

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

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

Кафедра будівельних конструкцій

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА БАКАЛАВРА

**СКЛАД ГОТОВОЇ ПРОДУКЦІЇ
МЕХАНІЧНОГО ЗАВОДУ В МІСТІ СУМИ**

Розробив: студент IV курсу, групи БтаЦІ 2022-7з

Спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія

ОПП «Промислове та цивільне будівництво»



Січкарь Олег Володимирович

Керівник: канд. техн. наук, доцент



Бутенко Сергій Володимирович

Рецензент: канд. техн. наук, доцент



Петренко Дмитро Григорович

2026 рік

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

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

ЗАТВЕРДЖУЮ

В.о. завідувача кафедри БК



доц. Спіранде К.В.

« 02 » березня 2026 року

З А В Д А Н Н Я
ДО ВИКОНАННЯ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ БАКАЛАВРА

СІЧКАРЮ ОЛЕГУ ВОЛОДИМИРОВИЧУ

Спеціальність 192 –Будівництво та цивільна інженерія

Освітньо-професійна програма Промислове та цивільне будівництво

Тема кваліфікаційної роботи: **Склад готової продукції механічного заводу в місті Суми**

затверджена наказом ректора ХНУМГ від « 27 » лютого 2026 р. № 187-03

Термін подання завершеної роботи на кафедру « 01 » червня 2026 р.

Вихідні дані до кваліфікаційної роботи інженерно-геологічні умови, основні вимоги до несучих та огорожувальних конструкцій будівлі, архітектурно-планувальне 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.

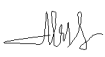
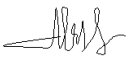
Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень):

- архітектурно-будівельна частина: архітектурно-конструктивне рішення об'єкту будівництва

- розрахунково-конструктивна частина: конструктивне рішення фундаментів, конструктивне рішення несучих конструкцій будівлі

- технологічні рішення та організація будівництва: технологічна карта на монтаж кроквяних конструкцій та плит покриття

КОНСУЛЬТАНТИ РОЗДІЛІВ РОБОТИ

Розділ		Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
			завдання видав	завдання прийняв
1. Архітектурно-будівельна частина		Завальний О.В., професор		
2. Розрахунково-конструктивна частина	Розрахунок підземної частини об'єкту	Александрович В.А., доцент		
	Розрахунок надземної частини об'єкту	Бутенко С.В., доцент		
3. Технологічні рішення та організація будівництва		Ватуля Г.Л., професор		
4. Охорона праці		Косенко Н. О., доцент		
Нормоконтроль		Пустовойтова О.М., доцент		

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

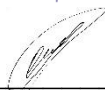
№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1.	Архітектурно-будівельна частина	03.03-23.03.2026	виконано
2.	Розрахунково-конструктивна частина	24.03-08.05.2026	виконано
3.	Технологічні рішення та організація будівництва	09.05-22.05.2026	виконано
4.	Охорона праці	23.05-31.05.2026	виконано

Керівник кваліфікаційної роботи



к.т.н., доц. Бутенко С.В.

Завдання прийняв до виконання



Січкач О.В.

Дата видачі завдання « 02 » березня 2026 р.

ЗМІСТ

Розділ 1 Архітектурно-будівельна частина	6
1.1 Вихідні дані та завдання на проєктування	6
1.2 Об'ємно-планувальні рішення.....	7
1.3 Характеристика основних конструктивних елементів будівлі	8
1.4 Інженерне обладнання будівлі	11
1.5 Теплотехнічний розрахунок зовнішньої огорожувальної конструкції	12
Розділ 2 Розрахунково-конструктивна частина	14
2.1 Розрахунок підземної частини об'єкту	14
2.1.1 Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика.....	14
2.1.2 Визначення глибини закладення фундаментів на природній основі.....	15
2.1.3 Визначення розмірів підшви фундаменту мілкового закладання (на природній основі)	16
2.1.4 Перевірка крайових напружень під підшвою фундаменту на природній основі	19
2.1.5 Розподіл вертикальних напружень від власної ваги ґрунтового масиву ...	20
2.1.6 Розрахунок осідання фундаментів на природній основі.....	21
2.1.7 Конструювання фундаментів на природній основі	24
2.1.8 Розрахунок фундаментів на природній основі на продавлювання	26
2.1.9 Армування плитної частини фундаментів на природній основі під колони	27
2.2 Розрахунок надземної частини об'єкту	29
2.2.1 Компонування поперечної рами	29
2.2.2 Визначення постійних навантажень на поперечну раму	30
2.2.3 Снігове навантаження	34
2.2.4 Вітрове навантаження	37
2.2.5 Статичний розрахунок поперечної рами	40
2.2.6 Розрахунок колони	41
2.2.7 Розрахунок гнучкостей колони та визначення ексцентриситетів (розрахунок за першою (найбільш невідповідною) комбінацією зусиль)	42
2.2.8 Розрахунок за першою комбінацією зусиль).....	44
2.2.9 Розрахунок за другою комбінацією зусиль	47
2.2.10 Розрахунок армування (розрахунок за другою (найбільш вигідною) комбінацією зусиль).....	48
2.2.11 Розрахункові зусилля для другої комбінації зусиль.....	49
2.2.12 Розрахунок безрозкісної ферми покриття	51
2.2.13 Статичний розрахунок	52
2.2.14 Розрахунок нижнього поясу	55
2.2.15 Розрахунок верхнього поясу	71
2.2.16 Розрахунок стійки ферми	75
Розділ 3 Технологічні рішення та організація будівництва.....	77
3.1 Специфікація на монтажні елементи	77
3.2 Технологія з улаштування збірних конструкцій.....	77
3.2.1 Технологія монтажу ферм покриття	77

3.2.2 Монтаж плит покриття	78
3.3 Визначення монтажних характеристик конструкцій і вибір монтажного крану	78
3.3.1 Вибір такелажного обладнання	78
3.3.2. Визначення монтажної маси конструкцій	79
3.3.3 Визначення монтажної висоти конструкцій.....	80
3.3.4 Визначення монтажного вильоту стріли крану	81
3.3.5 Вибір монтажного крану	83
3.4 Розрахунок потреби у транспортних засобах.....	84
3.5 Підсумкові техніко-економічні показники	85
Розділ 4 Охорона праці	87
4.1 Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні	87
4.2 Аналіз умов праці та виявлення потенційних небезпек на об'єкті проектування.....	88
4.3 Оцінка ризиків реалізації потенційних небезпек на об'єкті проектування ...	90
4.3.1 Матриця оцінки виробничих ризиків.....	90
4.4 Організаційно-технічні та архітектурно-планувальні заходи з поліпшення умов праці на об'єкті	92
4.5 Висновки	96
Перелік джерел посилання	97

Розділ 1 Архітектурно-будівельна частина

1.1 Вихідні дані та завдання на проєктування

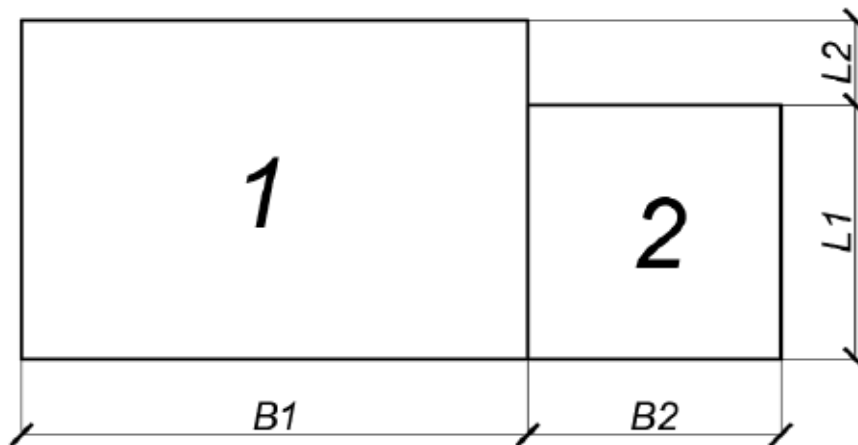


Рисунок 1.1 – Схема будівлі

Найменування об'єкта проєктування: склад готової продукції механічного заводу в місті Суми.

Основний об'єм (блок «1») має прямокутну конфігурацію в плані розмірами 24 м × 36 м і охоплює один прольот у розбивних осях «А–Д» та «1–7». До нього безпосередньо примикає блок «2» з допоміжними приміщеннями, розміщений у осях «А–Г» та «8–11» та обмежений плановими габаритами 18 м × 18 м. Склад та зміст проєктної документації на будівництво приймався на основі ДБН А.2.2–3:2014 [1].

Об'єкти проєктування:

- блок допоміжних функціональних приміщень;
- основна будівля.

Технічні вимоги до проєктування:

- тип несучих конструкцій перекриття допоміжних приміщень: збірні залізобетонні ребристі плити з нахилом 2%;
- відстань між колонами у блоці «2»: 6 м (для середніх і крайніх елементів);
- планові розміри блоку допоміжних приміщень: 18 × 18 м;
- висота поверху: 4,8 м;
- несучі конструкції покриття основної будівлі: збірні залізобетонні ребристі плити з нахилом 5%;

- крок колон у блоці «1»: 6 м (крайні ряди);
- планові розміри основної будівлі: 24×36 м;
- висота до низу кроквяних конструкцій: 9,6 м.

1.2 Об'ємно-планувальні рішення

Будівля поділяється на два функціональних блоки: блок «1» – основна будівля зал і блок «2» – допоміжні приміщення.

Прольот блоку «1» становить 36 м при ширині 24 м. Для блоку «2» передбачена квадратна конфігурація 18×18 м. Відмітка низу кроквяних конструкцій у блоці «1» дорівнює +9,6 м. Відстань між крайніми колонами в обох блоках прийнята рівною 6 м; для середніх рядів у блоці «2» крок також складає 6 м. Температурний шов між блоками «1» та «2» розміщено між осями 7–8.

Земельна ділянка під забудову розташована в межах м. Суми. Основні рішення із забудови території приймалися з урахуванням положень ДБН Б.2.2-12:2019 [2]. Прилегла територія впорядкована: передбачено озеленення та організацію стоянки для автотранспорту. Пішохідне сполучення від вулиці до входу у будівлю вирішено за допомогою тротуарного покриття з фігурної бетонної плитки.

Техніко-економічні показники об'ємно-планувального вирішення будівлі:

- площа забудови (P_z) – 3 206 270 м²;
- корисна площа (P_k) – 1 180 м²;
- робоча площа (P_r) – 1 180 м²;
- конструктивна площа ($P_{кон}$) – 2 380 м²;
- площа стін (P_c) – 2 100 м²;
- об'єм будівлі (O) – 15 344 м³;
- $K_1 = O / P_k = 13,004$ м;
- $K_2 = P_r / P_k = 1,0$;
- $K_3 = P_k / P_z = 3,7$;
- $K_4 = P_c / P_k = 1,8$.

1.3 Характеристика основних конструктивних елементів будівлі

Несуча система споруди запроєктована у вигляді монолітного залізобетонного каркаса з поперечними плоскими рамами як основними несучими конструкціями. Просторова жорсткість і загальна стійкість будівлі забезпечуються сумісною роботою монолітних колон та монолітного фундаменту. Надійна передача навантажень від покриття до основи реалізується через несучі елементи: ґрунтову основу, фундаменти, колони та кроквяні конструкції.

Монолітні залізобетонні колони

Колони монолітні суцільного перерізу. У крайніх рядах блоку «1» перетин колон прийнятий $b \times h = 500 \times 500$ мм при розрахунковій довжині $l = 10,5$ м та кроці 6 м. У блоці «2» крайні та середні колони мають однаковий переріз $b \times h = 400 \times 400$ мм, довжину $l = 5,7$ м та крок 6 м. Спирання колон здійснюється на монолітний фундамент.

Фахверкові залізобетонні колони

У межах блоку «1» передбачені фахверкові залізобетонні колони перерізом $b \times h = 300 \times 300$ мм та довжиною $l = 10,5$ м із кроком 6 м. Установлення здійснюється у фундаменти стаканного типу.

Залізобетонні ферми покриття

Конструкція покриття блоку «1» вирішена за допомогою безрозкісних залізобетонних ферм для малоухильних покрівель прольотом 24 м, прийнятих за серією 1.463-3, із кроком 6 м. Ферми обпираються на колони крайніх рядів; вузли спирання та кріплення виконані за серією 2.400-12.93.

Для забезпечення просторової жорсткості каркаса між залізобетонними колонами влаштовані вертикальні сталеві зв'язки відповідно до серії 1.424.1-9, вип. 3. Кріплення зв'язків здійснюється приварюванням до закладних деталей колон.

Збірні залізобетонні ребристі плити покриття

Плити покриття прийняті ребристими з типорозміром 3×6 м та висотою 300 мм за серією 1.042.1-4; спирання виконується на залізобетонні ферми за серією 2.400-12.93.

У блоці «1» по плитах влаштовано пароізоляцію, поверх якої укладається шар теплоізоляційного матеріалу товщиною 230 мм відповідно до ДСТУ 9191:2022 [3]. Завершальними елементами конструкції є цементно-піщана вирівнювальна стяжка та чотиришаровий покрівельний килим із руберойду загальною товщиною 20 мм. Конструктив пароізоляції, утеплення та стяжки прийнятий згідно з ДБН В.2.6-220:2017 [4]. У блоці «2» застосовується аналогічна конструктивна схема, проте товщина теплоізоляційного шару збільшена до 300 мм.

Стіни будівлі

Огороджувальні конструкції будівлі виконані із сендвіч-панелей з мінераловатним утеплювачем виробництва ТПК. Геометричні характеристики панелей: висота – 1200 мм, довжина – 6000 мм, товщина – 160 мм.

Мінеральна (базальтова) вата як утеплювач є негорючим матеріалом із задовільними екологічними характеристиками та високими тепло- і звукозахисними властивостями. Замкова система панелей забезпечує щільне та герметичне з'єднання елементів, що суттєво прискорює монтажний процес. Тип утеплювача: мінеральна вата (MB/MW).

Панелі кріпляться до несучих колон анкерними з'єднаннями через закладні деталі обох конструктивних елементів. Шви між панелями заповнюються бетоном із подальшою герметизацією мастикою та герметиком. З'єднання виконуються за серією 2.432-1. У кутових зонах будівлі встановлюються доборні кутові панелі.

Перегородки будівлі

У блоці «2» внутрішні перегородки запроектовані з гіпсокартонних листів по металевому каркасу загальною товщиною 100 мм (включаючи каркас та обшивку). Монтаж ведеться по всій висоті приміщення від підлоги до стелі: направляючі профілі кріпляться до бетонної основи дюбель-цвяхами або анкерними болтами.

Вікна будівлі

Віконні блоки виготовлені з алюмінієвих профілів за типорозмірами виробника. Для блоку «1» передбачені вікна марки ВР-1 висотою 2400 мм та

шириною 4000 мм, що встановлюються на позначках +2,400 та +6,000. У приміщеннях блоку «2» встановлюються вікна марки ВР-2 висотою 2400 мм та шириною 2070 мм на тих самих висотних позначках. Вікна марки ВР-3 (другий поверх) мають висоту 2400 мм та ширину 1770 мм і встановлюються аналогічно вікнам ВР-2.

Кріплення рам здійснюється зварюванням до закладних елементів стінових панелей, що утворюють прорізи. Засклення – подвійне зі звичайного листового скла. Зі сторони приміщення у блоці «1» змонтовані захисні металеві сітки для запобігання пошкодженню скла від удару м'яча. Примикання вікон до стін виконане за серією 2.436-20.

Покрівля будівлі

Покрівельний килим утворений чотиришаровим рулонним покриттям із руберойду із захисним шаром. Ухил поверхні покрівлі: у блоці «1» – $i = 1,5\%$, у блоці «2» – $i = 2\%$. Проектування виконано відповідно до вимог ДБН В.2.6-220:2017 [4]. Відведення атмосферних опадів передбачено внутрішнє, організоване.

Двері будівлі

У будівлі передбачено чотири типи дверних блоків:

- Д-1 – головний вхід до блоку «2»: двостулкові алюмінієві двері без скління, висота 2400 мм, ширина 1910 мм;
- Д-2 – технічні приміщення: одностулкові металеві двері, висота 2070 мм, ширина 1210 мм;
- Д-3 – санвузол: одностулкові пластикові двері, висота 2070 мм, ширина 910 мм;
- Д-4 – головний вхід до основної будівлі (блок «1»): двостулкові алюмінієві двері зі склінням, висота 2400 мм, ширина 1910 мм.

Підлоги будівлі

У основній будівлі (блок «1») конструкція підлоги включає такі шари (знизу вгору): паро-гідроізоляція по ущільненому ґрунту; цементно-піщана чорнова стяжка товщиною 50 мм; шар теплоізоляції 80 мм; монолітна

залізобетонна плита 150 мм; чистова стяжка 50 мм з цементно-піщаної суміші; покриття з керамогранітної плитки товщиною 20 мм.

На першому поверсі блоку «2» конструкція підлоги аналогічна блоку «1»: керамогранітна плитка товщиною 20 мм, а монолітна залізобетонна плита має товщину 100 мм. На другому поверсі блоку «2» конструкція спрощена: монолітна залізобетонна плита + чистова стяжка 50 мм + керамогранітна плитка 20 мм. Підлоги запроектовані за серією 2.444-5.93.

Сходи будівлі

Сходи розраховані та запроектовані відповідно до ДСТУ Б В.2.6-62:2008 [5]. Параметри сходинок: підступінок – 150 мм, проступь – 300 мм, ширина маршу – 2850 мм. Між поверхова площадка монолітна з розмірами в плані 5400 × 1500 мм та висотою 300 мм, розташована на відмітці +2,7 від рівня підлоги першого поверху. Огородження виконані з металу.

Відмостка будівлі

По всьому периметру будівлі влаштовується бетонна відмостка шириною 1,2 м по щебеневій підготовці із ухилом $i = 8\%$ від стіни для забезпечення відведення поверхневих вод.

Внутрішнє оздоблення будівлі

Зовнішні поверхні залізобетонних колон, ферм та металевих зв'язків вкриваються масляною фарбою у два шари. Внутрішні площини стінових сендвіч-панелей пофарбовані акрилово-епоксидною фарбою.

Зовнішнє оздоблення будівлі

Зовнішній облицювальний шар стінових сендвіч-панелей виконаний зі сталевих кольорових листів із заводським покриттям, що не потребує додаткового оздоблення на будівельному майданчику.

1.4 Інженерне обладнання будівлі

Будівля обладнана:

- водопровід господарсько-питним та пожежним;
- каналізація господарсько-фекальною та також дощовою;
- централізоване опалення;
- приточно-витяжна вентиляція;

- електропостачанням;
- системи зв'язку та сигналізації;
- блискоавкозахисник

1.5 Теплотехнічний розрахунок зовнішньої огорожувальної конструкції

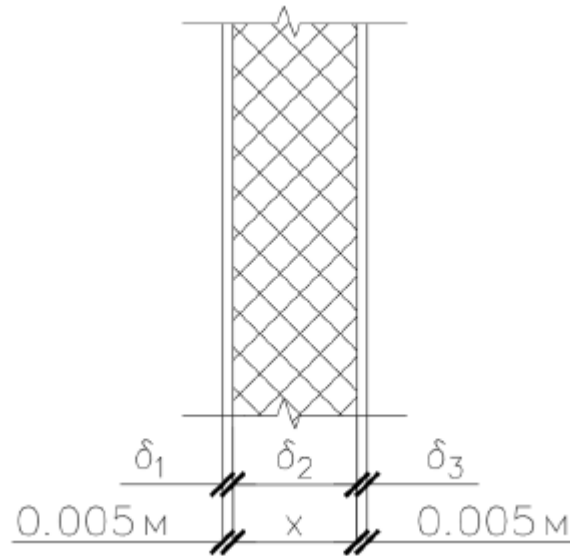


Рисунок 1.2 – Конструкція стінової панелі

Вихідні дані для розрахунку: місто Суми;

шар 1 – сталевий лист: $\delta_1 = 0,005$ м, $\rho_1 = 2600$ кг/м³, $\lambda_1 = 221$ Вт/(м·К);

шар 2 – теплоізоляція (мінеральна базальтова вата): $\delta_2 = x$, $\rho_2 = 200$ кг/м³, $\lambda_2 = 0,040$ Вт/(м·К);

шар 3 – сталевий лист: $\delta_3 = 0,005$ м, $\rho_3 = 2600$ кг/м³, $\lambda_3 = 221$ Вт/(м·К);

вологісний режим – нормальний.

Розрахунок виконується відповідно до нормативних документів [6, 7]. Місто Суми належить до I кліматичної зони, якій відповідає кількість градусоднів опалювального сезону понад 3501. Нормоване мінімальне значення опору теплопередачі зовнішньої стіни для зазначеної зони становить $R_{qmin} = 4$ м²·К/Вт.

Для будівель з опаленням обов'язковим є дотримання умови:

$$R\Sigma_{\text{пр}} \geq Rq_{\text{min}}$$

де $R\Sigma_{\text{пр}}$ – приведений сумарний опір теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції, $\text{м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$, що обчислюється за виразом:

$$R\Sigma_{\text{пр}} = 1/h_{\text{si}} + \Sigma(\delta_i/\lambda_i) + 1/h_{\text{se}} = 1/h_{\text{si}} + \delta_1/\lambda_1 + \delta_2/\lambda_2 + \delta_3/\lambda_3 + 1/h_{\text{se}} \quad (1.1)$$

де h_{si} – коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні стіни, прийнятий рівним $8,7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$ згідно з додатком Б ДСТУ 9191:2022;

h_{se} – коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні стіни, прийнятий рівним $23,0 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$ згідно з додатком Б ДСТУ 9191:2022.

Підставляючи відомі параметри у формулу (1.1), встановимо невідому товщину утеплювача:

$$R\Sigma_{\text{пр}} = 1/8,7 + 0,005/221 + \delta_2/0,04 + 0,005/221 + 1/23 = 0,158 + \delta_2/0,04 = 4,0 \text{ м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$$

звідси $\delta_2 = 0,16 \text{ м}$

Таким чином, для виконання нормативних вимог щодо теплозахисних характеристик огороження товщина шару теплоізоляції з мінераловатних панелей повинна бути не меншою за $0,16 \text{ м}$. До розрахунку приймається $\delta_2 = 0,16 \text{ м}$.

Перевірка шляхом підстановки прийнятого значення у формулу (1.1):

$$R\Sigma_{\text{пр}} = 1/8,7 + 0,005/221 + 0,16/0,04 + 0,005/221 + 1/23 = 4,16 \text{ м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$$

$$R\Sigma_{\text{пр}} = 4,16 > Rq_{\text{min}} = 4,0$$

Умова нормативного теплозахисту виконується.

Розділ 2 Розрахунково-конструктивна частина

2.1 Розрахунок підземної частини об'єкту

2.1.1 Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика

Таблиця 2.1.1 — Нормативні значення показників властивостей ґрунтів

№ ІГЕ	Короткий опис ґрунту	W _p , природна вологість	I _p , Число пластичності	IL, Показник плинності прир./водон.	e, Коефіцієнт пористості	φ, Кут внутр. тертя, град. водон.	C, Питоме зчеплення МПа водон.	γ, Питома вага прир./водон. кН/м³	E, Модуль деформації МПа прир./водон.
2	Суглинки жовто-бурі	0.16	0.08	-0.26 / 0.64	0.77	19.0	0.028	17.47 / 19.07	13.0 / 6.0
3	Суглинки коричнево-бурі	0.16	0.09	-0.58 / 0.04	0.61	19.0	0.032	19.16 / 20.04	15.0 / 9.0
4	Піски жовті	0.03			0.58	37.0*	0.001*	16.86 / 19.85	37.0*
5	Суглинки коричнево-бурі	0.16	0.08	-0.15 / 0.42	0.56	20.0	0.029	19.70 / 20.38	17.0 / 16.0
6	Суглинки коричнево-бурі	0.13	0.08	-0.23 / 0.30	0.49	20.0	0.024	20.14 / 20.84	19.0 / 18.0
7	Суглинки бурі	0.16	0.1	-0.34 / 0.35	0.66	18.0	0.029	18.62 / 19.73	18.0 / 17.0
8	Глини темно-сірі	0.17	0.19	-0.31 / 0.17	0.56	19.0	0.039	20.14 / 20.54	21.0 / 20.0
9	Піски сірі	0.05			0.46	37.0*	0.005*	18.75 / 20.74	47.0*

Як несучий шар для влаштування фундаментів можуть розглядатися ґрунти ІГЕ-2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9.

ІГЕ-1 – Насипний шар, представлений жовтим піском; як несучий шар не використовується.

ІГЕ-2 – Суглинки жовто-бурого, бурого, палево-бурого та палевого забарвлення, подекуди з коричнево-бурими плямами, з прожилками карбонатів; у природному стані тверді, у водонасиченому — м'якопластичні.

ІГЕ-3 – Суглинки коричнево-бурі та бурі, з плямами жовто-бурих і палевих різновидів, у підосві з прошарками супісків; у природному стані тверді, у водонасиченому стані переходять у напівтверду консистенцію.

ІГЕ-4 – Піски жовті середньої крупності (з прошарками дрібних), маловологі, середньої щільності (з прошарками щільних різновидів), неоднорідні за складом.

ІГЕ-5 – Суглинки коричнево-бурі, бурі та коричнево-палеві; детальна характеристика наведена в геологічному звіті.

ПЕ-6 – Суглинки, забарвлені у коричнево-бурі, темно-бурі, коричневі відтінки (із прошарками коричнево-чорних і чорних різновидів), а також коричнево-сірі. За станом консистенції — тверді, а у водонасиченому стані переходять до тугопластичного. Ґрунт зразків зі свердловини 3 характеризується забрудненням нафтопродуктами та специфічним запахом.

ПЕ-6 – Суглинки коричнево-бурих, темно-бурих і коричневих кольорів (із включеннями чорних і коричнево-чорних прошарків), а також коричнево-сірого забарвлення. Консистенція: тверда у природному стані та тугопластична після насичення водою.

ПЕ-7 – Суглинки бурих і палевих тонів із характерними коричневими плямами. Консистенція аналогічна попередньому елементу: тверда у природному стані та тугопластична у водонасиченому стані.

ПЕ-8 – Глини темно-сірого кольору, подекуди з чорними включеннями, зеленувато-сірі та зелені з бурими плямами; місцями містять суглинисті прошарки. За обох станів (природного та водонасиченого) зберігають тверду консистенцію.

ПЕ-9 – Піски сірого кольору, дрібнозернисті, маловологі, щільної будови, однорідного складу.

У подальших розрахунках використовуються фізико-механічні характеристики ґрунтів у водонасиченому стані, що є визначальним для даних умов.

2.1.2 Визначення глибини закладення фундаментів на природній основі

Розрахунки ведемо згідно нормативних документів [8, 9]. Глибина закладення фундаменту являє собою вертикальну відстань від відмітки поверхні землі біля будівлі до найнижчої точки підшви фундаменту. За наявності підвального приміщення зазначена величина обчислюється від рівня підлоги підвалу до підшви фундаменту.

Для монолітних залізобетонних стовпчастих фундаментів мінімально допустима глибина закладення коливається у межах 0,5–2,0 м від позначки

підлоги першого поверху та визначається інтенсивністю навантаження й розмірами перерізу конструкції.

Вплив сезонного промерзання на вибір глибини закладення обумовлений типом та станом ґрунту, вологістю в момент замерзання і відміткою ґрунтових вод. Промерзання супроводжується об'ємним розширенням ґрунту й виникненням сил морозного здимання, які за певних умов здатні перевищити проектне навантаження від споруди, спричиняючи деформації основ і конструкцій.

Відповідно до норм, підшву фундаменту слід розміщувати нижче покрівлі несучого шару ґрунту на 0,20–0,50 м.

Прийнята глибина закладення: $d = 4$ м.

2.1.3 Визначення розмірів підшви фундаменту мілкового закладання (на природній основі)

Розрахункові зусилля для фундаментів під залізобетонні стовпи крайніх рядів беруться з таблиці 2.2, яка застосовувалась при визначенні параметрів колони:

$$N = 0,8921 \text{ МН}; \quad M = 0,09622 \text{ МНм}$$

Другий шар ґрунту приймається як основа. Для суглинків розрахунковий опір визначається методом лінійної інтерполяції при коефіцієнті пористості $S_r = 0,57$ та питомій вазі сухого ґрунту $\rho_d = 1,53 \text{ т/м}^3$:

$$R_0 = 198 \text{ кПа}$$

Таблиця 2.1.2 – Розрахункові значення опору R_0 для ґрунтів, схильних до просідання

Різнovid ґрунту	R ₀ , кПа (кгс/см ²), для ґрунтів			
	природної будови із щільністю у сухому стані ρ _d , т/м ³		ущільнених із щільністю у сухому стані ρ _d , т/м ³	
	1.35	1.55	1.60	1.70
Супіски	300 (3.0) 150 (1.5)	350 (3.5) 180 (1.8)	200 (2.0)	250(2.50)
Суглинки	350 (3.50) 180 (1.8)	400 (4) 200(2)	250 (2.50)	300(3.0)

Примітка. У чисельнику — значення R_0 для незамочених просідаючих ґрунтів при $S_r \leq 0,5$; у знаменнику — при $S_r \geq 0,8$ та замочених.

