуванням може бути приведена до вигляду:

$$\alpha_{m1} = \xi \cdot (1 - \beta \cdot \xi) + \alpha_s \cdot k_{s2} \cdot (1 - \delta), \quad (2.1.203)$$

$$\alpha_n = \xi + \alpha_s \cdot (k_{s2} - k_{s1}),$$

де $k_{s1} = k_{st} = \varepsilon_{st}/\varepsilon_{s0}$ і $k_{s2} = k_{sc} = \varepsilon_{sc}/\varepsilon_{s0}$ – коефіцієнти використання міцності відповідно для розтягнутої і стиснутої арматури ($\varepsilon_{s0} = f_{yd}/E_s$).

Моментний параметр (безрозмірний момент – за EC2):

$$\omega_{m1} = \frac{M_{Ed1}}{\omega_c f_{cd} b d^2} = \frac{84.33 \cdot 10^6}{0.89839 \cdot 14.5 \cdot 240 \cdot 210^2} = 0.611 \quad (2.1.204)$$

Силовий параметр (параметр осевого навантаження – за EC2):

$$\omega_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c f_{cd} b d} = \frac{739490}{0.89839 \cdot 14.5 \cdot 240 \cdot 210} = 1.12 \quad (2.1.205)$$

Якщо $\xi \leq \xi_{lim}$ (випадок великих ексцентриситетів), то $k_{sc} = k_{st} = 1$ і з другого із рівнянь системи рівноваги витікає, що:

$$\xi = \alpha_n = 1.12.$$

Визначаємо область деформування:

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{sy}} = 0.64 \quad (2.1.206)$$

$$\xi_b = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{ud}} = 0.11 \quad (2.1.207)$$

Перевіряємо виконання умови: $\xi_b = 0.11 < \xi = 1.12 > \xi_{lim} = 0.64$

Оскільки $\alpha_n = \zeta = 1.12 > h/d = 250/210 = 1.19$, то переріз деформується в області **4** (випадок малого ексцентриситету).

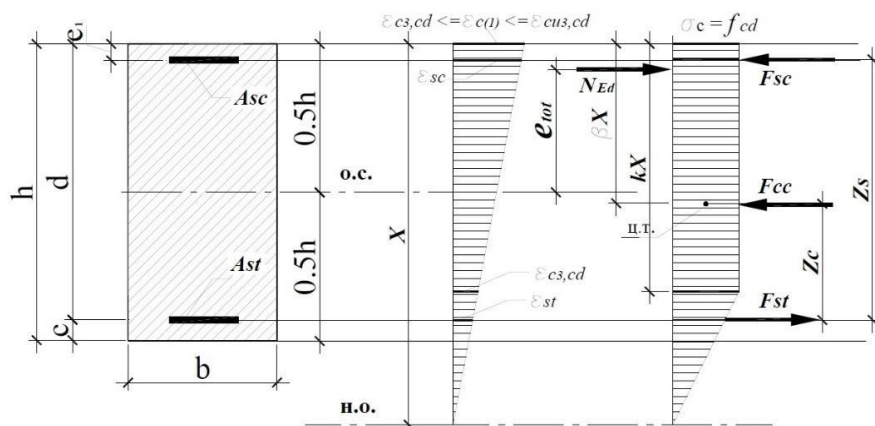


Рис.2.1.37 Епюри напружень і деформацій для області деформування 4

- приймаємо $\zeta = \zeta_2 = \alpha_n = 1.12$.

$$k_s = \frac{2\zeta - \delta - 1}{\zeta - \delta} = \frac{2 * 1.12 - 0.19 - 1}{1.12 - 0.19} = 1.129 \quad (2.1.208)$$

Уточнюємо значення $\varepsilon_{c(1)}$, k , β , α_n , α_{m1} при $\zeta = 1.5894$

$$\varepsilon_{c(1)} = \frac{\varepsilon_{c3,cd}\zeta}{\zeta - d} = \frac{0.63 * 1.12}{1.12 - 0.79677 * \frac{250}{210}} = 4.12\% \quad (2.1.209)$$

$$k = \frac{\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{c(1)}} = 0.77866; \quad \beta = \frac{k^2 + k + 1}{3(1 + k)} = 0.44701$$

$$\omega_c = 0.5(1 + k) = 0.88932; \quad a_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c f_{cd} b d} = 1.23$$

$$a_{m1} = \frac{M_{Ed1}}{\omega_c f_{cd} b d^2} = 0.611 \quad (2.1.210)$$

Тоді:

$$a_n(\zeta_2) = \zeta + \frac{a_{m1} - \zeta(1 - \beta\zeta)}{1 - \delta} = 1.3 > a_n = 1.12$$

Оскільки $\frac{1.3-1.12}{1.22} 100 = 8.7\% > 5\%$, то продовжуємо ітерації.

- приймаємо $\zeta = \zeta_1 = 1.4$. Оскільки $\zeta > h/d = 250/240 = 1.19$ то переріз деформується в області **4**; Знаходимо коефіцієнт k_s .

$$\zeta = 1.4 > \zeta_0 = \frac{\frac{kh}{d} - g\delta}{1 - \delta} = \frac{0.79677 * 1.19 - 0.3638 * 0.19}{1 - 0.3638} = 1.09 \quad (2.1.211)$$

Уточнюємо значення $\varepsilon_{c(1)}$, k , β , α_n , α_{m1} при $\zeta = 1.4$

$$\varepsilon_{c(1)} = \frac{\varepsilon_{c3,cd}\zeta}{\zeta - d} = \frac{0.63 * 1.4}{1.4 - 0.79677 * 1.19} = 1.95\%$$

$$k = \frac{\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{c(1)}} = \frac{1.95 - 0.63}{1.95} = 0.67752; \quad \beta = \frac{k^2 + k + 1}{3(1 + k)} = 0.42455$$

$$\omega_c = 0.5(1 + k) = 0.82876; \quad a_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c f_{cd} b d} = 1.13$$

$$a_{m1} = \frac{M_{Ed1}}{\omega_c f_{cd} b d^2} = 0.66524$$

Тоді:

$$a_n(\zeta_2) = \zeta + \frac{a_{m1} - \zeta(1 - \beta\zeta)}{1 - \delta} = 1.31 > a_n = 1.13$$

Оскільки $\frac{1.31-1.3}{1.3} 100 = 0.7\% < 5\%$, то продовжуємо ітерації.

- приймаємо $\zeta = \zeta_1 = 1.4$.

Необхідна площа симетричної арматури буде:

$$A_{st} = A_{sc} = \frac{[a_{m1} - \zeta(1 - \beta\zeta)]\omega_c f_{cd} b d}{k_{s2}(1 - \delta) f_{yd}} = 173.67 \text{ мм}^2 \quad (2.1.212)$$

За конструктивними вимогами кількість поздовжньої арматури повинна, бути не менше ніж $A_{s,min}$:

$$A_{st} = A_{sc} \geq A_{s,min} = \frac{0.1 N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0.1 * 739490}{363.64} = 203.35 \text{ мм}^2$$

$$\text{або, } A_{st} = A_{sc} \geq 0.002 A_c = 0.002 \cdot 60000 = 120 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо армування 2Ø12A400C ($A_{st} = 226,0 \text{ мм}^2$).

Визначаємо фактичне значення коефіцієнта α_m :

$$\begin{aligned} a_{m1} &= \frac{M_{Ed1} - k_{sc} f_{yd} A_{sc} (d - c_1)}{f_{cd} b d^2} = \\ &= \frac{44.22 * 10^6 - 1 * 363.64 * 226 * (210 - 40)}{14.5 * 240 * 210^2} = 0.1971 \end{aligned} \quad (2.1.213)$$

де $k_{sc} = 1$.

Коефіцієнт η (відносне плече внутрішньої пари сил) буде:

$$\begin{aligned} \eta &= \frac{z_c}{d} = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{a_m - \beta}{\omega_c}} \\ \eta &= 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{0.1971 - 0.45111}{0.89839}} = 0.8898 \end{aligned} \quad (2.1.214)$$

Далі знаходимо плече внутрішньої пари сил z_c із залежностей:

$$z_c = \eta \cdot d = 0.8898 \cdot 210 = 186,87 \text{ мм}.$$

Висота стиснутої зони:

$$X = \frac{(d - z_c)}{\beta} = \frac{(210 - 186.87)}{0.45111} = 51.27 \text{ мм}$$

Знаходимо відносні деформації арматури A_{st} , розташованої біля розтягнутої (менш стиснутої) грані перерізу:

$$\varepsilon_{st} = \frac{\varepsilon_{cu,cd}(d - X)}{X} = \frac{3.1 * (210 - 51.27)}{51.27} = 9,59 \% \quad (2.2.215)$$

і перевіряємо виконання умови:

$$\varepsilon_{s0} \leq \varepsilon_{st} \leq \varepsilon_{ud}$$

$$\varepsilon_{s0} = 1.732\% < \varepsilon_{st} = 9.59\% < \varepsilon_{ud} = 25\%$$

Оскільки ця умова виконується, то арматура A_{st} використовується з повним розрахунковим опором f_{yd} і ми маємо позacentровий стиск з великим ексцентриситетом.

Розрахунок стійки ферми

Таблиця 2.1.8 РСУ стійки ферми

Таблиця РСУ												
№ элем	№ сечен	№ столбца	Кран/сейсм	Группа РСУ	Критерий	Усилия						№№ загруз
						N (кН)	Mк (кН*м)	Mу (кН*м)	Qz (кН)	Mz (кН*м)	Qy (кН)	
9	1	1	-	A1	2	- 3,160	0,000	0,054	- 0,032	0,000	0,000	1 2 3
9	1	1	-	A1	32	- 1,266	0,000	0,040	- 0,024	0,000	0,000	1 3
9	2	1	-	A1	1	3,684	0,000	- 0,040	- 0,024	0,000	0,000	1 3
9	2	1	-	A1	14	1,790	0,000	- 0,053	- 0,032	0,000	0,000	1 2 3
10	1	1	-	A1	2	30,004	0,000	- 44,796	50,635	0,000	0,000	1 2 3
10	2	1	-	A1	1	32,479	0,000	38,752	50,635	0,000	0,000	1 2 3
11	1	1	-	A1	2	- 7,159	0,000	- 46,950	35,138	0,000	0,000	1 2 3
11	2	1	-	A1	1	- 3,289	0,000	43,705	35,138	0,000	0,000	1 2 3
12	1	1	-	A1	2	- 4,010	0,000	- 22,744	14,199	0,000	0,000	1 2 3
12	2	1	-	A1	1	0,670	0,000	21,555	14,199	0,000	0,000	1 2 3
12	2	1	-	A1	17	2,790	0,000	16,517	10,880	0,000	0,000	1 3
17	1	1	-	A1	1	29,815	0,000	44,605	- 50,415	0,000	0,000	1 2 3
17	2	1	-	A1	2	32,290	0,000	- 38,580	- 50,415	0,000	0,000	1 2 3
18	1	1	-	A1	1	- 6,824	0,000	47,006	- 35,181	0,000	0,000	1 2 3
18	2	1	-	A1	2	- 2,954	0,000	- 43,760	- 35,181	0,000	0,000	1 2 3
19	1	1	-	A1	1	- 4,168	0,000	22,971	- 14,340	0,000	0,000	1 2 3
19	2	1	-	A1	2	0,512	0,000	- 21,770	- 14,340	0,000	0,000	1 2 3
19	2	1	-	A1	17	2,670	0,000	- 16,680	- 10,987	0,000	0,000	1 3

Розміри прямокутного перерізу $b = 240\text{мм}$, $h = 250\text{мм}$

Арматуру підбираємо за комбінацією у перерізі:

$$M_{Ed} = 44.79 \text{ кНм}; N_{Ed} = 30 \text{ кН}$$

Розрахункова довжина стійки в площині дії моменту дорівнює:

$$l_0 = 0.9l = 1233 \text{ мм.}$$

де $l = 1370 \text{ мм}$

Розраховуючи залізобетонні елементи на дію поздовжнього зусилля, що стискає, необхідно враховувати випадковий ексцентриситет e_0 , який слід приймати не менше:

- $1/600$ довжини елемента або відстані між його перерізами, закріпленими від зміщення,

$$e_0 = \frac{1233}{600} = 2,05 \text{ мм}$$

- $1/30$ висоти перерізу h

$$e_0 = \frac{250}{30} = 8,33 \text{ мм}$$

- 10 мм

Приймаємо $e_0 = 10$ мм.

Для елементів статично невизначених конструкцій значення ексцентриситету поздовжнього зусилля відносно центру ваги приведенного перерізу e приймають таким, що дорівнює величині ексцентриситету, отриманого із статичного розрахунку e_d , але не меншим від e_0 .

Для колон з прямокутним поперечним перерізом гнучкість може бути визначена за формулою:

$$\lambda = \frac{l_0}{i_{red}} = \frac{1233}{72.2} = 17,08 \quad (1.2.216)$$

$$i_{red} = \sqrt{\frac{h_1^2}{12}} = \sqrt{\frac{250^2}{12}} = 72.2 \quad (1.2.217)$$

Вплив поздовжнього вигину необхідно враховувати, якщо гнучкість колони λ перевищує величину λ_{lim} , яка може бути визначена за спрощеною формулою:

$$\lambda_{lim} = 20AB \frac{C}{\sqrt{n}} = \frac{26.2}{\sqrt{n}} = \frac{26.2}{\sqrt{0.0344}} = 141,62 \quad (1.2.218)$$

де $A = 0,7$; $B = 1,1$; $C = 1,7$;

$n = N_{Ed} / A_c f_{cd}$ - відносна осьова сила (A_c - площа бетону поперечного перерізу колони).

$$n = N_{Ed} / A_c f_{cd} = 30000 / 60000 \cdot 14.5 = 0.0344$$

$\lambda = 17.08 < \lambda_{lim} = 141.62$ - вплив поздовжнього вигину можна не враховувати.

Знаходимо сумарний розрахунковий ексцентриситет відносно центру ваги приведенного перерізу :

$$e_{tot} = e_0 + e_2 = 237.9 \text{ мм.}$$

Визначаємо значення коефіцієнтів

$$k = 0.79677; \beta = 0.45111; \omega_c = 0.89839.$$

Величина згинаючого моменту відносно центру ваги розтягнутої арматури буде:

$$M_{Ed1} = N_{Ed} \cdot e_{s1} = N_{Ed} \cdot (e_{tot} + 0.5h - c) = 30 \cdot (0.238 + 0.125 - 0.04) = 9.69 \text{ кНм,}$$

де e_{s1} - відстань від лінії дії сили N_{Ed} до осі розтягнутої (менш стиснутої) арматури A_{st} .

Система рівнянь рівноваги позацентрово стиснутого елемента з симетричним армуванням може бути приведена до вигляду:

$$\alpha_{m1} = \xi \cdot (1 - \beta \cdot \xi) + \alpha_s \cdot k_{s2} \cdot (1 - \delta),$$

$$\alpha_n = \xi + \alpha_s \cdot (k_{s2} - k_{s1}),$$

де $k_{s1} = k_{st} = \varepsilon_{st} / \varepsilon_{s0}$ і $k_{s2} = k_{sc} = \varepsilon_{sc} / \varepsilon_{s0}$ - коефіцієнти використання міцності відповідно для розтягнутої і стиснутої арматури ($\varepsilon_{s0} = f_{yd} / E_s$).

Моментний параметр (безрозмірний момент - за EC2):

$$a_{m1} = \frac{M_{Ed1}}{\omega_c f_{cd} b d^2} = \frac{9.69 \cdot 10^6}{0.89839 \cdot 14.5 \cdot 240 \cdot 210^2} = 0.07$$

Силовий параметр (параметр осьового навантаження - за EC2):

$$a_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c f_{cd} b d} = \frac{30000}{0.89839 \cdot 14.5 \cdot 240 \cdot 210} = 0.045$$

Якщо $\xi \leq \xi_{lim}$ (випадок великих ексцентриситетів), то $k_{sc} = k_{st} = 1$ і з

другого із рівнянь системи рівноваги витікає, що:

$$\xi = \alpha_n = 0.045.$$

$$a_{ma} = a_n(\zeta_2) = \frac{\varepsilon_{ud}\xi_a^2(3 - \xi_a)}{6\varepsilon_{c3,cd}(1 - \xi_a)} = \frac{25 * 0.0258^2(3 - 0.02458)}{6 * 0.63(1 - 0.02458)} = 0.0122$$

Фактичне значення коефіцієнта

$$a_{m1} = \frac{M_{Ed1}}{\omega_c f_{cd} b d^2} = \frac{9.69 * 10^6}{0.89839 * 14.5 * 240 * 210^2} = 0.07$$

Переріз працює в підобласті Іб.

Необхідно знайти таке значення відносної деформації верхніх стислих фібр $\varepsilon_{c(1)}$ при якому виконуватиметься умова $\varepsilon_{st} = \varepsilon_{ud}$

Значення $\varepsilon_{c(1)}$

$$\varepsilon_{1(c)} = -\frac{p}{2} + \sqrt{\frac{p^2}{4} - q} = -\frac{50}{2} + \sqrt{\frac{50^2}{4} - (-59.9)} = 1.23 \quad (2.1.220)$$

де $p = 2\varepsilon_{ud} = 2 * 25 = 50$

$$q = \frac{6a_m\varepsilon_{ud}^2 + 3\varepsilon_{ud}\varepsilon_{c3,cd} + \varepsilon_{c3,cd}^2}{6a_m - 3} = \frac{6 * 0.07 * 25^2 + 3 * 25 * 0.63 + 0.63^2}{6 * 0.07 - 3} = -120.2 \quad (2.1.221)$$

Необхідна площа розтягнутої арматури за наведеним алгоритмом:

Коефіцієнт η (відносне плече внутрішньої пари сил) буде:

$$\eta = \frac{z_c}{d} = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{a_m - \beta}{\omega_c}}$$

$$\eta = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{0.07 - 0.36915}{0.3859}} = 0.9277$$

Далі знаходимо плече внутрішньої пари сил z_c із залежностей:

$$z_c = \eta \cdot d = 0.9277 \cdot 210 = 194.83 \text{ мм.}$$

Площа розтягнутої арматури:

$$A_{st} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd}z_c} = \frac{30000}{363.64 * 194.83} = 423.44 \text{ мм}^2 \quad (2.1.222)$$

або

$$A_{st} = A_{sc} \geq 0.002A_c = 0.002 \cdot 60000 = 120 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо армування 2Ø18A400C ($A_{st} = 509 \text{ мм}^2$).

Висота стиснутої зони:

$$X = \frac{d(1 - \eta)}{\beta} = \frac{210(1 - 0.9277)}{0.36915} = 41.12 \text{ мм} \quad (2.1.223)$$

Знаходимо відносні деформації арматури A_{st} , розташованої біля розтягнутої (менш стиснутої) грані перерізу:

$$\varepsilon_{st} = \frac{1.026 * (210 - 41.12)}{41.12} = 21.2 \%$$

і перевіряємо виконання умови:

$$\varepsilon_{s0} \leq \varepsilon_{st} \leq \varepsilon_{ud}$$

$$\varepsilon_{st} = 21.2\% \approx \varepsilon_{ud} = 25\%$$

Оскільки ця умова виконується, то арматура A_{st} використовується з повним розрахунковим опором f_{yd} і ми маємо позацентровий стиск з великим ексцентриситетом.

2.2 Розрахунок підземної частини

Для двогілкових залізобетонних колон каркаса передбачено влаштування окремо розташованих збірних фундаментів стаканного типу мілкового закладання. Цей вибір обумовлений здатністю конструкцій забезпечувати жорстке заземлення нижньої частини масивних промислових колон та оптимальний розподіл навантажень від покриття і мостових кранів на основу. Використання готових залізобетонних блоків мінімізує терміни виконання монтажних робіт завдяки високій технологічності їх установлення стандартними вантажопідйомними механізмами.

2.2.1 Оцінка інженерно-геологічних умов

На основі результатів виконаних інженерно-геологічних вишукувань встановлено літологічний склад ґрунтів на будівельному майданчику. Ключові фізико-механічні параметри — зокрема щільність, вологість та тримальна здатність — відображено на геологічному розрізі ділянки. Отримані матеріали є вихідними даними для подальшого проектування, оскільки вони визначають розрахунок геометричних параметрів та глибини закладання фундаментів.

Табл. 2.2.1 - Характеристика ґрунтових умов будівельного майданчика

№ шару	Найменування ґрунтів	1	2	3
1	Насипний шар, суглинки темно-сірі, коричневатожовті, з домішками цегли, будівельного сміття.	1,5	1,4	1,5
2	Суглинки світло-коричневі, коричневатожовті, від напівтвердої до м'якопластичної консистенції, у водонасиченому стані м'якопластичної консистенції, просідаючі.	3,1	2,5	3,1
3	Піски сіро-жовті, коричневатожовті з тонкими прошарками суглинку, середньої крупності, однорідні, від маловологих до водонасичених, середньої щільності.	0,4	0,6	0,4

4	Суглинки мулисті, чорні, із вмістом органічних речовин, з прошарками піску сіро-зеленого, м'якопластичної консистенції, у водонасиченому стані текучепластичної консистенції.	1	2,4	1
5	Суглинки сіро-зелені, сіро-блакитні, сіро-чорні, неоднорідні, з лінзами піску та крошкою аргіліту, текучепластичної консистенції, у водонасиченому стані текучої консистенції.	1,8	1,2	1,8
6	Піски сіро-зелені, з прошарками суглинку, крупні, неоднорідні, водонасичені, середньої щільності.	4,2	3,9	4,2

ПЕ-1:

Табл. 2.2.2 – Характеристики першого шару ґрунтів.

вологість природна, д.од.	ω	0.18
питома вага ґрунту, кН/м ³	γ	15.80

Повне найменування:

Насипний шар **Суглинки** темно-сірі, коричневатого-жовті з включенням піску, щебеню, червоної цегли.

ІГЕ-2:

Табл. 2.2.3 – Характеристики другого шару ґрунтів.

НОРМАТИВНІ ЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИК

вологість на межі текучості, д.од.	w_L	0.30
вологість на межі пластичності, д.од.	w_p	0.17
число пластичності, д.од.	I_p	0.13
вологість природна, д.од.	w	0.21
вологість водонасичення, д.од.	w_0	0.26
показник текучості, д.од.	I_L	0.33
показник текучості водонасиченого ґрунту, д.од.	I_{Lsat}	0.66
питома вага ґрунту, кН/м ³	γ	18.67
питома вага часток ґрунту, кН/м ³	γ_s	25.70
питома вага сухого ґрунту, кН/м ³	γ_d	15.39
питома вага водонасиченого ґрунту, кН/м ³	γ_{sat}	19.33
питома вага зваженого у воді ґрунту, кН/м ³	γ_{sb}	9.52
пористість, д.од.	n	0.40
коефіцієнт пористості, д.од.	e	0.670
ступінь вологості, д.од.	S_r	0.833
нестача водонасичення, д.од.	$w_0 - w$	0.04
відносна деформація просідання ґрунту, д.од., при тиску p , МПа		
	$p=0.050$	0.0041
	$p=0.100$	0.0066
	$p=0.200$	0.0095
	$p=0.300$	0.0134
початковий тиск просідання ґрунту, МПа	P_d	0.2199
модуль деформації в природному стані, МПа	E	7
модуль деформації в водонасиченому стані, МПа	$E_{(sat)}$	6
коефіцієнт бічного розширення	β	0.62
коефіцієнт m_γ до модуля деформації в природному стані	m_γ	2.3
коефіцієнт m_γ до модуля деформації в водонасиченому стані	m_γ	2.3
кут внутрішнього тертя ґрунту в природному стані, град.	ϕ	21
кут внутрішнього тертя ґрунту в водонасиченому стані, град.	$\phi_{(sat)}$	21
питоме зчеплення ґрунту в природному стані, МПа	c	0.0210
питоме зчеплення ґрунту в водонасиченому стані, МПа	$c_{(sat)}$	0.0187
РОЗРАХУНКОВІ ЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИК		
ПРИ РОЗРАХУНКАХ ОСНОВ:	за деформаціями	за несучою здатністю
	0.85	0.95
питома вага ґрунту, кН/м ³	18.50	γ 18.37
питома вага водонасиченого ґрунту, кН/м ³	19.29	γ_{sat} 19.27
питома вага зваженого у воді ґрунту, кН/м ³	9.48	γ_{sb} 9.46
модуль деформації в природному стані, МПа	7	E 6
модуль деформації в водонасиченому стані, МПа	6	$E_{(sat)}$ 6
кут внутрішнього тертя ґрунту в природному стані, град.	21	ϕ 21
кут внутрішнього тертя ґрунту в водонасиченому стані, град.	20	$\phi_{(sat)}$ 20
питоме зчеплення ґрунту в природному стані, МПа	0.0206	c 0.0203
питоме зчеплення ґрунту в водонасиченому стані, МПа	0.0184	$c_{(sat)}$ 0.0182
Виконав:	С.м.с. НДС, канд. техн. наук Храптов І.В.	
Дата:	21.07.2021 р.	

Повне найменування:

Суглинки світло-коричневі, коричневато-жовті, від напівтвердої до м'якопластичної консистенції, у водонасиченому стані – м'якопластичної консистенції, просідаючі.

ІГЕ-3:

Табл. 2.2.4 – Характеристики третього шару ґрунтів.

<u>НОРМАТИВНІ ЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИК</u>		до РГВ	після РГВ*	середнє	
вологість природна, д.од.	ω	0.08	0.23	0.16	
вологість водонасичення, д.од.	ω_h	0.24	0.24	0.24	
питома вага часток ґрунту, кН/м³	γ_s	25.97	25.97	25.97	
питома вага ґрунту, кН/м³	γ	16.56	19.50	18.03	
питома вага сухого ґрунту, кН/м³	γ_d	15.34	15.83	15.58	
питома вага водонасиченого ґрунту, кН/м³	γ_{sat}	20.54	24.18	22.36	
питома вага зваженого у воді ґрунту, кН/м³	γ_{sb}	9.43	9.74	9.58	
пористість, д.од.	n	0.41	0.39	0.40	
коефіцієнт пористості, д.од.	e	0.69	0.64	0.67	
ступінь вологості, д.од.	S_r	0.30	0.94	0.62	
нестача водонасичення, д.од.	$\omega_h - \omega$	0.16	0.01	0.08	
вміст фракцій, % при діаметрі в мм					
5-2		0.83		0.83	
2-1		7.27		7.27	
1.0-0.5		14.05		14.05	
0.5-0.25		45.93		45.93	
0.25-0.1		28.68		28.68	
0.1-0.05		2.15		2.15	
діаметр 60% часток		0.38		0.38	
діаметр 10% часток		0.13		0.13	
ступінь неоднорідності 60% до 10%		2.92		2.92	
		одн.			
модуль деформації в природному стані, МПа	E	28	25	26.50	
кут внутрішнього тертя ґрунту, град.	ϕ	33	31	32.00	
питоме зчеплення, МПа	c	0.0011	0.0010	0.0011	
<u>РОЗРАХУНКОВІ ЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИК</u>					
		до РГВ	до РГВ	після РГВ	після РГВ
ПРИ РОЗРАХУНКАХ ОСНОВ:		за деформаціями	за несучою здатністю	за деформаціями	за несучою здатністю
		0.85	0.95	0.85	0.95
питома вага ґрунту, кН/м³	γ	15.77	15.06	18.57	17.73
питома вага водонасиченого ґрунту, кН/м³	γ_{sat}	19.56	18.67	23.03	21.98
питома вага зваженого у воді ґрунту, кН/м³	γ_{sb}	8.98	8.57	9.27	8.85
модуль деформації в природному стані, МПа	E	27	25	24	23
кут внутрішнього тертя ґрунту, град.	ϕ	31	30	30	28
питоме зчеплення, МПа	c	0.001	0.001	0.001	0.001

Повне найменування:

Піски сіро-жовті, коричневаті-жовті, середньої крупності, середньої щільності, однорідні від маловологих до водонасичених.

ІГЕ-4:

Табл. 2.2.5 – Характеристики четвертого шару ґрунтів.

НОРМАТИВНІ ЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИК

вологість на межі текучості, д.од.	ω_L	0.32
вологість на межі пластичності, д.од.	ω_P	0.18
число пластичності, д.од.	I_P	0.14
вологість природна, д.од.	ω	0.29
вологість водонасичення, д.од.	ω_0	0.29
показник текучості, д.од.	I_L	0.73
показник текучості водонасиченого ґрунту, д.од.	I_{Lsat}	0.78
питома вага ґрунту, кН/м^3	γ	18.64
питома вага часток ґрунту, кН/м^3	γ_s	25.44
питома вага сухого ґрунту, кН/м^3	γ_d	14.53
питома вага водонасиченого ґрунту, кН/м^3	γ_{sat}	18.73
питома вага зваженого у воді ґрунту, кН/м^3	γ_{sb}	8.92
пористість, д.од.	n	0.43
коефіцієнт пористості, д.од.	e	0.761
ступінь вологості, д.од.	S_r	0.977
нестача водонасичення, д.од.	$\omega_0 - \omega$	0.01
відносна деформація просідання ґрунту, д.од., при тиску p , МПа		
	$p=0.050$	0.0036
	$p=0.100$	0.0046
	$p=0.200$	0.0064
	$p=0.300$	0.0054
початковий тиск просідання ґрунту, МПа	p_d	
модуль деформації в природному стані, МПа	E	7
модуль деформації в водонасиченому стані, МПа	$E_{(sat)}$	6
коефіцієнт бічного розширення	β	0.62
коефіцієнт m_k до модуля деформації в природному стані	m_k	2
коефіцієнт m_k до модуля деформації в водонасиченому стані	m_k	2
кут внутрішнього тертя ґрунту в природному стані, град.	ϕ	21
кут внутрішнього тертя ґрунту в водонасиченому стані, град.	$\phi_{(sat)}$	20
питоме зчеплення ґрунту в природному стані, МПа	c	0.0180
питоме зчеплення ґрунту в водонасиченому стані, МПа	$c_{(sat)}$	0.0173
<u>РОЗРАХУНКОВІ ЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИК</u>		
ПРИ РОЗРАХУНКАХ ОСНОВ:	за деформаціями	за несучою здатністю
	0.85	0.95
питома вага ґрунту, кН/м^3	18.34	γ 18.12
питома вага водонасиченого ґрунту, кН/м^3	18.43	γ_{sat} 18.20
питома вага зваженого у воді ґрунту, кН/м^3	8.62	γ_{sb} 8.39
модуль деформації в природному стані, МПа	6	E 6
модуль деформації в водонасиченому стані, МПа	6	$E_{(sat)}$ 5
кут внутрішнього тертя ґрунту в природному стані, град.	21	ϕ 20
кут внутрішнього тертя ґрунту в водонасиченому стані, град.	20	$\phi_{(sat)}$ 20
питоме зчеплення ґрунту в природному стані, МПа	0.0165	c 0.0155
питоме зчеплення ґрунту в водонасиченому стані, МПа	0.0160	$c_{(sat)}$ 0.0150

Повне найменування: Суглинки мулісті, чорні із вмістом органічних речовин та прошарками піску, м'якопластичної консистенції. У водонасиченому стані – текучепластичної консистенції.

ІГЕ-5:

Табл. 2.2.6 – Характеристики п'ятого шару рунтів.

НОРМАТИВНІ ЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИК

вологість на межі текучості, д.од.	ω_L	0.23
вологість на межі пластичності, д.од.	ω_P	0.14
число пластичності, д.од.	I_P	0.09
вологість природна, д.од.	ω	0.22
вологість водонасичення, д.од.	ω_h	0.23
показник текучості, д.од.	I_L	0.93
показник текучості водонасиченого ґрунту, д.од.	I_{Lsat}	1.07
питома вага ґрунту, кН/м^3	γ	19.55
питома вага часток ґрунту, кН/м^3	γ_s	25.87
питома вага сухого ґрунту, кН/м^3	γ_d	16.04
питома вага водонасиченого ґрунту, кН/м^3	γ_{sat}	19.76
питома вага зваженого у воді ґрунту, кН/м^3	γ_{sh}	9.95
пористість, д.од.	n	0.38
коефіцієнт пористості, д.од.	e	0.614
ступінь вологості, д.од.	S_r	0.942
нестача водонасичення, д.од.	$\omega_h - \omega$	0.01
відносна деформація просідання ґрунту, д.од., при тиску p , МПа		
	$p=0.050$	0.0023
	$p=0.100$	0.0037
	$p=0.200$	0.0053
	$p=0.300$	0.0058
початковий тиск просідання ґрунту, МПа	P_{d1}	
модуль деформації в природному стані, МПа	E	12
модуль деформації в водонасиченому стані, МПа	$E_{(sat)}$	11
коефіцієнт бічного розширення	β	0.62
коефіцієнт m_k до модуля деформації в природному стані	m_k	3
коефіцієнт m_k до модуля деформації в водонасиченому стані	m_k	3
кут внутрішнього тертя ґрунту в природному стані, град.	ϕ	25
кут внутрішнього тертя ґрунту в водонасиченому стані, град.	$\phi_{(sat)}$	24
питоме зчеплення ґрунту в природному стані, МПа	c	0.0243
питоме зчеплення ґрунту в водонасиченому стані, МПа	$c_{(sat)}$	0.0220
<u>РОЗРАХУНКОВІ ЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИК</u>		
ПРИ РОЗРАХУНКАХ ОСНОВ:	за деформаціями	за несучовою здатністю
	0.85	0.95
питома вага ґрунту, кН/м^3	19.46	γ 19.39
питома вага водонасиченого ґрунту, кН/м^3	19.65	γ_{sat} 19.57
питома вага зваженого у воді ґрунту, кН/м^3	9.84	γ_{sh} 9.76
модуль деформації в природному стані, МПа	11	E 11
модуль деформації в водонасиченому стані, МПа	11	$E_{(sat)}$ 10
кут внутрішнього тертя ґрунту в природному стані, град.	24	ϕ 24
кут внутрішнього тертя ґрунту в водонасиченому стані, град.	23	$\phi_{(sat)}$ 23
питоме зчеплення ґрунту в природному стані, МПа	0.0235	c 0.0228
питоме зчеплення ґрунту в водонасиченому стані, МПа	0.0216	$c_{(sat)}$ 0.0213

Повне найменування:

Суглинки сіро-зелені, сіро-блакитні, сіро-чорні, текучепластичної консистенції. У водонасиченому стані – текучої консистенції.