Попереднє значення ширини підосви фундаменту b_0 визначається за формулою:

$$b_0 = \sqrt{\frac{N \cdot 1000}{\eta(R_0 - \gamma_{mt} \cdot d - q)}} = \sqrt{\frac{0.8921 \cdot 1000}{1.4(198 - 20 \cdot 4 - 10)}} = 2.43 \text{ м} \quad (2.1.1)$$

де $N = 0,8921 \text{ МН}$ — вертикальна сила, що передається на фундамент від колони;

$\gamma_{mt} = 20 \text{ кН/м}^3$ — усереднена питома вага матеріалів фундаменту, ґрунту зворотного засипання та підлоги, розташованих вище підосви;

$d = 4 \text{ м}$ — глибина закладення підосви ф ундаменту;

$q = 10 \text{ кН/м}^2$ — нормативне навантаження на підлогу;

$\eta = l/b = 1,4$ — співвідношення геометричних розмірів підосви фундаменту (довжина до ширини).

Розрахунковий опір ґрунту R_1 обчислюється за аналітичною формулою:

$$R_1 = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma_{II} + M_c \cdot c_{II}]$$

$$R_1 = \frac{1.0 \cdot 1.0}{1.0} \cdot [0.47 \cdot 1.0 \cdot 2.43 \cdot 20.2 + 2.89 \cdot 4 \cdot 16.5 + 5.48 \cdot 1] \approx 220 \text{ кН/м}^2$$

де γ_{c1} та γ_{c2} — коефіцієнти умов роботи основи, обидва рівні 1,0;

$k = k_z = \gamma_{c2} = 1,0$ — розрахункові коефіцієнти;

$M_\gamma = 0,470$; $M_q = 2,890$; $M_c = 5,480$ — безрозмірні коефіцієнти несучої здатності, що залежать від розрахункового кута внутрішнього тертя $\varphi_{II} = 19^\circ$;

Таблиця 2.1.3 – Значення коефіцієнтів M_γ , M_q , M_c залежно від кута внутрішнього тертя φ_{II}

Кут внутрішнього тертя φ_{II} , град.	M_γ	M_q	M_c
0	0	1.000	3.140
1	0.010	1.060	3.230
2	0.030	1.120	3.320
3	0.040	1.180	3.410

4	0.060	1.250	3.510
5	0.080	1.320	3.610
6	0.100	1.390	3.710
7	0.120	1.470	3.820
8	0.140	1.550	3.930
9	0.160	1.640	4.050
10	0.180	1.730	4.170
11	0.210	1.830	4.290
12	0.230	1.940	4.420
13	0.260	2.050	4.550
14	0.290	2.170	4.690
15	0.320	2.300	4.840
16	0.360	2.430	4.990
17	0.390	2.570	5.150
18	0.430	2.730	5.310
19	0.470	2.890	5.480

$d_1 = d = 4$ м — глибина закладення фундаменту для будівлі без підвалу;

$db = 0$ — глибина підвалу (підвал у будівлі відсутній);

$cII = 2,4$ кПа — розрахункове питоме зчеплення ґрунту в основі.

Питома вага ґрунтів, що залягають вище рівня підосви ($\gamma II'$), визначається як середньозважене значення:

$$\gamma II' = (16 \cdot 3,4 + 19,07 \cdot 0,6) / (3,4 + 0,6) = 16,5 \text{ кН/м}^3$$

Питома вага ґрунтів нижче підосви фундаменту (γII) знаходиться аналогічно:

$$\gamma II = \Sigma(\gamma_i \cdot h_i) / \Sigma h_i$$

$$\gamma II = (19,7 \cdot 0,4 + 20,4 \cdot 1,6 + 19,85 \cdot 2,7 + 20,38 \cdot 3,3) / (0,4 + 1,6 + 2,7 + 3,3) = 20,2 \text{ кН/м}^3 \text{ (2.1.2)}$$

Уточнення ширини підосви b_1 виконується підстановкою скоригованого значення R_1 :

$$b_1 = \sqrt{(0,89210 \cdot 1000 / [1,4 \cdot (220,0 - 20 \cdot 4,0 - 10,0)])} = 2,2 \text{ м (2.1.3)}$$

Повторне уточнення розрахункового опору:

$$R_2 = (1,0 * 1,0 / 1,0) \cdot [0,47 * 1,0 * 2,2 * 20,2 + 2,89 * 4 * 16,5 + 5,48 * 1] \approx 217 \text{ кН/м}^2 \text{ (2.1.4)}$$

Уточнене значення ширини підоснови b_2 :

$$b_2 = \sqrt{(0,8921 * 1000 / [1,40 \cdot (217 - 20 * 4 - 10)])} = 2,24 \text{ м}$$

Перевірка збіжності ітерацій:

$$(b_2 - b_1) / b_2 \cdot 100\% = (2,24 - 2,20) / 2,24 \cdot 100\% = 0,0180\% < 10\% \quad (2.1.5)$$

Збіжність забезпечена. Остаточного встановлено розміри підоснови фундаменту під стовпи крайніх рядів: $b = 2,3 \text{ м}$; $l = 1,4 \cdot 2,3 = 3,22 \text{ м} \rightarrow$ приймається $l = 3,3 \text{ м}$.

2.1.4 Перевірка крайових напружень під підосвою фундаменту на природній основі

Контроль крайових напружень під підосвами фундаментів стовпів крайнього ряду виконується при прийнятих розмірах: $b = 2,30 \text{ м}$, $l = 3,30 \text{ м}$.

Умова перевірки максимального крайового тиску:

$$P_{\max} = N/(b \cdot l) + \gamma_{\text{mt}} \cdot d + q + M/W \leq 1,2R \quad (2.1.6)$$

Розрахунок для комбінації навантажень №1:

$$W = b \cdot l^2 / 6 = 2,3 \cdot 3,3^2 / 6 = 4,17 \text{ м}^3 \quad (2.1.7)$$

$$P_{\max} = 892,1/(2,3 \cdot 3,3) + 20 \cdot 4 + 10 + 96,220/4,170 = 235,950 \text{ кН/м}^2 \leq 1,20 \cdot 217 = 260,4 \text{ кН/м}^2$$

Умова виконується. Перевірка мінімального крайового тиску:

$$P_{\min} = 892,1/(2,3 \cdot 3,3) + 20 \cdot 4 + 10 - 96,22/4,17 = 189,8 \text{ кН/м}^2 > 0 \quad (2.1.8)$$

Умова дотримана. Перевірка середнього тиску:

$$P_{\text{ср}} = 892,1/(2,3 \cdot 3,3) + 20 \cdot 4 + 10 = 212,9 \text{ кН/м}^2 < 260,4 \text{ кН/м}^2 \quad (2.1.9)$$

Усі перевірки виконано успішно. Остаточні розміри підоснови фундаментів під колони: $b = 2,30 \text{ м}$, $l = 3,30 \text{ м}$, $d = 4,0 \text{ м}$.

2.1.5 Розподіл вертикальних напружень від власної ваги ґрунтового масиву
 Вертикальне напруження від ваги ґрунту на довільній глибині z обчислюється як:

$$\sigma_{zg} = \Sigma(\gamma_i \cdot h_i) \quad (2.1.10)$$

де n — загальна кількість шарів від денної поверхні до глибини z ;

γ_i — розрахункова питома вага i -го шару;

h_i — його потужність.

Результати підрахунку для свердловини №1:

$$\sigma_{zg.1} = \gamma_1 \cdot h_1 = 1,6 \cdot 10 \cdot 3,4 = 54,4 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{zg.2} = \sigma_{zg.1} + \gamma_2 \cdot h_2 = 54,4 + 1,907 \cdot 10 \cdot 1,0 = 73,47 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{zg.3} = \sigma_{zg.2} + \gamma_3 \cdot h_3 = 73,47 + 1,985 \cdot 10 \cdot 1,6 = 105,23 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{zg.4} = \sigma_{zg.3} + \gamma_4 \cdot h_4 = 105,23 + 2,038 \cdot 10 \cdot 2,7 = 160,26 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{zg.5} = \sigma_{zg.4} + \gamma_5 \cdot h_5 = 160,26 + 2,084 \cdot 10 \cdot 3,3 = 229,032 \text{ кН/м}^2$$

Аналогічно для свердловини №2:

$$\sigma_{zg.1} = \gamma_1 \cdot h_1 = 1,6 \cdot 10 \cdot 2,8 = 44,8 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{zg.2} = \sigma_{zg.1} + \gamma_2 \cdot h_2 = 44,8 + 1,907 \cdot 10 \cdot 1,8 = 79,126 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{zg.3} = \sigma_{zg.2} + \gamma_3 \cdot h_3 = 79,126 + 2,004 \cdot 10 \cdot 1,3 = 105,178 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{zg.4} = \sigma_{zg.3} + \gamma_4 \cdot h_4 = 105,178 + 1,985 \cdot 10 \cdot 1,4 = 133,0 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{zg.5} = \sigma_{zg.4} + \gamma_5 \cdot h_5 = 133,0 + 2,038 \cdot 10 \cdot 1,4 = 161,5 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{zg.6} = \sigma_{zg.5} + \gamma_6 \cdot h_6 = 161,5 + 2,084 \cdot 10 \cdot 4,0 = 244,86 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{zg.7} = \sigma_{zg.6} + \gamma_7 \cdot h_7 = 244,86 + 1,973 \cdot 10 \cdot 1,2 = 268,54 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{zg.8} = \sigma_{zg.7} + \gamma_8 \cdot h_8 = 268,54 + 2,084 \cdot 10 \cdot 1,1 = 291,5 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{zg.9} = \sigma_{zg.8} + \gamma_9 \cdot h_9 = 291,5 + 2,054 \cdot 10 \cdot 1,0 = 312,04 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{zg.10} = \sigma_{zg.9} + \gamma_{10} \cdot h_{10} = 312,04 + 2,074 \cdot 10 \cdot 2,0 = 353,52 \text{ кН/м}^2$$

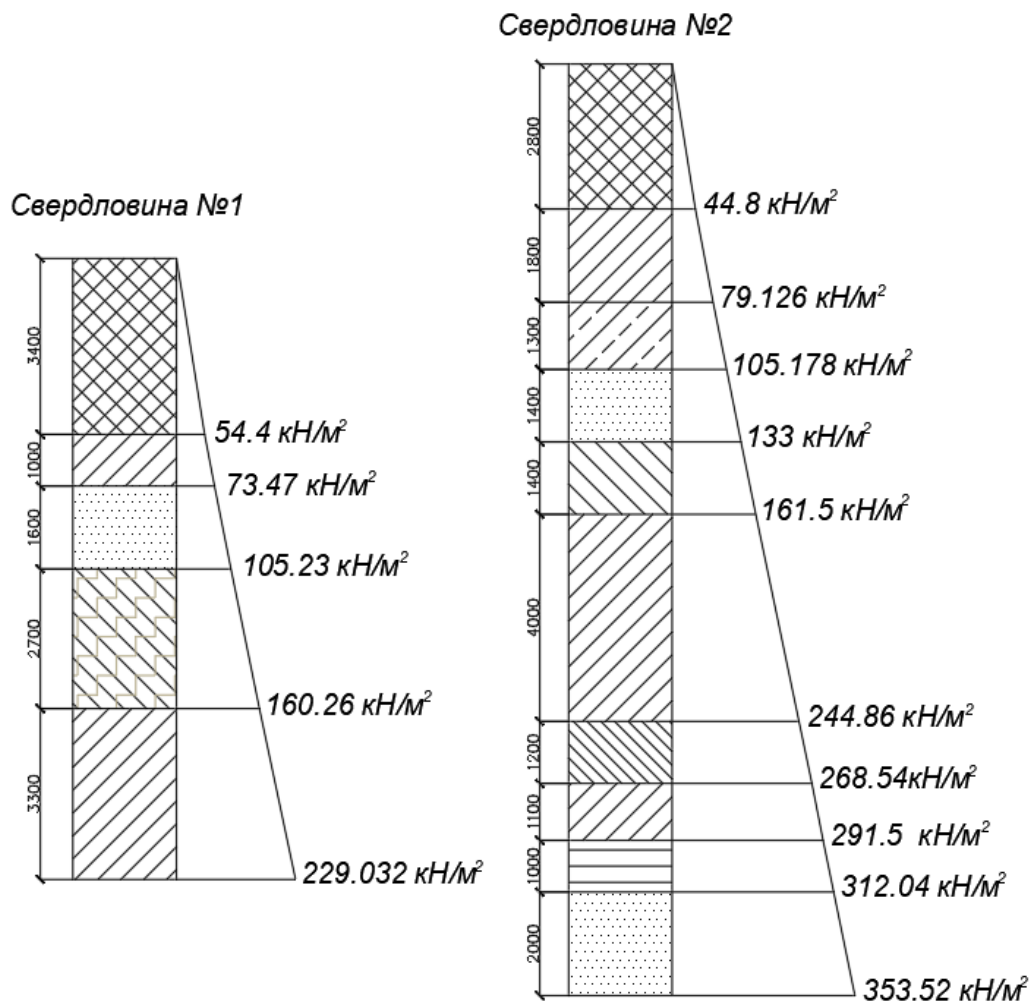


Рисунок 2.1.1 – Епюри вертикальних напружень від власної ваги ґрунту (свердловина №1 та свердловина №2)

2.1.6 Розрахунок осідання фундаментів на природній основі

Основна умова застосування методу пошарового підсумовування: середній тиск під подошвою фундаменту не повинен перевищувати розрахункового опору ґрунту. Значення середнього тиску визначено раніше (формула 2.1.9):

$$P_{\text{ср}} = 892,10 / (2,3 * 3,3) + 20 * 4,0 + 10 = 212,9 \text{ кН/м}^2 < 260,4 \text{ кН/м}^2$$

Вертикальне напруження від власної ваги ґрунту на позначці подошви фундаменту:

$$\sigma_{zg.0} = \sigma_{zg.1} + \gamma_2 \cdot h_2' = 54,40 + 1,907 \cdot 10 \cdot 0,50 = 64 \text{ кН/м}^2$$

$$(2.1.11)$$

Стискувана товща під подошвою поділяється на елементарні шари товщиною h , що задовольняє умові:

$$h \leq 0,4 \cdot b = 0,4 \cdot 2,3 = 0,920 \text{ м} \quad (2.1.12)$$

Таблиця 2.1.4 – Визначення осідання фундаменту методом пошарового підсумовування

№ шару	№ тчк	h, м	z, м	$\zeta = 2z/b$	α , кПа	$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p$	$\sigma_{zp.cр}$	$\zeta_k = 2z/B_k$	α_k	$\sigma_{z\gamma} =$	$\sigma_{z\gamma.cр}$	E_i , кПа	$\beta \cdot (...) \cdot h_i/E_i$	S_i , м
1	2	3	4	56	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
2	0	0	0	0	1	212,9	0	—	—	64	—	—	—	—
	1	0,4	0,4	0,35	0,9760	207,8	210,35	0,24	0,983	62,912	63,456	6000	0,007835	
4	2	0,92	1,32	1,15	0,7010	149,88	178,84	0,80	0,848	54,3	58,606	7000	0,01264	
	3	0,68	2,00	1,74	0,491	104,5	127,2	1,20	0,682	43,65	48,975	7000	0,00609	
5	4	0,92	2,92	2,54	0,3020	64,3	84,4	1,77	0,482	30,85	37,25	16000	0,00217	
	5	0,92	3,84	3,40	0,1920	40,8	52,55	2,30	0,3470	22,20	26,525	16000	0,001198	
	6	0,86	4,70	4,10	0,1400	29,81	35,34	2,80	0,260	16,64	19,42	16000	0,000683	
6	7	0,92	5,62	4,88	0,1020	21,71	25,75	3,40	0,1920	12,50	14,57	18000	0,000457	0,031063
													Сума: 0,031063	

Пояснення до таблиці:

Стовпець №4: відстань від підшви фундаменту до середини і-го елементарного шару: $z_i = n \cdot h$, де $n = 1, 2, 3, \dots$

Стовпець №7: ординати епюри додаткових напружень від зовнішнього навантаження на глибині z : $\sigma_{zp} = \alpha \cdot p$, де $p = p_{cp}$ – середній тиск під підшвою, а коефіцієнт α визначається залежно від відносної глибини $\zeta = 2z/b$ та відношення сторін $\eta = l/b$ за таблицею додатку Д.1 ДБН В.2.1-10:2018 (за необхідності – шляхом інтерполяції).

Стовпець №11: ординати епюри вертикальних напружень від ваги ґрунту, вилученого під час розробки котловану:

$$\sigma_{zg} = \alpha_k \cdot \sigma_{zg, 0'} \quad (2.1.13)$$

де α_k знаходиться з таблиці додатку Д.1 ДБН В.2.1-10:2018 за значенням:

$$\zeta_k = 2z / B_k \quad (2.1.14)$$

де B_k – ширина котловану; $\sigma_{zg, 0'}$ – вертикальне напруження від ваги ґрунту, вилученого з котловану на відмітці підшви фундаменту:

$$\sigma_{zg, 0'} = \gamma_{гр} \cdot d_n$$

де d_n – глибина закладення фундаменту відносно природного рельєфу.

Стовпець №14: за умови $p \leq \sigma_{zg, 0'}$ осідання фундаменту визначається за формулою:

$$S = \beta \cdot \sum[(\sigma_{zp, i, cp} - \sigma_{zy, i}) \cdot h_i / E_i], \quad (2.1.15)$$

де $\beta = 0,8$ — безрозмірний коефіцієнт;

E_i – модуль деформації і-го шару ґрунту за гілкою первинного навантаження, кПа.

$$\sum S_i = 0,031063 \text{ м}$$

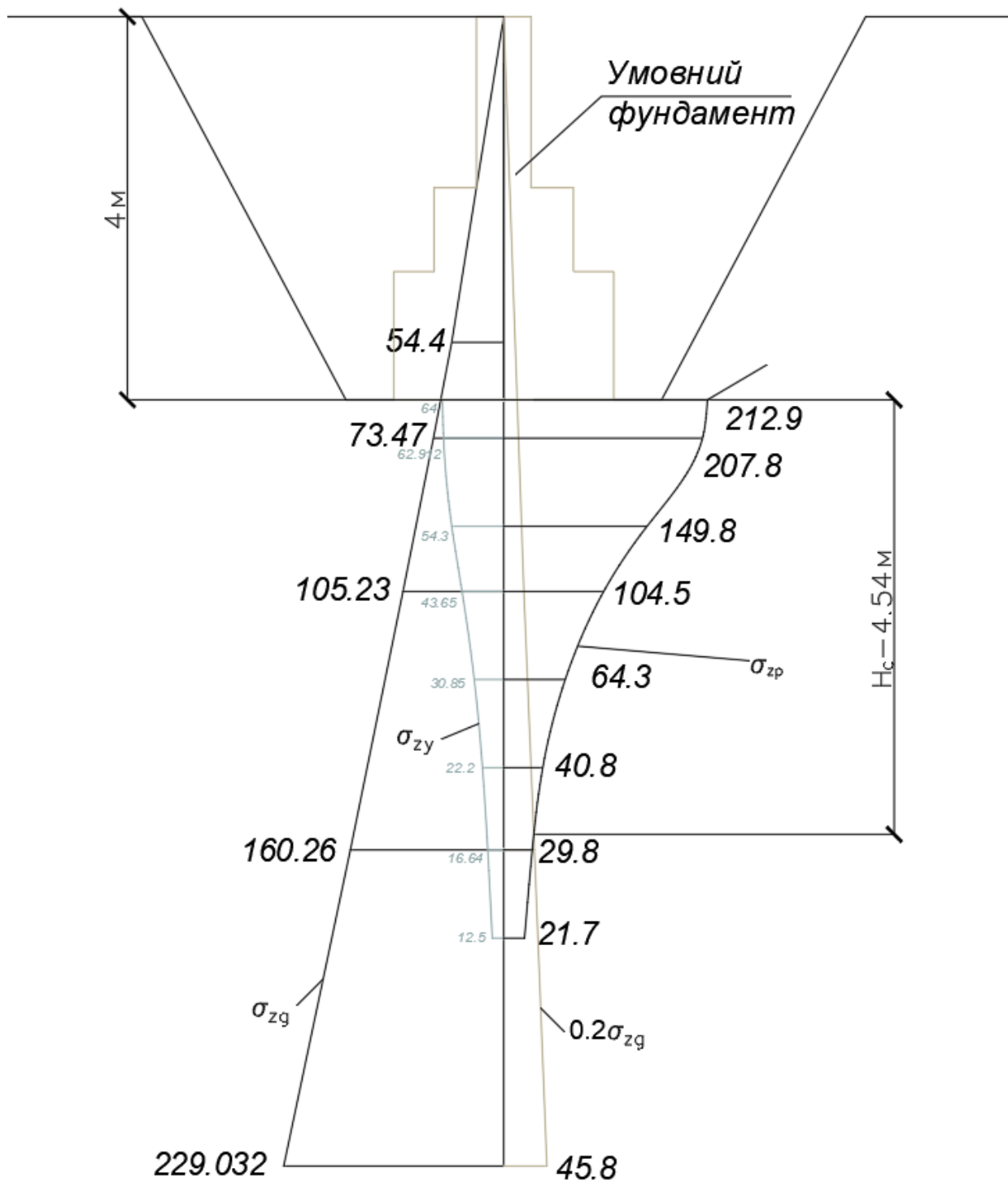


Рисунок 2.1.2 – Епюри напружень від власної ваги ґрунту з урахуванням планування (σ_{zg} та $0,2\sigma_{zg}$), від зовнішнього навантаження (σ_{zp}) і від власної ваги вилученого ґрунту (σ_{zy}) для фундаментів на природній основі під колони

2.1.7 Конструювання фундаментів на природній основі

Вихідні дані для конструювання: $b = 2,3$ м, $l = 3,22$ м, $d = 4$ м. Переріз монолітної залізобетонної колони становить 500 x 500 мм.

Висота плитної частини фундаменту попередньо визначається за формулою:

$$h_{пл} = l / 4 = 3220 / 4 = 805 \text{ мм} \quad (2.1.16)$$

З нормативної таблиці 2.10 виконується округлення у бік збільшення:

$$h_{пл} = 900 \text{ мм}$$

Таблиця 2.1.5 – Розподіл висоти плитної частини фундаменту між сходами

Висота плитної частини h , мм	h_1	h_2	h_3
300,0	300	-	-
450,0	450	-	-
600,0	300	300	-
750,0	300	450	-
900,0	300	300	300
1050,0	300	300	450
1200,0	300	450	450
1500,0	450	450	600

При загальній висоті плитної частини 900 мм фундамент матиме три рівні сходи однакової висоти: $h_1 = 300,0 \text{ мм}$, $h_2 = 300,0 \text{ мм}$, $h_3 = 300,0 \text{ мм}$.

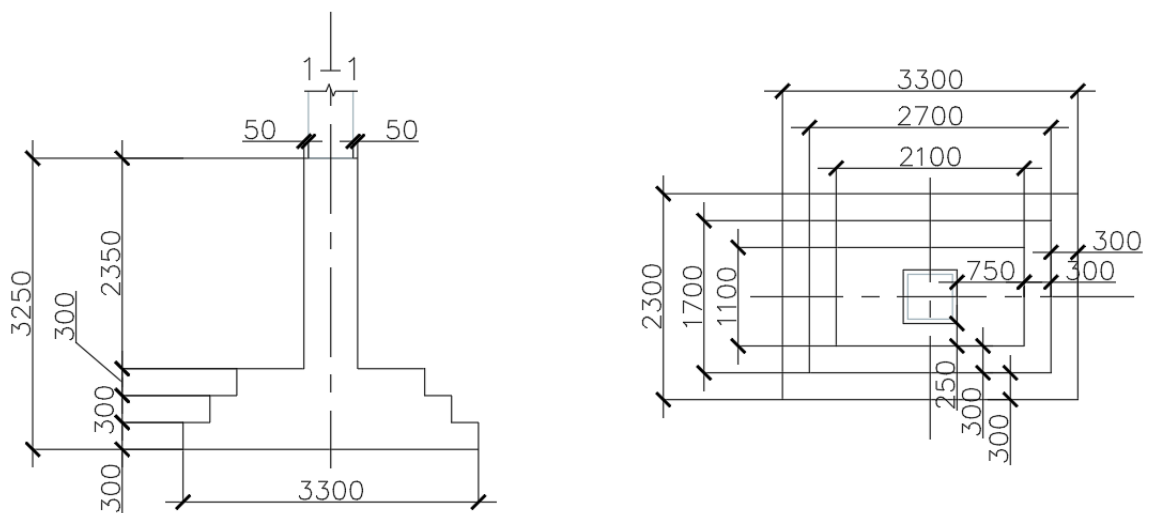


Рисунок 2.1.3 Конструктивне рішення фундаментів на природній основі під залізобетонні колони

2.1.8 Розрахунок фундаментів на природній основі на продавлювання

Для фундаментів із відношенням сторін підосви $l/b = 1,2 \dots 1,5$ мінімальна висота плитної частини встановлюється розрахунком на продавлювання. Відповідно до вимог норм, опір продавлюванню забезпечується бетонним перерізом плити без залучення поперечного армування.

Оскільки конструктивне сполучення фундаменту з колоною є монолітним, розрахунок виконується за першою схемою перевірки на продавлювання.

Прийнято важкий бетон класу C12/15. Розрахункове значення міцності на осьовий розтяг визначається за таблицею 3.1 ДБН В.2.6-98:2009 [10]:

$$f_{ctd} = 1100 \text{ кПа}$$

Сила продавлювання для розрахункової сходинки:

$$F_{\text{пр}} = A_n * p'_{\text{max}} \quad (2.1.17)$$

де розрахунковий максимальний тиск:

$$p'_{\text{max}} = N_p / A + M_p / W \quad (2.1.18)$$

Розрахункові зусилля з урахуванням коефіцієнта надійності:

$$N_p = N * \gamma_n = 0,8921 * 1,2 = 1,07 \text{ МН} \quad (2.1.19)$$

$$M_p = M * \gamma_n = 0,09622 * 1,2 = 0,1156 \text{ МН} \cdot \text{м} \quad (2.1.20)$$

Геометричні характеристики підосви фундаменту:

$$A = b * l = 2,3 * 3,3 = 7,59 \text{ м}^2; \quad W = b * l^2 / 6 = 2,3 * 3,3^2 / 6 = 4,18 \text{ м}^3 \quad (2.1.21)$$

Розрахунковий максимальний тиск:

$$p'_{\text{max}} = 1070 / 7,59 + 116 / 4,18 = 168,73 \text{ кН/м}^2 \quad (2.1.22)$$

Середній розмір розрахункового контуру продавлювання:

$$b_{m1} = (b_{cf} + 2h_{0.pl} + b_{cf}) / 2 = b_{cf} + h_{0.pl} = 1,7 + 0,265 = 1,965 \text{ м} \quad (2.1.23)$$

Площа, з якої збирається навантаження для перевірки на продавлювання:

$$A_1 = b(c_1 - h_{.1}) - (c_1' - h_{0.1})^2 / 2$$
$$A_1 = 2,3(0,300 - 0,265) - (0,300 - 0,265)^2 / 2 * 2 = 0,080 \text{ м}^2 \quad (2.1.24)$$

Перевірка умови на продавлювання:

$$A_1 * p'_{max} = 0,080 * 168,73 = 13,5 \text{ кН} \leq f_{ctd} * b m_1 * h 0.1 = 1100 * 1,965 * 0,265 = 572,8 \text{ кН} \quad (2.1.25)$$

Умову виконано. Прийнята висота плитної частини забезпечує опір продавлюванню без поперечного армування.

2.1.9 Армування плитної частини фундаментів на природній основі під колони

Армування конструкції виконується відповідно до вимог ДБН В.2.6-98:2009. Прийнято арматуру класу А400С із розрахунковим опором $f_{yd} = 360\,000$ кПа.

Підбір площі перерізу арматури здійснюється з умови сприйняття згинального моменту в першому перерізі I-I (по нижньому уступу). Розрахунковий момент визначається за формулою:

$$M_{I-I} = \frac{p_{c1} b c_1^2}{2} + \frac{(p'_{max} - p_{c1}) \cdot c_1^2 b}{3} \quad (2.1.26)$$

p_{c1} – розрахунковий тиск під подошвою фундаменту в перерізі I - I;

b – ширина подошви фундаменту;

c_1 –виліт нижньої сходинки відносно вищої (для двох і більше сходинок).