ІГЕ-6:

Табл. 2.1.7– Характеристики шостого шару ґрунтів.

НОРМАТИВНІ ЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИК

вологість природна, д.од.	ω	0.24
вологість водонасичення, д.од.	ω_0	0.27
питома вага ґрунту, кН/м^3	γ	19.41
питома вага часток ґрунту, кН/м^3	γ_s	26.07
питома вага сухого ґрунту, кН/м^3	γ_d	15.65
питома вага водонасиченого ґрунту, кН/м^3	$\gamma_{\text{им}}$	24.65
питома вага зваженого у воді ґрунту, кН/м^3	γ_{zb}	9.65
пористість, д.од.	n	0.40
коефіцієнт пористості, д.од.	e	0.665
ступінь вологості, д.од.	S_r	0.940
нестача водонасичення, д.од.	$\omega_0 - \omega$	0.03
вміст фракцій, % при діаметрі в мм		
5-2		21.80
2-1		13.44
1.0-0.5		25.83
0.5-0.25		24.98
0.25-0.1		9.72
0.1-0.05		4.24
діаметр 60% часток		0.98
діаметр 10% часток		0.21
ступінь неоднорідності 60% до 10%		4.67
		неодн.
модуль деформації в природному стані, МПа	E	28
кут внутрішнього тертя ґрунту, град.	ϕ	35
питоме зчеплення, МПа	c	0.0010

РОЗРАХУНКОВІ ЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИК

ПРИ РОЗРАХУНКАХ ОСНОВ:	за деформаціями		за несучою здатністю
	0.85		0.95
питома вага ґрунту, кН/м^3	18.49	γ	17.65
питома вага водонасиченого ґрунту, кН/м^3	23.48	$\gamma_{\text{им}}$	22.41
питома вага зваженого у воді ґрунту, кН/м^3	9.19	γ_{zb}	8.77
модуль деформації в природному стані, МПа	27	E	25
кут внутрішнього тертя ґрунту, град.	33	ϕ	32
питоме зчеплення, МПа	0.001	c	0.001

Повне найменування:

Піски сіро-зелені, з прошарками суглинку, крупні, середньої щільності, неоднорідні та водонасичені.

Інженерно-геологічний розріз

Масштаби: верт. 1:100 гориз. 1:500

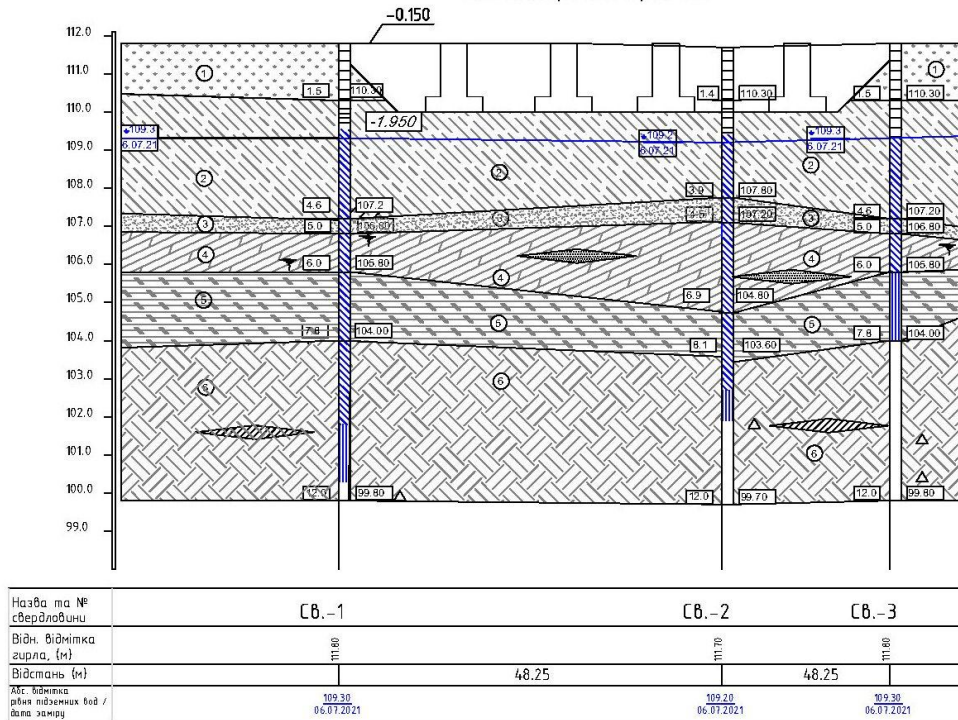


Рисунок 2.2.1 – Інженерно-геологічний розріз.

2.2.2 Вибір глибини закладення фундаментів

Визначенню глибини закладання фундаменту передують розрахунок нормативної та розрахункової глибини сезонного промерзання ґрунту в районі будівництва.

Цю розрахункову глибину сезонного промерзання визначають за такою формулою:

$$d_f = d_{fn} \times k_h = 0.88 \times 0.8 = 0.7 \quad (2.2.1)$$

де d_{fn} – нормативна глибина промерзання;

k_h – коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди, для зовнішніх фундаментів опалюваних будівель приймаємо 0,8.

Нормативна глибина промерзання:

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t} = 0.23 \sqrt{14.7} = 0.88 \text{ м} \quad (2.2.2)$$

де d_0 – величина, що дорівнює 0,23 м для суглинків;

M_t – безрозмірний коефіцієнт, що чисельно дорівнює сумі абсолютних значень середньомісячних негативних температур за зиму.

Згідно з вимогами проектування, підшву фундаменту необхідно заглибити в несучий шар ґрунту мінімум на 0,2–0,5 м. Відповідно, остаточна глибина закладання приймається за максимальним значенням серед усіх виконаних розрахунків.

З геологічних умов глибина фундаменту за 1 свердловиною має дорівнювати:

$$d_{\text{геол.}} = h_1 + 0.3 = 1.5 + 0.3 = 1.8 \text{ м} \quad (2.2.3)$$

де h_1 – товщина першого шару, м.

Остаточно приймаємо глибину закладання фундаменту $d = 1,8 \text{ м}$.

2.2.3 Визначення розмірів підшви фундаменту

На основі результатів статичного розрахунку поперечної рами визначено розрахункові зусилля, що діють на колону середнього ряду марки К2. Отримані значення навантажень прийняті як вихідні дані для подальшого проектування фундаменту мілкового закладання.

Табл. 2.2.8 – Комбінації зусиль для розрахунку фундаментів під залізобетонні колони крайніх рядів.

Перша комбінація зусиль			Друга комбінація зусиль		
N , кН	M , кН·м	Q , кН	N , кН	M , кН·м	Q , кН
663,78	47,64	1,85	507,9	178,49	28,96

Основою для проєктованих фундаментів слугуватиме другий інженерно-геологічний елемент (ІГЕ-2), представлений суглинками світло-коричневого та коричневатого-жовтого забарвлення. За консистенцією дані ґрунти змінюються від напівтвердих до м'якопластичних. При водонасиченні вони переходять у м'якопластичний стан та набувають просадних властивостей.

Для попереднього визначення розмірів підшви фундаменту приймається розрахунковий опір просадних суглинків $R_0=200$ кПа.

Попередня ширина підшви фундаменту b_0 визначається за формулою:

$$b_0 = \sqrt{\frac{N}{\eta(R - q - d \times \gamma_{mf})}} = \sqrt{\frac{663.78}{1.15 \times 1.4 \times (200 - 20 - 1.8 \times 20)}} \approx 1.7 \text{ м} \quad (2.2.4)$$

де γ_{mf} - осереднене значення питомих ваг фундаменту, ґрунту і підлоги, розташовані над підшвою фундаменту;

q – навантаження на підлогу (для промислових будівель);

$\eta = \frac{l}{b} = 1.4$ – співвідношення довжини l фундаменту до його ширини b .

Маючи попередню ширину підшви визначаємо розрахунковий опір:

$$R_1 = \frac{\gamma_{c1} \times \gamma_{c2}}{k} (M_\gamma \times k_z \times b_0 \times \gamma_{II} + M_q \times d \times \gamma'_{II} + M_c \times c'_{II}); \quad (2.2.5)$$

$$R_1 = \frac{1.2 \times 1}{1} (0.56 \times 1 \times 1.7 \times 10.22 + 3.24 \times 1.8 \times 16.28 \times 5.84 \times 2) = 272.78 \text{ кН/м}^2$$

де γ_{c1} та γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи;

k – коефіцієнт, що приймають $k = 1$, якщо міцнісні характеристики ґрунту визначені безпосередніми випробуваннями.

k_z – коефіцієнт, що приймають при $b < 10$ м $k_z = 1$;

M_γ , M_q , M_c – коефіцієнти, що приймають в залежності від кута внутрішнього тертя φ ;

c_{II} – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підшвою фундаменту, кПа;

γ_I – усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підшви фундаменту, кН/м^3 ;

$$= 10,22 \text{ кН/м}^3,$$

$$\gamma_{II} = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i} = \frac{\gamma_{s2} h_2^2 + \gamma_{s2} h_2^3 + \gamma_{sb3} h_3 + \gamma_{sb4} h_4 + \gamma_{sb5} h_5 + \gamma_{sb6} h_6}{\sum h_i}; \quad (2.2.6)$$

де h_i – товщина i -ого шару, м;

γ_i – питома вага i -ого шару, кН/м^3 .

γ_I' – усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище підшви фундаменту, кН/м^3 .

$$\gamma_{II}' = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i} = \frac{\gamma_{s2} h_2^1 + \gamma_{s1} h_1}{\sum h_i} = \frac{18.67 * 0.3 + 15.8 * 1.5}{1.8} = 16,28 \text{ кН/м}^3$$

Через те, що ґрунт основи є просідаючим за умови:

$$R_1 = 272.78 \text{ кН/м}^2 > p_{sl} = 220 \text{ кН/м}^2,$$

де p_{sl} – початковий тиск просідання ґрунту, кН/м^2 .

Приймаємо $R = p_{sl} = 220 \text{ кН/м}^2$.

Уточнюємо ширину підшви фундаменту:

$$b = \sqrt{\frac{N}{\eta(R - q - d \times \gamma_{mf})}} = \sqrt{\frac{663.78}{1.15 * 1.4(220 - 20 - 1.8 * 20)}} = 1.6 \text{ м}$$

Для колон середніх рядів прийнято розміри підшви фундаменту 1,8х 2,7 м. Початкові розрахункові габарити були дещо збільшені з метою забезпечення нормативних вимог при перевірці крайового тиску під кутами підшви фундаменту.

2.2.4 Перевірка крайових напружень фундаментів на природній основі

Перевіряємо напруження під підшоною фундаменту за комбінацією 1 з табл 2.2.8 за трьома умовами:

$$P_{max} \leq 1.2R;$$

$$P_{max} = \frac{N}{1.15b \times l} + \gamma_{mt} \times d + q + \frac{M + (Q \times h_{\text{фунд.}})}{1.15W} \quad (2.2.7)$$

$$P_{max} = \frac{663.78}{1.15b * 1.8 * 2.7} + 20 * 1.8 + 20 + \frac{47.64 + 1.85 * 1.8}{1.15 * 2.19} = 195 \text{ кН/м}^2$$

де $h_{\text{фунд}}$ – висота фундаменту, м;

W – момент опору, м^3 .

$$W = \frac{b * l^2}{6} = \frac{1.8 * 2.7^2}{6} = 2.19 \text{ м}^3 \quad (2.2.8)$$

$$P_{max} = 195 \text{ кН/м}^2 \leq 1.2R = 1.2 * 220 = 264 \text{ кН/м}^2 - \text{умова виконується.}$$

$$P_{min} > 0$$

$$P_{min} = \frac{N}{1.15b * l} + \gamma_{min} * d + q - \frac{M + (Q * h_{\text{фунд}})}{1.15 * W} \quad (2.2.9)$$

$$P_{min} = \frac{663.78}{1.15 * 1.8 * 2.7} + 20 * 1.8 + 20 - \frac{47.64 + 1.85 * 1.8}{1.15 * 2.19} = 134.53 \text{ кН/м}^2$$

$$P_{min} = 134.53 \text{ кН/м}^2 > 0 - \text{умова виконується.}$$

$$P_{cp} \leq R$$

$$\begin{aligned} P_{cp} &= \frac{N}{1.15b * l} + \gamma_{mt} * d + q = \frac{663.78}{1.15 * 1.8 * 2.7} + 20 * 1.8 + 20 \\ &= 174.8 \text{ кН/м}^2 \end{aligned} \quad (2.2.10)$$

$$P_{cp} = 174.8 \text{ кН/м}^2 \leq R = 220 \text{ кН/м}^2 - \text{умова виконується.}$$

Перевіряємо напруження під підшоною фундаменту за комбінацією 2:

$$P_{max} = \frac{507.9}{1.15 * 1.8 * 2.7} + 20 * 1.8 + 20 + \frac{178.49 + 28.96 * 1.8}{1.15 * 2.19} = 238.44 \text{ кН/м}^2$$

$$P_{max} = 238.44 \text{ кН/м}^2 \leq 1.2R = 1.2 * 220 = 264 \text{ кН/м}^2 - \text{умова виконується.}$$

$$P_{min} = \frac{507,9}{1.15 * 1.8 * 2.7} + 20 * 1.8 + 20 - \frac{178.49 + 28.96 * 1.8}{1.15 * 2.19} = 35,31 \text{ кН/м}^2$$

$$P_{min} = 35,31 \text{ кН/м}^2 > 0 - \text{умова виконується.}$$

$$P_{cp} = \frac{507,9}{1.15 * 1.8 * 2.7} + 20 * 1.8 * 20 = 146,78 \text{ кН/м}^2$$

$$P_{cp} = 146,87 \text{ кН/м}^2 \leq R = 220 \text{ кН/м}^2 - \text{умова виконується.}$$

Всі перевірки виконуються, тому остаточно приймаємо розмір фундаменту під колони крайніх рядів $b = 1,8\text{м}$ та $l = 2,7\text{ м}$.

2.2.5 Розподіл напружень від власної ваги ґрунту

Вертикальна напруга на глибині z визначається за формулою:

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \quad (2.2.11)$$

де: n – кількість різних шарів ґрунту від поверхні до глибини z .

Підставивши числові значення для свердловини 1, отримаємо значення напружень від власної ваги ґрунту для кожного шару:

$$\sigma_{zg,1} = \gamma_1 h_1 = 15.8 * 1.5 = 23.7 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{zg,2}^1 = \gamma_1 h_1 + \gamma_{sb2} h_2^1 = 23.7 + 18.67 * 1 = 42.37 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{zg,2} = \gamma_1 h_1 + \gamma_{sb2} h_2^2 = 42.37 + 9.52 * 2.1 = 62.36 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{zg,3} = \sigma_{zg,2} + \gamma_{sb3} h_3 = 62.36 + 9.58 * 0.4 = 66.19 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{zg,4} = \sigma_{zg,3} + \gamma_{sb4} h_4 = 66.19 + 8.92 * 1 = 75.11 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{zg,5} = \sigma_{zg,4} + \gamma_{sb5} h_5 = 75.11 + 9.95 * 1.8 = 93.02 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{zg,6} = \sigma_{zg,5} + \gamma_{sb6} h_6 = 93.02 + 9.65 * 4.2 = 133.55 \text{ кН/м}^2$$

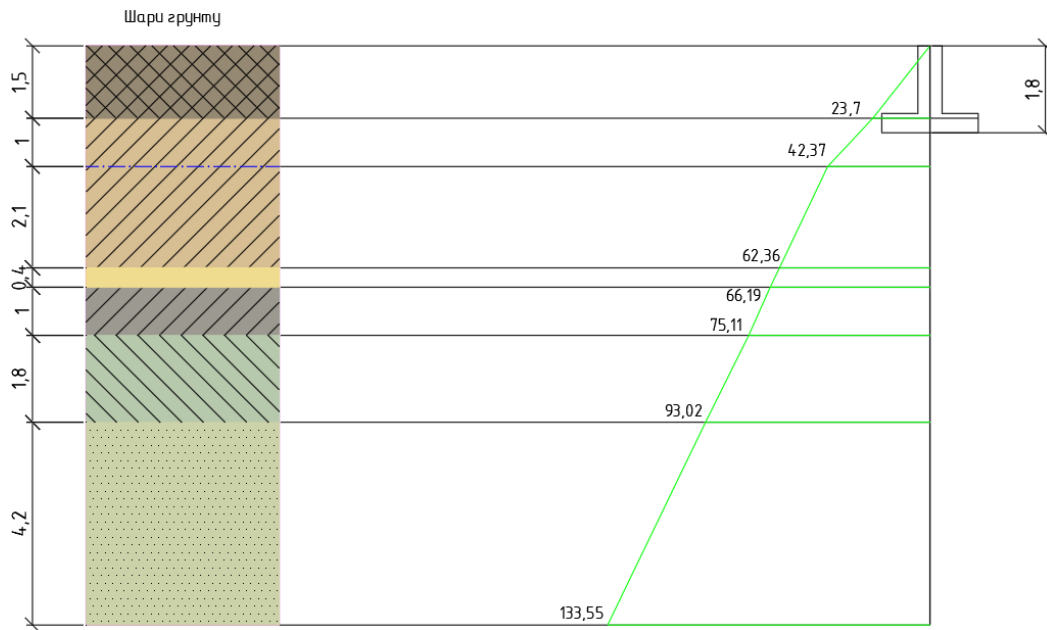


Рисунок 2.2.2 – Напруження від власної ваги ґрунту.

2.2.6 Визначення осадки методом пошарового підсумовування

Визначаємо напругу від власної ваги ґрунту на рівні підшви фундаменту:

$$\sigma_{zg,0} = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_d = 15.8 * 1.5 + 18.67 * 0.3 = 29.3 \text{ кН/м}^2$$

Ґрунтову товщу під фундаментом ділимо на елементарні шари товщиною $h = 1 \text{ м}$.

Знаходимо для кожного елементарного шару відносну глибину за формулою:

$$\zeta = \frac{2z}{b} \quad (2.2.12)$$

за яким маємо коефіцієнт загасання напруг α при $\eta = 1.4$

Далі потрібно побудувати епюру додаткових напружень від зовнішнього навантаження на глибині для цього рахуємо їх за формулою:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_{cp}; \quad (2.2.13)$$

Щоб знайти нижню межу стисливої товщі, ми будуємо графік (епюру) для напружень від власної ваги ґрунту, але зменшуємо її значення на 80%, тобто до $0,2\sigma_{zg}$. Там, де ця лінія перетинається з графіком додаткового тиску, ми й отримуємо висоту стисливої товщі — вона становить $H_c = 4,79$ м.

Наступним кроком знаходимо для кожного елементарного шару відносну глибину за формулою:

$$\zeta = \frac{2z}{B} \quad (2.2.14)$$

де $B = b + 1$ - ширина котловану, м.

Далі ми знаходимо коефіцієнт затухання напружень α_k і вираховуємо тиск від ваги того ґрунту, який ми вийняли з котловану до рівня підшви фундаменту:

$$\sigma_{zy} = \alpha_k \sigma_{zq,0} \quad (2.2.15)$$

Тепер ми рахуємо загальне осідання фундаменту, просто додаючи між собою значення осідань кожного окремого шару ґрунту за такою формулою:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,cp} - \sigma_{zy,cp}) h_i}{E_i} \quad (2.2.16)$$

Де β – безрозмірний коефіцієнт, що дорівнює 0,8

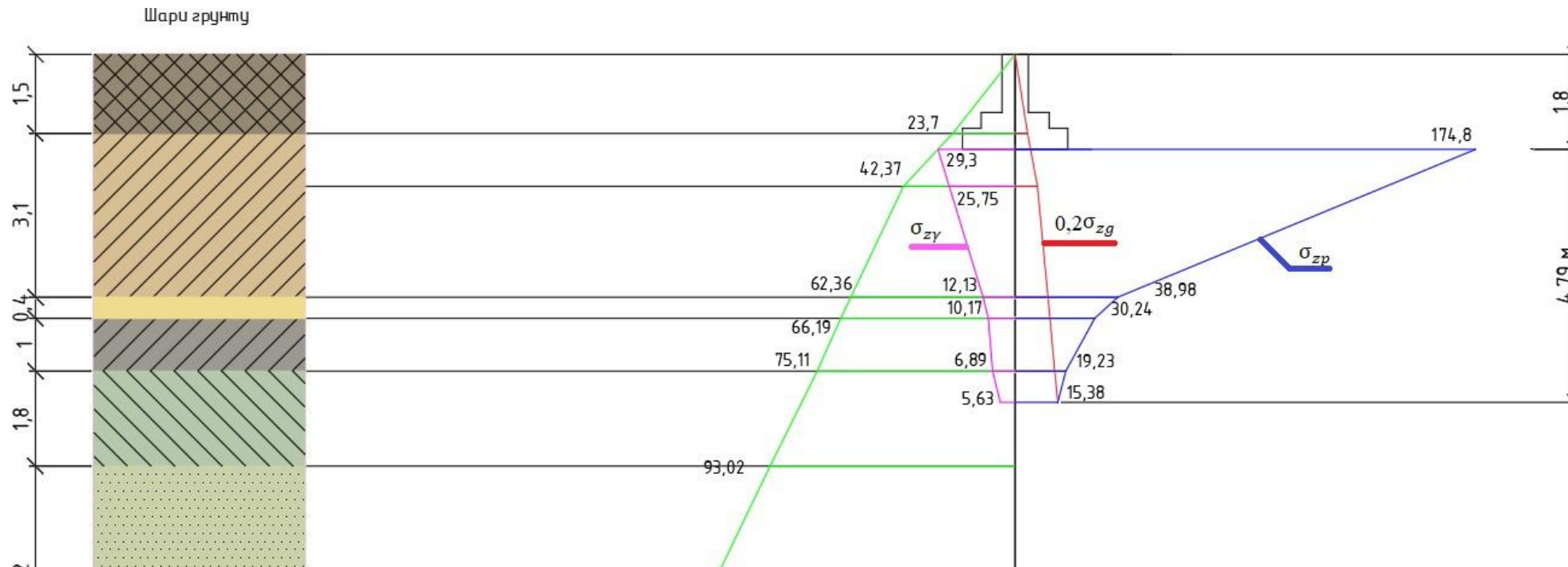
Всі розрахунки зведено у таблиці 2.2.9.

Таблиця 2.2.9 – Розрахунок осідання фундаментів на природній основі.

№ шару	h_i , м	z_i , м	$\zeta = \frac{2z}{b}$	α	σ_{zp} , кН/м ²	$\sigma_{zp,cp}$, кН/м ²	$\zeta = \frac{2z}{B}$	α	σ_{zy} , кН/м ²	σ
2	0,00	0,00	0,0	1,000	174,80	-	0,0	1,000	29,30	
	1,00	1,00	1,1	0,724	126,56	150,68	0,7	0,879	25,75	
	1,00	2,00	2,2	0,370	64,68	95,62	1,4	0,607	17,79	
	0,80	2,80	3,1	0,223	38,98	51,83	2,0	0,414	12,13	
3	0,40	3,20	3,6	0,173	30,24	34,61	2,3	0,347	10,17	
4	1,00	4,20	4,7	0,110	19,23	24,73	3,0	0,235	6,89	
5	0,59	4,79	5,3	0,088	15,38	17,31	3,4	0,192	5,63	

Порівнюємо загальне осідання фундаменту з граничним значенням деформацій за Додатком А ДБН В.2.1-10:20

$S = 0,028 \text{ м} = 2,8 \text{ см} \leq S_u = 10 \text{ см}.$



2.2.7 Перевірка міцності підстиляючого шару

При наявності в межах стисливої товщі основи шару ґрунту з меншою тримальною здатністю, ніж у вищерозміщених пластів, нормативні документи вимагають обов'язкового виконання перевірки тиску на покрівлю підстеленого слабкого шару. Згідно з заданими інженерно-геологічними умовами, зазначений розрахунок проводиться для четвертого шару ґрунту.

Якщо слабкий шар розташований на глибині z від підшви фундаменту, то його розміри повинні визначатися так, щоб забезпечувалася така умова:

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z \quad (2.2.17)$$

Ширина умовного фундаменту на межі 3-го та 4-го шарів:

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a = \sqrt{19.09 + 0.45^2} - 0.45 = 3.94 \text{ м}, \quad (2.2.18)$$

Де,

$$A_z = \frac{N}{\sigma_{zp}} = \frac{663.78}{1.15 * 30.24} = 19.09 \text{ м}^2 \quad (2.2.19)$$

$$a = \frac{l - b}{2} = \frac{2.7 - 1.8}{2} = 0.45 \text{ м}$$

Розрахунковий опір ґрунту R_z зниженою міцності:

$$R_z = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} (M_\gamma k_z b_z \gamma_{II} + M_q d_z \gamma_{II}' + M_c c_{II}); \quad (2.2.20)$$

$$\begin{aligned} R_z &= \frac{1,1 * 1}{1} (0,56 * 1 * 3,94 * 9,62 + 3,24 * 5 * 13,24 + 5,84 * 18) \\ &= 393,88 \text{ кН/м}^2; \end{aligned}$$

де d_z – глибина залягання слабкого шару, м;

γ_{II}' – розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище підстиляючого шару ґрунту:

$$\begin{aligned} \gamma_{II}' &= \frac{18.67 * 0.3 + 15.8 * 1.5 + 18.67 * 0.7 + 9.52 * 2.1 + 5.98 * 0.4}{5} = \\ &= 13.24 \text{ кН/м}^2 \end{aligned}$$

γ_{II} – розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підстилаючого шару ґрунту:

$$\gamma_{II} = \frac{8.92 * 1 + 9.95 * 1.8 + 965 * 4.2}{1 + 1.8 + 4.2} = 9.62 \text{ кН/м}^3$$

Умова міцності підстилаючого (4-го) шару ґрунту:

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} = 30,24 + 66,19 = 96,43 \text{ кН/м}^2 \leq R_z = 393,88 \text{ кН/м}^2 -$$

умова виконується,

де $\sigma_{zp} = 30,24 \text{ кН/м}^2$ і $\sigma_{zg} = 66,19 \text{ кН/м}^2$ – вертикальні напруження на глибині $z = 3,2 \text{ м}$ від підшови фундаменту відповідно додаткове від навантаження на фундамент і від власної ваги ґрунту.

2.2.8 Конструювання фундаментів

Розміри фундаменту $b = 1,8 \text{ м}$, $l = 2,7 \text{ м}$, $d = 1,8 \text{ м}$, поперечний переріз колони К1 становить $1300 \text{ мм} \times 500 \text{ мм}$.

Величина заглиблення двогілкових колон:

$$h_n = 0.5 + 0.33h_{out} = 0.5 + 0.33 * 1.3 = 0.95 \text{ м} \quad (2.2.21)$$

де h_{out} – відстань між зовнішніми гранями гілок колони, м.

Приймаємо глибину стакану фундаменту $d_p = 1250 \text{ мм}$ з конструктивних міркувань.

Товщина стінок армованого стакану, що розташовані перпендикулярно до площини дії згинального моменту, повинна бути не менше

$$0,2l_c = 0,2 \cdot 1300 = 260 \text{ мм}.$$

Приймаємо товщину стінки армованого стакану 300 мм .

Розміри підколонника призначаємо конструктивно, у залежності від його з'єднання з колоною і плитною частиною фундаменту.

Визначаємо приблизну висоту плитний частини фундаменту:

$$h_{пл} = \frac{l - l_{підк}}{4} = \frac{2,7 - 1,3 - 0,3 * 2 - 0,075 * 2}{4} = 0,1625 \text{ м} \quad (2.2.22)$$

Приймаємо $h_{пл} = 300 \text{ мм}$ зі сходиною $h_1 = 300 \text{ мм}$.

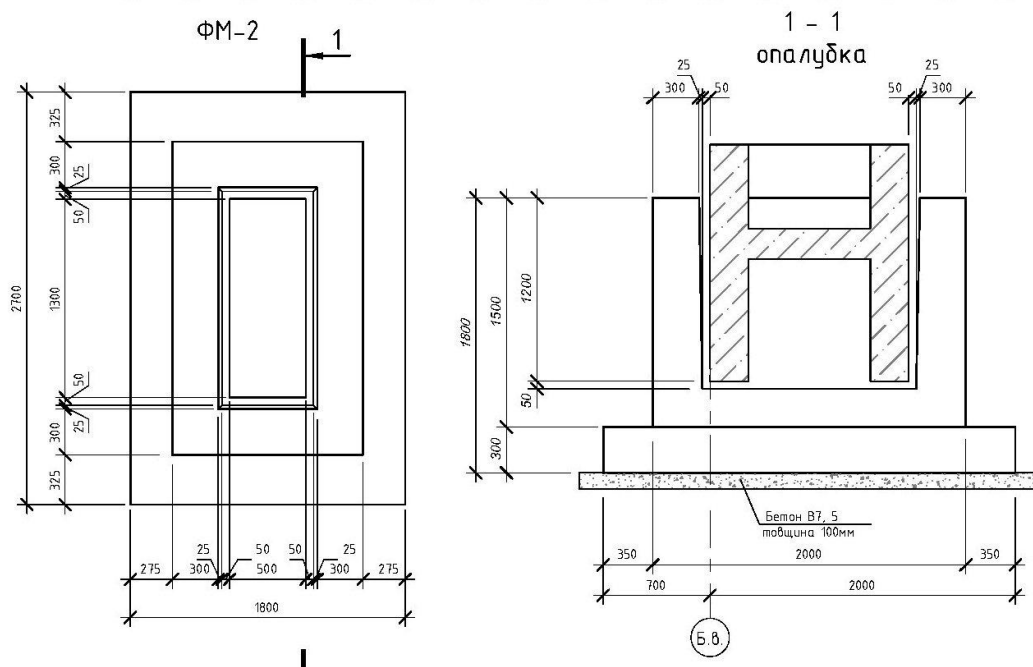


Рисунок 2.2.4 - Конструювання фундаменту ФМ-1.

2.2.9 Розрахунок фундаменту на продавлювання

Для залізобетонного фундаменту призначаємо бетон класу С16/20.

Розрахункове значення міцності бетону на осьовий розтяг:

$$f_{cta} = \frac{f_{ctk,0.5}}{1,5} = 867 \text{ кПа}; \quad (2.2.23)$$

Перевіряємо за якою схемою нам потрібно розрахувати фундамент:

$$h_{cf} - d_p = 1.5 - 1.25 = 0.25 \text{ м} < 0.5(l_{cf} - l_c) = 0.5(2.05 - 1.3) = 0.375 \text{ м}$$

де h_{cf} – висота підколонника, м;

l_{cf} – довжина підколонника, м.

Отже маємо другу схему розрахунку.

Для нижньої сходинки. Продавлююча сила дорівнює:

$$F_{\text{пр}} = A_0 * \rho'_{\text{ср}} \leq f_{\text{ctd}} b_m h_{0p} \quad (2.2.24)$$

$$\text{де } \rho'_{\text{ср}} = N/A = 663.78/1.8 * 2.7 = 136.6 \text{ кН/м}^2$$

A_0 – площа, з якої збирається навантаження для визначення сили опору продавлювання, м^2 ;

b_m – середній розмір межі, що перевіряється, м;

h_{0p} – робоча висота піраміди продавлювання від дна стакану до площини розташування розтягнутої арматури, м.

Визначаємо середній розмір межі, що перевіряється:

$$b_m = b_p + h_{0p} = 0,5 + 2 \cdot 0,05 + 0,515 = 1,115 \text{ м}, \quad (2.2.25)$$

де b_p – ширина по низу стакану, м.

Площа, з якої збирається навантаження для визначення сили опору продавлювання (площа продавлювання):

$$A_0 = 0,5b(l - l_p - 2 \cdot h_{0p}) - 0,25(b - b_p - 2 \cdot h_{0p})^2; \quad (2.2.25)$$

$$A_0 = 0,5 \cdot 1,8(2,7 - 1,4 - 2 \cdot 0,515) - 0,25(1,8 - 0,6 - 2 \cdot 0,515)^2 = 0,42 \text{ м}^2,$$

де l_p – довжина по низу стакану, м.

Порівнюємо:

$$\begin{aligned} A_0 * \rho'_{\text{ср}} &= 0,42 * 136,6 = 57,36 \text{ кН} < b_{m1} f_{\text{ctd}} h_{01} = 1.115 * 867 * 0.515 = \\ &= 497 \text{ кН} \text{ — умова виконується.} \end{aligned}$$

2.2.10 Армування плитної частини фундаментів

Підбираємо кількість поперечерного перерізу арматури потрібно підібрати за моментом.

Розрахуємо нормальні перетини на дію згинального моменту:

$$M_{1-1} = \frac{b * c_1^2 * p_{c1}}{2} + \frac{(p_{max} - p_{c1})b * c_1^2}{3} \quad (2.2.26)$$

де c_1 – виліт сходинок відносно підколонника, м;

p_{c1} – розрахунковий тиск під підшоною фундаменту в перерізі 1-1, кН/м².