Розраховуємо нормальні перетини на дію згинального моменту:

Тиск під подошвою в перерізі I-I:

$$p_{c1} = p_{cp} + (p_{max} - p_{cp}) / (l/2) * (l/2 - c_1) \quad (2.1.27)$$

$$p'_{max} = 892,1 / (2,3 * 3,3) + 20 * 4 + 10 + 96,22 / 4,17 = 235,95 \text{ кН/м}^2$$

$$p_{cp} = 892,1 / (2,3 * 3,3) + 20 * 4 + 10 = 212,9 \text{ кН/м}^2$$

$$p_{c1} = 212,9 + (235,95 - 212,9) / (3,3/2) * (3,3/2 - 0,300) = 231,76 \text{ кПа}$$

Розрахунковий момент у перерізі I-I:

$$M_{I-I} = 231,76 * 2,3 * 0,3002 / 2 + (235,95 - 231,76) * 0,3002 * 2,3 / 3 = 24,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Площа поздовжньої арматури:

$$A_{s1} = M I - I / (0,9 * h_{01} * f_{yd}) = 24,3 / (0,9 * 0,265 * 360\,000) = 0,000283 \text{ м}^2 = 283 \text{ мм}^2 \quad (2.1.28)$$

За сортаментом прийнято: 5 стержнів d12 A400C із кроком 200 мм, фактична площа $A_s = 565 \text{ мм}^2$.

Контроль відсотка армування:

$$\mu = A_s / (b * h) * 100\% = 565 / (2300 * 300) * 100\% = 0,81\% > 0,13\% \quad (2.1.28)$$

Умову мінімального армування виконано. Для поперечного напрямку момент у перерізі II-II:

$$M' II - II = p'_{cp} * l * (c1')^2 / 2 = 212,9 * 3,3 * 0,3002 / 2 = 31,61 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (2.1.29)$$

Необхідна площа поперечної арматури:

$$A_{s2} = M' II - II / (0,9 * h_{01} * f_{yd}) = 31,61 / (0,9 * 0,265 * 360\,000) = 0,00036 \text{ м}^2 = 360 \text{ мм}^2 \quad (2.1.30)$$

За сортаментом прийнято: 6 стержнів d12 A400C із кроком 200 мм, фактична площа $A_s = 679 \text{ мм}^2$.

$$\mu = 679 / (3300 * 300) * 100\% = 0,685\% \geq 0,13\% \quad (2.1.31)$$

Мінімальне армування забезпечено. Підсумкове рішення: у поздовжньому напрямку — 5d12 A400C, у поперечному — 6d12 A400C, крок стержнів – 200 мм.

2.2 Розрахунок надземної частини об'єкту

2.2.1 Компонування поперечної рами

План першого поверху

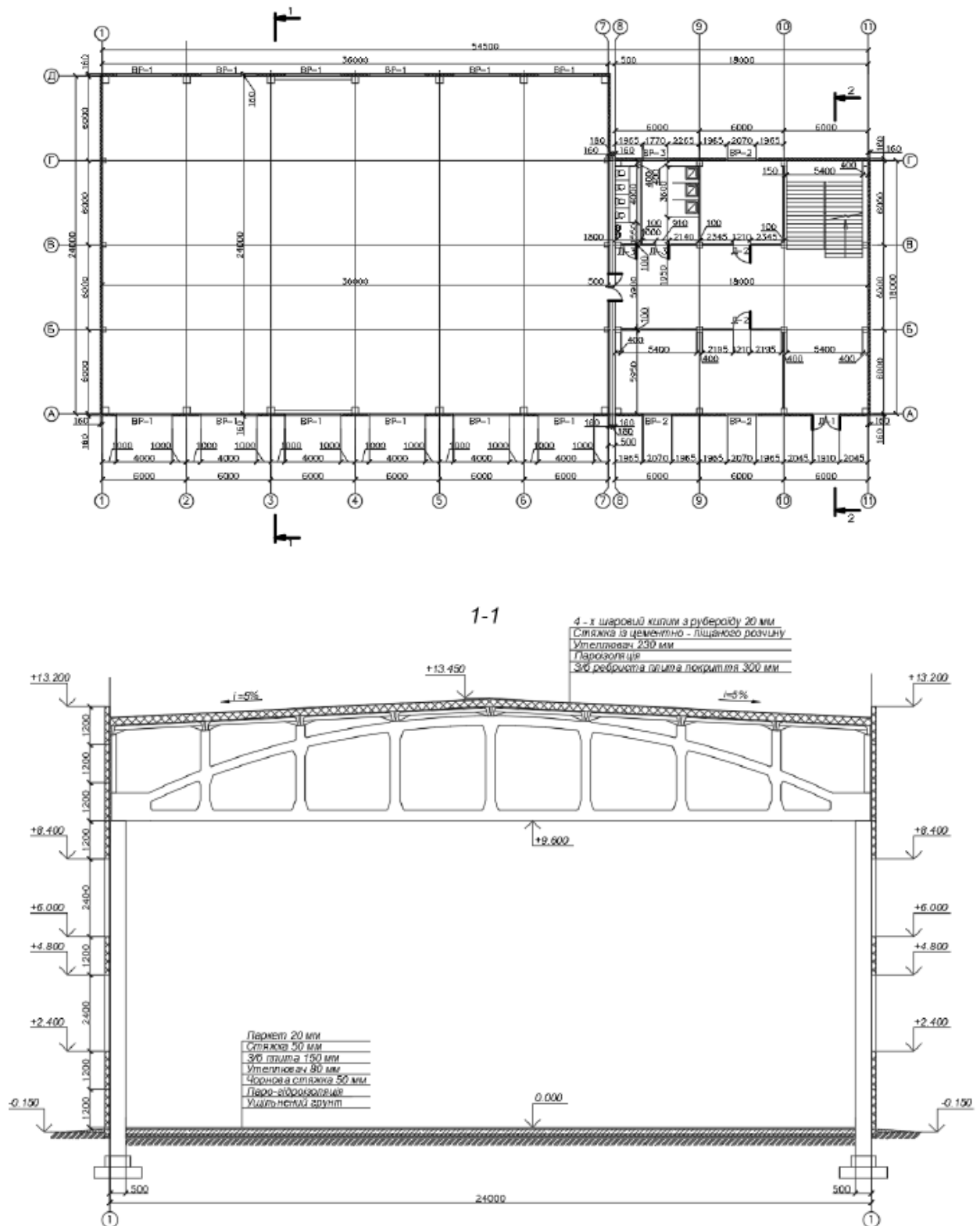


Рисунок 2.2.1 – Компонування поперечної рами

2.2.2 Визначення постійних навантажень на поперечну раму

Власна вага колони визначається за виразом:

$$G_k = N_k * b_k * h_k * \rho_x * \alpha * \gamma_{fm} * \gamma_n = 10,5 * 0,5 * 0,5 * 2,5 * 9,81 * 1,14 * 1,1 = 80,73 \text{ кН} \quad (2.2.1)$$

де $N_k = 10,5 \text{ м}$ – розрахункова висота колони;

b_k та h_k – розміри поперечного перерізу колони: $0,5 \text{ м} \times 0,5 \text{ м}$;

$\rho_x = 2500 \text{ кг/м}^3$ – об'ємна маса бетону;

$\alpha = 9,81 \text{ м/с}^2$ – прискорення вільного падіння;

γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним навантаженням (для розрахункового строку $T = 100$ років $\gamma_{fm} = 1,14$ [10];

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням будівлі ($\gamma_n = 1,1$ для класу відповідальності СС2).

Розрахункове навантаження на одну колону від ферми покриття:

$$G_f = (m/2) * \alpha * \gamma_{fm} * \gamma_n = (15/2) * 9,81 * 1,14 * 1,1 = 80,93 \text{ кН} \quad (2.2.2)$$

де $m = 15 \text{ т}$ – маса ферми покриття (серія 1.463-3).

Навантаження від власної ваги покрівлі, передане на одну колону:

$$G_{\text{покp}} = q_{\text{покp}} * L/2 * B = 3,905 * 24/2 * 6 = 281,16 \text{ кН} \quad (2.2.3)$$

де $q_{\text{покp}} = 3,905 \text{ кН/м}^2$ – розрахункове навантаження від покриття (табл. 2.1);

$L = 24 \text{ м}$ – проліт будівлі;

$B = 6 \text{ м}$ – крок колон.

Згинальний момент, що виникає внаслідок ексцентричного спираання ферми на колону:

$$M = (G_{\text{покp}} + G_f) * e_k = (281,16 + 80,93) * 0,1 = 36,2 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (2.2.4)$$

де $e_k = 0,1 \text{ м}$ – ексцентриситет передавання навантаження.

Таблиця 2.2.1 – Збір навантажень від власної ваги покриття

№ п/п	Найменування елементів покриття	Характеристичне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м ²
1	4-шаровий килим з руберойду $\delta = 20$ мм, $\rho = 6$ кН/м ³	0,121	1,2	0,144
2	Стяжка з цементно- піщаного розчину $\delta = 15$ мм, $\rho = 18$ кН/м ³	0,270	1,3	0,351
3	Утеплювач – жорсткі мінеральні плити $\delta = 230$ мм, $\rho = 2$ кН/м ³	0,463	1,3	0,60
4	Пароізоляція (1 шар)	0,052	1,2	0,06
5	Рибриста плита покриття 3×6 м	2,450	1,1	2,75
	Разом	3,35	–	3,905

Погонне граничне розрахункове навантаження вздовж горизонтальної осі
ригеля поперечної рами:

$$q_m = (g_m * B / \cos \alpha) * \gamma_n = (3,905 * 6 / \cos 3^\circ) * 1,1 = 25,8 \approx 26 \text{ кН/м} \quad (2.5)$$

де $\gamma_n = 1,1$ – коефіцієнт надійності за призначенням будівлі (клас
відповідальності СС2);

$\alpha = 3^\circ$ – усереднений кут нахилу покрівлі.



Рисунок 2.2.2 – Розрахункова схема навантаження власної ваги колони



Рисунок 2.2.3 – Розрахункова схема навантаження від ферми покриття

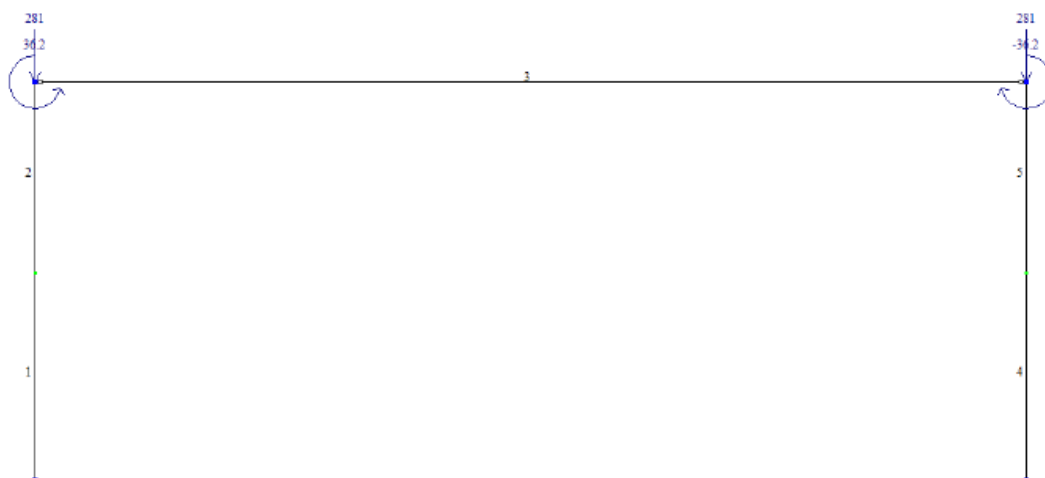


Рисунок 2.2.4 – Розрахункова схема навантаження від покрівлі

Епюри поздовжніх сил N від постійного навантаження

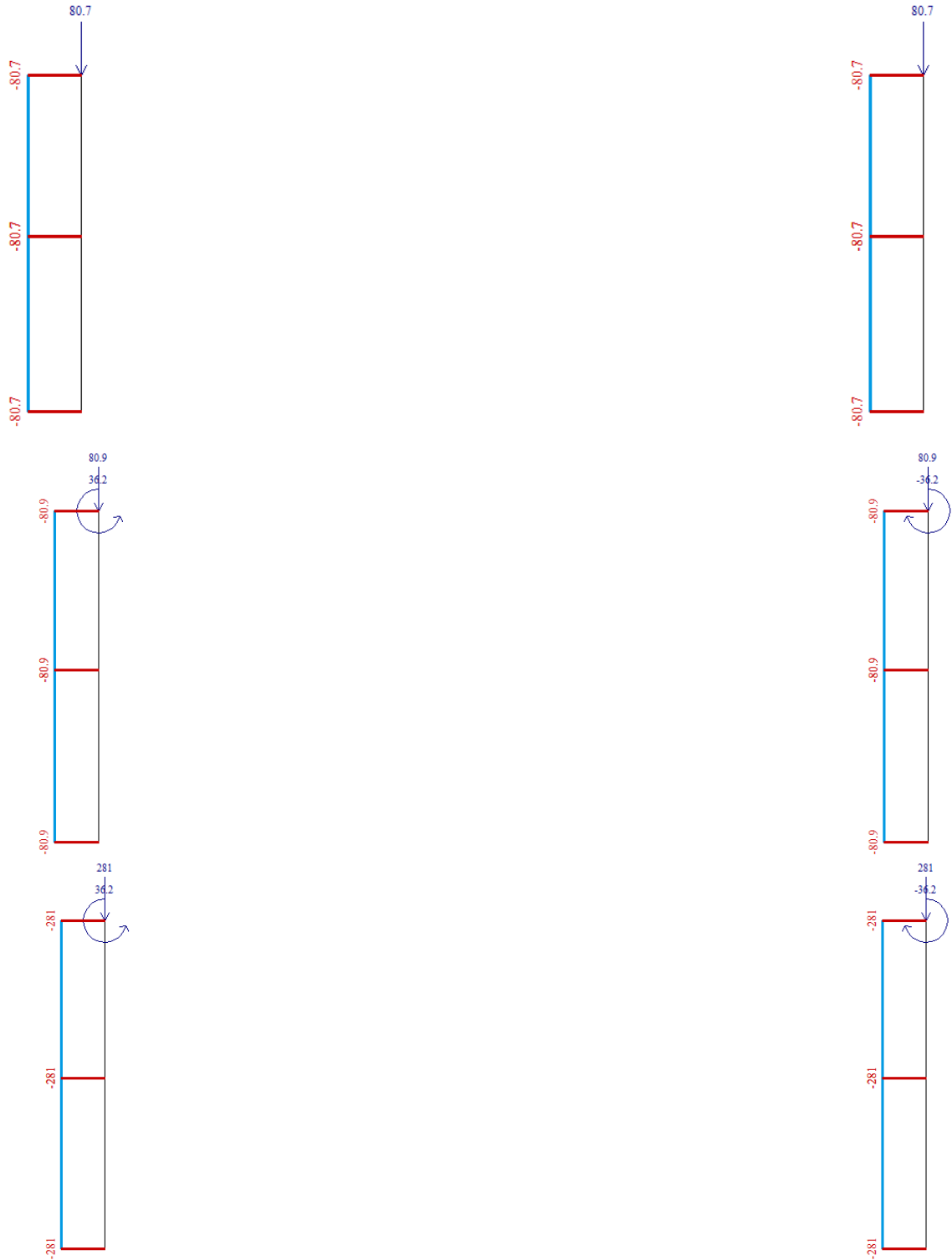


Рисунок 2.2.5–2.2.7 – Епюри поздовжньої сили N : власна вага колони (2.2.5), ферма покриття (2.2.6), покрівля (2.2.7)

Епюри згинальних моментів M_y від постійного навантаження

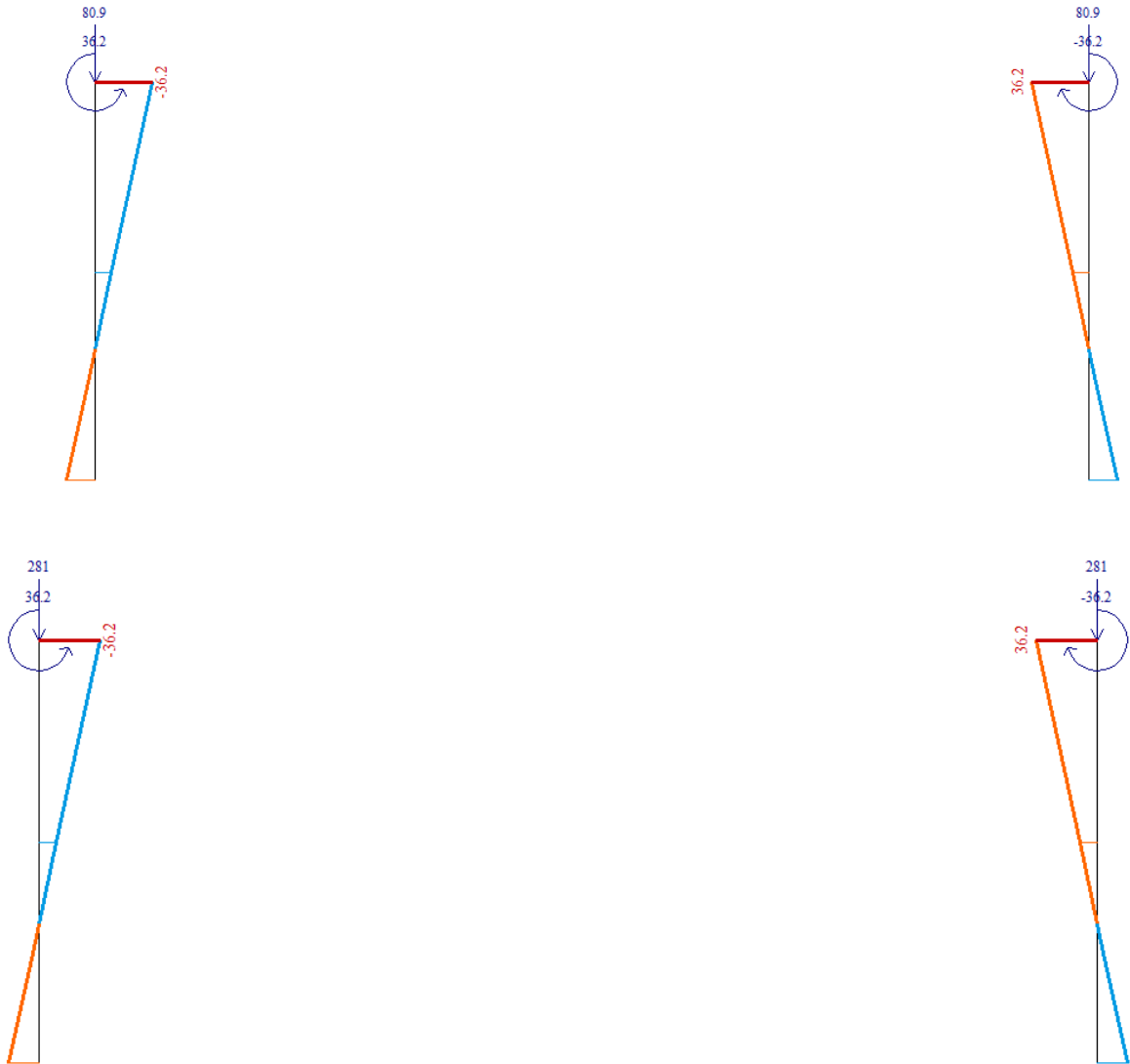


Рисунок 2.2.8–2.2.9 – Епюри згинального моменту M_y : від ферми покриття (2.2.8), від покрівлі (2.2.9)

2.2.3 Снігове навантаження

Поверхнєве граничне розрахункове значення снігового навантаження визначається за виразом:

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C = 1,14 \cdot 1,6 \cdot 1 = 1,824 \text{ кН/м}^2 \quad (2.2.6)$$

де $S_0 = 1600 \text{ Па}$ – нормативне снігове навантаження для м. Суми [9];

$\gamma_{fm} = 1,14$ – коефіцієнт надійності за граничним навантаженням ($T = 100$ років);

C – сумарний коефіцієнт, що визначається за формулою:

$$C = \mu * C_e * C_{alt} = 1 * 1 * 1 = 1 \quad (2.2.7)$$

де $\mu = 1$ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на ґрунті до навантаження на покрівлю (при $\alpha \leq 25^\circ$ для багатопрольотної будівлі з двосхилим покриттям);

$C_e = 1$ – коефіцієнт режиму експлуатації покрівлі;

$C_{alt} = 1$ – коефіцієнт географічної висоти.

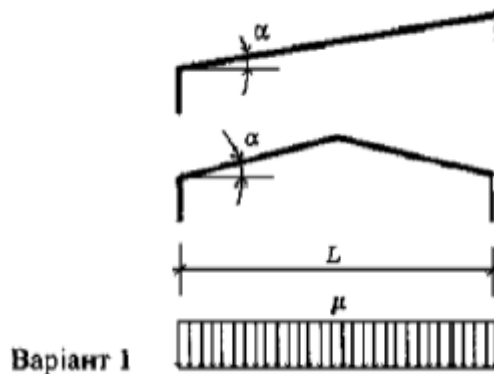


Рисунок 2.2.10 – Схема будівель з односхилими та двосхилими покриттями за ДБН В.1.2-2:2006, Дод. Ж, с. 49

Приведення поверхневого граничного розрахункового навантаження до погонного значення вздовж ригеля рами виконується аналогічно підходу для постійного навантаження від покриття:

$$q_m^{ch} = S_m * B * \gamma_n = 1,824 \cdot 6 \cdot 1,1 = 12,04 \text{ кН/м} \quad (2.2.8)$$

Вертикальна опорна реакція ферми покриття від снігового навантаження, прикладена до колони крайнього ряду:

$$V_m^{ch} = q_m^{ch} \cdot L / 2 = 12,04 \cdot 24 / 2 = 144,48 \text{ кН} \quad (2.2.9)$$

де $L = 24$ м – проліт будівлі.

Згинальний момент від ексцентричного передавання реакції ферми на колону:

$$M_{qm}^{ch} = V_m^{ch} * e = 144,48 \cdot 0,1 = 14,448 \approx 14,5 \text{ кН·м} \quad (2.2.10)$$

де $e = 0,1$ м – ексцентриситет.

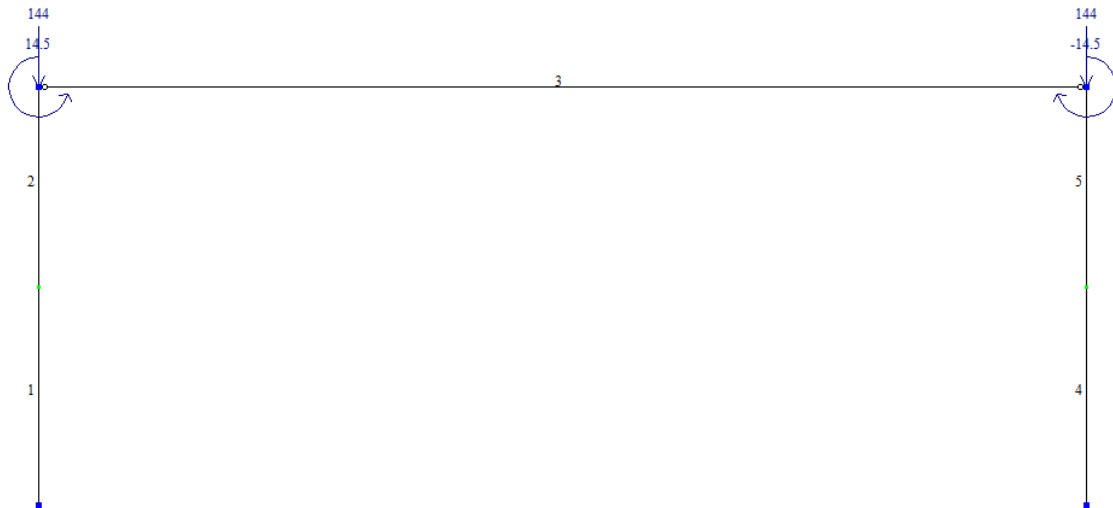


Рисунок 2.2.11 – Розрахункове снігове навантаження

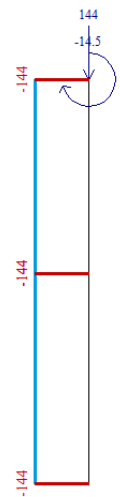
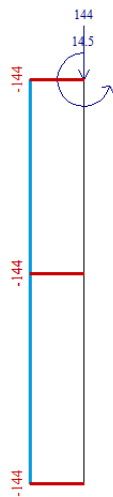


Рисунок 2.12 – Епюра повздовжніх N сил від снігового навантаження

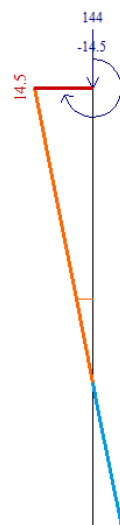
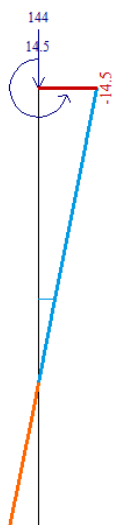


Рисунок 2.2.13 – Епюра від снігового навантаження згинальних моментів M_y

2.2.4 Вітрове навантаження

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження на крайню колону обчислюється відповідно до виразу:

$$W_m = \gamma_{fm} * W_0 * C * \gamma_n \quad (2.2.11)$$

де $W_0 = 0.43 \text{ кН/м}^2$ — нормативне значення вітрового тиску для м. Суми;

$\gamma_{fm} = 1.14$ — коефіцієнт надійності за навантаженням;

$$C = C_{ae} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d \quad (2.2.12)$$

де C_{ae} — аеродинамічний коефіцієнт: для навітряних поверхонь (активний тиск)

$C_{ae} = +0.8$, для завітряних поверхонь (пасивний тиск) $C_{ae} = -0.6$;

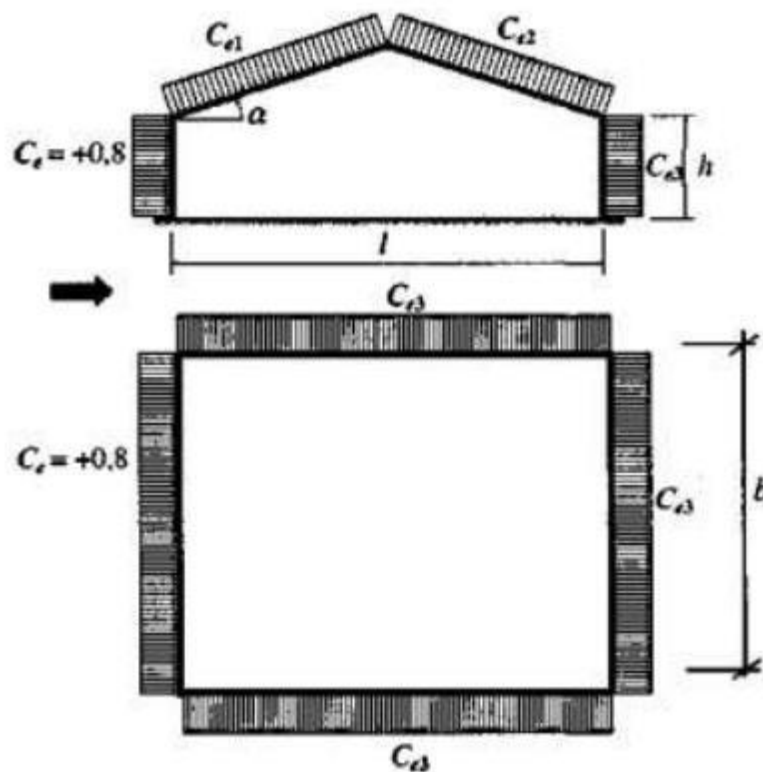


Рисунок 2.2.14 Схема будинків з двосхилими покриттями за ДБН В.1.2-2:2006 [9], Додаток I, с. 56.

$C_{alt} = 1$ — поправочний коефіцієнт на географічну висоту;

$C_{rel} = 1$ — коефіцієнт рельєфу місцевості;

$C_{dir} = 1$ — коефіцієнт напрямку вітру;

$C_d = 1$ — коефіцієнт динамічності.