Розрахунковий тиск під підшоною фундаменту в перерізі 1-1:

$$p_{c1} = p_{cp} + \frac{p_{max} - p_{cp}}{\frac{l}{2}} \left(\frac{l}{2} - c_1 \right); \quad (2.2.27)$$

$$p_{c1} = 146.87 + \frac{238.44 - 146.87}{\frac{2.7}{2}} \left(\frac{2.7}{2} - 0.325 \right) = 216.4 \text{ кН/м}^2$$

$$M_{1-1} = \frac{1,8 * 0,325^2 * 216,4}{2} + \frac{(238,44 - 216,4)1,8 * 0,325^2}{3} = 21,97 \text{ кНм}$$

Перетин робочої арматури на всю ширину фундаменту для першої сходинок (перетин 1 - 1):

$$A_{S1} = \frac{M_{1-1}}{0.9 h_{01} f_{yd}} = \frac{21.97}{0.9 * 0.515 * 365000} = 1,3 \text{ см}^2 \quad (2.2..28)$$

Приймаємо 10 Ø 20 А400С з кроком 200 мм із площею 3140 мм².

Відсоток армування в розрахунковому перерізі фундаменту повинен бути не нижче мінімально допустимого відсотка армування в згинальних елементах:

$$\mu = \frac{A_{S1}}{bh_1} 100\% = \frac{0.003140}{1.8 * 0.3} * 100\% = 0.58\% > 0.5 \quad (2.2.29)$$

Відсоток армування в перерізі достатній.

Армування також потрібно розраховувати і вздовж другого напрямку

фундаменту:

$$M'_{2-2} = \frac{l * c_1'^2 * p'_{cp}}{2} = \frac{2,7 * 0,275^2 * 146,87}{2} = 15 \text{ кНм}$$

Перетин робочої арматури на всю ширину фундаменту для першої сходинки (перетин 3 - 3):

$$A_{S3} = \frac{M'_{2-2}}{0,9 h_{01} f_{yd}} = \frac{15}{0,9 * 0,515 * 365000} = 0,9 \text{ см}^2$$

Приймаємо 14 Ø 20 А400С з кроком 200 мм із площею 4 396 мм².

Відсоток армування в розрахунковому перерізі фундаменту повинен бути не нижче мінімально допустимого відсотка армування в згинальних елементах:

$$\mu = \frac{A_{S1}}{bh_1} 100\% = \frac{0,004396}{2,7 * 0,3} * 100\% = 0,54\% > 0,5$$

Відсоток армування в перерізі достатній.

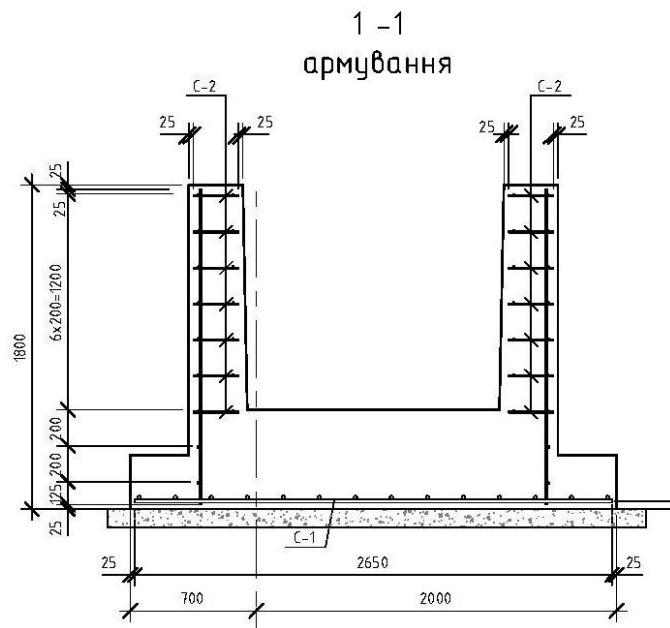


Рисунок 2.2.5 – Схема армування фундаменту ФМ-1.

Розділ 3

ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

3.1 Вихідні дані

Проектований об'єкт: Цех з ремонту та обслуговування великої техніки в м.Харків.

Ширина прогону – 24м, 30м. Кількість прогонів – 5.

Довжина будівлі – 175 м. Тип колони – двовіткові.

Відмітка на верху колони – 12,6 м; 23,4 м.

Крок колон: - зовнішніх та внутрішніх – 12 м (для зб) 6 м (для металевого). Тип кроквяної конструкції – ферма безроскісна (покриття).

Розмір плит покриття – 1,5х12; 1,5х6. Вантажопідйомність мостових кранів – 10 т; 50 т.

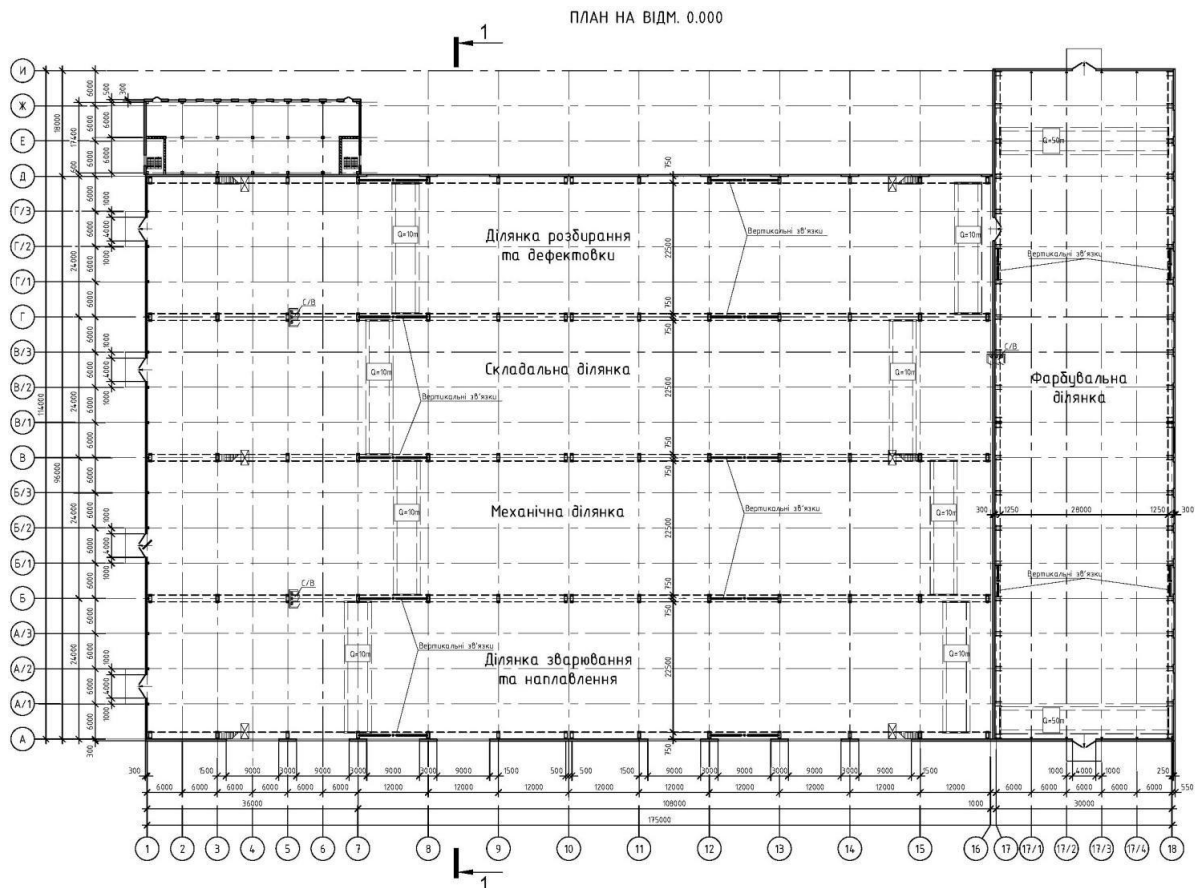


Рис. 3.1 (а) Загальна характеристика об'єкта монтажних робіт

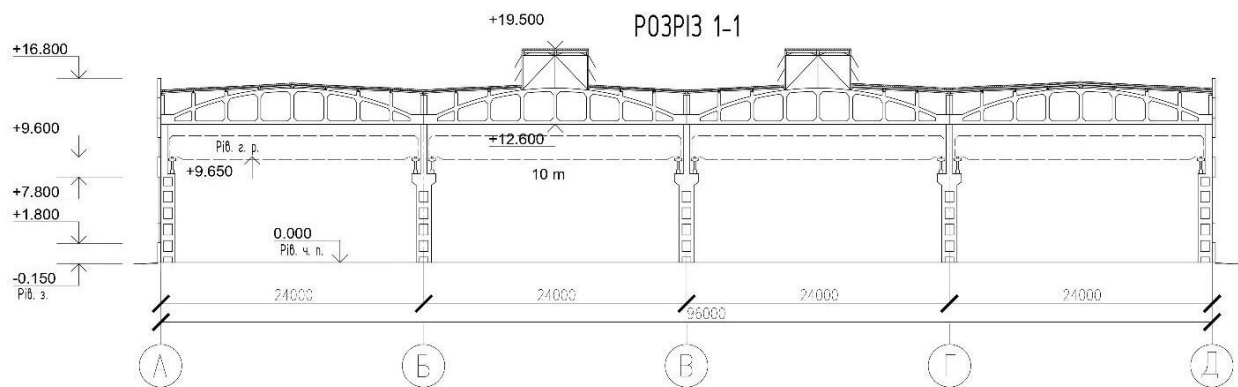


Рис.3.1 (б) Загальна характеристика об'єкта монтажних робіт

Таблиця 3.1– Специфікація монтажних елементів

№ елементу	Назва	Розмір, мм			Маса елементу, т	Кількість, шт		Маса елементів на будівлю, т
		довжина	ширина	висота		на захвату	на будівлю	
1	2	3	4	5	6	7	9	9
1	Колона двовіткова крайня	13650	1300	500	11,7	14	28	327,6
2	Колона двовіткова середня	13650	1400	500	13,7	14	42	576,4
3	Залізобетонні підкранові балки 12 м	12000	650	1400	10	12	108	1080
4	Ферми покриття	24000	300	3300	15	13	52	780
5	Плити покриття	12000	1500	300	3,5	229	1148	4018
								Σ6782

3.2 Характеристика монтажних конструкцій (ескізи)

Крайні:

Середні:

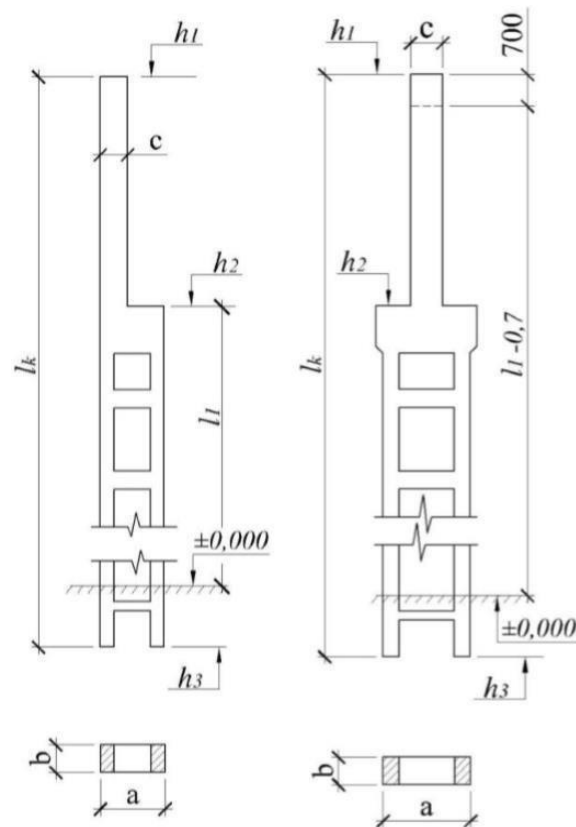


Рис.3.2 Колони двогілкові

Таблиця 3.2 - Крок крайніх колон 12 м.

Прогон, м	Висота колони, м			Переріз, мм			Маса, т	Вантажопідем- ність кранів, т
	h1	h2	hk	a	b	c		
24	12,6	8,4	13,65	1300	500	600	11,7	10

Таблиця 3.3 - Крок середніх колон 12 м.

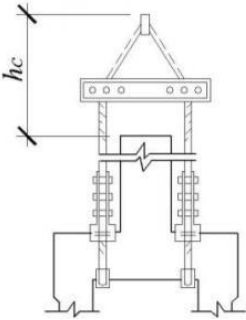
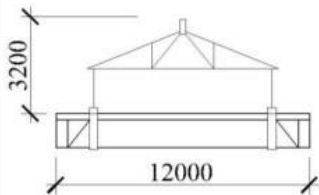
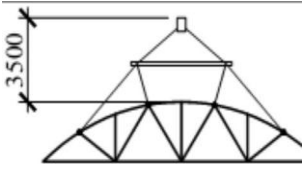
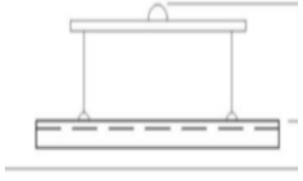
Прогон, м	Висота колони, м			Переріз, мм			Маса, т	Вантажопідем- ність кранів, т
	h1	h2	hk	a	b	c		
24	12,6	8,4	13,6	1400	500	600	13,7	10

3.3 Визначення монтажних характеристик конструкцій і вибір монтажних кранів

Вибір стропуючого обладнання

Для вибору монтажних кранів необхідно заздалегідь визначити такі технічні параметри: монтажну масу елементів (Q_M), монтажну висоту (H_M) та монтажний виліт гака крана (L_M).

Таблиця 3.4– Специфікація стропуючого обладнання

Найменування стропуючого обладнання	Принципова схема з розмірами, мм	Вантажопідйомність, т	Маса, т	Розрахункова висота, мм	Призначення
Траверса, ПИ Промсталь-конструкція, 2052М-13		16	0,24	1	Встановлення двогілкових колон, розстроповка виконується з землі
Траверса, ПИ промсталь, 1968Р-9		9	0,94	3,2	Встановлення підкранових балок довжиною 12м
Траверса дистанційна Промсталь-конструкція		17,5	0,65	3,5	Встановлення кроквяних ферм прогоном 24 м
Траверса дистанційна Промсталь-конструкція		7	1,07	2,1	Встановлення плит покриття розміром 1,5х12м

3.4 Визначення монтажної маси конструкцій

Монтажна маса визначається для кожного монтажного елемента за формулою

$$Q_M = m_E + m_{\text{стр}} + m_0 \quad (3.1)$$

де, m_E – маса елемента, що піднімає кран, т (табл. 3.1);

$m_{\text{стр}}$ – маса стропуючого засобу (стропу чи траверси), т (табл. 3.4);

m_0 – маса монтажного оснащення, яке навішують на конструкції до їх підйому

Визначення монтажної маси колони зовнішнього ряду:

$$Q_M = 11,7 + 0,24 = 11,94\text{т}$$

Визначення монтажної маси колони внутрішнього ряду:

$$Q_M = 13,7 + 0,24 = 13,94\text{т}$$

Визначення монтажної маси підкранової балки 6 м:

$$Q_M = 10 + 0,94 = 10,94\text{т}$$

Визначення монтажної маси ферми покриття:

$$Q_M = 15 + 0,65 = 16,65\text{т}$$

Визначення монтажної маси плити покриття:

$$Q_M = 3,5 + 0,2 = 3,7\text{т}$$

3.5. Визначення висоти підйому гака

Монтажну висоту обчислюють для кожного монтажного елемента за формулою:

$$H_M = h_0 + h_E + h_3 + h_{\text{стр}} \quad (3.2)$$

де h_0 – висота опори над рівнем стоянки крана, на яку монтується елемент, м;

h_E – висота (довжина) елемента в монтажному положенні, м;

h_3 – запас по висоті, що вимагається для безпеки монтажу, (0,5...1,5), м;

$h_{\text{стр}}$ – розрахункова висота стропуючого засобу, м (табл. 3.2.)

Для плит покриття визначають також висоту поліспасту до стріли крана (мінімальна відстань від гака крана), м.

$$H = H_M + h_{\Pi} \quad (3.3)$$

де h_{Π} – довжина вантажного поліспасту крану, м (додаток Н).

Для колон зовнішнього ряду:

$$H_M = 13,65 + 0,5 + 1 = 15,15 \text{ м}$$

Для колон внутрішнього ряду:

$$H_M = 13,65 + 0,5 + 1 = 15,15 \text{ м}$$

Для підкранової балки 6 м:

$$H_M = 8,6 + 1 + 0,5 + 3,2 = 13,3 \text{ м}$$

Для ферми покриття:

$$H_M = 12,6 + 3,3 + 0,5 + 3,5 = 19,9 \text{ м}$$

Для плит покриття:

$$H_M = 16,8 + 0,3 + 0,5 + 2,1 = 19,7 \text{ м}$$

$$H = 19,7 + 2,66 = 22,36 \text{ м}$$

Для ферми покриття для металевого каркасу:

$$H_M = 23,4 + 3,3 + 0,5 + 3,5 = 30,7 \text{ м}$$

Для плит покриття:

$$H_M = 27 + 0,3 + 0,5 + 2,1 = 29,9 \text{ м}$$

$$H_M = 29,9 + 2,66 = 32,56 \text{ м}$$

Таблиця 3.5

№ з/п	Назва елементу	Маса, т			Монтажна висота	Виліт стріли за варіантами	Марка крана за варіантами
		Конструкції	Стропуючого обладнання	Монтажна			
1	Колона зовнішнього ряду	11,7	0,24	11,94	15,15	9	ДЭК-50 стріла 30 м
2	Колона внутрішнього ряду	13,7	0,24	13,94	15,15	9,5	
3	Підкранова балка 6м	10	0,94	10,94	13,3	19	
4	Ферма покриття	15	0,65	15,65	19,9	12	СКТ-63/100 стріла 25,74м
5	Плити покриття	3,5	0,2	3,7	19,7	20	

Для металевого каркасу обираємо кран КС-8165 стріла 40 м

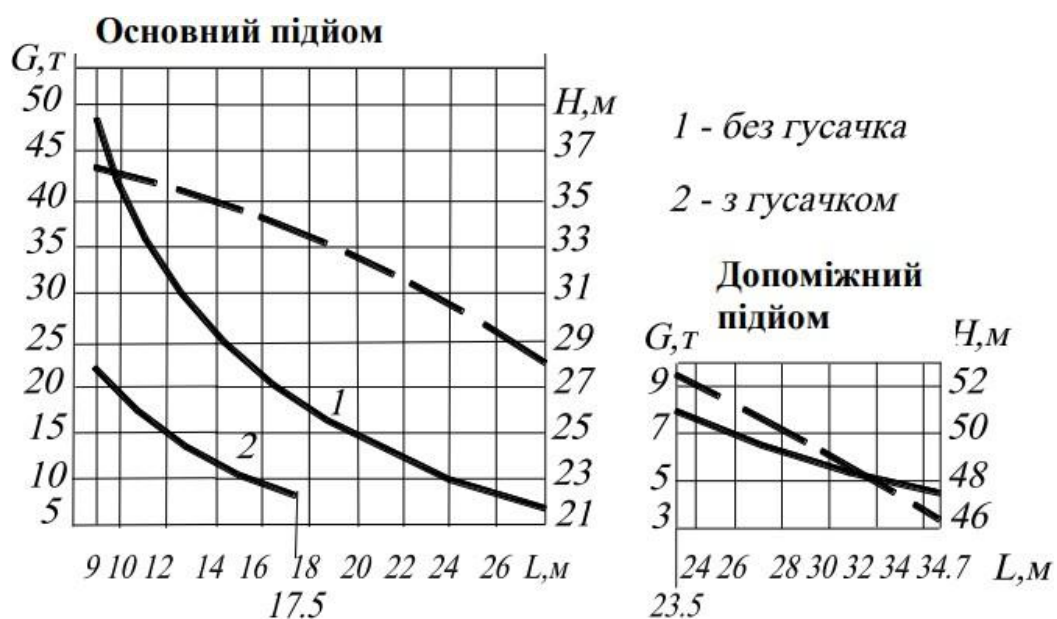
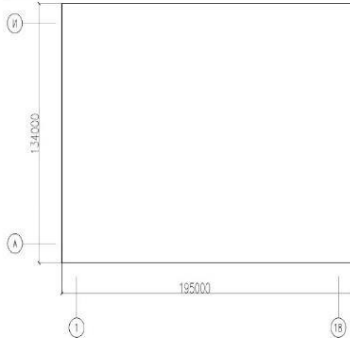
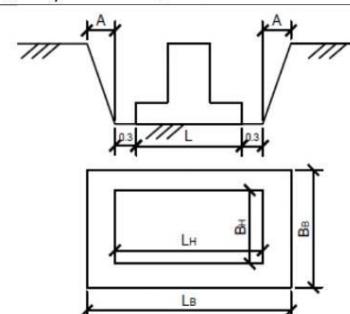


Рис.3.3 Характеристики крану КС-8165

3.6 Відомість підрахунків об'ємів робіт

№	Назва робіт	Формула підрахунку; ескіз	Од. вим.	Всього	К-ість по захваткам				
					1	2	3	4	5
1	Попереднє планування ґрунта	 $F_{пл} = (175+20)(114+20) = 26130$	м ²	26130	5226	5226	5226	5226	5226
2	Зрізування рослинного шару	Родючий шар зрізують на 200 мм, та укладають у відвал. $F_{зр} = F_{пл} \times H_{зр} = 26130 \times 0,2 = 5226$	м ³	5226	1045,2	1045,2	1045,2	1045,2	1045,2
3	Розробка котловану екскаватором	 Розміри фундаменту: $3,3 \times 2,4 \times 1,8$ м Довжина котловану по нижній основі: $B_H = 2,4 + 0,6 = 3$ м. Ширину котловану по верхній основі: $L_H = 3,3 + 0,6 = 3,9$ м. Розміри верхньої основи котловану: $A = 0,5H = 0,5 \times 1,8 = 0,9$ м. Ширину верхньої основи котловану: $L_B = 3,3 + 0,6 + 1,8 = 5,7$ м. Довжина верхньої основи котловану: $B_B = 2,4 + 0,6 + 1,8 = 4,8$ м. Площа нижньої основи: $F_H = 3 \times 3,9 = 11,7$ м². Площа верхньої основи: $F_B = 5,7 \times 4,8 = 27,36$ м². Об'єм котловану: $V = \frac{H}{3} (F_H + F_B + \sqrt{F_H F_B})$ $= \frac{1,8}{3} (11,7 + 27,36 + \sqrt{11,7 \times 27,36}) = 34,17 \text{ м}^3$	м ³	478,38					
4	Розробка траншей екскаватором	Траншея №1: осі 1 – 16 по осі А, $l = 108$ м; $3,3 \times 2,4 \times 1,8$. $L_H = 3,3 + 0,6 = 3,9$ м; $L_B = 3,3 + 0,6 + 1,8 = 5,7$ м. $F_H = 3,9 \times 108 = 421,2$ м²; $F_B = 5,7 \times 108 = 615,6$ м². $V = \frac{1,8}{3} (421,2 + 615,6 + \sqrt{421,2 \times 615,6}) = 927,6$ м³. Траншея №2: осі 1 – 16 по осі Б, $l = 108$ м; $3,3 \times 2,4 \times 1,8$. $L_H = 3,3 + 0,6 = 3,9$ м; $L_B = 3,3 + 0,6 + 1,8 = 5,7$ м. $F_H = 3,9 \times 108 = 421,2$ м²; $F_B = 5,7 \times 108 = 615,6$ м². $V = \frac{1,8}{3} (421,2 + 615,6 + \sqrt{421,2 \times 615,6}) = 927,6$ м³. Траншея №3: осі 1 – 16 по осі В, $l = 108$ м; $3,3 \times 2,4 \times 1,8$. $L_H = 3,3 + 0,6 = 3,9$ м; $L_B = 3,3 + 0,6 + 1,8 = 5,7$ м. $F_H = 3,9 \times 108 = 421,2$ м²; $F_B = 5,7 \times 108 = 615,6$ м².	м ³	6596,26	1159,5	1159,5	1159,5	1159,5	1958,26

		$V = \frac{1,8}{3} (421,2 + 615,6 + \sqrt{421,2 \times 615,6}) = 927,6 \text{ м}^3..$ Траншея №4: осі 1 – 16 по осі Г, $l = 108 \text{ м}; 3,3 \times 2,4 \times 1,8$. $L_H = 3,3 + 0,6 = 3,9 \text{ м}; L_B = 3,3 + 0,6 + 1,8 = 5,7 \text{ м}$. $F_H = 3,9 \times 108 = 421,2 \text{ м}^2; F_B = 5,7 \times 108 = 615,6 \text{ м}^2$. $V = \frac{1,8}{3} (421,2 + 615,6 + \sqrt{421,2 \times 615,6}) = 927,6 \text{ м}^3.$ Траншея №5: осі 1 – 16 по осі Д, $l = 108 \text{ м}; 3,3 \times 2,4 \times 1,8$. $L_H = 3,3 + 0,6 = 3,9 \text{ м}; L_B = 3,3 + 0,6 + 1,8 = 5,7 \text{ м}$. $F_H = 3,9 \times 108 = 421,2 \text{ м}^2; F_B = 5,7 \times 108 = 615,6 \text{ м}^2$. $V = \frac{1,8}{3} (421,2 + 615,6 + \sqrt{421,2 \times 615,6}) = 927,6 \text{ м}^3.$ Траншея №6: осі А – Е по осі 17, $l = 114 \text{ м}; 3,3 \times 2,4 \times 1,8$. $L_H = 3,3 + 0,6 = 3,9 \text{ м}; L_B = 3,3 + 0,6 + 1,8 = 5,7 \text{ м}$. $F_H = 3,9 \times 114 = 444,6 \text{ м}^2; F_B = 5,7 \times 114 = 649,8 \text{ м}^2$. $V = \frac{1,8}{3} (444,6 + 649,8 + \sqrt{444,6 \times 649,8}) = 979,13 \text{ м}^3.$ Траншея №7: осі А – Е по осі 18, $l = 114 \text{ м}; 3,3 \times 2,4 \times 1,8$. $L_H = 3,3 + 0,6 = 3,9 \text{ м}; L_B = 3,3 + 0,6 + 1,8 = 5,7 \text{ м}$. $F_H = 3,9 \times 114 = 444,6 \text{ м}^2; F_B = 5,7 \times 114 = 649,8 \text{ м}^2$. $V = \frac{1,8}{3} (444,6 + 649,8 + \sqrt{444,6 \times 649,8}) = 979,13 \text{ м}^3.$							
5	Доробка ґрунта вручну	Згідно СНиП III-8-76 доробка ґрунту вручну визначається: ЗБ та металеві колонні середнього ряду: Траншей: Тр. № 1 – $V_{\text{вручну}} = V_{\text{екс}} \times 0,07 = 927,6 \times 0,07 = 64,93 \text{ м}^3$. Тр. № 2 – $V_{\text{вручну}} = V_{\text{екс}} \times 0,07 = 927,6 \times 0,07 = 64,93 \text{ м}^3$. Тр. № 3 – $V_{\text{вручну}} = V_{\text{екс}} \times 0,07 = 927,6 \times 0,07 = 64,93 \text{ м}^3$. Тр. № 4 – $V_{\text{вручну}} = V_{\text{екс}} \times 0,07 = 927,6 \times 0,07 = 64,93 \text{ м}^3$. Тр. № 5 – $V_{\text{вручну}} = V_{\text{екс}} \times 0,07 = 927,6 \times 0,07 = 64,93 \text{ м}^3$. Тр. № 6 – $V_{\text{вручну}} = V_{\text{екс}} \times 0,07 = 979,13 \times 0,07 = 68,53 \text{ м}^3$. Тр. № 7 – $V_{\text{вручну}} = V_{\text{екс}} \times 0,07 = 979,13 \times 0,07 = 68,53 \text{ м}^3$.	м ³	110,8	19,47	19,47	19,47	19,47	32,89
6	Ущільнення ґрунту	Приймаємо по площі нижньої основи котловану ЗБ та металеві колонні: $F_{\text{ущільн}} = ab = 3 \times 3,9 = 11,7 \text{ м}^2$ Траншей: Тр. № 1 – $F_{\text{ущільн}} = ab = 108 \times 3,9 = 421,2 \text{ м}^2, \times 0,015$ Тр. № 2 – $F_{\text{ущільн}} = ab = 108 \times 3,9 = 421,2 \text{ м}^2, \times 0,015$ Тр. № 3 – $F_{\text{ущільн}} = ab = 108 \times 3,9 = 421,2 \text{ м}^2, \times 0,015$ Тр. № 4 – $F_{\text{ущільн}} = ab = 108 \times 3,9 = 421,2 \text{ м}^2, \times 0,015$ Тр. № 5 – $F_{\text{ущільн}} = ab = 108 \times 3,9 = 421,2 \text{ м}^2, \times 0,015$ Тр. № 6 – $F_{\text{ущільн}} = ab = 114 \times 3,9 = 444,6 \text{ м}^2, \times 0,015$ Тр. № 7 – $F_{\text{ущільн}} = ab = 114 \times 3,9 = 444,6 \text{ м}^2, \times 0,015$	м ³	44,92	7,89	7,89	7,89	7,89	13,338
7	Улаштування піщаної основи	ЗБ та металеві колонні: $V_{\text{пок}} = 3 \times 3,9 \times 0,15 \times 14 = 24,57 \text{ м}^3$. Траншей: Тр. № 1 – $V_{\text{пок}} = 108 \times 3,9 \times 0,15 = 63,18 \text{ м}^3$. Тр. № 2 – $V_{\text{пок}} = 108 \times 3,9 \times 0,15 = 63,18 \text{ м}^3$. Тр. № 3 – $V_{\text{пок}} = 108 \times 3,9 \times 0,15 = 63,18 \text{ м}^3$. Тр. № 4 – $V_{\text{пок}} = 108 \times 3,9 \times 0,15 = 63,18 \text{ м}^3$. Тр. № 5 – $V_{\text{пок}} = 108 \times 3,9 \times 0,15 = 63,18 \text{ м}^3$. Тр. № 6 – $V_{\text{пок}} = 114 \times 3,9 \times 0,15 = 66,69 \text{ м}^3$. Тр. № 7 – $V_{\text{пок}} = 114 \times 3,9 \times 0,15 = 66,69 \text{ м}^3$.	м ³	449,28	78,97	78,97	78,97	78,97	133,38
8	Зворотня засипка	Траншей: Тр. № 1 – $V_{\text{зс}} = \frac{V_{\text{т.екск}} + V_{\text{вр}} - V_{\text{ф}}}{V_{\text{ор}}} = \frac{927,6 + 64,93 - 79,69}{1,05} = 869,37 \text{ м}^3$. Тр. № 2 – $V_{\text{зс}} = \frac{V_{\text{т.екск}} + V_{\text{вр}} - V_{\text{ф}}}{V_{\text{ор}}} = \frac{927,6 + 64,93 - 79,69}{1,05} = 869,37 \text{ м}^3$. Тр. № 3 – $V_{\text{зс}} = \frac{V_{\text{т.екск}} + V_{\text{вр}} - V_{\text{ф}}}{V_{\text{ор}}} = \frac{927,6 + 64,93 - 79,69}{1,05} = 869,37 \text{ м}^3$. Тр. № 4 – $V_{\text{зс}} = \frac{V_{\text{т.екск}} + V_{\text{вр}} - V_{\text{ф}}}{V_{\text{ор}}} = \frac{927,6 + 64,93 - 79,69}{1,05} = 869,37 \text{ м}^3$. Тр. № 5 – $V_{\text{зс}} = \frac{V_{\text{т.екск}} + V_{\text{вр}} - V_{\text{ф}}}{V_{\text{ор}}} = \frac{927,6 + 64,93 - 79,69}{1,05} = 869,37 \text{ м}^3$. Тр. № 6 – $V_{\text{зс}} = \frac{V_{\text{т.екск}} + V_{\text{вр}} - V_{\text{ф}}}{V_{\text{ор}}} = \frac{979,13 + 68,53 - 199,4}{1,05} = 807,86 \text{ м}^3$. Тр. № 7 – $V_{\text{зс}} = \frac{V_{\text{т.екск}} + V_{\text{вр}} - V_{\text{ф}}}{V_{\text{ор}}} = \frac{979,13 + 68,53 - 199,4}{1,05} = 807,86 \text{ м}^3$.	м ³	5962,57	1086,8	1086,8	1086,8	1086,8	1615,36
9	Улаштування фундаменту	Вісь А: $V_{\text{ф}} = 6,13 \times 13 = 79,69 \text{ м}^3$. Вісь Б: $V_{\text{ф}} = 6,13 \times 13 = 79,69 \text{ м}^3$. Вісь В: $V_{\text{ф}} = 6,13 \times 13 = 79,69 \text{ м}^3$. Вісь Г: $V_{\text{ф}} = 6,13 \times 13 = 79,69 \text{ м}^3$. Вісь Д: $V_{\text{ф}} = 6,13 \times 13 = 79,69 \text{ м}^3$. Вісь 17: $V_{\text{ф}} = 9,97 \times 20 = 199,4 \text{ м}^3$. Вісь 18: $V_{\text{ф}} = 9,97 \times 20 = 199,4 \text{ м}^3$.	м ³	797,25	99,61	99,61	99,61	99,61	398,8
10	Бетонна підготовка під фундамент	$F_y = L_H \times B_H \times n \times 0,15 = 3,3 \times 2,4 \times 13 \times 0,15 = 15,44$ $F_y = L_H \times B_H \times n \times 0,15 = 3,3 \times 2,4 \times 13 \times 0,15 = 15,44$ $F_y = L_H \times B_H \times n \times 0,15 = 3,3 \times 2,4 \times 13 \times 0,15 = 15,44$ $F_y = L_H \times B_H \times n \times 0,15 = 3,3 \times 2,4 \times 13 \times 0,15 = 15,44$ $F_y = L_H \times B_H \times n \times 0,15 = 3,3 \times 2,4 \times 13 \times 0,15 = 15,44$ $F_y = L_H \times B_H \times n \times 0,15 = 3,3 \times 2,4 \times 20 \times 0,15 = 23,76$ $F_y = L_H \times B_H \times n \times 0,15 = 3,3 \times 2,4 \times 20 \times 0,15 = 23,76$	м ³	124,72	19,3	19,3	19,3	19,3	47,52