Коефіцієнт C_h враховує зростання вітрового тиску з висотою та встановлюється за табл. 9.01 ДБН В.1.2-2:2006 [9]. Інтерпольовані значення цього коефіцієнта для характерних розрахункових відміток епюри вітрового тиску становлять:

$$C_{h,5} = 0.4; \quad C_{h,9.6} = 0.584; \quad C_{h,13.45} = 0.686$$

Активна та пасивна складові погонного вітрового тиску на відповідних висотах визначаються за формулою:

$$q_{m,i} = \gamma_{fm} * W_0 * C_{aer} * C_h * \gamma_n * B \quad (2.2.13)$$

Активна складова:

$$q_{m,5}^a = 1.14 \cdot 0.43 \cdot 0.4 \cdot 0.8 = 0.157 \text{ кН/м}^2$$

$$q_{m,9.6}^a = 1.14 \cdot 0.43 \cdot 0.584 \cdot 0.8 = 0.23 \text{ кН/м}^2$$

$$q_{m,13.45}^a = 1.14 \cdot 0.43 \cdot 0.686 \cdot 0.8 = 0.27 \text{ кН/м}^2$$

q

Пасивна складова:

$$q_{m,5}^n = 1.14 \cdot 0.43 \cdot 0.4 \cdot 0.6 = 0.118 \text{ кН/м}^2$$

$$q_{m,9.6}^n = 1.14 \cdot 0.43 \cdot 0.584 \cdot 0.6 = 0.172 \text{ кН/м}^2$$

$$q_{m,13.45}^n = 1.14 \cdot 0.43 \cdot 0.686 \cdot 0.6 = 0.21 \text{ кН/м}^2$$

Зосереджені вітрові сили на ділянці від нижньої грані ферми до верхньої відмітки будинку:

$$W_m^a = 1/2(W_{m,9.6}^a + W_{m,13.45}^a)h \cdot L = (0.23 + 0.27)/2 \cdot 3.5 \cdot 6 = 4.84 \text{ кН} \quad (2.2.14)$$

$$W_m^n = 1/2(W_{m,9.6}^n + W_{m,13.45}^n)h \cdot L = (0.172 + 0.21)/2 \cdot 3.5 \cdot 6 = 4.011 \text{ кН} \quad (2.2.15)$$



Рисунок 2.2.15 Розрахункова схема вітрового навантаження Л-П.

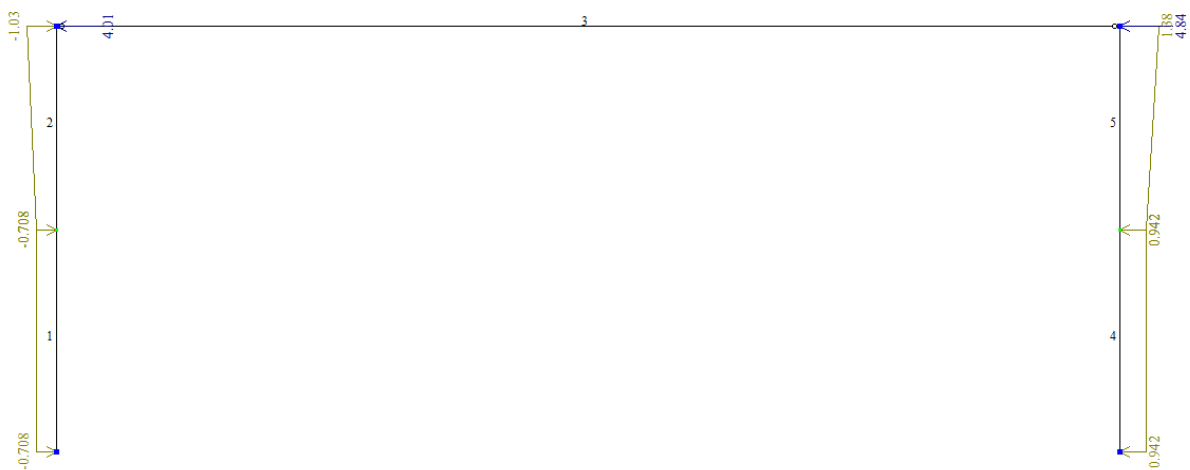


Рисунок 2.2.16 Розрахункова схема вітрового навантаження П-Л.



Рисунок 2.2.17 Епюри згинальних моментів від вітрового навантаження Л-П.

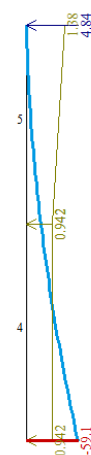
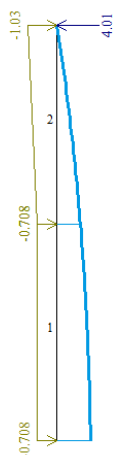


Рисунок 2.2.18 Епюри згинальних моментів від вітрового навантаження П-Л.

2.2.5 Статичний розрахунок поперечної рами

Таблиця 2.2.2 — Розрахункові комбінації зусиль у крайніх колонах
(отримано за допомогою програмного комплексу ЛІРА-САПР)

Таблиця РСУ						Усилия						
№ элем	№ сечен	№ столбца	Кран/сейсм	Группа РСУ	Критерий	N (кН)	Mk (кН*м)	My (кН*м)	Qz (кН)	Mz (кН*м)	Qy (кН)	№№ загруз
1	1	1	-	A1	1	-754.819275	0	95.248466	-22.145884	0	0	1 2 3 4 6
1	1	2	-	A1	2	-892.075623	0	8.14379	-12.990554	0	0	1 2 3 4 5 7
1	1	2	-	A1	6	-892.075623	0	96.224442	-23.214195	0	0	1 2 3 4 5 6
1	1	1	-	A1	18	-899.299683	0	43.422363	-13.575243	0	0	1 2 3 4 5
1	2	2	-	A1	2	-892.075623	0	-48.843979	-9.804554	0	0	1 2 3 4 5 7
1	2	2	-	A1	6	-892.075623	0	-9.249016	-18.975193	0	0	1 2 3 4 5 6
1	2	1	-	A1	18	-899.299683	0	-24.453848	-13.575243	0	0	1 2 3 4 5
2	1	2	-	A1	2	-892.075623	0	-48.843979	-9.804554	0	0	1 2 3 4 5 7
2	1	2	-	A1	6	-892.075623	0	-9.249016	-18.975193	0	0	1 2 3 4 5 6
2	1	1	-	A1	18	-899.299683	0	-24.453848	-13.575243	0	0	1 2 3 4 5
2	2	1	-	A1	2	-899.299683	0	-86.899963	-13.575243	0	0	1 2 3 4 5
2	2	2	-	A1	14	-892.075623	0	-86.174957	-14.168651	0	0	1 2 3 4 5 6
4	1	2	-	A1	2	-892.075623	0	-96.224442	23.214195	0	0	1 2 3 4 5 7
4	1	1	-	A1	5	-754.819275	0	-95.248466	22.145884	0	0	1 2 3 4 7
4	1	2	-	A1	6	-892.075623	0	-8.14379	12.990554	0	0	1 2 3 4 5 6
4	1	1	-	A1	18	-899.299683	0	-43.422363	13.575243	0	0	1 2 3 4 5
4	2	2	-	A1	2	-892.075623	0	9.249016	18.975193	0	0	1 2 3 4 5 7
4	2	2	-	A1	6	-892.075623	0	48.843979	9.804554	0	0	1 2 3 4 5 6
4	2	1	-	A1	18	-899.299683	0	24.453848	13.575243	0	0	1 2 3 4 5
5	1	2	-	A1	2	-892.075623	0	9.249016	18.975193	0	0	1 2 3 4 5 7
5	1	2	-	A1	6	-892.075623	0	48.843979	9.804554	0	0	1 2 3 4 5 6
5	1	1	-	A1	18	-899.299683	0	24.453848	13.575243	0	0	1 2 3 4 5
5	2	1	-	A1	1	-899.299683	0	86.899963	13.575243	0	0	1 2 3 4 5
5	2	2	-	A1	13	-892.075623	0	86.174957	14.168651	0	0	1 2 3 4 5 7

2.2.6 Розрахунок колони

Для виготовлення колони обрано важкий бетон класу С20/25. Відповідно до таблиці 3.1 ДБН В.2.6-98:2009 [11], розрахункові характеристики матеріалу встановлено таким чином: розрахунковий опір стиску становить $f_{cd} = 14.5$ МПа; граничні відносні деформації дорівнюють $\varepsilon_{с3,cd} = 0.63\text{‰}$ та $\varepsilon_{cu3,cd} = 3.10\text{‰}$; модуль пружності бетону $E_{cd} = 23 \cdot 10^3$ МПа.

Поздовжня арматура запроектована класу А400С. Розрахункова міцність арматури на стиск та розтяг f_{yd} обчислюється відповідно до формули 3.15 норм ДСТУ Б В.2.6-156:210 [12]:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_n = 400 / 1.1 = 363.64 \text{ МПа} \quad (2.2.16)$$

де $f_{yk} = 400$ МПа — нормативне значення границі текучості арматурної сталі згідно з таблицею 3.4 ДСТУ Б В.2.6-156:210.

Прийнято $f_{yd} = 363.64$ МПа; модуль пружності арматури $E_s = 2,1 \cdot 10^5$ МПа (таблиця 3.4 ДСТУ Б В.2.6-156:210). Граничне відносне видовження арматури ε_{s0} визначається із залежності:

$$f_{yd} / E_s = 363.64 / 210000 = 0.001732 = 1.732 \text{ ‰} \quad (2.2.17)$$

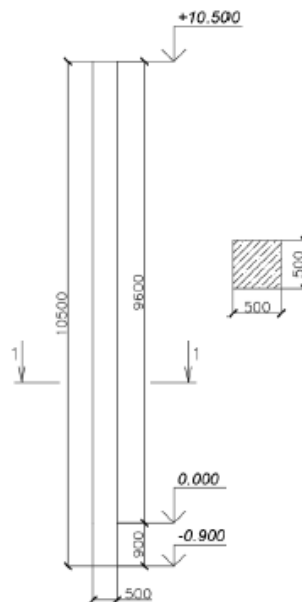


Рисунок 2.2.19 — Конструктивне рішення монолітної колони квадратного поперечного перерізу 500×500 мм та загальною висотою 10500 мм.

2.2.7 Розрахунок гнучкостей колони та визначення ексцентриситетів (розрахунок за першою (найбільш не вигіднішою) комбінацією зусиль)

Розглядається колона з квадратним поперечним перерізом $b \times h = 500 \times 500$ мм. Підбір поздовжнього армування виконується для найбільш несприятливої комбінації розрахункових зусиль, визначеної зі статичного розрахунку:

$$N_{ed} = 892.1 \text{ кН}; M_{ed} = 96.22 \text{ кНм}$$

Розрахункова довжина стержня встановлюється відповідно до рис. 5.7 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010. Для колони першого поверху багатоповерхового будинку (або підвального поверху будинку без підвалу) застосовується схема відповідно до рис. 4.2, в.

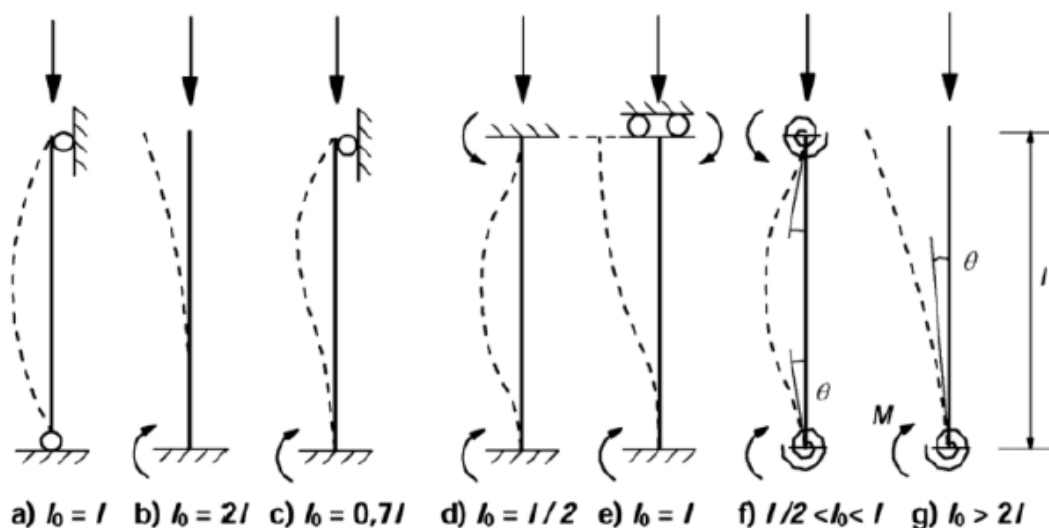


Рисунок 2.2.20 — Схематичне зображення різноманітних форм втрати стійкості та відповідних розрахункових довжин окремих елементів (рис. 5.7 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010).

Відстань від нижньої крайньої грані бетону до осі менш стисненої (розтягнутої) арматури становить $c = 40$ мм; робоча висота перерізу: $d = h - c = 500 - 40 = 460$ мм; відстань від верхньої грані перерізу до осі стисненої арматури $c_1 = 40$ мм.

Розрахункова довжина елемента визначається за виразом:

$$L_0 = 0.7L = 0.7 * 9.6 = 6.72 \text{ м} \quad (2.2.18)$$

де L — висота стисненого елемента між точками закріплення кінців; прийнято $L = 9.6$ м.

При розрахунку залізобетонних конструктивних елементів, навантажених стискальним поздовжнім зусиллям, обов'язковому врахуванню підлягає випадковий ексцентриситет e_0 [13]. Його величина приймається як найбільша з нижченаведених:

$$e_0 = \max \{ L_0/600 ; h/30 ; 10 \} \quad (2.2.19)$$

а саме: $L_0/600$ — від розрахункової довжини елемента;

$h/30$ — від висоти поперечного перерізу;

10 мм — нормативне мінімальне значення.

$$e_0 = \max \{ 6720/600 ; 500/30 ; 10 \} = \max \{ 11.2 ; 16.6 ; 10 \} = 16.6 \text{ мм}$$

Для статично невизначених конструкцій ексцентриситет поздовжньої сили відносно центра ваги приведенного перерізу e приймається рівним значенню, отриманому зі статичного розрахунку $e_1 = M_{ed}/N_{ed}$, але не менш за e_0 (умова: $e = e_1 \geq e_0$).

$$e_1 = M_{ed} / N_{ed} = 96.22 / 892.1 = 0.108 \text{ м}; \quad e = e_1 = 108 \text{ мм} \quad (2.2.20)$$

Дійсна гнучкість колони прямокутного (квадратного) перерізу визначається за формулою:

$$\lambda = L_0 / (0.2887 * h) = 6720 / (0.2887 * 500) = 46.55 \quad (2.2.21)$$

Гранична гнучкість λ_{lim} розраховується за спрощеним виразом:

$$\lambda_{lim} = 20 * A * B * C / \sqrt{n} = 26.2 / \sqrt{0.25} = 52.4 \quad (2.2.22)$$

де $A = 0,7$; $B = 1,1$; $C = 1,7$;

$n = N_{ed}/(A_c * f_{cd})$ — безрозмірна відносна осьова сила (A_c — площа бетонного поперечного перерізу колони;

f_{cd} — розрахунковий опір бетону стиску).

$$n = N_{ed} / (A_c * f_{cd}) = 892100 / (500 * 500 * 14.5) = 0.246 \approx 0.25 \quad (2.2.23)$$

$$\lambda_{lim} = 52.4 > \lambda = 46.55$$

Оскільки отримана умова виконується, вплив поздовжнього згину елемента в подальших розрахунках може бути знехтуваний.

2.2.8 Розрахунок за першою комбінацією зусиль)

Розрахункові значення зусиль для даної комбінації:

$$N_{ed} = N_I = 892.1 \text{ кН}; M_{ed} = M_I = 96.22 \text{ кНм}; e_{tot} = e_1 = 108 \text{ мм} = 0.108 \text{ м}.$$

Момент відносно осі розтягнутої арматури обчислюється за виразом:

$$M_{ed1} = N_{ed}(e_{tot} + h/2 - c) = 892.1 \cdot (0.108 + 0.5/2 - 0.04) = 283.7 \text{ кНм} \quad (2.2.24)$$

де $c = 40 \text{ мм}$ — відстань від крайньої стисненої грані до центра ваги розтягнутої арматури.

Визначення допоміжних розрахункових коефіцієнтів:

$$k = (\varepsilon_{cu3,cd} - \varepsilon_{c3,cd}) / \varepsilon_{cu3,cd} = (3.10 - 0.63) / 3.10 = 0.79677 \quad (2.2.25)$$

де $\varepsilon_{cu3,cd}$ — граничне розрахункове значення відносної деформації стиску бетону в білінійній моделі; $\varepsilon_{c3,cd}$ — розрахункова відносна деформація стиску, після досягнення якої бетон розвиває повний розрахунковий опір (вузлова точка між похилою та горизонтальною гілками білінійної діаграми).

Коефіцієнт β відображає положення центра ваги білінійної епюри напружень стисненої зони (відстань ц.в. від верхньої стисненої грані: $x_c = \beta \cdot x$). Зв'язок з коефіцієнтом k визначається виразом:

$$\beta = (k^2 + k + 1) / (3(1 + k)) = (0.79677^2 + 0.79677 + 1) / (3(1 + 0.79677)) = 0.45111 \quad (2.2.26)$$

Для визначення коефіцієнтів k і β в залежності від класу бетону рекомендується користуватися таблицею 3.1 ДБН В.2.6-98:2009.

Так звана «повнота» білінійної епюри напружень стисненої зони характеризується коефіцієнтом ω_c , що виражається через k :

$$\omega_c = (1 + k) / 2 = 0.5(1 + k) = 0.5(1 + 0.79677) = 0.89839 \quad (2.2.27)$$

Рівняння рівноваги для позацентрово стисненого елемента з симетричним армуванням у безрозмірній формі мають вигляд:

$$\alpha m_1 = \xi(1 - \beta\xi) + \alpha s k_{sc}(1 - \delta)$$

$$\alpha n = \xi + \alpha s(k_{sc} - k_{st})$$

де $k_{st} = \varepsilon_{st}/\varepsilon_{s0}$ та $k_{sc} = \varepsilon_{sc}/\varepsilon_{s0}$ — коефіцієнти використання несучої здатності відповідно розтягнутої та стисненої арматури ($\varepsilon_{s0} = f_{yd}/E_s$). При перевищенні будь-яким із цих коефіцієнтів значення 1 він приймається рівним 1. Знак k_{st} позитивний при розтягу в арматурі A_{st} та від'ємний — при стиску.

Безрозмірний моментний параметр (за методикою ЄС2):

$$a_{m1} = \frac{M_{ed1}}{\omega_c f_{cd} b d^2} =$$

$$= (283.7 * 10^6) / (0.89839 * 14.5 * 500 * 460^2) = 0.206 \quad (2.2.28)$$

Безрозмірний параметр осевого навантаження (за методикою ЄС2):

$$a_n = \frac{N_{ed}}{\omega_c f_{cd} b d} =$$

$$= 892100 / (0.89839 * 14.5 * 500 * 460) = 0.298 \quad (2.2.29)$$

Встановлення приналежності перерізу до відповідної деформаційної області:

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

$$= 3.10 / (3.10 + 1.732) = 0.64 \quad (2.2.30)$$

$$\xi_b = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{ud}} =$$

$$= 3.10 / (3.10 + 25) = 0.11 \quad (2.2.31)$$

$$\xi_b = 0.11 < \xi = \alpha n = 0.298 < \xi_{lim} = 0.64$$

На підставі наведеної перевірки переріз класифікується як такий, що функціонує в межах деформаційної області 2 (режим великих ексцентриситетів).

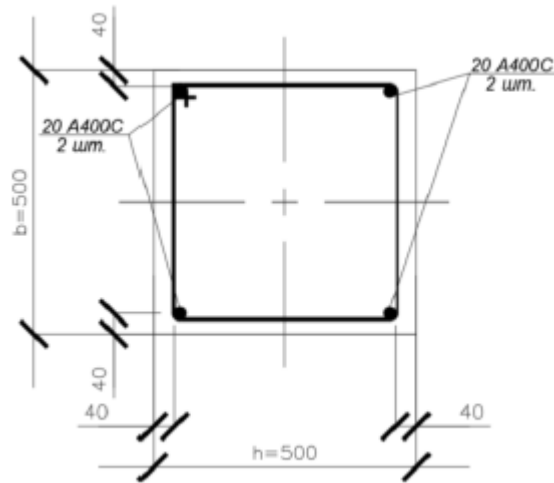


Рисунок 2.2.22 — Конструктивна схема армування колони.

2.2.9 Розрахунок за другою комбінацією зусиль

Геометричні параметри поперечного перерізу колони залишаються незмінними: $b \times h = 500 \times 500$ мм. На цьому етапі підбір арматури виконується для найбільш сприятливої з можливих комбінацій розрахункових зусиль, встановленої зі статичного розрахунку:

$$N_{ed} = 754.82 \text{ кН}; M_{ed} = 95.25 \text{ кНм}$$

Відстань від нижньої крайньої грані до центра ваги менш стисненої (розтягнутої) арматури: $c = 40$ мм; робоча висота перерізу: $d = h - c = 500 - 40 = 460$ мм; відстань від верхньої грані до осі стисненої арматури $c_1 = 40$ мм.

Розрахункова довжина елемента:

$$L_0 = 0.7L = 0.7 \cdot 9.6 = 6.72 \text{ м} \quad (2.2.35)$$

де $L = 9.6$ м — висота елемента між опорними закріпленнями.

Під час дослідження роботи стисненого залізобетонного елемента необхідно враховувати випадковий ексцентриситет e_o , що встановлюється як максимальне з наступних трьох значень:

$$e_o = \max \left\{ \frac{l_0}{600}; \frac{h}{30}; 10 \right\} \quad (2.2.36)$$

де $L_0/600$ — від розрахункової довжини елемента або відстані між закріпленими перерізами;

$h/30$ — від висоти перерізу h ;

10 мм — нижня допустима межа.

$$e_o = \max \left\{ \frac{6720}{600}; \frac{500}{30}; 10 \right\} = \max \{11.2; 16.6; 10\} = 16.6 \text{ мм}$$

2.2.10 Розрахунок армування (розрахунок за другою (найбільш вигіднішою) комбінацією зусиль)

Для статично невизначених конструкцій ексцентриситет e приймається рівним значенню зі статичного розрахунку $e_1 = M_{ed}/N_{ed}$, але не менш за e_o (умова $e = e_1 \geq e_o$).

$$e_1 = \frac{M_{ed}}{N_{ed}} = \frac{95.25}{754.82} = 0.126 \text{ м; (2.37)}$$

$$e = e_1 = 126 \text{ мм}$$

Фактична гнучкість колони квадратного перерізу:

$$\lambda = \frac{l_0}{0.2887 \cdot h} = \frac{6720}{0.2887 \cdot 500} = 46.55 \quad (2.2.38)$$

Гранична гнучкість за спрощеною методикою:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot \frac{C}{\sqrt{n}} = \frac{26.2}{\sqrt{0.201}} = 58.44 \quad (2.2.39)$$

де $A = 0.7$; $B = 1.1$; $C = 1.7$; $n = N_{ed}/(A_c \cdot f_{cd})$ — відносна осьова сила.

$$n = \frac{N_{ed}}{A_c f_{cd}} = \frac{754820}{500 \cdot 500 \cdot 14.5} = 0.201 \quad (2.2.40)$$

$$\lambda_{lim} = 58.44 > \lambda = 46.55$$

Умова виконується — вплив поздовжнього вигину може бути виключений із розрахунку.

2.2.11 Розрахункові зусилля для другої комбінації зусилля

$N_{ed} = N_I = 754.82 \text{ кН}; M_{ed} = M_I = 95.25 \text{ кНм}; e_{tot} = e_1 = 126 \text{ мм} = 0.126 \text{ м}.$

Момент відносно осі розтягнутої арматури:

$$M_{ed1} = N_{ed}(e_{tot} + h/2 - c) = 754.82 * (0.126 + 0.5/2 - 0.04) = 253.62 \text{ кНм} \quad (2.2.41)$$

де $c = 40 \text{ мм}$ — відстань від грані перерізу до центра ваги розтягнутої арматури.

Допоміжні розрахункові коефіцієнти (аналогічно попередньому розрахунку):

$$k = \frac{\varepsilon_{cu3,cd} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd}} = \frac{3.10 - 0.63}{3.10} = 0.79677 \quad (2.2.42)$$

де $\varepsilon_{cu3,cd}$ — гранична розрахункова деформація стиску в білінійній моделі;

$\varepsilon_{c3,cd}$ — деформація на межі переходу до горизонтального плато.

$$\beta = \frac{k^2 + k + 1}{3(1 + k)} = \frac{0.79677^2 + 0.79677 + 1}{3(1 + 0.79677)} = 0.45111 \quad (2.2.43)$$

Коефіцієнти k та β рекомендується уточнювати за таблицею 3.1 ДБН В.2.6-98:2009 залежно від класу бетону.

$$\omega_c = (1 + k) / 2 = 0.5(1 + k) = 0.5(1 + 0.79677) = 0.89839 \quad (2.2.44)$$

Система рівнянь рівноваги для позакентрово стисненого елемента з симетричним розташуванням арматури зберігає свій вигляд:

$$\alpha m_1 = \xi(1 - \beta\xi) + \alpha_s \cdot k_{sc}(1 - \delta)$$

$$\alpha n = \xi + \alpha_s(k_{sc} - k_{st})$$

де $k_{st} = \varepsilon_{st}/\varepsilon_{s0}$, $k_{sc} = \varepsilon_{sc}/\varepsilon_{s0}$ — характеристики використання несучої здатності розтягнутої та стисненої арматури ($\varepsilon_{s0} = f_{yd}/E_s$). При перевищенні одиниці будь-яким коефіцієнтом він округлюється до 1. Знак k_{st} визначається знаком деформації в A_{st} .

Безрозмірний моментний параметр (за ЄС2):

$$a_{m1} = \frac{M_{ed1}}{\omega_c f_{cd} b d^2} = \frac{253.62 \cdot 10^6}{0.89839 \cdot 14.5 \cdot 500 \cdot 460^2} = 0.184 \quad (2.2.45)$$

Безрозмірний силовий параметр (за ЄС2):

$$a_n = \frac{N_{ed}}{\omega_c f_{cd} b d} = \frac{754820}{0.89839 \cdot 14.5 \cdot 500 \cdot 460} = 0.252 \quad (2.2.46)$$

Перевірка приналежності перерізу до відповідної деформаційної області:

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{s0}} = \frac{3.10}{3.10 + 1.732} = 0.64 \quad (2.2.47)$$

$$\xi_b = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{ud}} = \frac{3.10}{3.10 + 25} = 0.11 \quad (2.2.48)$$

$$\xi_b = 0.11 < \xi = \alpha_n = 0.298 < \xi_{lim} = 0.64$$

На підставі виконаної перевірки переріз функціонує в межах деформаційної області 2 (випадок великого ексцентриситету).

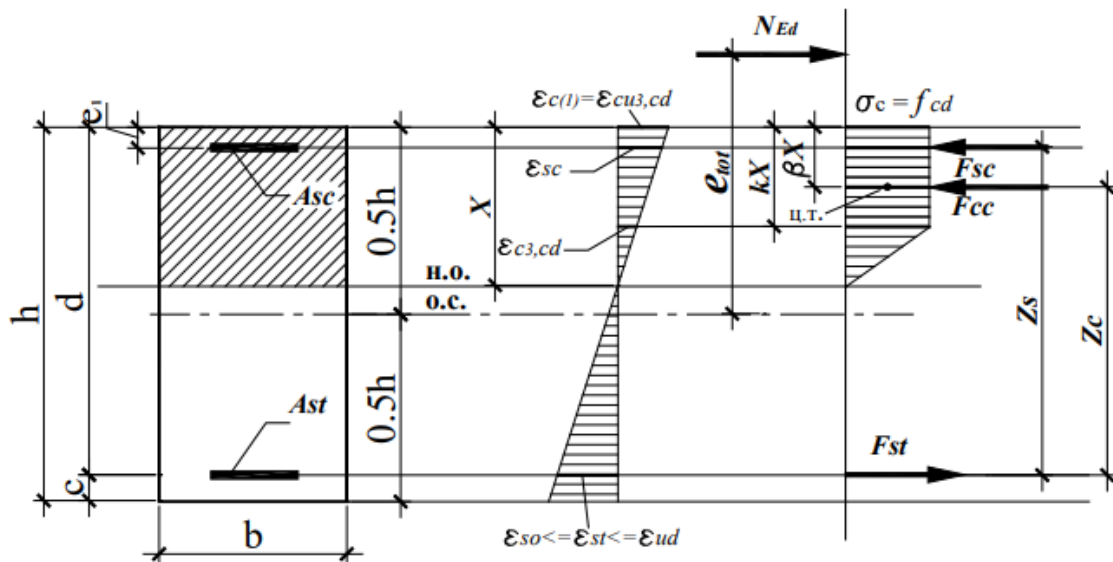


Рисунок 2.23 — Розподіл деформацій і напружень у поперечному перерізі при роботі в деформаційній області 2.

З умов рівноваги при $k_{st} = k_{sc} = 1$ та $\xi = \alpha_n$ отримаємо:

$$\alpha_s = \frac{a_{m1} - a_n(1 - \beta \cdot a_n)}{(1 - \delta)} = \frac{0.184 - 0.252(1 - 0.45111 \cdot 0.252)}{(1 - 0.087)} = -0.043 \quad (2.2.49)$$

де $\delta = c_1/d = 40/460 = 0.087$.

Від'ємне значення α_s підтверджує, що армування перерізу визначається виключно на основі конструктивних вимог нормативних документів.

Відповідно до конструктивних вимог сумарна площа поздовжньої арматури не повинна бути меншою за $A_{s,min}$, тому:

$$A_{st} = S_{sc} \geq A_{s,min} = \frac{0.1 \cdot N_{ed}}{f_{yd}} = \frac{0.1 \cdot 754820}{363.64} = 207.6 \text{ мм}^2 \quad (2.2.50)$$

$$A_s = A_{sc} \geq 0.002A_c = 0.002 \cdot 500 \cdot 500 = 500 \text{ мм}^2 \quad (2.2.51)$$

За сортаментом прийнято армування 2 Ø 20 A400C ($A_{st} = 528.0 \text{ мм}^2$).

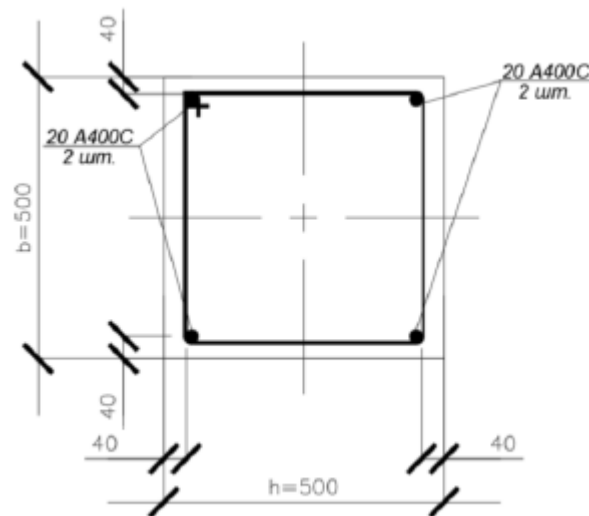


Рисунок 2.2.24 — Схема армування колони.

2.2.12 Розрахунок безрозкісної ферми покриття

Безрозкісні залізобетонні ферми є статично невизначеними системами, що суттєво ускладнює їх аналіз; тому визначення зусиль, як правило, здійснюється

у програмних комплексах — у даному випадку статичний аналіз виконано в ЛІРА-САПР.

Після встановлення зусиль у стрижнях виконується конструктивний розрахунок: визначають параметри перерізів верхнього та нижнього поясів і стійок. Верхній пояс і стійки перевіряються на позacentровий стиск, нижній пояс — на позacentровий розтяг. З метою підвищення несучої здатності нижній пояс зазвичай проектується попередньо напруженим.

Об'єктом розрахунку є безрозкісна ферма прольотом 24 м.

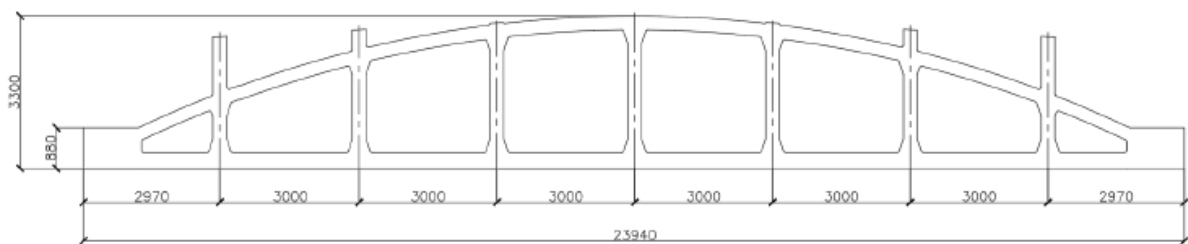


Рисунок 2.2.25 – Загальний вигляд залізобетонної безрозкісної ферми.

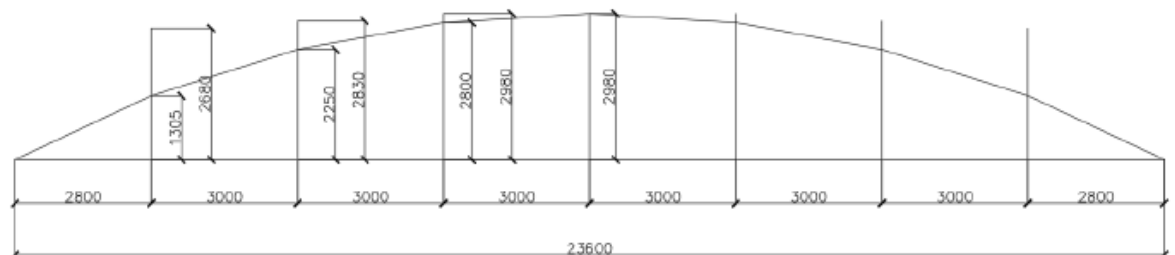


Рисунок 2.2.26 – Розрахункова схема безрозкісної ферми.

2.2.13 Статичний розрахунок

Навантаження від власної ваги:

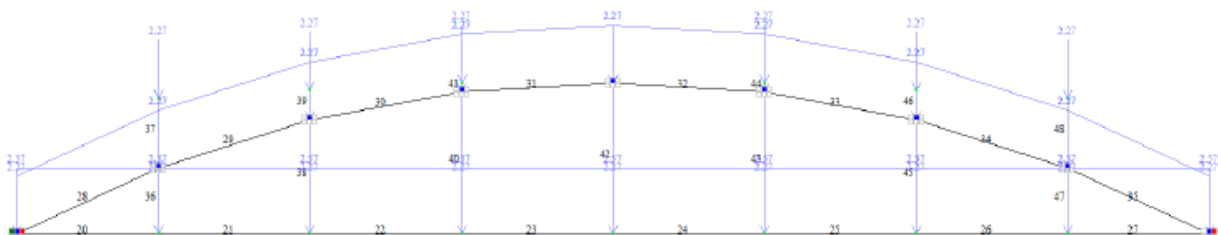


Рисунок 2.2.27 – Розрахункова схема навантаження від власної ваги ферми.

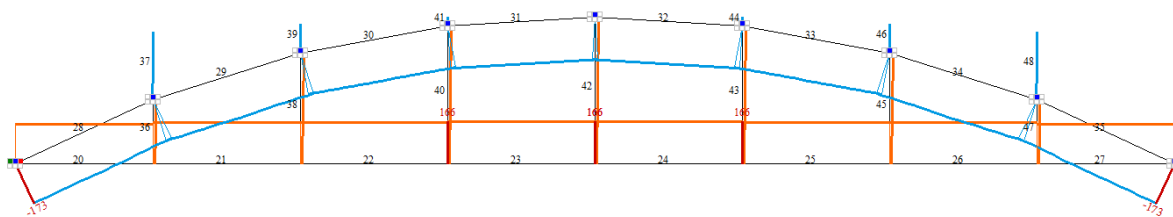


Рисунок 2.2.28 – Епюри поздовжніх сил N від власної ваги ферми.

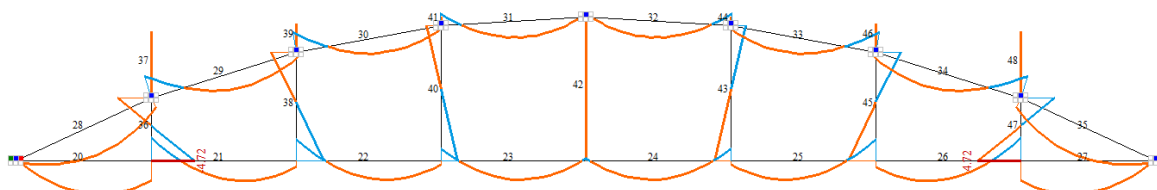


Рисунок 2.2.29 – Епюри згинальних моментів M_u від власної ваги ферми.

Навантаження від ваги покрівлі:

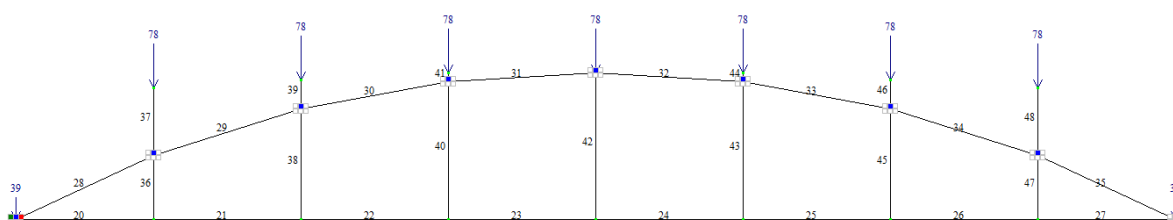


Рисунок 2.2.30 — Розрахункова схема навантаження від ваги покрівлі.

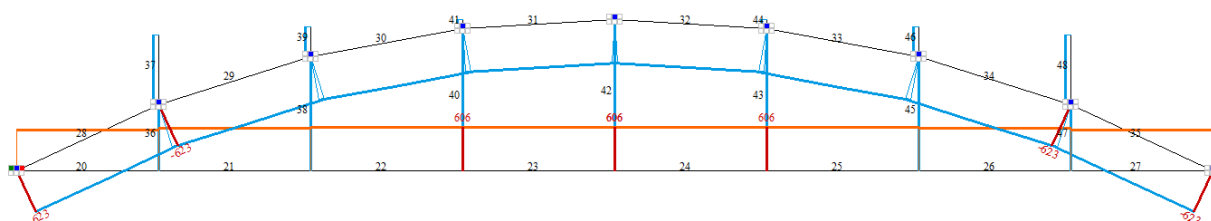


Рисунок 2.2.31 — Епюри поздовжніх сил N від ваги покрівлі.

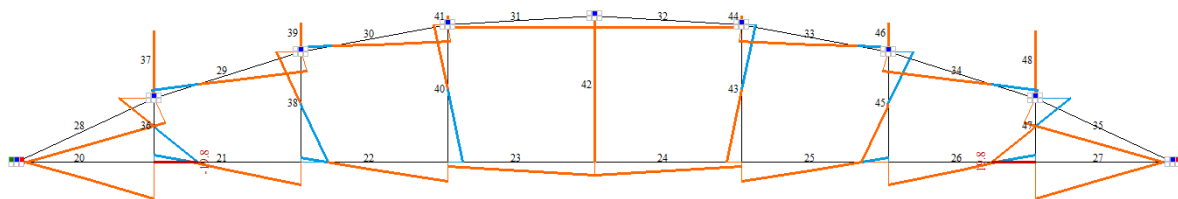


Рисунок 2.2.31 — Епюри згинальних моментів M_u від ваги покрівлі.

Снігове навантаження:

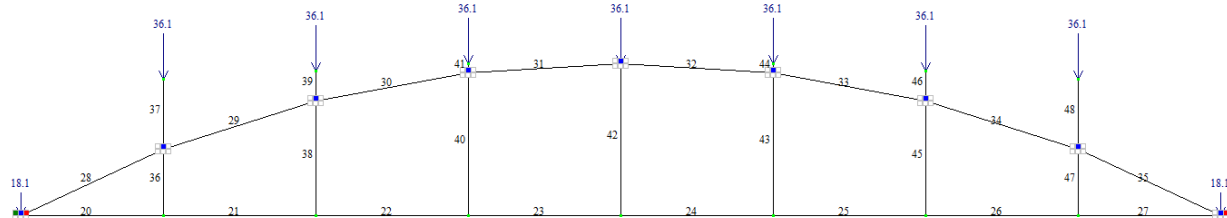


Рисунок 2.2.32 — Розрахункова схема снігового навантаження.

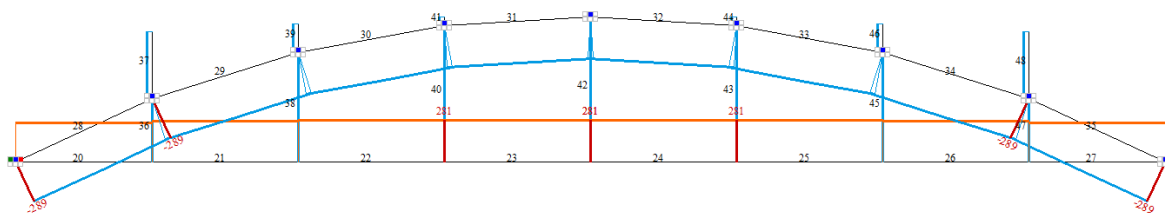


Рисунок 2.2.33 — Епюри поздовжніх сил N від снігового навантаження.

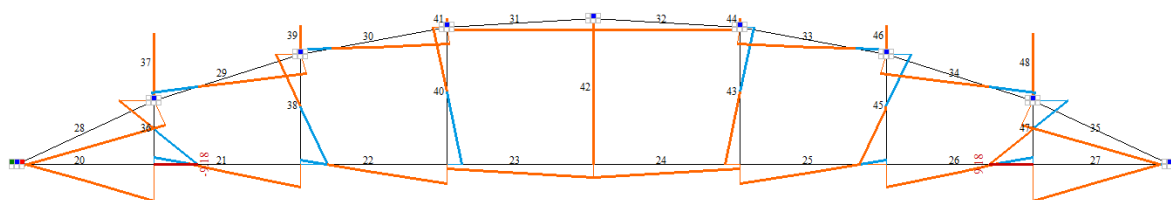


Рисунок 2.2.34 — Епюри згинальних моментів M_u від снігового навантаження.

2.2.14 Розрахунок нижнього поясу

Таблиця 2.2.3 — Розрахункові зусилля нижнього поясу ферми.

Таблиця РСУ						Усилия						
№ элем	№ сечен	№ столбца	Кран/сейсм	Группа РСУ	Критерий	N (кН)	Mk (кН*м)	My (кН*м)	Qz (кН)	Mz (кН*м)	Qy (кН)	№№ загруз
20	1	1	-	A1	1	980.004822	0	-2.084372	13.788465	0	0	1 2 3
20	2	1	-	A1	1	980.004822	0	6.938545	11.991299	0	0	1 2 3
20	3	1	-	A1	1	980.004822	0	14.703444	10.194132	0	0	1 2 3
20	4	1	-	A1	1	980.004822	0	21.210331	8.396966	0	0	1 2 3
20	4	1	-	A1	32	719.027832	0	15.598046	5.443534	0	0	1 3
20	5	1	-	A1	1	980.004822	0	26.459196	6.599799	0	0	1 2 3
20	5	1	-	A1	32	719.027832	0	18.77951	3.646367	0	0	1 3
21	1	1	-	A1	1	1026.698975	0	-7.276729	11.569777	0	0	1 2 3
21	2	1	-	A1	1	1026.698975	0	0.678528	9.644241	0	0	1 2 3
21	3	1	-	A1	1	1026.698975	0	7.189633	7.718706	0	0	1 2 3
21	4	1	-	A1	1	1026.698975	0	12.256587	5.79317	0	0	1 2 3
21	4	1	-	A1	32	752.980896	0	9.025882	3.688687	0	0	1 3
21	5	1	-	A1	1	1026.698975	0	15.87939	3.867635	0	0	1 2 3
21	5	1	-	A1	32	752.980896	0	11.070321	1.763152	0	0	1 3
22	1	1	-	A1	1	1044.425415	0	-5.056607	9.924573	0	0	1 2 3
22	2	1	-	A1	1	1044.425415	0	1.664747	7.999037	0	0	1 2 3
22	3	1	-	A1	1	1044.425415	0	6.941948	6.073502	0	0	1 2 3
22	4	1	-	A1	1	1044.425415	0	10.775	4.147966	0	0	1 2 3
22	4	1	-	A1	32	765.915466	0	7.956411	2.520197	0	0	1 3
22	5	1	-	A1	1	1044.425415	0	13.163898	2.22243	0	0	1 2 3
22	5	1	-	A1	32	765.915466	0	9.124484	0.594661	0	0	1 3
23	1	1	-	A1	1	1052.450439	0	1.494942	6.183782	0	0	1 2 3
23	2	1	-	A1	1	1052.450439	0	5.410702	4.258246	0	0	1 2 3
23	3	1	-	A1	1	1052.450439	0	7.88231	2.33271	0	0	1 2 3
23	4	1	-	A1	1	1052.450439	0	8.909767	0.407175	0	0	1 2 3
23	4	1	-	A1	14	771.785339	0	6.592054	-0.219477	0	0	1 3
23	5	1	-	A1	1	1052.450439	0	8.493073	-1.518361	0	0	1 2 3
23	5	1	-	A1	14	771.785339	0	5.705369	-2.145013	0	0	1 3

Початкові дані для розрахунку:

Геометричні параметри поперечного перерізу:

— розміри перерізу: $b = 280$ мм, $h = 340$ мм;

— $c = 50$ мм — відстань від нижньої грані до осі розтягнутої арматури;

— $d = h - c = 340 - 50 = 290$ мм — робоча висота перерізу;

— $c_1 = c = 50$ мм — відстань від верхньої грані до осі розтягнутої арматури.

Характеристики арматури:

— клас попередньо напруженої арматури: A1000;

— модуль пружності арматури $E_p = 190\,000$ МПа;

— характеристичний опір розтягу: $f_{pk} = 1050$ МПа;

— характеристична умовна межа текучості: $f_{p0,1k} = 955$ МПа;

— коефіцієнт надійності арматури $\gamma_s = 1,2$;

— розрахунковий опір арматури розтягу:

$$f_{pd0} = f_{p0,1k} / \gamma_s = 955 / 1,2 = 795,83 \text{ МПа}; \quad (2.2.52)$$

— відносні деформації видовження арматури:

$$\varepsilon_{p0} = f_{pd} / E_p = 796 / 190000 = 0,0042; \quad (2.2.53)$$

— граничні відносні деформації видовження арматури:

- характеристичні: $\varepsilon_{uk} = 0,018 = 18 \text{ ‰}$;
- розрахункові: $\varepsilon_{ud} = 0,9 \cdot \varepsilon_{uk} = 0,0162 = 16,2 \text{ ‰}$.

Характеристики бетону:

- клас бетону C32/40;
- розрахунковий опір стиску $f_{cd} = 22 \text{ МПа}$;
- нормативна міцність на стиск $f_{ck} = 40 \text{ МПа}$;
- граничні відносні деформації: $\varepsilon_{c3,cd} = 0,77 \text{ ‰}$ та $\varepsilon_{cu3,cd} = 2,64 \text{ ‰}$.

Розрахунковий згинальний момент від зовнішнього навантаження: $M_{Ed} = 8,01 \text{ кНм}$.

Розрахункова поздовжня сила від зовнішнього навантаження: $N_{Ed} = 1052,45 \text{ кН}$.

Під час розрахунку попередньо напруженого елемента деформаційним методом у загальний баланс деформацій включається попередня деформація розтягу арматури:

$$\varepsilon_{sp} = \sigma_{pm0}(x) / E_p = 787,5 / 190000 = 0,0041 \quad (2.2.54)$$

де $\sigma_{pm0}(x)$ — максимальне напруження в попередньо напруженій арматурі з урахуванням миттєвих втрат, що приймається рівним меншому із значень:

$$\sigma_{pm0}(x) = \min \{ 0,75 \cdot f_{pk} = 0,75 \cdot 1050 = 787,5 \text{ МПа} \quad (2.2.55)$$

$$0,85 \cdot f_{p0.1k} = 0,85 \cdot 955 = 812 \text{ МПа} \quad (2.2.56)$$

Найменше значення: $\sigma_{pm0}(x) = 788 \text{ МПа}$.

З урахуванням прийнятого рівня обтиску гранична відносна деформація арматури при дії зовнішнього навантаження обмежується умовою:

$$\varepsilon_{pud} = \varepsilon_{ud} - \varepsilon_{sp} = 0,0162 - 0,0041 = 0,0121 \quad (2.2.57)$$

Відповідний граничний розрахунковий опір арматури на розтяг визначається як:

$$\begin{aligned} f_{pud} &= f_{pd0} + \left(\frac{f_{pk}}{\gamma_s} - f_{pd0} \right) \frac{\varepsilon_{pud} - \varepsilon_{p0}}{\varepsilon_{uk} - \varepsilon_{p0}} = \\ &= 795.83 + \left(\frac{1050}{1.2} - 795.83 \right) \frac{0.0121 - 0.0042}{0.018 - 0.0042} = 841.15 \text{ МПа} \end{aligned} \quad (2.2.58)$$

де $f_{pd0} = \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_s} = 795,83 \text{ МПа}$ — розрахунковий опір при деформаціях $\varepsilon_{p0} = f_{pd0} / E_p = 0,0042$.

При застосуванні двохлінійної діаграми стану бетону межі зон деформування для попередньо напружених елементів залежно від відносної висоти стиснутої зони ξ визначаються наступним чином:

$$\xi \leq \xi_{a,p} = \frac{\varepsilon_{c3.cd}}{\varepsilon_{c3.cd} + \varepsilon_{pud}}; \quad \text{— Підзона Ia:} \quad ; (2.2.59)$$

$$\xi_{a,p} = \frac{\varepsilon_{c3.cd}}{\varepsilon_{c3.cd} + \varepsilon_{pud}} < \xi \leq \xi_{b,p} = \frac{\varepsilon_{cu3.cd}}{\varepsilon_{cu3.cd} + \varepsilon_{pud}}; \quad \text{— Підзона Ib:} \quad ; (2.2.60)$$

$$\xi_{b,p} = \frac{\varepsilon_{cu3.cd}}{\varepsilon_{cu3.cd} + \varepsilon_{pud}} < \xi \leq \xi_{lim,p} = \frac{\varepsilon_{cu3.cd}}{\varepsilon_{cu3.cd} + \varepsilon_{p0} - \varepsilon_{sp}}. \quad \text{— Підзона II:} \quad (2.2.61)$$

Граничні значення $\xi_{lim,p}$ і $\xi_{b,p}$ для зони II та відповідні граничні параметри $\alpha_{p,b}$ і $\alpha_{mp,lim}$ обчислюються за такими виразами:

$$\begin{aligned} \xi_{a,p} &= \frac{\varepsilon_{c3.cd}}{\varepsilon_{c3.cd} + \varepsilon_{pud}} = \frac{0.77}{0.77 + 12.1} = 0.06 \\ \xi_{b,p} &= \frac{\varepsilon_{cu3.cd}}{\varepsilon_{cu3.cd} + \varepsilon_{pud}} = \frac{2.64}{2.64 + 12.1} = 0,179 \\ \xi_{lim,p} &= \frac{\varepsilon_{cu3.cd}}{\varepsilon_{cu3.cd} + \varepsilon_{p0} - \varepsilon_{sp}} = \frac{2,64}{2.64 + 4.2 - 4.1} = 0,964 \\ \alpha_{mp,a} &= 0.0435 < \alpha_{mp,b} = 0.138 < \alpha_{amp,lim} = 0.4848. \end{aligned}$$

У наведених виразах $\varepsilon_{p0} = f_{pd} / E_p = 0,0042$; $\varepsilon_{pud} = 0,0121$ — гранична відносна деформація арматури класу A1000, що застосовується.

Залежно від положення рівнодійної розтягувальної сили у перерізі позациентрово розтягнутого елемента розглядається два розрахункових випадки — малий та великий ексцентриситет.

Момент відносно осі центра ваги розтягнутої арматури становить:

$$M_{Ed1} = N_{Ed}(e - y_c + c) = 1052,45 \cdot (0,0076 - 0,12 + 0,05) = -65,7 \text{ кНм} \quad (2.2.62)$$

де $c = 50$ мм — відстань від нижньої грані перерізу до осі розтягнутої арматури;

e — ексцентриситет зусилля $N_{Ed} = 1052,45$ кН відносно центра ваги перерізу:

$$e = M_{Ed} / N_{Ed} = 8,01 / 1052,45 = 0,0076 \text{ м}; \quad (2.2.63)$$

$y_c = 0,12$ м — відстань від більш розтягнутої грані до центра ваги перерізу.

Оскільки $M_{Ed1} < 0$ (ситуація малих ексцентриситетів), площа арматури A_{st1} знаходиться з рівняння моментів відносно менш напруженої арматури A_{st2} :

$$A_{st1} = \frac{N_{Ed} \cdot e_{s2}}{f_{pud}(d - c_1)} = \frac{1052,45 \cdot 0,13}{841,15(0,29 - 0,05)} = 677,8 \text{ мм}^2 \quad (2.2.64)$$

де $d = 290$ мм — робоча висота перерізу;

$$e_{s2} = e + 0,5h - c_1 = 0,0076 + 0,5 \cdot 0,34 - 0,05 = 0,13 \text{ м}; \quad (2.2.65)$$

e — ексцентриситет розтягувальної сили відносно центра ваги перерізу;

$c_1 = 50$ мм — відстань від нижньої грані до осі розтягнутої арматури.

Площа арматури A_{st2} визначається з рівняння:

$$A_{st2} = \frac{N_{Ed} \cdot e_{s1}}{f_{pud}(d - c_1)} = \frac{1052,45 \cdot 0,1124}{841,15(0,29 - 0,05)} = 585,98 \text{ мм}^2 \quad (2.2.66)$$

$$\text{де } e_{s1} = 0,5h - e - c = 0,5 \cdot 0,34 - 0,0076 - 0,05 = 0,1124 \text{ м}. \quad (2.2.67)$$

До проектування приймається армування площею не менше $A_{st1} = 677,8$ мм², а саме 6 Ø 20 A1000 (1885,0 мм²).

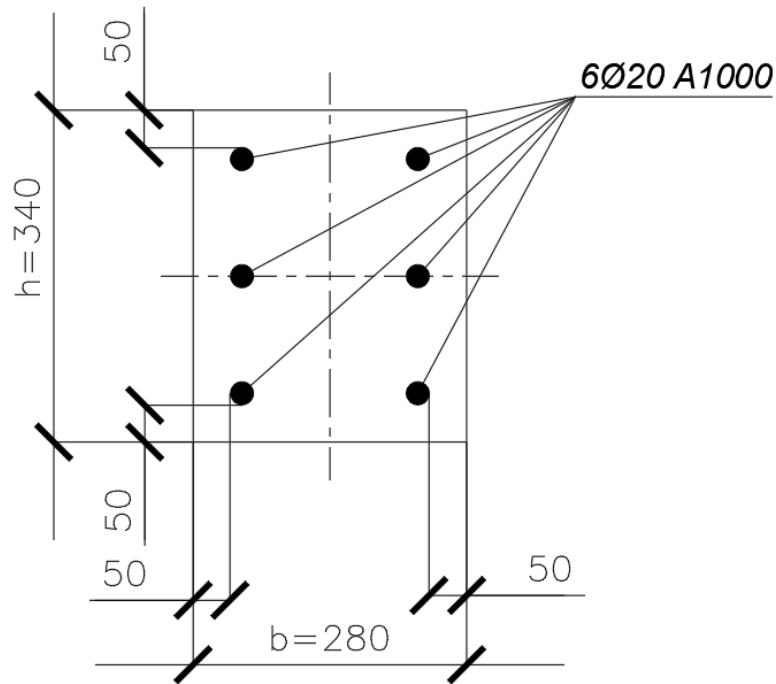


Рисунок 2.2.35 — Схема розміщення попередньо напруженої арматури в нижньому поясі безрозкісної ферми.

Геометричні характеристики перерізу:

Коефіцієнти приведення нижньої та верхньої арматури до бетону:

$$\alpha_{sp} = E_p / E_{cm} = 190000 / 36000 = 5,27; \quad \alpha_{scp} = E_{cp} / E_{cm} = 190000 / 36000 = 5,27$$

де: $E_p = 190\,000$ МПа — модуль пружності арматури; $E_{cm} = 36\,000$ МПа — початковий модуль пружності бетону класу С32/40.

Геометричні параметри та схема армування: $b = 280$ мм; $h = 340$ мм; $cpl = cpr = 50$ мм; $A_{sc} = A_{scp} = 1885$ мм².