11	Монтаж колон		шт	112	28	14	14	14	42
12	Монтаж підкранових балок		шт	134	24	24	24	24	38
13	Монтаж кроквяних балок ферм		шт	98	24	12	12	12	38
14	Монтаж кроквяних ферм		шт	72	13	13	13	13	20
15	Монтаж конструкцій ліхтаря		шт	96		48	48		
16	Монтаж плит покриття		шт	1148	192	192	192	192	380
17	Монтаж стінових панелей		шт	564	156	48	48	156	156
18	Монтаж віконного заповнення		шт	96	48			48	
19	Монтаж воріт		шт	6	1	1	1	1	2
20	Улаштування на покрівлі	$S = L \times B + 0,03S_{\text{дог}} = 114 \times 30 + 96 \times 108 + 413,64 = 14201,64$	м²	14201,64	2674,73	2674,73	2674,73	2674,73	3502,72
21	Скління		м²	1123,2	561,6			561,6	
22	Побілка стін та стелі	$S_{\text{поб}} = S_{\text{стін}} + S_{\text{стелі}} = 10339,2 + 13788 = 24127,2$	м²	24127,2					
23	Масляне фарбування стін	$S_{\text{фарб}} = S_{\text{стін}} = 10339,2$	м²	7868,16					
24	Масляне фарбування металевих конструкцій		м²	234,78					
25	Улаштування вимощення	$2(L + B)0,6 = 2(175 + 175 + 96 + 96)0,6 = 650,4$	м²	650,4					
26	Улаштування підлоги	$S = L \times B - S_{\text{колон}} = 114 \times 30 + 96 \times 108 - 78,4 = 13709,6$	м²	13709,6	2581,5	2581,5	2581,5	2581,5	3383,6

3.7 Розарухнки триволсті робіт

№	Об'єкт	Найменування робіт	Обсяг робіт		Витрати труда, чол-год		Витрати труда, маш-год		Тривалість робіт, доба	Число змін	Склад бригади, чол	К-ість робочих в зміні
			Од.вим.	К-ість	Од.	Всього	Од.	Всього				
1	1-30-2	Планування ділянки бульдозером потужністю 108 л.с.	1000 м³	26,13 5,226 5,226 5,226 5,226 5,226	0,39	10,19 2,03 2,03 2,03 2,03 2,03	0,39	10,19 2,03 2,03 2,03 2,03 2,03	1 (0,63)	1	2	2
2	1-24-2	Переміщення бульдозером ґрунту до 10 м (гр. ґрунту 3)	1000 м³	5,226 1,0452 1,0452 1,0452 1,0452 1,0452	19,55	102,16 20,43 20,43 20,43 20,43 20,43	19,55	102,16 20,43 20,43 20,43 20,43 20,43	5(4,25) 1 (0,85) 1 (0,85) 1 (0,85) 1 (0,85) 1 (0,85)	1	3	3
3	1-17-9	Розробка ґрунту 2 групи екскаватором з об'ємом ковша 0,65 м³ з навантаженням в автосамоскиди	1000 м³	6,596 1,591 1,591 1,591 1,591 1,958	21,93	144,6 34,89 34,89 34,89 34,89 42,93	63,46	418,58 100,96 100,96 100,96 100,96 124,25	6(5,23) 1 (1,26) 1 (1,26) 1 (1,26) 1 (1,26) 2(1,55)	2	10	5
4	1-162-3	Доробка вручну котловану глибиною до 2 м	100 м³	1,1 0,19 0,19 0,19	472,6	519,86 89,79 89,79 89,79	-	-	3 (2,95) 0,5 (0,51) 0,5 (0,51) 0,5 (0,51)	2	22	11
				0,19 0,32		89,79 151,23			0,5 (0,51) 1(0,85)			
5	1-27-12	Зворотня засипка бульдозером потужністю 108 л.с.	1000 м³	5,962 1,086 1,086 1,086 1,086 1,615	-	-	5,19	30,94 5,63 5,63 5,63 5,63 8,38	1 (0,96)	2	4	2
6	1-138-1	Ущільнення ґрунту будівлі трамбувальними плитами	100 м³	0,44 0,0789 0,0789 0,0789 0,0789 0,13	22,81	10 1,79 1,79 1,79 1,79 2,96	22,81	10 1,79 1,79 1,79 1,79 2,96	1 (0,31)	2	4	2
7	6-1-1	Улаштування піщаної подушки під основу фундаменту	100 м³	4,49 0,789 0,789 0,789 0,789 1,33	17,66	79,293 13,93 13,93 13,93 13,93 23,48	17,66	79,293 13,93 13,93 13,93 13,93 23,48	1 (0,61)	2	16	8
8	6-1-7	Улаштування монолітного ЗБ фундаменту	100 м³	7,97 0,99 0,99 0,99 0,99 3,98	485,75	3871,4 480,89 480,89 480,89 480,89 1933,28	48,42	385,9 47,93 47,93 47,93 47,93 192,71	21(20,16) 3 (2,5) 3 (2,5) 3 (2,5) 2 (2,5) 10 (10,06)	3	16	8
10	7-5-15	Монтаж ЗБ колон до 15 т.	100 шт	0,7 0,28 0,14 0,14 0,14	380,19	266,13 106,45 53,22 53,22 53,22	207,35	145,14 58,05 29,02 29,02 29,02	5 (4,15) 2(1,66) 1(0,83) 1(0,83) 1(0,83)	2	8	4
11	9-17-6	Монтаж металевих колон до 15 т.	1 т	444,36	12,06	5358,98	2,9	1288,64	84(83,73)	2	8	4
12	7-9-14	Монтаж ЗБ підкранових балок 12 м.	100 шт	0,96 0,24 0,24 0,24 0,24	1885	1809,6 452,4 452,4 452,4 452,4	521,23	500,38 125,09 125,09 125,09 125,09	28 7 7 7 7	2	8	4

13	9-18-3	Монтаж металевих підкранових балок більше 2 т.	1 т	167,2	13,01	2175,27	3,41	570,15	34(33,98)	2	8	4
14	7-12-33	Монтаж ЗБ підкряквяних балок	100 шт	0,60 0,24 0,12 0,12 0,12	1136,8	682,08 272,83 136,41 136,41 136,41	339,62	203,44 81,5 40,75 40,75 40,75	10 (8,52) 4 (3,4) 2(1,7) 2(1,7) 2(1,7)	2	10	5
15	7-12-25	Монтаж ЗБ кроквяних ферм	100 шт	0,52 0,13 0,13 0,13 0,13	2407	1251,6 312,91 312,91 312,91 312,91	619,28	322,03 80,4 80,4 80,4 80,4	16 (15,64) 4(3,91) 4(3,91) 4(3,91) 4(3,91)	2	10	5
16	9-22-2	Монтаж металевих кроквяних ферм	1 т	188	24,96	4692,4 8	5,59	1050,9 2	59 (58,66)	2	10	5
17	9-26-1	Монтаж каркасів ліхтарів 6 м.	1 т	7,2 3,6 3,6	34,4	247,68 123,84 123,84	11,24	80,92 40,46 40,46	4(3,87) 2 (1,93) 1 (1,93)	2	8	4
18	7-13-8	Монтаж плит покриття	100 шт	11,48 1,92 1,92 1,92 1,92 3,8	400,2	4594,29 768,4 768,4 768,4 768,4 1520,76	104,23	1196,56 200,12 200,12 200,12 200,12 396	36(35,89) 6 6 6 6 12(11,88)	2	16	8
19	7-16-1	Монтаж стінових панелей	100 шт	5,64 1,56 0,48 0,48 1,56 1,56	816,35	4604,2 1273,5 391,84 391,84 1273,5 1273,5	175,65	990,6 274 84,31 84,31 274 274	58(57,55) 16 (15,91) 5(4,89) 5(5,89) 16(15,91) 16(15,91)	2	10	5
20	9-27-2	Монтаж віконних заповнень	1 т	9,6 4,8 - - 4,8 -	256	2457,6 1228,8 - - 1228,8 -	41,69	400,22 200,11 - - 200,11 -	32 16 (15,4) - - 16 (15,4) -	2	10	5
21	9-25-1	Монтаж прогонів Крани на гусеничному ходу з ГП 40 т.	1 т	18,4	22,56	415,1	2,86	52,6	7 (6,5)	2	8	4
22	9-46-1	Монтаж воріт	1 т	6 1 1 1 1 2	66,24	397,44 66,24 66,24 66,24 66,24 132,48	13,04	78,24 13,04 13,04 13,04 13,04 26,08	6 1(0,828) 1(0,828) 1(0,828) 1(0,828) 2 (1,65)	2	10	5
23	9-31-1	Монтаж проф. настилу	1 т	5,4	31,68	171,07	3,35	18,09	3(2,67)	2	8	4
24	15-208-1	Скління	100 м²	11,23 5,61 - - 5,61 -	71,77	805,97 402,62 - - 402,62 -	0,78	8,75 4,37 - - 4,37 -	7 (6,29) 3 (3,14) - - 4 (3,14) -	2	16	8
25	15-164-7	Вапняна побілка стін	100 м²	103,39	31,68	3275,3 9	0,42	43,42	17 (17,05)	2	24	12
26	15-164-8	Вапняна побілка стелі	100 м²	137,88	34,32	4732	0,74	102,03	25(24,64)	2	24	12
27	15-163-8	Олійне фарбування стін	100 м²	103,39	31,68	3275,3 9	0,42	43,42	17 (17,05)	2	24	12
28	15-172-4	Олійне фарбування металевих конструкцій	100 м²	2,347	106,59	250,16	0,02	0,0469	2 (1,3)	2	24	12
29	11-2-9	Улаштування підлоги	100 м²	137,09	5,78	792,3	2,8	383,85	4 (3,3)	2	30	15
30	12-1-4	Улаштування покрівлі	100 м²	142 26,74 26,74 26,74 26,74 35,02	44,87	6371,5 1199,8 1199,8 1199,8 1199,8 1571,3	2,2	312,4 58,82 58,82 58,82 58,82 77,04	34(33,18) 7 7 6 6 8	2	24	12
31	11-19-3	Улаштування вимощення	100 м²	6,54	32,66	213,59	3,84	25,11	4 (3,33)	2	8	4

3.8. Технологія монтажу збірних конструкцій

Установка колон

Прийманню залізобетонних колон на майданчику передують обов'язкова перевірка їхніх розмірів та деталей на відповідність проекту. Колони одноповерхових промбудівель монтують повністю. Підготовка включає нанесення осьових штрихів з чотирьох боків угорі конструкції та на рівні верху фундаментів. Для подальшого кріплення підкранових балок на консолях або траверсах двогілкових колон з обох сторін розмічають їхні осі. До підйому елементи оснащують хомутами, струбцинами з розчалками, драбинами та навісним обладнанням. Монтаж виконують послідовно безпосередньо «з коліс».

Технологічний цикл монтажу колон складається зі стропування, підйому, переміщення, наведення, встановлення, вивіряння й фіксації. При монтажі з транспортних засобів застосовують двогілкові балансирні траверси. Переведення колон у вертикальне положення виконують методом повороту. Для цього опорний черевик конструкції розміщують біля фундаменту, фіксують кран за верхню точку елемента і піднімають його поворотом стріли з одночасним натягуванням поліспасти.

Після підйому кран переміщує колону й опускає в склянку фундаменту, контролюючи збіг осьових позначок конструкції та фундаменту. До розстропування перевіряють вертикальність встановлення двома теодолітами на взаємно перпендикулярних осях. Вертикальність досягнута, якщо нижні та верхні штрихи колони збігаються з вертикальною візирною віссю приладів. Для тимчасової фіксації елементів використовують поодинокі кондуктори.

Поодинокі кондуктори встановлюють на фундамент вільно або з жорстким кріпленням. Закріплені кондуктори мають пристрої для регулювання й вивіряння колони у вертикальній і горизонтальній площинах. Після тимчасової фіксації стик між колоною та фундаментом замоноличують цементним розчином або бетонною сумішшю. Демонтаж кріплень дозволяється після досягнення бетоном у стикі не менше 70% проектної міцності.

Установлення підкранових балок

Спосіб стропування підкранових балок визначається їхньою довжиною та масою: застосовують двовіткові стропи, траверси з фіксацією за петлі або траверси-захвати з дистанційним керуванням. Підйом в обхват виконують за допомогою спеціальних захватних пристроїв. У цьому разі канат після охоплення конструкції заводиться в замок і фіксується штирем. Для захисту троса та граней балки від деформацій на її ребра встановлюють пересувні прокладки зі сталевих кутиків. Після посадки елемента в проектне положення монтажник дистанційно активує електромагніт, який втягує штир у корпус замка й розчіплює захват.

Вивірювання та фіксацію підкранових балок виконують обов'язково до їхнього розстропування. Під час геодезичного контролю перевіряють положення конструкцій відносно поздовжніх осей, а також висотні відмітки верхніх полиць. Для точного орієнтування по поздовжніх осях на опорні частини колон наносять осьові ризики, а на торці балок і верхні закладні деталі — мітки середини. Правильне положення балок досягається повним суміщенням цих орієнтирів. Висотні позначки переносять на верхню частину колон, після чого нівеліром контролюють рівень верхніх полиць балок. За результатами вивірювання закладні елементи балок і колон зварюють, а потім знімають стропи. Такий алгоритм дій виключає потребу в тимчасовому кріпленні.

Установка плит покриття

Для стропування плит покриття використовують багатогілкові стропи, траверси або консольні захвати, фіксуючи їх за монтажні петлі чи спеціальні отвори в бетоні. Зачіплення конструкції виконують обов'язково за чотири точки. Після підйому та посадки плит у проектне положення їх вивіряють за мітками, що нанесені на самі плити та опорні вузли балок (чи ферм). Перші крайні плити перед підйомом у обов'язковому порядку комплектують захисним огородженням. Монтаж усіх наступних плит робітники здійснюють безпосередньо з поверхні раніше встановлених та зафіксованих елементів.

Розділ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ

4.1. Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні

Охорона праці є критично важливою складовою будь-якого промислового виробництва. Для нашого об'єкта — Цех з ремонту та обслуговування великої техніки в м.Харків — це питання є особливо актуальним, оскільки персонал постійно контактує з травмонебезпечними технологічними процесами, складним устаткуванням та агресивними матеріалами.

Правову основу цієї сфери закладено в Конституції України. Цей основоположний документ гарантує кожному громадянину право на належні, безпечні і здорові умови праці, а також визначає базові обов'язки працівників і роботодавців, зокрема й на об'єктах будівництва та у промислових цехах.

Головним нормативно-правовим актом, що щоденно регулює трудові відносини, є Кодекс законів про працю України (КЗпП). Він чітко закріплює права та обов'язки обох сторін виробничого процесу в галузі безпеки, регламентує тривалість робочого часу, перерв та загальні вимоги до умов праці.

Базовим профільним законом у цій сфері є Закон України «Про охорону праці» [20]. Він детально визначає принципи державної політики, зобов'язує роботодавця створювати безпечне середовище, організовувати фінансування профілактичних заходів, проводити навчання персоналу та безкоштовно забезпечувати працівників засобами індивідуального захисту.

З метою надання якісних умов праці в також діють:

- Закон України «Основи законодавства України про охорону здоров'я» [21];
- Закон України «Про систему громадського здоров'я» [22];
- Закон України «Про загальнообов'язкове державне соціальне страхування» [23];

Ці документи передбачають захист здоров'я людей на підприємствах, положення про соціальні забезпечення та компенсації, дії у разі тимчасової втрати працездатності, виробничих травм або професійних захворювань.

4.2. Аналіз умов праці та виявлення потенційних небезпек

Для розробки максимально ефективних та дієвих заходів промислової безпеки першочергово необхідно детально дослідити й чітко встановити ключові передумови виникнення потенційних загроз на виробництві. З цією метою доцільно здійснити комплексний аналіз, розподіливши джерела ризику за конкретними групами виробничих факторів, які безпосередньо передбачені офіційною вітчизняною Класифікацією небезпечних і шкідливих виробничих факторів.