Площа бетонного перерізу:

$$A_c = b \cdot h = 280 \cdot 340 = 95\,200 \text{ мм}^2 \quad (2.2.68)$$

Площа приведенного перерізу:

$$A_{red} = A_c + \alpha_{sp} \cdot A_{sp} + \alpha_{scp} \cdot A_{scp} = 95200 + (5,27 \cdot 1885) + (5,27 \cdot 1885) = 115\,068 \text{ мм}^2 \quad (2.2.69)$$

Статичний момент бетонного перерізу відносно нижньої розтягнутої грані:

$$S_c = b \cdot h \cdot 0,5h = 280 \cdot 340 \cdot (0,5 \cdot 340) = 16\,184\,000 \text{ мм}^3 \quad (2.2.70)$$

Статичний момент приведенного перерізу відносно нижньої розтягнутої грані:

$$S_{red} = S_c + a_{sp} \cdot A_{sp} \cdot c_p + a_{scp} \cdot A_{scp} \cdot (h - c_{p1}) \quad (2.2.71)$$

$$S_{red} = 16\,184\,000 + 5,27 \cdot 1885 \cdot 50 + 5,27 \cdot 1885 \cdot (340 - 50) = 19\,561\,543 \text{ мм}^3$$

Відстані від центра ваги бетонного та приведенного перерізів до нижньої розтягнутої грані, а також до осей напруженої і стиснутої арматури:

$$y_{0,c} = S_c / A_c = \frac{16\,184\,000}{95\,200} = 170 \text{ мм};$$

$$y_{0,red} = S_{red} / A_{red} = \frac{17\,400\,632.2}{102\,356.6} = 170 \text{ мм};$$

$$y_{sp} = y_{0,red} - c_p = 170 - 50 = 120 \text{ мм};$$

$$y_{sc} = h - c_{p1} - y_{0,red} = 340 - 50 - 170 = 120 \text{ мм}.$$

Момент інерції бетонного перерізу відносно власної центральної осі:

$$I_c = \sum (I_{ci} + A_{ci} y_{ci}^2) = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot (y_{0,c} - 0.5h)^2 \quad (2.2.76)$$

$$I_c = \frac{280 \cdot 340^3}{12} + 280 \cdot 340 \cdot (170 - 0.5 \cdot 340)^2 = 917\,093\,000 \text{ мм}^4$$

Момент інерції приведенного перерізу:

$$I_{red} = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h (y_{0,red} - 0.5h)^2 + a_{sp} A_{sp} y_{sp}^2 + a_{scp} A_{scp} y_{sc}^2 \quad (2.2.77)$$

$$I_{red} = \frac{280 \cdot 340^3}{12} + 280 \cdot 340 (170 - 0.5 \cdot 340)^2 + (5.27 \cdot 1885 \cdot 120^2) + (5.27 \cdot 1885 \cdot 120^2) = 1\,203\,190\,000 \text{ мм}^4$$

Моменти опору приведенного перерізу:

– відносно нижньої грані:

$$W_{red}^{inf} = \frac{I_{red}}{y_{0,red}} = \frac{1\,203\,190\,000}{170} = 7\,077\,588.25 \text{ мм}^3; \quad (2.2.78)$$

– відносно верхньої грані:

$$W_{red}^{sup} = \frac{I_{red}}{h - y_{0,red}} = \frac{1\,020\,150\,000}{340 - 170} = 7\,077\,588.25 \text{ мм}^3. \quad (2.2.79)$$

Попереднє напруження та втрати напружень у напруженій арматурі

Початкові напруження в арматурі безпосередньо після натягу або передачі $\sigma_{pm0(x)}$ призначають як менше з двох значень:

$$\sigma_{pm0(x)} = 0,75 \cdot f_{pk} = 0,75 \cdot 1050 = 787,5 \text{ МПа} \leftarrow \text{найменше} \quad (2.2.80)$$

$$\sigma_{pm0(x)} = 0,85 \cdot f_{p0,1k} = 0,85 \cdot 955 = 811,75 \text{ МПа} \quad (2.2.81)$$

Максимальні напруження у напруженій арматурі під час натягування призначають як менше з двох значень:

$$\sigma_{p,max} = 0,8 \cdot f_{pk} = 0,8 \cdot 1050 = 840 \text{ МПа} \leftarrow \text{найменше} \quad (2.2.82)$$

$$\sigma_{p,max} = 0,9 \cdot f_{p0,1k} = 0,9 \cdot 955 = 859,5 \text{ МПа} \quad (2.2.83)$$

Для арматури будь-якого класу напруження при натягуванні σ_p повинні задовольняти умові:

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

$$0,3 \cdot 955 = 286,5 \leq 800 \leq 840 \text{ МПа} - \text{умова виконується}$$

Миттєві втрати попереднього напруження

На момент часу $t = t_0$ необхідно враховувати такі миттєві (технологічні) втрати попереднього напруження, що виникають одразу після натягування та анкерування (для натягу на бетон) або після передачі зусилля на бетон (для натягу на упори):

– до попереднього напруження бетону в розтягнутій арматурі відбувається релаксація, що спричиняє часткові втрати зусилля. Цей процес починається з моменту натягу та завершується з передачею обтиску на бетон. За умови теплової обробки втрати від усадки та релаксації змінюються і потребують окремого обліку; вплив температури також має бути врахований у загальних втратах;

– під час натягування виникають втрати від тертя в місцях відхилення арматури (для дротів та канатів), деформацій сталевих форм і заклинювання в анкерних пристроях;

– при передачі попереднього напруження безпосередньо на бетон джерелом втрат є миттєва пружна деформація бетону. Ці втрати виникають у момент звільнення натягнутої арматури з анкерних пристроїв і передачі зусилля на конструкцію.

Втрати від релаксації арматури ΔP_r :

Для арматури класу А1000 при механічному способі натягу:

$$\Delta P_r = A_p \left(0.22 \frac{\sigma_{p,max}}{f_{p0.1k}} - 0.1 \right) \sigma_{p,max} = 1885 \left(0.22 \frac{840}{955} - 0.1 \right) 840 = 148\,060 \text{ Н} \quad (2.2.84)$$

При тепловій обробці збірних залізобетонних елементів виникають температурні втрати ΔP_θ :

$$\Delta P_\theta = 0,5 \cdot A_p \cdot E_{pac} \cdot (T_{max} - T_0) = 0,5 \cdot 1885 \cdot 190\,000 \cdot 0,00001 \cdot 65 = 116\,400 \text{ Н} \quad (2.2.85)$$

де A_p – площа поперечного перерізу напруженої арматури, мм²;

E_p – модуль пружності напруженої арматури, МПа;

$\alpha_c = 1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ – коефіцієнт лінійного температурного розширення бетону (п. 3.1.2.4 ДБН В.2.6-98:2009);

$\Delta t = T_{max} - T_0 = 65 \text{ } ^\circ\text{C}$ – перепад температур; за відсутності точних даних допускається приймати $\Delta t = 65 \text{ } ^\circ\text{C}$.

Втрати від деформацій сталевих форм (упорів) при неодночасному натягуванні:

$$\Delta P_3 = \frac{(n-1)\Delta l}{2nl} E_p A_p \quad (2.2.86)$$

За відсутності даних про конструкцію форми та технологію виготовлення допускається приймати $\Delta P_3/A_p = 30 \text{ МПа}$:

$$\Delta P_3 = A_p \cdot 30 = 1885 \cdot 30 = 56\,550 \text{ Н}$$

Втрати від тертя $\Delta P_{\mu(x)}$ для арматури, що напружується на бетон:

$$\Delta P_\mu(x) = P_{max}(1 - e^{-\mu(\theta + kx)}) \quad (2.2.87)$$

де θ – алгебраїчна сума кутових відхилень на довжині x ;

μ – коефіцієнт тертя між арматурою та каналом;

k – питоме кутове відхилення для внутрішньої арматури (1/м);

x – відстань вздовж арматури від точки з максимальною силою $P_{\max}$;

$P_{\max}$ – сила на кінці арматури у момент натягування.

Для натягу на упори: $\Delta P_{\mu(x)} = 0$.

Втрати в анкерах ΔP_4 від заклинювання в анкерних пристроях та деформації анкерів:

$$\Delta P_4 = \frac{\Delta l}{l} E_p A_p = \frac{2}{24\,200} \cdot 190\,000 \cdot 1885 = 29\,600 \text{ Н} \quad (2.2.88)$$

де $\Delta l = 2$ мм – обтиснення анкерів або зміщення стрижня (за відсутності точних даних);

l – відстань між зовнішніми гранями упорів.

Втрати від миттєвої пружної деформації бетону ΔP_{el} враховуються пропорційно деформаціям бетону в порядку натягування арматур; як усереднені втрати:

$$\Delta P_{el} = A_p E_p \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] = 1885 \cdot 190\,000 \left(\frac{0.5 \cdot 30}{36\,000} \right) = 149\,229 \text{ Н} \quad (2.2.89)$$

Результуюче зусилля попереднього напруження з урахуванням усіх миттєвих втрат:

$$P_{0,c} = \sigma_{p0m} A_p - \Delta P_r - \Delta P_\theta - \Delta P_3 - \Delta P_\mu(x) - \Delta P_4 \quad (2.2.90)$$

$$\begin{aligned} P_{0,c} &= 787,5 \cdot 1885 - 148\,060 - 116\,400 - 56\,550 - 0 - 29\,600 \\ &= 1\,133\,827,5 \text{ Н} \end{aligned}$$

Напруження в бетоні від зусилля $P_{0,c}$:

$$\Delta \sigma_c(t) = \frac{P_{0,c}}{A_{red}} + \frac{P_{0,c} z_{cp} y_{0,red}}{I_{red}} = \frac{1\,133\,827,5}{115\,068} + \frac{1\,133\,827,5 \cdot 120 \cdot 170}{120\,319\,000} \approx 30 \text{ МПа} \quad (2.91)$$

де $z_{cp} = y_{0,c} - c_p = 170 - 50 = 120$ мм.

Сила попереднього напруження

Середня сила $P_{m,t(x)}$ в арматурі у довільний момент часу t на відстані x від точки прикладання напруження визначається відніманням від максимальної початкової сили $P_{\max}$ суми всіх миттєвих і часозалежних втрат.

Початкова сила напруження $P_{m,0}(x)$ (на момент передачі на бетон) не повинна перевищувати:

$$P_{m,0}(x) = A_p \cdot \sigma_{pm0}(x) = 1885 \cdot 787,5 = 1\,484\,440 \text{ Н} \quad (2.2.92)$$

де $\sigma_{pm0}(x)$ – менше з двох значень: $0,75 \cdot f_{pk}$ або $0,85 \cdot f_{p0,1k}$.

Зусилля $P_{m,0}$ з урахуванням миттєвих втрат повинно бути не більше $P_{m,0}(x)$:
 $P_{m,0} = P_{0,c} - \Delta P_{el} = 1\,133\,827,5 - 149\,229 = 984\,600 \text{ Н} < P_{m,0}(x) = 1\,484\,440 \text{ Н}$
(2.2.93)

Умова виконується.

Обмеження напружень у бетоні

Максимальні стискальні напруження в бетоні у момент передачі обтиску:

$$\sigma_c = P_{m,0} / A_{red} = 984\,600 / 115\,068 \approx 8,6 \text{ МПа} \quad (2.2.94)$$

Стискальні напруження від сили попереднього напруження та супутніх навантажень повинні задовольняти умові:

$$\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck(t)} = 0,6 \cdot 29 = 17,4 \text{ МПа}$$

де $f_{ck(t)}$ – характеристичний опір стиску бетону на момент прикладання попереднього напруження.

$$\sigma_c = 8,6 \text{ МПа} < 0,6 \cdot f_{ck(t)} = 17,4 \text{ МПа} \text{ – умова виконується}$$

Залежні від часу втрати попереднього напруження

Середня сила $\Delta P_{m,t(x)}$ у момент $t > t_0$ визначається з урахуванням довгострокових втрат $\Delta P_{c+s+r(x)}$ від повзучості та усадки бетону і тривалої релаксації сталі:

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

Втрати, залежні від часу, зумовлені двома чинниками:

- деформація бетону: зменшення напружень унаслідок повзучості й усадки при тривалому навантаженні;
- релаксація арматури: поступове зниження напружень у розтягнутій арматурі з плином часу.

Зв'язок між релаксацією сталі та деформацією бетону від повзучості й усадки враховується коефіцієнтом зниження 0,8.

Спрощений вираз для визначення часозалежних втрат на відстані x при постійному навантаженні:

$$\Delta P_{c+s+r}(x) = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0.8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \phi(t, t_0) \sigma_{c, QP}}{1 + \frac{E_p A_p}{E_{cm} A_c} (1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2) [1 + 0.8 \phi(t, t_0)]} \quad (2.2.95)$$

Підставляючи числові значення:

$$\begin{aligned} \Delta P_{c+s+r}(x) &= 1885 \frac{0.00023 \cdot 190000 + 0.8 \cdot 165 + \frac{190000}{36000} \cdot 2.3 \cdot 35}{1 + \frac{190000 \cdot 1885}{36000 \cdot 95200} (1 + \frac{95200}{917093000} 120^2) [1 + 0.8 \cdot 2.3]} \\ &= 650\,500 \text{ Н} \end{aligned}$$

де

$\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ – абсолютна зміна напружень в арматурі від повзучості, усадки та релаксації на відстані x у момент t ;

ε_{cs} – розрахункова деформація усадки бетону (ДСТУ Б В.2.6-156-2010, п. 3.1.3.8), абсолютна величина;

E_p – модуль пружності напруженої арматури;

E_{cm} – середній модуль пружності бетону;

$\Delta \sigma_{pr}$ – абсолютна зміна напружень від релаксації напруженої арматури.

Напруження $\Delta \sigma_{pr}$ визначають при $\sigma_p = \sigma(G + P_{m0} + \varphi_2 Q)$:

де $\sigma(G + P_{m0} + \varphi_2 Q)$ – початкові напруження в арматурі від попереднього напруження, постійних і квазіпостійних впливів;

$\phi(t, t_0) = 2,3$ – коефіцієнт повзучості бетону в момент t при часі прикладання навантаження t_0 .

Напруження $\sigma_{c, QP}$ у бетоні поблизу арматури від власної ваги, попереднього напруження та квазіпостійних впливів:

$$\begin{aligned} \sigma_{c, QP} &= \frac{M_{Ed, l} z_{cp}}{I_c} + \frac{P_{m, 0}}{A_c} + \frac{P_{m, 0} z_{cp}^2}{I_c} \\ \sigma_{c, QP} &= \frac{65.7 \cdot 10^6 \cdot 120}{917\,093\,000} + \frac{984600}{95\,200} + \frac{984600 \cdot 120^2}{917\,093\,000} = 35 \text{ МПа;} \end{aligned} \quad (2.2.96)$$

де A_p – повна площа напруженої арматури на відстані x ;

A_c – площа бетонного перерізу;

I_c – момент інерції бетонного перерізу.

Згинальний момент відносно центра ваги розтягнутої арматури:

$$M_{Ed1} = N_{Ed}(e - y_c + c) = 1052.45(0.0076 - 0.12 + 0.05) = - 65.7 \text{ кНм} \quad (2.2.97)$$

де $e = M_{Ed}/N_{Ed} = 8,01/1052,45 = 0,0076$ м;

$y_c = 0,12$ м – відстань від більш розтягнутої грані до центра ваги перерізу.

Загальна деформація усадки бетону складається з двох компонентів: усадки при висиханні та внутрішньої (автогенної) усадки. Усадка при висиханні розвивається відносно повільно й залежить від міграції води в бетоні, що твердне. Внутрішня усадка, навпаки, формується переважно в перші дні після укладання та лінійно пов'язана з міцністю бетону. Таким чином, сумарна деформація усадки ϵ_{cs} :

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} = 0,000263 - 0,0000335 = 0,00023 \quad (2.2.98)$$

де ϵ_{cd} – деформація усадки при висиханні (абсолютна величина);

ϵ_{ca} – деформація внутрішньої усадки (абсолютна величина).

Кінцеве значення деформації усадки при висиханні:

$$\epsilon_{cd,\infty} = k_n \cdot \epsilon_{cd,0} = 0,92 \cdot 0,00043 = 0,0003956 \quad (2.2.99)$$

де $\epsilon_{cd,0}$ – приймається за таблицею 3.2 ДСТУ Б В.2.6-156-2010 (очікуване середнє значення при відносній вологості 60%);

k_n – масштабний коефіцієнт, що залежить від умовного розміру h_0 (табл. 3.3 ДСТУ Б В.2.6-156-2010).

Умовний розмір поперечного перерізу:

$$h_0 = 2A_c / u = \frac{2 \cdot 95\,200}{1240} = 153.42 \text{ мм} \quad (2.2.100)$$

де $u = 1240$ мм – периметр частини перерізу, що піддається висиханню;

$A_c = 95\,200 \text{ мм}^2$ – площа бетонного перерізу.

Масштабний коефіцієнт за інтерполяцією: $k_n = 0,92$.

Розвиток деформації усадки при висиханні з часом:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \varepsilon_{cd}(\infty) = 0.48 \cdot 0.0003956 = 0.00019 \quad (2.2.101)$$

$$\text{де: } \varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 2.5(29 - 10) \cdot 10^{-6} = 47.5 \cdot 10^{-6} \quad (2.2.102)$$

де $t = 100$ діб – розрахунковий вік бетону;

$t_s = 28$ діб – вік бетону на початку усадки при висиханні.

Деформація внутрішньої (автогенної) усадки:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{es}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) = 0.865 \cdot 47.5 \cdot 10^{-6} = 41.1 \cdot 10^{-6}$$

$$\text{де: } \varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 2.5(29 - 10) \cdot 10^{-6} = 47.5 \cdot 10^{-6}$$

$$\beta_{es}(t) = 1 - \exp(-0.2t^{0.5})$$

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

де $t = 100$ – час, діб.

Відповідно до ДСТУ EN 1992-1-1 арматура класифікується як клас 3 – гарячекатані або термічно оброблені стрижні.

Розрахунок втрат від релаксації ґрунтується на показнику ρ_{1000} – відсоткових втратах після 1000 годин від натягу за температури 20 °С: 8% для класу 1; 2,5% для класу 2; 4% для класу 3 (або за сертифікатом виробника).

Відносні втрати від релаксації:

$$\Delta\sigma_{pr} / \sigma_{pi} = 1,98 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{(8\mu)} \cdot (t/1000)^{(0,75(1-\mu))} \cdot 10^{-5} \quad (2.106)$$

Для класу 3:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1.98 \rho_{1000} \cdot e^{8\mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}$$

де $\Delta\sigma_{pr}$ – абсолютні втрати від релаксації попереднього напруження;

σ_{pi} – абсолютне значення початкових попередніх напружень при натягу на упори:

$$\sigma_{pi} = \sigma_{pm0(x)} = 787,5 \text{ МПа}$$

$t = 500\,000$ год. – розрахунковий строк.

$$\mu = \sigma_{pi} / f_{pk} = 787,5 / 1050 = 0,75 \quad (2.2.107)$$

Абсолютні втрати від релаксації:

$$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot 0,21 = 787,5 \cdot 0,21 = 165,4 \text{ МПа} \quad (2.2.108)$$

Зусилля попереднього обтиску з урахуванням усіх втрат:

$$P_{m,t(x)} = P_{m0} - \Delta P_{c+s+r} = 984600 - 650500 = 334.1 \text{ кН}; \quad (2.2.109)$$

Отримане значення $P_{m,t(x)}$ підлягає перевірці за двома умовами:

$$P_{m,t(x)} = 334.1 \text{ кН} < 0.65 f_{pk} A_{sp} = 0.65 \cdot 1050 \cdot 1885 \cdot 10^{-3} = 1286.5 \text{ кН}; \quad (2.2.110)$$

$$P_{m,t(x)} = 334.1 \text{ кН} < P_{m0(x)} - 100A_{sp} = 1484440 - 100 \cdot 1885 = 1295940 \text{ кН}. \quad (2.2.111)$$

Обидві умови виконуються.

Напруження в попередньо напруженій арматурі після врахування сукупних втрат:

$$\sigma_p = P_{m,t(x)} / A_p = 334100 / 1885 = 177.25 \text{ МПа}; \quad (2.2.112)$$

Відносні деформації арматури ε_p визначаються залежно від рівня напружень σ_p за діаграмою стану арматури:

При виконанні умови: $0 \leq \sigma_p = 177.25 \text{ МПа} < f_{pd0} = 795.83 \text{ МПа}$:

$$\varepsilon_p = \sigma_p / E_s = 177.25 / 190\,000 = 0.00093 = 0.93 \text{ ‰}. \quad (2.2.113)$$

Перевірка умов міцності позацентрово розтягнутого нижнього поясу

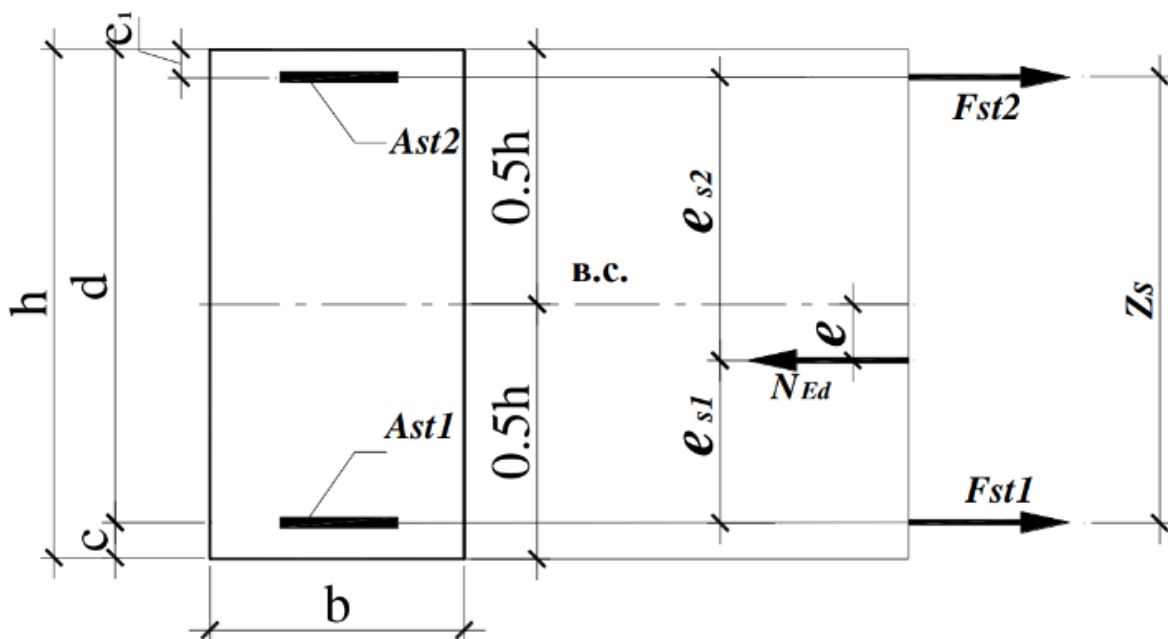


Рисунок 2.2.36 — Схема розподілу зусиль у перерізі позацентрово розтягнутого елемента при малих ексцентриситетах ($e < (0.5h - c)$).

Ексцентриситет розтягуючої сили N_{Ed} відносно центра ваги поперечного перерізу:

$$e = M_{Ed} / N_{Ed} = 8.01 / 1052.45 = 0.0076 \text{ м} \quad (2.2.114)$$

Ексцентриситет розтягуючої сили N_{Ed} відносно осі більш розтягнутої арматури:

$$e_{s1} = y_{0,red} - c - e = 170 - 50 - 7.6 = 112.4 \text{ мм} \quad (2.2.115)$$

Ексцентриситет розтягуючої сили N_{Ed} відносно осі менш розтягнутої арматури:

$$e_{s2} = h - y_{0,red} - c_1 + e = 340 - 170 - 50 + 7.6 = 127.6 \text{ мм} \quad (2.2.116)$$

З урахуванням попереднього напруження гранична відносна деформація арматури від зовнішнього навантаження:

$$\varepsilon_{pud} = \varepsilon_{ud} - \varepsilon_{sp} = 0.0162 - 0.0041 = 0.0121 \quad (2.2.117)$$

Розрахунковий опір арматури розтягу, що відповідає граничній деформації ε_{pud} :

$$f_{pud} = f_{pd0} + \left(\frac{f_{pk}}{\gamma_s} - f_{pd0} \right) \frac{\varepsilon_{pud} - \varepsilon_{p0}}{\varepsilon_{uk} - \varepsilon_{p0}} \quad (2.2.118)$$

$$f_{pud} = 795.83 + \left(\frac{1050}{1.2} - 795.83 \right) \frac{0.0121 - 0.0042}{0.018 - 0.0042} = 841.15$$

Міцність позацентрово розтягнутих елементів при малих ексцентриситетах перевіряється із виконання умов:

$$N_{Ed} e_{s1} = 1052.45 \cdot 112.4 = 118\,295 < A_{st2} \cdot f_{pud} (d - c_1) = 1885 \cdot 841.15 (290 - 50) = 380 \cdot 536 \cdot 260 \text{ кН} \cdot \text{мм}; \quad (2.2.119)$$

$$N_{Ed} e_{s2} = 1052.45 \cdot 127.6 = 134\,292 < A_{st1} \cdot f_{pud} (d - c_1) = 1885 \cdot 841.15 (290 - 50) = 380 \cdot 536 \cdot 260 \text{ кН} \cdot \text{мм}. \quad (2.2.120)$$

Умови міцності виконані — прийняте армування гарантує необхідну несучу здатність нижнього поясу.

Розрахунок залізобетонних елементів на утворення тріщин

Момент тріщиноутворення визначається за спрощеною методикою:

$$M_{crc} = M_{Rk} + M_{rp} = f_{ctm} \gamma W_{red}^{inf} + r_{inf} P_{m,t}(x) \left(z_{cp} + \frac{W_{red}^{inf}}{A_{red}} \right) \quad (2.2.121)$$

$$M_{crc} = 3 \cdot 1.75 \cdot 7077588.25 + 0.95 \cdot 334100 \cdot \left(120 + \frac{7\,077\,588.25}{115\,068}\right) \\ = 94.8 \text{ кНм}$$

де $f_{ctm} = 3.0$ МПа — середнє значення осьової міцності бетону на розтяг для класу С32/40;

$\gamma = 1.75$ — коефіцієнт непружних деформацій розтягнутого бетону для прямокутних перерізів;

$r_{inf} = 0.95$ — нижня межа обтискального зусилля при натягуванні на упори (п. 3.3.9 ДСТУ Б В.2.6-156-2010).

Перевірка тріщиностійкості:

$$MEk = 6.96 \text{ кНм} < M_{crc} = 94.8 \text{ кНм}.$$

Оскільки переріз функціонує в режимі малих ексцентриситетів, висота стисненої зони незначна або може бути відсутньою. За таких умов розрахунок тріщиноутворення допускається виконувати як для центрально-розтягнутого елемента:

$$N_{Ek} = 915.17 \text{ кН} < N_{crc} = 921.5 \text{ кН},$$

де N_{crc} — поздовжня сила, що сприймається перерізом, нормальним до осі елемента, при утворенні тріщин; обчислюється за виразом:

$$N_{crc} = f_{ctm} \gamma A_{red} + r_{inf} \cdot P_{m,t(x)} = 3 \cdot 1.75 \cdot 115\,068 + 0.95 \cdot 334100 = 921.5 \text{ кН} \quad (2.2.122)$$

2.2.15 Розрахунок верхнього поясу

Таблиця 2.2.4 — Розрахункові зусилля в стержнях верхнього поясу ферми

Таблиця РСУ						Усилия						
№ элем	№ сечен	№ столбца	Кран/сейсм	Группа РСУ	Критерий	N (кН)	Mk (кН*м)	My (кН*м)	Qz (кН)	Mz (кН*м)	Qy (кН)	№№ загруз
28	1	1	-	A1	2	-1085.283081	0	2.084372	8.722322	0	0	1 2 3
28	2	1	-	A1	2	-1084.544067	0	8.208248	7.136587	0	0	1 2 3
28	3	1	-	A1	2	-1083.804932	0	13.107469	5.550851	0	0	1 2 3
28	4	1	-	A1	2	-1083.065796	0	16.782032	3.965116	0	0	1 2 3
28	4	1	-	A1	34	-794.361572	0	12.343901	2.304174	0	0	1 3
28	5	1	-	A1	2	-1082.326782	0	19.231943	2.379381	0	0	1 2 3
28	5	1	-	A1	34	-793.622498	0	13.511075	0.718439	0	0	1 3
29	1	1	-	A1	2	-1079.678223	0	-7.967989	10.306861	0	0	1 2 3
29	2	1	-	A1	2	-1079.142944	0	-0.531388	8.607859	0	0	1 2 3
29	3	1	-	A1	2	-1078.607788	0	5.569238	6.908857	0	0	1 2 3
29	4	1	-	A1	2	-1078.072632	0	10.333889	5.209855	0	0	1 2 3
29	4	1	-	A1	34	-790.502747	0	7.613984	3.326844	0	0	1 3
29	5	1	-	A1	2	-1077.537476	0	13.762563	3.510853	0	0	1 2 3
29	5	1	-	A1	34	-789.96759	0	9.561992	1.627842	0	0	1 3
30	1	1	-	A1	2	-1063.459961	0	-5.185861	8.877317	0	0	1 2 3
30	2	1	-	A1	2	-1063.148438	0	0.935349	7.178316	0	0	1 2 3
30	3	1	-	A1	2	-1062.837036	0	5.76107	5.479313	0	0	1 2 3
30	4	1	-	A1	2	-1062.525391	0	9.291302	3.780311	0	0	1 2 3
30	4	1	-	A1	34	-779.104614	0	6.862625	2.312769	0	0	1 3
30	5	1	-	A1	2	-1062.214111	0	11.526045	2.081309	0	0	1 2 3
30	5	1	-	A1	34	-778.793152	0	7.978367	0.613767	0	0	1 3
31	1	1	-	A1	2	-1054.679565	0	0.724354	5.604822	0	0	1 2 3
31	2	1	-	A1	2	-1054.577637	0	4.297259	3.90582	0	0	1 2 3
31	3	1	-	A1	2	-1054.475708	0	6.593621	2.206818	0	0	1 2 3
31	4	1	-	A1	2	-1054.373779	0	7.613439	0.507816	0	0	1 2 3
31	4	1	-	A1	14	-773.168213	0	5.633707	-0.084529	0	0	1 3
31	5	1	-	A1	2	-1054.271851	0	7.356714	-1.191187	0	0	1 2 3
31	5	1	-	A1	14	-773.066345	0	4.931924	-1.783531	0	0	1 3

Геометричні характеристики поперечного перерізу:

- розміри поперечного перерізу: $b = 280$ мм, $h = 300$ мм;
- $c = 50$ мм — відстань від нижньої крайньої грані перерізу до осі розтягнутої арматури;
- $d = h - c = 300 - 50 = 250$ мм — робоча висота перерізу;
- $c_1 = c = 50$ мм — відстань від верхньої грані до осі стисненої арматури.

Характеристики арматури:

Для поздовжнього армування прийнято арматуру класу А400С. Розрахунковий опір на стиск та розтяг f_{yd} визначається за формулою 3.15 ДСТУ Б В.2.6-156:210:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_n} = \frac{400}{1.1} = 363.64 \text{ МПа} \quad (2.2.123)$$

де $f_{yk} = 400$ МПа — характеристичне значення границі текучості арматури (таблиця 3.4 ДСТУ Б В.2.6-156:210).

Прийнято $f_{yd} = 363.64$ МПа; модуль пружності $E_s = 2.1 \cdot 10^5$ МПа (таблиця 3.4 ДСТУ Б В.2.6-156:210). Гранична відносна деформація арматури ε_{s0} :

$$f_{yd} / E_s = 363.64 / 210000 = 0.001732 = 1.732 \text{ ‰} \quad (2.124)$$

Характеристики бетону:

- Клас бетону: C32/40;
- Модуль пружності: $E_{cd} = 28.5 \cdot 10^3 \text{ Мпа}$;
- Розрахунковий опір стиску: $f_{cd} = 22 \text{ Мпа}$;
- Характеристична міцність на стиск: $f_{ck} = 40 \text{ Мпа}$;
- Відносні деформації стиску: $\varepsilon_{c3,cd} = 0.77\text{‰}$ та $\varepsilon_{cu3,cd} = 2.64\text{‰}$.

Розрахункові зусилля для верхнього поясу: $M_{Ed} = 7.62 \text{ кНм}$; $N_{Ed} = 1054.38 \text{ кН}$.

Розрахунок у площині дії моменту

Підбір арматури виконується для комбінації зусиль елемента 31 з таблиці 2.4: $M_{Ed} = 7.62 \text{ кНм}$; $N_{Ed} = 1054.38 \text{ кН}$.

Розрахункова довжина панелі верхнього поясу в площині дії моменту: $l_0 = l = 3005.5 \text{ мм}$.

При розрахунку стисненого залізобетонного елемента враховується випадковий ексцентриситет e_0 , що приймається не менш за:

- $1/600$ від довжини або відстані між закріпленими перерізами:

$$e_0 = \frac{3005.5}{600} \approx 5 \text{ мм} \quad (2.2.125)$$

- $1/30$ від висоти перерізу h :

$$e_0 = \frac{300}{30} = 10 \text{ мм} \quad (2.2.126)$$

- 10 мм — нормативний мінімум.

Прийнято: $e_0 = 10 \text{ мм}$.

Гнучкість елемента:

$$\lambda = \frac{l_0}{i_{red}} = \frac{3005.5}{86.6} = 34.7 \quad (2.2.127)$$

$$i_{red} = \sqrt{\frac{h_1^2}{12}} = \sqrt{\frac{300^2}{12}} = 86.6 \quad (2.2.128)$$

Вплив поздовжнього вигину враховується, якщо λ перевищує граничне значення λ_{lim} :

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot \frac{C}{\sqrt{n}} = \frac{26.2}{\sqrt{0.57}} = 35 \quad (2.2.129)$$

де $A = 0.7$; $B = 1.1$; $C = 1.7$; $n = N_{ed}/(A_c \cdot f_{cd})$ — відносна осьова сила.

$$n = \frac{N_{ed}}{A_c f_{cd}} = \frac{1054380}{280 \cdot 300 \cdot 22} = 0.57 \quad (2.2.130)$$

$\lambda_{lim} = 35 > \lambda = 34.7$ — вплив поздовжнього вигину не враховується.

Сумарний розрахунковий ексцентриситет відносно центра ваги приведенного перерізу: $e_{tot} = e_0 = 10$ мм.

Допоміжні розрахункові коефіцієнти:

$$k = (\epsilon_{cu3,cd} - \epsilon_{c3,cd}) / \epsilon_{cu3,cd} = (2.64 - 0.77) / 2.64 = 0.7083 \quad (2.2.131)$$

де $\epsilon_{cu3,cd}$ — гранична розрахункова відносна деформація стиску бетону (білінійна модель);

$\epsilon_{c3,cd}$ — деформація, при досягненні якої бетон розвиває повний розрахунковий опір.

Коефіцієнт β (положення центра ваги епюри напружень стисненої зони; $x_c = \beta \cdot x$):

$$\beta = \frac{k^2 + k + 1}{3(1 + k)} = \frac{0.7083^2 + 0.7083 + 1}{3(1 + 0.7083)} = 0.431226 \quad (2.2.132)$$

Значення k та β рекомендується уточнювати за таблицею 3.1 ДБН В.2.6-98:2009.

$$\omega_c = (1 + k) / 2 = 0.5(1 + 0.7083) = 0.85415 \quad (2.2.133)$$

Момент відносно осі менш стисненої (розтягнутої) арматури:

$$M_{Ed1} = N_{Ed} \cdot e_{s1} = N_{Ed}(e_{tot} + 0.5h - c) = 1054.38 \cdot (0.1 + 0.15 - 0.05) = 210.9 \text{ кНм} \quad (2.2.134)$$

де e_{s1} — відстань від точки прикладання N_{Ed} до осі менш стисненої арматури A_{st} .

Рівняння рівноваги позацентрово стисненого елемента з симетричним армуванням:

$$\alpha_{m1} = \xi(1 - \beta\xi) + a_s k_{sc}(1 - \delta)$$

$$a_n = \xi + a_s(k_{sc} - k_{st})$$

де $k_{st} = \varepsilon_{st}/\varepsilon_{s0}$ та $k_{sc} = \varepsilon_{sc}/\varepsilon_{s0}$ — коефіцієнти використання міцності арматури ($\varepsilon_{s0} = f_{yd}/E_s$).

Безрозмірний моментний параметр (за ЄС2):

$$a_{m1} = \frac{M_{ed1}}{\omega_c f_{cd} b d^2} = \frac{210.9 \cdot 10^6}{0.85415 \cdot 22 \cdot 280 \cdot 250^2} = 0.64 \quad (2.2.135)$$

Безрозмірний силовий параметр (за ЄС2):

$$a_n = \frac{N_{ed}}{\omega_c f_{cd} b d} = \frac{1054380}{0.85415 \cdot 22 \cdot 280 \cdot 250} = 0.80 \quad (2.2.136)$$

Визначення деформаційної області:

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{s0}} = \frac{2.64}{2.64 + 1.732} = 0.604 \quad (2.2.137)$$

$$\xi_b = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{ud}} = \frac{2.64}{2.64 + 25} = 0.095 \quad (2.2.138)$$

$$\xi_{lim} = 0.604, < \xi = a_n = 0.80 < h/d = 1.2$$

Переріз функціонує в деформаційній області III — режим малих ексцентриситетів.

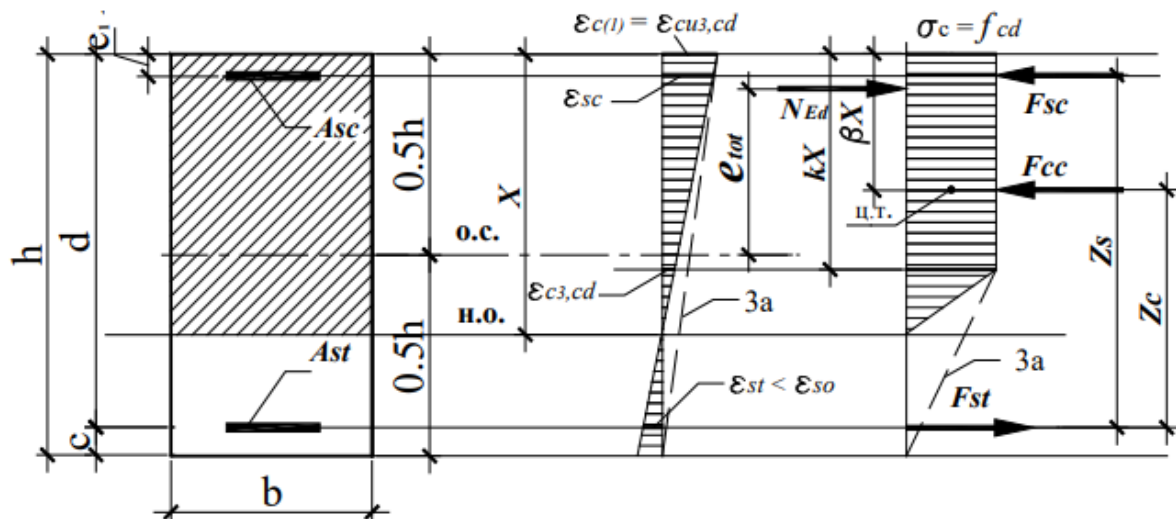


Рисунок 2.2.37 Розподіл деформацій і напружень у поперечному перерізі при роботі в деформаційній області III.

Спрощене консервативне рішення для деформаційної області 3

На підставі чисельних досліджень встановлено, що уточнене значення ξ залежить від висоти перерізу h та коефіцієнтів a_n і ξ_{lim} . Зокрема, для перерізу висотою $h = 300$ мм достатньо точний консервативний результат отримують із співвідношення:

$$\xi = 0.6 + 0.1 \frac{a_n - \xi_{lim}}{1 - \xi_{lim}} = 0.6 + 0.1 \frac{0.80 - 0.604}{1 - 0.604} = 0.65 \quad (2.2.139)$$

Розрахункова площа симетричного поздовжнього армування:

$$A_{st} = A_{sc} = \frac{[a_{m1} - \xi(1 - \beta\xi)]\omega_c f_{cd} b d^2}{(d - c_1) f_{yd}} \quad (2.2.140)$$

$$A_{st} = A_{sc} = \frac{[0.64 - 0.65(1 - 0.431226 \cdot 0.65)]0.85415 \cdot 22 \cdot 280 \cdot 250^2}{(250 - 50)363.64} = 778.6 \text{ мм}^2$$

За результатами підбору за сортаментом прийнято: 4 Ø 16 A400C ($A_{st} = 804 \text{ мм}^2$).

2.2.16 Розрахунок стійки ферми

Таблиця 2.2.5 — Розрахункові зусилля в стійках ферми

Таблиця РСУ												
№ элем	№ сечен	№ столбца	Кран/сейсм	Группа РСУ	Критерий	N (кН)	Mk (кН*м)	My (кН*м)	Qz (кН)	Mz (кН*м)	Qy (кН)	№№ загруз
36	1	1	-	A1	2	4.969979	0	-33.735924	46.694141	0	0	1 2 3
36	1	1	-	A1	17	5.818927	0	-24.551857	33.953121	0	0	1 3
36	2	1	-	A1	2	5.709045	0	-18.501961	46.694141	0	0	1 2 3
36	2	1	-	A1	17	6.557993	0	-13.474653	33.953121	0	0	1 3
36	3	1	-	A1	2	6.448111	0	-3.267996	46.694141	0	0	1 2 3
36	3	1	-	A1	17	7.297059	0	-2.397446	33.953121	0	0	1 3
36	4	1	-	A1	1	7.187177	0	11.965968	46.694141	0	0	1 2 3
36	4	1	-	A1	17	8.036125	0	8.67976	33.953121	0	0	1 3
36	5	1	-	A1	1	7.926243	0	27.199932	46.694141	0	0	1 2 3
36	5	1	-	A1	17	8.775191	0	19.756966	33.953121	0	0	1 3
37	1	1	-	A1	2	-117.234825	0	0	0	0	0	1 2 3
37	2	1	-	A1	2	-116.456123	0	0	0	0	0	1 2 3
37	3	1	-	A1	2	-115.677406	0	0	0	0	0	1 2 3
37	4	1	-	A1	2	-114.898689	0	0	0	0	0	1 2 3
37	5	1	-	A1	2	-114.119987	0	0	0	0	0	1 2 3
38	1	1	-	A1	2	6.056939	0	-20.935999	17.72641	0	0	1 2 3
38	1	1	-	A1	17	6.533652	0	-15.283035	12.934472	0	0	1 3
38	2	1	-	A1	2	7.331191	0	-10.964891	17.72641	0	0	1 2 3
38	2	1	-	A1	17	7.807904	0	-8.007395	12.934472	0	0	1 3
38	3	1	-	A1	2	8.605441	0	-0.993786	17.72641	0	0	1 2 3
38	3	1	-	A1	17	9.082155	0	-0.731754	12.934472	0	0	1 3
38	4	1	-	A1	1	9.879693	0	8.977319	17.72641	0	0	1 2 3
38	4	1	-	A1	17	10.356407	0	6.543887	12.934472	0	0	1 3
38	5	1	-	A1	1	11.153945	0	18.948425	17.72641	0	0	1 2 3
38	5	1	-	A1	17	11.630659	0	13.819529	12.934472	0	0	1 3
39	1	1	-	A1	2	-115.433884	0	0	0	0	0	1 2 3
39	2	1	-	A1	2	-115.105408	0	0	0	0	0	1 2 3
39	3	1	-	A1	2	-114.776932	0	0	0	0	0	1 2 3

Визначальне розрахункове зусилля: $N_{Ed} = 117.24 \text{ кН}$.

Розміри прямокутного поперечного перерізу стійки: $b = 300$ мм, $h = 280$ мм.

Необхідна площа розтягнутої арматури:

$$A_{st} = \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{117\,240}{363.64} = 322.4 \text{ мм}^2 \quad (2.2.141)$$

За результатами підбору за сортаментом прийнято: 4 Ø 12 A400C ($A_{st} = 452 \text{ мм}^2$).

Розділ 3 Технологічні рішення та організація будівництва

3.1 Специфікація на монтажні елементи

Таблиця 3.1 – Специфікація збірних монтажних елементів

№	Назва	Довжина, мм	Ширина, мм	Висота (товщина), мм	Маса ел., т	№ захватки	Кількість, шт.	Маса на захватку, т	Маса на будівлю, т
1	3/6 безрозкісна ферма покриття	23940,0	280,0	3300	15,0	1	7	105,0	105,0
2	Плита покриття	5970,0	2980,0	300	3,850	1	56	215,60	215,60

3.2 Технологія з улаштування збірних конструкцій

3.2.1 Технологія монтажу ферм покриття

Зведення безрозкісних ферм покриття, що спираються на монолітні залізобетонні стовпи, є технологічно відповідальним процесом. Конструкції цього типу відзначаються підвищеною просторовою жорсткістю та дозволяють формувати відкриті внутрішні простори без проміжних підпор, що суттєво розширює архітектурно-планувальні можливості будівлі [16, 17].

Безрозкісні ферми характеризуються спрощеною геометрією та безпосередньо обпираються на верхній торець колон, минаючи проміжні несучі елементи.

Підготовчий етап включає всебічну перевірку монолітних стовпів: відповідність проектних позначок, точність позиціонування закладних деталей, якість бетонної поверхні в зонах спирання. Ферми кріпляться до колон через анкерні болти, що заздалегідь встановлюються в тіло бетону під час бетонування.

До підйому ферми оснащуються спеціальними монтажними пристосуваннями — хомутами або струбцинами. Підйом здійснюється за допомогою монтажних траверс, оснащених механізмами дистанційного розчеплення строп після встановлення в проектне положення. Стропування виконується у двох або чотирьох точках по вузлах верхнього поясу, здебільшого із застосуванням штирьових захоплювачів.

Вивіряння положення ферми виконується суміщенням осьових рисок у торцях конструкції з відповідними позначками на верхньому зрізі колони.

Тимчасова стійкість у процесі монтажу забезпечується постановкою розчалок і розпірок.

За умовами проекту монтаж ферм прогоном 24 м передбачає використання двох розпірок. Крок між стовпами не перевищує 6 м; розпірки виготовляються з трубчастих профілів і встановлюються до початку підйомних операцій. Після завершення зварювання закладних деталей і остаточного закріплення ферм тимчасові розпірки знімаються.

3.2.2 Монтаж плит покриття

До підйому кожна плита покриття забезпечується захисними огорожами, що закріплюються безпосередньо на монтованому елементі. Укладання плит виконується із застосуванням багатогілкових строп, монтажних траверс або траверс із гірляндним підвісом, що уможливорює одночасний підйом кількох плит.

Тимчасова фіксація плит в опорних зонах здійснюється клинами або підкладками; після вивіряння виконується остаточне кріплення зварюванням закладних деталей або встановленням анкерних елементів. Шви між суміжними плитами заповнюються цементним розчином або спеціальними герметизувальними сумішами.

Після укладання всього покриття виконується обов'язковий контроль горизонтальності поверхні та міцності з'єднань, що є передумовою для переходу до подальших етапів зведення та забезпечення надійності конструкції в цілому.

3.3 Визначення монтажних характеристик конструкцій і вибір монтажного крану

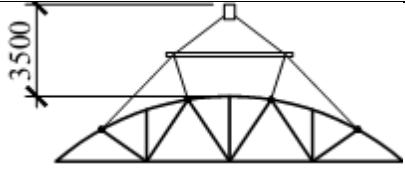
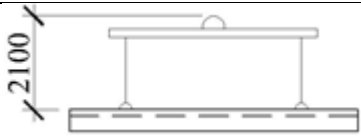
3.3.1 Вибір такелажного обладнання

Обґрунтований вибір монтажного крана базується на попередньому визначенні трьох ключових параметрів: монтажної маси елементів (QM), висоти їх встановлення (НМ) та необхідного вильоту гака (LM) для виконання підйомно-транспортних операцій.

З огляду на те що конструктивні елементи подаються до місця монтажу в комплекті з такелажним оснащенням (стропами, траверсами, захватами), добір цього оснащення здійснюється з урахуванням типу, маси та габаритів монтованих виробів.

Такелажне обладнання повинне відповідати двом основним вимогам: гарантувати надійне і безпечне утримання елемента під час підйому та дозволити оперативно й ергономічно виконувати стропплення й відчеплення після встановлення конструкції в проектне положення.

Таблиця 3.2 – Специфікація такелажного обладнання

Найменування обладнання	Принципова схема з розмірами, мм	Вантажопідйомність, т	Маса, т	Розрахункова висота, м	Призначення
Траверса дистанційна Промстальконструкція		17,50	0,650	3,50	Монтаж кроквяних ферм прогоном 24 м
Траверса Промстальконструкція		4	0,20	2,10	Монтаж плит покриття розміром 3х6 м

3.3.2. Визначення монтажної маси конструкцій

Монтажна маса кожного елемента розраховується як сума складових:

$$Q_M = m_E + m_{СТР} + m_O \quad (3.1)$$

де m_E — маса елемента, що піднімається;

$m_{СТР}$ — маса такелажного пристосування (стропа або траверси);

m_O — маса монтажного оснащення, що навішується на конструкцію до підйому.

Монтажна маса кроквяних ферм:

$$Q_M = 15,0 + 0,65 + 0,05 = 15,7 \text{ т}$$

Монтажна маса плит покриття:

$$Q_M = 3,85 + 0,2 + 0,05 = 4,0 \text{ т}$$

3.3.3 Визначення монтажної висоти конструкцій

Монтажна висота для кожного елемента визначається за адитивною формулою:

$$HM = h_0 + h_E + h_3 + h_{СТР} \quad (3.2)$$

де h_0 — висота опори над рівнем стоянки крана;

h_E — висота (довжина) елемента у монтажному положенні;

h_3 — запас по висоті з умов безпеки монтажу (0,5...1,5 м);

$h_{СТР}$ — розрахункова висота такелажного засобу.

Для плит покриття додатково обчислюється відстань від гака крана до його стріли (мінімальна довжина вантажного поліспаду):

$$H = HM + h_{П} \quad (3.3)$$

де $h_{П}$ — довжина вантажного поліспаду крана.

— для кроквяних ферм:

$$HM = 9,6 + 3,3 + 1,5 + 3,5 = 17,9 \text{ м}$$

— для плит покриття:

$$HM = 12,9 + 0,3 + 1,5 + 2,1 = 16,8 \text{ м}$$

Висота верхнього блоку стріли крана над рівнем установавлення:

$$H = HM + h_{п} = 16,8 + 2,55 = 19,35 \text{ м}$$

де $h_{п} = 2,55 \text{ м}$ — довжина вантажного поліспаду крана.

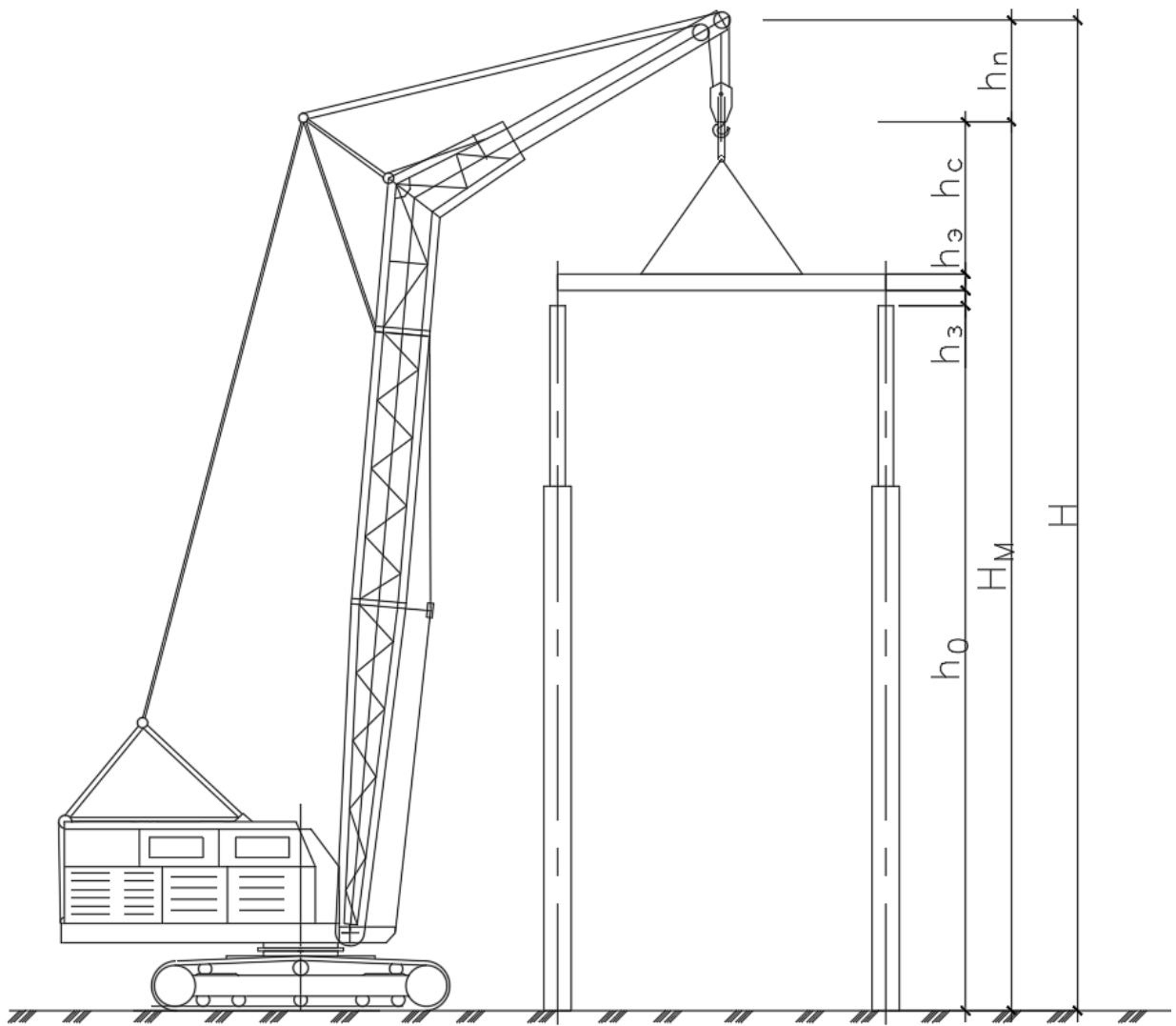


Рисунок 3.1 Схема монтажу плит покриття

3.3.4 Визначення монтажного вильоту стріли крана

Виліт гака крана — технічний параметр вантажопідіймального обладнання, що характеризує горизонтальну відстань від осі обертання стріли до вертикальної осі вантажного гака.

За ширини прогону 24 м мінімально безпечне наближення крана до зовнішніх колон:

$$L_{мв}^{min} = a/2 + 1 + R_x = 0,5 + 1 + 3,8 = 5,3 \text{ м} \quad (3.4)$$

де a — ширина поперечного перерізу колони, м;

1 — нормований зазор між колоною і поворотною платформою крана, м;

R_x – радіус хвостової поворотної частини крана, м.

Мінімальний виліт гака для колон внутрішнього ряду:

$$L_{\text{мв}}^{\text{min}} = a/2 + 1 + R_x = 0,5/2 + 1 + 3,8 = 5,05 \text{ м} \quad (3.5)$$

При монтажі кроквяних ферм положення монтажного крана геометрично не обмежується, тому він може функціонувати при мінімальному вильоті гака і максимальній вантажопідйомності за умови достатньої висоти підйому елемента.

Мінімальний монтажний виліт стріли для монтажу плит покриття (з умови виключення контакту стріли з раніше змонтованими конструкціями або елементом, що підіймається):

$$L_{\text{мв}}^{\text{min}} = l_{\text{ш}} + (b + e + c)(H - h_{\text{ш}})/(h_n + h_c) = 1,33 + (3 + 0,5 + 0,5)(19,35 - 1,58)/(2,55 + 2,1) = 16,62 \text{ м} \quad (3.6)$$

де $l_{\text{ш}}$ – відстань від осі обертання крана до осі кріплення стріли, м;

b – горизонтальна відстань від найближчої до крана грані конструкції до вертикальної осі гака, м;

e – умовна половина товщини стрілового грата на рівні можливого торкання (приймається 0,5 м);

c – мінімальний нормований зазор між стрілою та змонтованим елементом (приймається 0,5 м);

$h_{\text{ш}}$ – висота точки кріплення стріли над рівнем установлення крана, м.

$$L_{\text{м}}^{\text{max}} = \sqrt{L_{\text{м}}^{\text{min}^2} + \left(\frac{B_{\text{пп}} - d}{2}\right)^2} = \sqrt{16,62^2 + \left(\frac{24 - 2 \cdot 3}{2}\right)^2} = 18,9 \text{ м} \quad (3.7)$$

де B – ширина прогону, м;

d – ширина плити покриття, м.