Фізичні небезпечні та шкідливі фактори на виробництві

Виділимо кілька найбільш вірогідних небезпек на будівництві цеху з ремонту та обслуговування великої техніки:

- Монтаж конструкцій (колон, ферм, підкранових балок) за допомогою кранів становить серйозну загрозу для людей і транспорту на майданчику. Помилки у будгєнплані та іншій проєктній документації можуть спричинити важкі травми, а також пошкодження самих елементів, техніки чи наявних будівель. Щоб уникнути цього, необхідно грамотно розробляти робочі документи, встановлювати захисні огороження й попереджувальні знаки в робочих зонах, а також заздалегідь розраховувати навантаження для кожної конструкції.

- Роботи на висоті під час зведення та подальшої експлуатації споруди пов'язані з постійним ризиком падіння монтажників. Оскільки такі інциденти є поширеною причиною важкого травматизму на будівництві, цей фактор вимагає підвищеної уваги. Для безпеки персоналу необхідно обов'язково використовувати надійні засоби колективного захисту, а також забезпечувати працівників індивідуальними страхувальними системами.

- Земляні роботи та приготування бетону на майданчику супроводжуються виділенням пилу й шкідливих речовин. Їхня висока концентрація подразнює дихальні шляхи та загрожує хронічними захворюваннями легень. Для захисту будівельників необхідно забезпечити їх спецодягом і засобами індивідуального захисту органів дихання.

Під час експлуатації будівлі за призначенням можуть виникнути наступні небезпечні ситуації:

- Робота обладнання супроводжується значним тепловиділенням, що порушує мікроклімат у приміщеннях. Перегрів повітря знижує працездатність персоналу та прискорює зношення техніки, завдаючи збитків. Для стабілізації температури необхідно організувати ефективну вентиляцію робочих зон.

- Робота обладнання також супроводжується підвищеним рівнем шуму, який у разі тривалого впливу знижує гостроту слуху персоналу. Задля зниження шумового навантаження необхідно правильно монтувати механізми та вчасно здійснювати їхній технічний огляд. Крім того, обов'язковою умовою безпеки є захист органів слуху працівників за допомогою протишумних навушників або беруш.

Хімічні небезпечні й шкідливі виробничі фактори

У процесі будівництва та подальшої експлуатації споруди значні ризики пов'язані з властивостями використовуваних матеріалів. Такі речовини, як цементні суміші, фарби та вапно, становлять серйозну небезпеку у разі їх потрапляння на слизові оболонки або в дихальні шляхи працівників. Задля запобігання травмуванню та отруєнню персоналу необхідно суворо дотримуватися правил безпечного поводження з цими матеріалами, а також ретельно очищати шкіру рук, тіла й обличчя після завершення робочої зміни.

Біологічні фактори не є визначальними для цього виробництва, проте ризик їхнього впливу завжди зберігається в закритих приміщеннях із великим скупченням людей та неефективною вентиляцією. За таких умов створюється сприятливе середовище для поширення патогенних мікроорганізмів і вірусів, що вимагає постійного контролю за повітрообміном та дотримання санітарно-гігієнічних норм.

Психофізіологічні ризики також не є основними під час експлуатації та будівництва промислового об'єкту, проте вони лишаються через наступні фактори: фізична робота, небезпечні моменти в роботі, монотонність.

4.3 Дослідження ризику реалізації потенційних небезпек на об'єкті проєктування.

Будівельні майданчики разом із розташованими на їхній території об'єктами, включаючи виробничі, санітарно-побутові приміщення, споруди, ділянки робіт та безпосередні робочі місця, мають бути завчасно підготовлені для гарантування повної безпеки праці. Обов'язок щодо забезпечення будівництва всіма необхідними захисними та допоміжними об'єктами у процесі виконання робіт повністю покладається на роботодавця. Об'єкти, за наявності яких відповідає роботодавець, це, наприклад:

- Санітарно-побутові приміщення (душові, туалети, гардеробні, приміщення для обогрівання в зимовий період);
- Доступ до питної води та технічної;
- Медичний пункт;
- Столові для вживання їжі;
- Місце для відпочинку.

Санітарно-побутові приміщення та відповідне обладнання необхідно повністю ввести в експлуатацію ще до початку основних будівельних чи виробничих робіт. Під час реконструкції наявних підприємств влаштування цих об'єктів також є обов'язковою умовою. Загальну площу побутових приміщень розраховують за укрупненими нормативними показниками, орієнтуючись на чисельність персоналу у найбільшій робочій зміні. У випадках, коли виробничі чи санітарно-побутові споруди змушено розташовані в межах небезпечних зон, адміністрація зобов'язана затвердити чіткі графіки безпечного перебування людей у цих будівлях.

На будівництві об'єктів із застосуванням вантажопідіймальних кранів, якщо до небезпечних зон переміщення вантажів кранами потрапляють транспортні або пішохідні шляхи, нічі будівлі та споруди, місця постійного чи тимчасового перебування людей, необхідно виконувати нормативні вимоги відповідно до ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у

будівництві» [24].

Задля гарантування безпеки на будівельному майданчику важливо суворо дотримуватися встановлених нормативних відстаней під час розміщення об'єктів тривалого чи тимчасового перебування персоналу. Це правило стосується також правильного проектування постійних і тимчасових транспортних шляхів та раціональної організації безпосередніх робочих місць будівельників на території об'єкта. Крім того, невід'ємною умовою безпечного виробничого процесу є постійний контроль за коректною, цільовою та технічно правильною експлуатацією всього наявного устаткування, механізмів і машинних засобів.

Небезпечні зони на об'єкті необхідно обов'язково позначати сигнальною стрічкою, суцільними огорожами або захисними настилами. Задля уникнення захаращення робочих зон і усунення ризиків травмування рекомендується організувати поетапне вивезення будівельного сміття з майданчика. Крім того, важливо періодично контролювати вузли кріплення монтажних елементів, щоб вчасно виявляти деформації та оперативно усувати дефекти. Суворе дотримання визначеної технологічної послідовності робіт дозволить звести будівельні ризики до мінімуму.

Особливу увагу слід приділити складуванню матеріалів, які тимчасово або тривалий час перебувають на майданчику, залежно від етапів робіт і методів монтажу. Розміщення конструкцій має бути компактным, а локацію складів необхідно враховувати ще під час розробки будівельного генерального плану. Це дозволить повністю виключити перебування персоналу в складських зонах для виконання сторонніх робіт або відпочинку.

Схеми транспортування будівельних елементів і переміщення персоналу обов'язково відображають у будівельному генеральному плані. При цьому паркувальні зони, тимчасові дороги та місця постійного перебування людей необхідно розміщувати на безпечній відстані від логістичних маршрутів, якими перевозять великогабаритні будівельні конструкції.

Шкідливі речовини необхідно доставляти на майданчик виключно в герметичних пакуваннях, а пилоподібні матеріали слід зберігати на свіжому

повітрі або в місцях із якісною вентиляцією для запобігання їхньому samozapalenniu. Загалом, під час організації складської зони важливо враховувати специфіку всіх матеріалів та конструкцій, розподіляючи їх на логічні групи залежно від фізико-хімічних властивостей і призначення.

Вимоги електробезпеки на будівельних майданчиках.

Першочергова вимога безпеки під час роботи з електромережами та устаткуванням стосується кваліфікації персоналу, який здійснює монтаж і перевірку цих систем. Рівень підготовки працівників має повністю відповідати складності завдань і бути достатнім для виконання специфічних технологічних операцій. Усі прокладені на території будівельного майданчика електромережі повинні суворо відповідати встановленим нормам розміщення, мати надійну ізоляцію та чітке маркування. Оскільки сучасне будівництво вимагає безперебійного електропостачання та використання численних приладів, персонал зобов'язаний неухильно дотримуватися правил електробезпеки. При цьому весь електроінструмент має відповідати державним стандартам і підлягати регулярним технічним перевіркам.

Суворо заборонено експлуатувати прилади, які мають видимі дефекти, не пройшли своєчасну перевірку або вичерпали свій нормативний строк служби. Під час роботи необхідно стежити, щоб з'єднувальні кабелі та дроти не контактували з вологими або маслянистими поверхнями й предметами. Кабель живлення електроінструменту слід надійно захищати від випадкових механічних пошкоджень, контролюючи, щоб він не натягувався, не перекручувався та не піддавався перетиранню. У разі виконання робіт на відкритому повітрі дозволяється використовувати виключно спеціалізовані подовжувачі з відповідним маркуванням, які сертифіковані для експлуатації у вуличних умовах.

Уникайте неприродного положення тіла і завжди ставте ноги на міцну й надійну поверхню згідно з правилами техніки безпеки.

Всі, хто працює з електроінструментом, повинні відключати його від джерела живлення при встановленні нової насадки або налаштуванні, перенесенні на інше робоче місце, а також під час перерв або завершення

робочого дня.

На відкритих майданчиках слід використовувати нековзкувате взуття та рукавички.

Після використання електроінструменту його потрібно очистити від пилу і бруду, а потім передати під розпис відповідальній особі. Для нагадування загальних правил техніки безпеки рекомендується розмістити на будівельному майданчику плакати, що нагадують про ці правила.

4.3. Розробка організаційно-технічних, архітектурно-планувальних заходів, спрямованих на покращення умов праці на об'єкті проєктування.

Забезпечення заходів для досягнення максимального рівня безпеки на об'єкті може бути досягнуте тільки у разі імплементування їх на всіх етапах виробництва, будівництва та навіть проєктування.

Попередньо необхідно оцінити ризики за категоріями:

- Прийнятний ризик – означає, що можливість його невелика, а наслідки незначні.
- Гранично допустимий – можливість середня, наслідки більш тяжкі.
- Надмірний ризик – можливість висока і наслідки важкі.

Організаційні заходи

Організаційні заходи стосуються поведінки та підготовки персоналу та будівельників на майданчику.

- Вимоги до працівників. Відповідна кваліфікація для кожного виду робіт є необхідною для досягнення певного рівня безпеки для якості роботи.
- Організація робочих місць. Особливої уваги вартують місця монтажників на висоті, людей в транспортних засобах. Місця мають бути організовані так, щоб не попадати в небезпечні зони, їх параметри мають бути достатніми для розміщення людини і адаптовані для певного виду робіт.
- Режим роботи. Графік роботи має бути відповідний до фізичних та

психологічних навантажень. Графік робіт окремих груп будівельників має бути організований відповідно графіку, для зменшення простою та переplat.

- Підвищення кваліфікації працівників. Навчання працівників заходам безпеки на майданчику зменшує ризик отримання травм.
- Оснащення працівників. Засоби індивідуального захисту має бути передбачена для працівників, що працюють з небезпечними речовинами. Оснащення та страховка має бути передбачена для монтажників, що працюють на висоті.
- Інше. Захист прав, мотиваційні заходи, перегляд зарплати, соціальні переваги мають значення для якості виконання роботи.

Технічні заходи

Технічні заходи пов'язані з експлуатацією будівлі, а саме з виробництвом продукції, в нашому випадку елементи машинобудівництва.

Після визначення типів ризиків на виробництві, розглянемо заходи, які можна і треба вживати для досягнення безпечної ситуації на об'єкті:

- Оптимізація мікроклімату:

Задля створення комфортних умов праці та суттєвого зменшення запиленості виробничого середовища заплановано впровадити комплекс ефективних технічних рішень у сфері вентиляції та очищення повітря. Зокрема, у виробничих цехах доцільно змонтувати сучасні припливно-витяжні системи. Крім того, існує гостра потреба у встановленні локальних пиловловлювачів безпосередньо біля джерел інтенсивного пилоутворення, оскільки накопичення пилу становить підвищену загрозу через його легкозаймистість.

- Контроль параметрів повітря:

Задля забезпечення стабільної роботи й довговічності технологічного устаткування, а також формування комфортного середовища для персоналу, важливо постійно підтримувати температуру та вологість повітря в межах нормативних значень. Впровадження систем автоматизованого регулювання параметрів мікроклімату в робочих зонах дозволить мінімізувати виробничі

ризика, пов'язані з впливом людського фактора під час контролю цих показників.

- Комфорт у побутових приміщеннях:

Облаштування ефективних систем кондиціювання повітря в кімнатах відпочинку та адміністративних зонах підприємства є критично важливим чинником забезпечення безпеки. Підвищена вологість у таких приміщеннях створює сприятливе середовище для швидкого розмноження патогенних бактерій і пліснявих грибів, що може спровокувати спалахи респіраторних та інфекційних захворювань серед персоналу.

- Боротьба з шумом та вібрацією:

Задля мінімізації негативного шумового та вібраційного впливу на виробництві впроваджується комплекс спеціальних захисних заходів, який охоплює якісну шумоізоляцію, обшивку поверхонь стін і стелі сучасними звукопоглинальними матеріалами, а також обов'язкове встановлення звукоізоляційних кожухів безпосередньо на технологічне обладнання. Важливою складовою цієї профілактики є забезпечення надійного віброзахисту, що досягається шляхом технічно правильного монтажу машин, зокрема їхнього встановлення на спеціальні антивібраційні основи або пружні амортизувальні елементи.

Ці заходи дозволять суттєво покращити умови праці та підвищити продуктивність персоналу.

4.5 Висновки

У поточному розділі дослідження виконано комплексний аналіз та ідентифіковано ключові небезпеки й виробничі ризики, що виникають у процесі зведення одноповерхової промислової будівлі. Під час роботи було оцінено ймовірність виникнення цих загроз, а також ступінь їхнього потенційного негативного впливу на загальний перебіг будівельного процесу.

На основі отриманих аналітичних даних обґрунтовано та детально описано низку конкретних технічних й організаційних рішень, спрямованих на гарантування безпеки праці. Запропоновані превентивні заходи дозволяють суттєво мінімізувати або повністю нівелювати загрози для життя і здоров'я персоналу, що є критично важливим під час виконання висотно-монтажних операцій та переміщення великогабаритних конструкцій вантажопідіймальними кранами. Окрім безпосереднього захисту працівників, упровадження цих інструментів запобігає виникненню аварійних ситуацій на майданчику, надійно захищаючи несні та огорожувальні елементи споруди від випадкових механічних пошкоджень чи деформацій. Це, у свою чергу, забезпечує високу конструктивну надійність об'єкта як на етапі монтажу, так і впродовж його подальшої довгострокової експлуатації.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізо- бетонні конструкції. Основні положення.
2. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. – Київ. Мінбуд України, 2006.-59 с.
3. ДСТУ Б В.2.7-214:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками.
4. ДСТУ Б В.2.7-217:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення призмової міцності, модуля пружності і коефіцієнта пуассона.
5. ДСТУ Б В.2.7-224:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Правила контролю міцності.
6. ДСТУ 3670:2006 (ISO 6935-2:1991, NEQ). Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови.
7. ДБН В.2.6-162:2010. Конструкції будинків та споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення.
8. ДСТУ Б В.2.6-167:2011. Сітки зварні для залізобетонних конструкцій. Технічні умови (ГОСТ 8478-81, MOD).
9. ДСТУ Б В.2.6-168:2011. Арматурні та закладні вироби зварні, з'єднання зварні арматурні і закладних виробів залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови
10. ДСТУ Б В.2.6-169:2011. З'єднання зварні арматури та закладних виробів залізобетонних конструкцій. Типи, конструкції та розміри.
11. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування.
12. ДСТУ Б В.2.7-215:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Правила підбору складу.
13. ДСТУ Б В.2.7-227:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення характеристик тріщиностійкості (в'язкості руйнування) при статичному навантаженні.

14. ДБН В.2.2-9:2018 - Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення
15. ДСТУ 8828:2019 - Пожежна безпека. Загальні положення.
16. ДБН А.3.1-5:2016 - Організація будівельного виробництва.
17. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування.
18. ДБН В.1.2-5:2007«Науково-технічний супровід будівельних об'єктів»
19. ДБН. В.2.1-10-2018 «Основи та фундаменти споруд».
20. Закон України “Про охорону праці” (В редакції Закону N 229-IV від 21.11.2002, ВВР, 2003, N 2, ст.10).
21. Основи законодавства України про охорону здоров'я : Закон України від 19 листоп. 1992 р. № 2801-XII. *Відомості Верховної Ради України*. 1993. № 4. Ст. 19
22. Про систему громадського здоров'я : Закон України від 6 верес. 2022 р. № 2573-IX. *Відомості Верховної Ради України*. 2023. № 10-11. Ст. 40.
23. Про загальнообов'язкове державне соціальне страхування : Закон України від 23 верес. 1999 р. № 1105-XIV. *Відомості Верховної Ради України*. 1999. № 46-47. Ст. 403
24. ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві.
25. НПАОП 0.00-1.15-07 Правила охорони праці під час виконання робіт на висоті.
26. ДСН 3.3.6.037-99 Санітарні норми виробничого шуму, ультразвуку та інфразвуку.
27. НПАОП 0.00-7.17-18 Мінімальні вимоги безпеки і охорони здоров'я при використанні працівниками засобів індивідуального захисту на робочому місці.