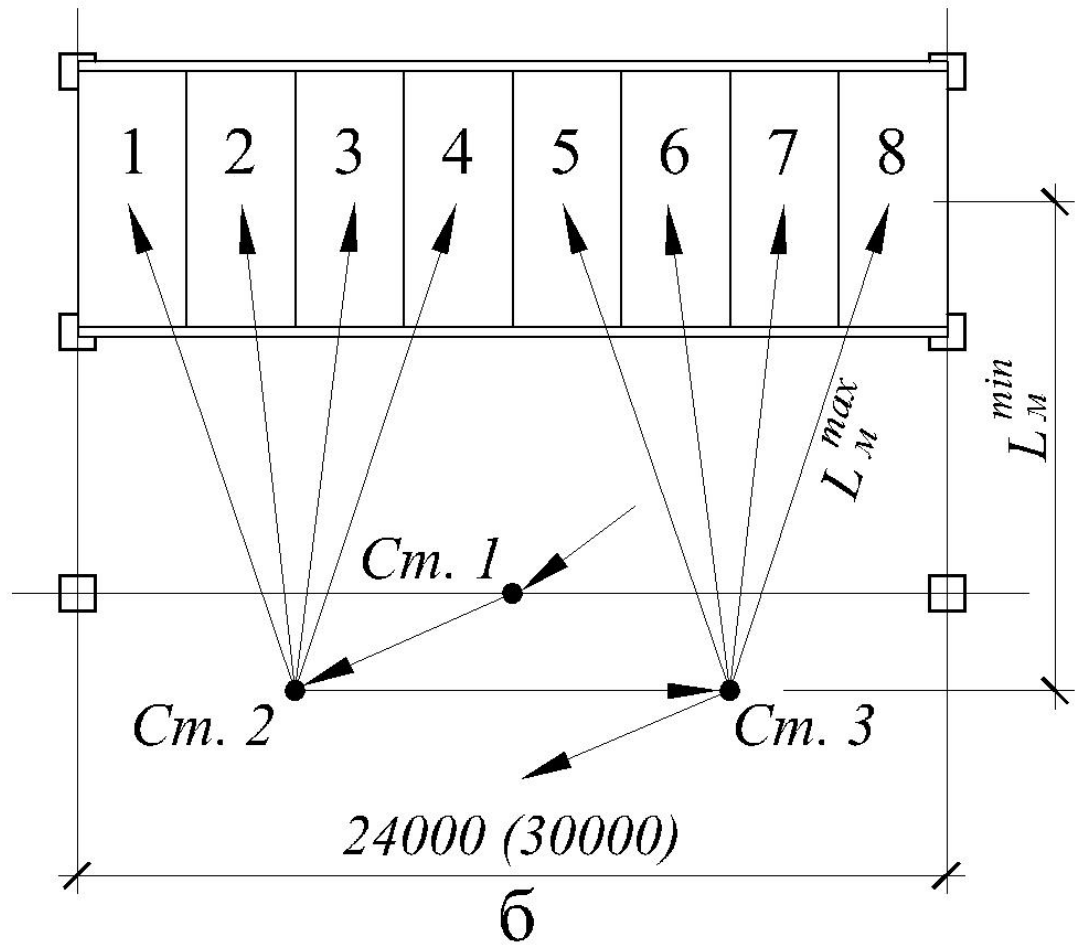


Рисунок 3.2 Схема проходки крана при монтажі конструкцій

Таблиця 3.3 Відомість монтажних характеристик збірних елементів

№ з/п	Назва елемента	Маса, т			Монтажна висота, м	Виліт стріли, м	Марка крана
		Конструкції	Стропуючого обладнання	монтажна			
1	Кроkvьяна ферма	15	0.65	15.7	17.9	18.9	МКГ - 40 стріла 25.8м гусачок 6м
2	Плита покриття	3.85	0.2	4	16.8	18.9	

3.3.5 Вибір монтажного крану

Для виконання монтажу кроkvьяних ферм і плит покриття обрано гусеничний кран МКГ-40.

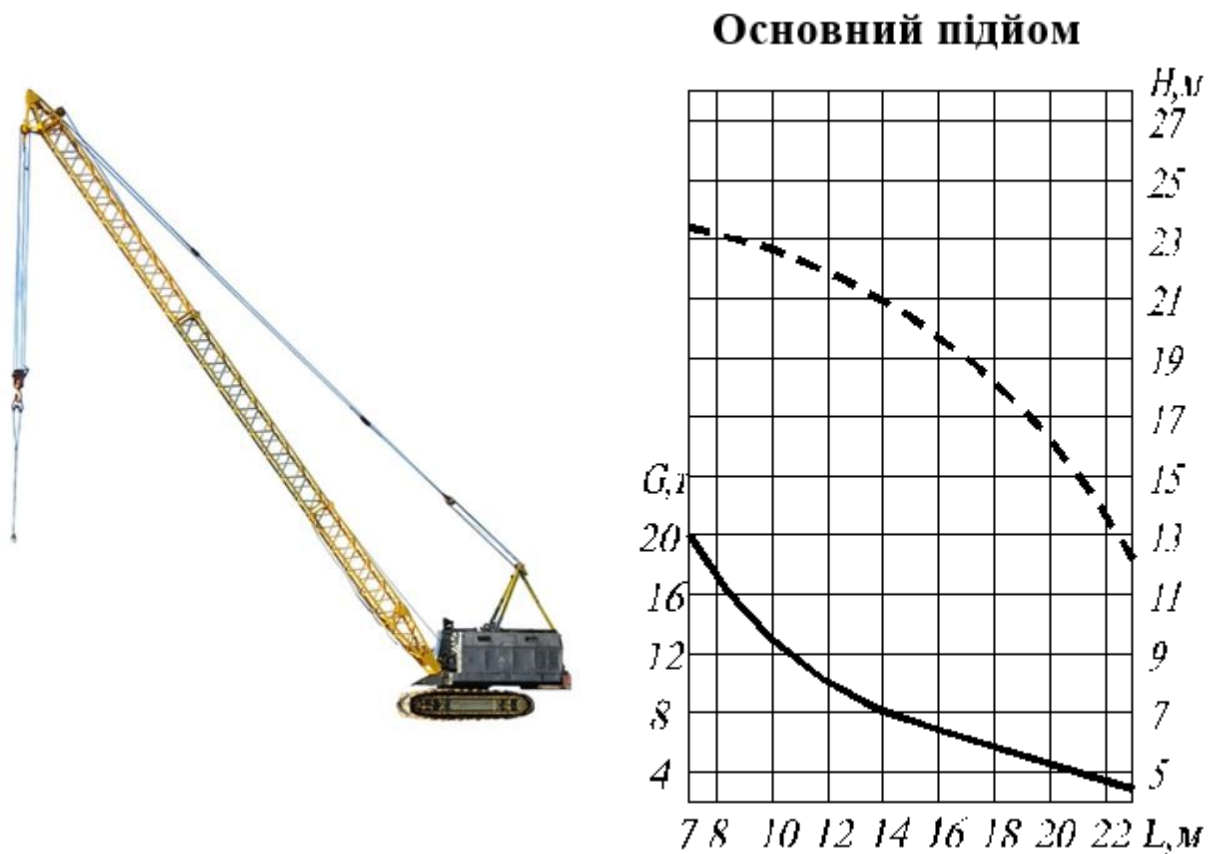


Рисунок 3.1 Кран МКГ-40 із вантажними характеристиками

3.4 Розрахунок потреби у транспортних засобах

У проєкті передбачено монтаж конструкцій безпосередньо з транспортних засобів – методом «монтаж з коліс». За такої організації час роботи транспорту синхронізується з тривалістю роботи монтажного крана.

Необхідна кількість транспортних одиниць:

$$N_T = T' / t_M \quad (3.8)$$

де T' – тривалість транспортного циклу, год.;

t_M – тривалість монтажу всіх конструкцій одного рейсу (добуток норми часу на монтаж однієї конструкції і їх кількості), год.

Тривалість транспортного циклу:

$$T' = t_I + 2 \cdot S / V_{cp} + t_{OM} \quad (3.9)$$

де t_{OM} – тривалість монтажу всіх елементів партії, крім останнього (після підйому останнього транспорт вивільняється для наступного рейсу), год.;

V_{cp} – середня швидкість руху транспортного засобу;

$S = 30$ км – відстань від заводу-виготовлювача до будівельного майданчика.

Для безрозкісних ферм: напівпричеп Б-18; тягач КраЗ-258.

Нормативні параметри: $N_{ч} = 0,26$ год; $n = 3$; $t_{ом} = 0,6$ год; $t_m = 0,8$ год; $t_1 = 0,43$ год; $V_{cp} = 60$ км/год.

$$T' = 0,43 + 2 \cdot (30/60) = 1,43 \text{ год}$$

$$N_T = 1,43 / 0,26 = 5,5 \rightarrow \text{приймаємо 6 машин}$$

Таблиця 3.5 Відомість машин, обладнання, оснащення, транспортних засобів і інструмента

Назва	Марка, технічна характеристика	Кількість	Призначення
Кран гусеничний	МКГ-40	1	Монтаж плит покриття та крокв'яних конструкцій
Автомобілі – тягачі	КраЗ-258	6	перевезення конструкцій до буд. майданчика
Універсальна траверса	Траверса дистанційна	2	Монтаж крокв'яних конструкцій і плит покриття
Пристосування для тимчасового кріплення крокв'яних ферм на колонах	ГП Промстальконструкція	2	Монтаж ферм
Розпірка для тимчасового кріплення ферм	ГП Промстальконструкція	2	Монтаж ферм
Драбина навісна	—	2	Монтажні роботи
Риштування самохідні пересувні	—	4	Монтаж конструкцій покриття
Вишка автомобільна	—	1	Монтажні роботи
Нівелір, теодоліт	НТ, НВ-1	1	Геодезичні роботи
Рівень будівельний	УС-2	4	Вивірення горизонтальності конструкцій

3.5 Підсумкові техніко-економічні показники

Для комплексної оцінки ефективності обраних технічних рішень [18 - 21] розраховуються такі техніко-економічні показники:

1. Загальна тривалість виконання робіт – T , днів;
2. Сумарні витрати праці на весь обсяг робіт – ΣQ , люд.-змін;

3. Питома трудомісткість на одиницю обсягу – q , люд.-змін/м³.

Загальна тривалість монтажних робіт визначається за побудованим календарним графіком або циклограмою.

Питома трудомісткість:

$$q = \Sigma Q / V \quad (3.10)$$

де ΣQ – загальні витрати праці, люд.-змін;

V – обсяг робіт (маса збірного залізобетону), т.

Виробіток одного працівника за зміну:

$$B = V / \Sigma Q \quad (3.11)$$

Підсумкові показники:

1. $T_p = 4$ дні.
2. $\Sigma Q = 150$ люд.-змін.
3. $V = 289,8$ т.
4. $q = 0,521$ люд.-дн./м³.
5. $B = 1,952$ т./люд.-дн.

Розділ 4 Охорона праці

4.1 Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні

На сьогодні в Україні функціонує розгалужена система законодавчих актів, що регулюють питання охорони праці при реалізації будівельних проєктів з допоміжними приміщеннями в м. Суми. При зведенні таких об'єктів застосовуються як загальні положення чинного законодавства, так і галузеві вимоги, що відображають специфіку будівельних робіт. До ключових нормативно-правових документів належать:

1. Закон України «Про охорону праці» – основоположний акт, що закріплює конституційне право громадян на захист їх життя та здоров'я у процесі трудової діяльності. Закон визначає принципи державної політики у сфері охорони праці, повноваження органів влади, а також взаємні права та обов'язки роботодавців і найманих працівників.

2. Кодекс законів про працю – конкретизує умови праці, тривалість робочого часу, режим відпочинку та специфіку регулювання праці окремих категорій працівників (жінок, неповнолітніх).

3. Порядок розслідування нещасних випадків – нормативний документ, що встановлює чіткий алгоритм розслідування та документального фіксування виробничих травм, професійних захворювань та аварій.

4. Спеціалізовані нормативні документи з охорони праці. Регулюють правила безпеки під час виконання робіт на висоті, вимоги до безпечної експлуатації вантажопідіймальних механізмів, правила роботи з ручними, електричними та пневматичними інструментами, інструкції зі зварювальних, земляних та інших спеціалізованих видів робіт.

5. Нормативні документи з пожежної безпеки – регулюють вимоги щодо запобігання виникненню пожеж та організації евакуаційних заходів, регламентовані Кодексом цивільного захисту України та відповідними правилами пожежної безпеки.

Будівництво складу готової продукції в умовах воєнного стану потребує врахування низки додаткових обставин. Законодавчі вимоги з охорони праці

залишаються чинними в повному обсязі, однак до них додаються специфічні норми й ризики воєнного часу:

загроза повітряних тривог і ракетних обстрілів є найбільш суттєвим чинником. Будівельні роботи підлягають негайному припиненню при оголошенні повітряної тривоги, а весь персонал зобов'язаний укритися у найближчому захисному спорудженні цивільного захисту. Для цього необхідно заздалегідь розробити чіткі плани евакуації та визначити місця укриттів у межах або поблизу будівельного майданчика.

наявність вибухонебезпечних предметів: на ділянках, що зазнавали обстрілів чи були тимчасово окупованими, існує підвищений ризик виявлення боєприпасів. До початку будь-яких земляних чи інших робіт обов'язковим є обстеження території силами ДСНС.

руйнування транспортної та комунальної інфраструктури: пошкоджені дороги, мережі і комунікації створюють додаткові небезпеки при доставці матеріалів і переміщенні персоналу.

Неухильне дотримання законодавства, оперативне реагування на зміни обстановки та максимальна увага до безпеки кожного працівника є обов'язковими умовами провадження будівельної діяльності в поточних умовах.

4.2 Аналіз умов праці та виявлення потенційних небезпек на об'єкті проєктування

Будівництво об'єкту з монолітних залізобетонних конструкцій (фундаменти, колони, ферми, перекриття) вирізняється специфічними умовами праці та пов'язаними з ними ризиками [22 – 25]. Повноцінний аналіз виробничого середовища охоплює фізичні, хімічні, біологічні та психофізіологічні шкідливі й небезпечні чинники.

Фізичні чинники є характерними для більшості будівельних процесів [26] і пов'язані з використанням різноманітних машин і механізмів. Систематична дія шуму та вібрації [27], можливі різкі коливання температури навколишнього середовища суттєво ускладнюють умови праці на майданчику. Підвищена

запиленість і недостатнє освітлення [28, 29] формують несприятливе робоче середовище, підвищуючи ймовірність травмування. Управління фізичними чинниками є одним із ключових напрямів забезпечення безпечних умов праці.

Хімічні шкідливі чинники постійно присутні у виробничому середовищі будівельного майданчика. Зведення монолітних конструкцій неодмінно передбачає проведення зварювальних робіт, що супроводжуються утворенням шкідливих газів і аерозолів. До інших потенційних хімічних джерел небезпеки належать: хімічне очищення закладних деталей, нанесення лакофарбових покриттів і антикорозійного захисту, металообробка. Під час усіх цих операцій у повітря робочої зони виділяються небезпечні речовини. Надмірне їх накопичення, як правило, є наслідком порушення технологічного регламенту або неправильної експлуатації устаткування – що вимагає посиленого технічного нагляду і профілактики подібних порушень.

Біологічні ризики на будівельному майданчику формуються при виконанні робіт в умовах підвищеної вологості, яка стимулює утворення цвілі, грибкових колоній та бактеріального середовища. Відкриті майданчики і недостатнє санітарне облаштування підвищують вірогідність контакту персоналу з комахами, гризунами та патогенними збудниками.

Психофізіологічні виробничі фактори породжуються надмірним фізичним навантаженням і нервово-психічною напруженістю. У будівельній галузі їх джерелами найчастіше є інтенсивна м'язова праця, монотонний характер операцій і підвищена відповідальність за кінцевий результат. Жорсткі виробничі дедлайни, несприятливі кліматичні умови та порушення режимів праці й відпочинку є типовими стресовими чинниками на майданчику. Незадовільна організація виробничого процесу, накопичена перевтома і психоемоційна напруга знижують рівень концентрації, що підвищує імовірність нещасних випадків.

Повне усунення перелічених факторів у будівництві є об'єктивно неможливим, проте систематичний і своєчасний виробничий контроль дозволяє суттєво зменшити їх вплив на здоров'я та безпеку робітників.

4.3 Оцінка ризиків реалізації потенційних небезпек на об'єкті проєктування

Об'єктом аналізу потенційних небезпек визначено робоче місце арматурника.

При зведенні будівлі ключова роль належить арматурнику, який здійснює весь комплекс операцій з виготовлення та монтажу арматурних конструкцій на будівельному об'єкті.

Трудова діяльність арматурника пов'язана з низкою характерних виробничих ризиків: значне фізичне навантаження, поведження з підвищено небезпечним інструментом, травматизм при переміщенні та укладанні сталевих арматури. Ручні операції зі згинання та різання є особливо небезпечними — вони можуть спричинити порізи рук або ураження очей металевими частинками.

Додатковими факторами ризику є: вимушені незручні робочі пози, постійний шумовий вплив від механізованого інструменту та виконання арматурних робіт на висоті при монтажі вертикальних конструкцій. Недотримання вимог техніки безпеки й відсутність засобів індивідуального захисту можуть призвести до аварійних ситуацій, що негативно позначаються як на конкретному виконавці, так і на безпеці всього об'єкта.

Кваліфікаційний рівень арматурника визначається тарифним розрядом (від 1 до 6) зі зростанням складності робіт з виготовлення та монтажу арматури підвищується і відповідний розряд.

У проєкті аналізується робоче місце арматурника 5-го розряду. До кола його завдань і обов'язків входять: складні операції з виготовлення та встановлення арматурних конструкцій; збирання і монтаж складних сіток і плоских каркасів будь-якої маси; подвійних сіток масою понад 100 кг та простих просторових каркасів; виконання арматурних робіт для конструкцій, що бетонуються у пересувній опалубці.

4.3.1 Матриця оцінки виробничих ризиків

Матриця ризиків є інструментом наочного відображення ймовірних небезпек і їхнього потенційного впливу на реалізацію проєкту в цілому.

Класифікація небезпек передбачає чотири категорії серйозності:

I – «катастрофічна»: наслідком є загибель працівника;

II – «критична»: серйозні тілесні ушкодження та стійка непрацездатність;

III – «гранична»: незначні травми та короткострокові захворювання;

IV – «незначна»: мікротравми і нещасні випадки меншої тяжкості порівняно з категорією III.

Рівні ймовірності настання небезпеки класифікуються за п'ятьма градаціями:

A – часта; B – можлива; C – випадкова; D – малоімовірна; E – виключна.

Таблиця 4.1 Матриця оцінювання ризиків та ідентифікації небезпечних чинників

1. Оцінка стану фізичної перевтоми

Класифікація тяжкості наслідків		Аналіз частоти виникнення (ймовірність)		Показник критичності (Індекс)
Рівень/Кат.	Характеристика	Клас	Прогноз частоти	
IV	Легкий ступінь ушкоджень, нетривалі розлади здоров'я, мінімальні збої в роботі обладнання.	B	Існує вірогідність поодиноких випадків протягом усього періоду експлуатації.	4B – Толерантний ризик за умови контролю

2. Аналіз технічних дефектів робочого інвентарю

Класифікація тяжкості наслідків		Аналіз частоти виникнення (ймовірність)		Показник критичності (Індекс)
Рівень/Кат.	Характеристика	Клас	Прогноз частоти	
II	Важкі травматичні наслідки, хронічні професійні	B	Потенційно можлива поява події декілька	2B – Критичний ризик (недопустимий)

	захворювання, масштабні деструкції робочих систем.		разів за розрахунковий термін використання.	
--	---	--	--	--

Реалізація ризику фізичного виснаження призводить до ускладнень четвертої категорії, які виражаються у незначних

травмах. Індекс розвитку небезпеки 4В є припустимим за умови проведення регулярних перевірок. Такий стан уповільнює темп виробництва на майданчику, що тягне за собою додаткові витрати.

Технічна несправність інструменту класифікується як категорія II, індекс 2В (неприпустимий). Наслідки, пов'язані з несправним інструментом для арматурника, виходять далеко за межі звичайного технологічного збою. Вони здатні спричинити: порізи та рвані рани; удари та переломи; ураження електричним струмом; ампутаційні травми та каліцтва; ураження органів зору. Оскільки арматура формує силовий каркас будь-якої залізобетонної конструкції, а проєкт включає значний обсяг монолітних робіт, використання несправного інструменту може призвести до: неточного різання прутів; неякісного в'язання арматурних вузлів; механічного пошкодження арматури; дефектів зварних з'єднань.

Сукупність зазначених наслідків, а також інших можливих негативних факторів, безпосередньо впливає на терміни виконання робіт, витрати на ремонт або придбання нового інструменту, обсяги переробок і загальний хід будівельного процесу. У крайньому разі можливе пред'явлення замовником претензій або позовів за порушення договірних зобов'язань, а також розірвання контракту з вимогою відшкодування заподіяних збитків.

4.4 Організаційно-технічні та архітектурно-планувальні заходи з поліпшення умов праці на об'єкті

При зведенні складу необхідно розробити й впровадити комплекс організаційно-технічних і архітектурно-планувальних заходів. Вони повинні

бути спрямовані не лише на виконання будівельних нормативів, а й на зниження ризиків, обумовлених воєнними умовами, та підтримання психологічного стану персоналу.

До складу організаційно-технічних заходів включаються:

- Рационалізація будівельного процесу: визначення чіткої технологічної послідовності операцій з мінімізацією одночасного виконання робіт у зонах підвищеної небезпеки, насамперед при монтажі опалубних систем і бетонуванні на висоті.

- Впровадження сучасних технічних засобів: застосування самохідних вишок, самопідйомної опалубки, бетонних насосів і кранів із дистанційним управлінням для зниження ергономічного навантаження та підвищення безпеки персоналу.

- Оснащення основного обладнання охоронною сигналізацією та кнопками аварійного зупинення, що забезпечує миттєве реагування в нештатних ситуаціях.

- Розробка плану евакуації при повітряній тривозі: підготовка детальних інструкцій для всього персоналу щодо організованого відходу до захисних укриттів. Укриття розташовуються у безпосередній близькості від робочих місць, проектується з урахуванням захисту від уламків і ударної хвилі, забезпечуються питною водою, аптечками та засобами зв'язку. Проведення регулярних тренувальних евакуацій є обов'язковим.

- Запровадження гнучкого режиму праці: коригування тривалості та розкладу робочих змін залежно від інтенсивності повітряних тривог і бойових дій. Доцільно розглянути варіанти із зміщеними початками змін і подовженими перервами для відновлення фізичних і психоемоційних ресурсів.

- Автономне інженерне забезпечення майданчика: з урахуванням можливих перебоїв із електроенергією та водопостачанням передбачається використання резервних дизельних генераторів, накопичувальних ємностей питної води та розгортання мобільних санітарних споруд.

Архітектурно-планувальні рішення, що закладаються на стадії проєктування, покликані забезпечити вбудовану безпеку та функціональну стійкість об'єкта в умовах потенційних загроз:

- Функціональне зонування: чітке відокремлення адміністративних і технічних зон, що виключає перетин людських потоків і підвищує безпеку персоналу та відвідувачів.

- Природне освітлення: у проєкті передбачено великі світлопрозорі огорожі на фасадах і покрівлі відповідно до інсоляційних вимог, що знижує зорову втомлюваність і покращує умови праці.

- Система вентиляції та кліматизації: припливно-витяжна вентиляція з повітряними фільтрами забезпечує нормативний мікроклімат у всіх функціональних зонах будівлі.

- Протипожежні рішення: раціональне розміщення евакуаційних шляхів, автоматичне пожежогасіння та димовидалення, доступне розташування первинних засобів пожежогасіння.

- Проєктування захисних приміщень: інтеграція підземних або цокольних укриттів із посиленими несучими конструкціями безпосередньо в об'ємно-планувальну схему будівлі. Такі приміщення можуть виконувати допоміжні функції в мирний час, а за надзвичайних обставин — використовуватися як захисні споруди.

- Вибір конструктивних матеріалів підвищеної міцності: перевага надається матеріалам, що забезпечують стійкість до ударних навантажень, термічного впливу та уламків — зокрема монолітному залізобетону та армованим кладкам.

- Резервні евакуаційні виходи: поряд з основними входами передбачаються додаткові аварійні виходи для швидкої евакуації. Усі маршрути чітко позначаються та постійно утримуються вільними.

- Безбар'єрне середовище: забезпечення умов доступності та безпеки для всіх категорій користувачів — пандуси, розширені дверні прорізи, ліфтові підйомники, адаптовані санітарні вузли.

Реалізація наведеного комплексу організаційно-технічних і архітектурно-планувальних рішень не лише поліпшить умови праці на будівельному майданчику, а й суттєво підвищить рівень безпеки для всього залученого персоналу. Це є вкладенням не тільки у якість проєктного продукту, а й у збереження здоров'я і життя кожного учасника будівельного процесу.

4.5 Висновки

Проектування та зведення будівлі з монолітних залізобетонних конструкцій у Суми, особливо за умов воєнного стану, вимагає системного підходу до організації охорони праці. Аналіз чинної нормативно-правової бази, оцінка виробничих ризиків і шкідливих факторів, а також розробка інженерних та організаційних рішень дозволяють сформувати безпечне середовище для будівельного персоналу.

Провідними виробничими небезпеками є фізичні, хімічні та психофізіологічні фактори: роботи на висоті, експлуатація важкої техніки, підвищений рівень шуму й вібрацій, а також вплив шкідливих речовин на організм.

Застосування матриці оцінки ризиків дає можливість унаочнити виявлені загрози і виділити критичні позиції, що потребують першочергового реагування. Особливо небезпечною є несправність інструменту, оскільки вона може спричинити тяжкий травматизм як окремого виконавця, так і аварійну ситуацію в межах усієї будівельної ділянки.

Запропоновані організаційно-технічні заходи – раціоналізація виробничого процесу, впровадження сучасного обладнання, розробка алгоритмів поведінки при повітряній тривозі – забезпечують зниження загального рівня ризиків. Водночас архітектурно-планувальні рішення – інтеграція укриттів у структуру будівлі, формування безбар'єрного середовища, організація систем вентиляції та освітлення – підвищують безпечність об'єкта як на стадії будівництва, так і в процесі подальшої експлуатації.

Таким чином, успішна реалізація проєкту передбачає не лише технічну досконалість прийнятих рішень, а й глибоке усвідомлення відповідальності за здоров'я та безпеку кожного учасника будівельного процесу.

Перелік джерел посилання

1. ДБН А.2.2–3:2014. Склад та зміст проектної документації на будівництво. – К.: Мінрегіон України, 2014. – 40 с.
2. ДБН Б.2.2-12:2019. Планування та забудова територій. Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2019. - 185 с.
3. ДСТУ 9191:2022. Теплоізоляція будівель. Метод вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель. - Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2023. 62 с.
4. ДБН В.2.6-220:2017. Покриття будівель і споруд. - К.: Мінрегіонбуд України, 2017. – 46 с.
5. ДСТУ Б В. 2.6-62:2008. Конструкції будинків і споруд. Марші та сходові площадки залізобетонні. Технічні умови. - К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 39 с.
6. ДБН В.2.6-31:2021. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. – Київ. Міністерство розвитку громад та територій України, 2022. – 27 с.
7. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 127 с.
8. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення - К.: Мінрегіон України, 2018. – 36 с.
9. ДБН В.1.2-2:2006*. Навантаження і впливи. Норми проектування із зміною № 1 та № 2. - Київ: Мінбуд України, 2020. - 72 с.
10. ДСТУ 8855:2019. Будівлі та споруди. Визначення класу наслідків (відповідальності). - Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2019. 26 с.
11. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Зі Зміною № 1- К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
12. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. - К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 166 с.
13. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини :

Підручник / А.М. Павліков. Полтава, ПолтНТУ, 2017. 284 с.

14. ДСТУ 3760:2019. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. - Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2019. - 18 с.

15. ДСТУ Б В.2.6-207:2015. Розрахунок і конструювання кам'яних та армокам'яних конструкцій будівель та споруд. К.: Мінрегіон України, 2016. – 258 с.

16. Технологія монтажу будівельних конструкцій: Навчальний посібник /В.К.Черненко, О.Ф. Осипов, Г.М. Тонкачєєв та ін.; За ред. В.К. Черненка. – Вид. 2-ге. – К.: Горобець Г.С., 2011 – 372 с.

17. Організація будівництва / С.А. Ушацький, Ю.П. Шейко, Г.М.Тригер та ін.; За редакцією С.А. Ушацького: Підручник. Кондор, 2007.

18. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. – К.: Мінрегіонбуд України, 2016. – 46 с.

19. Посібник з розробки проектів організації будівництва і проектів виконання робіт (к ДБН А.3.1–5–96 «Організація будівельного виробництва»). – Київ, 1997. – 125 с.

20. ДБН Д.2.2-99. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи /РЕКН/. – К.: Держбуд України, 2000.

21. Технологія будівельного виробництва: Підручник / В.К. Черненко, М.Г. Ярмоленко, Г.М. Батура та інші. –К.: Вища шк., 2002.–430 с.

22. Методичні вказівки до виконання розділу «Охорона праці» в дипломних роботах здобувачів першого (бакалаврського) рівня освіти (для студентів спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія). - Харків: ХНУМГ, 2024.

23. Сивко В. Й. Розрахунки з охорони праці : Навч. посіб. / В. Й. Сивко. – Житомир : ЖІТІ, 2001. – 152 с.

24. ДСТУ 2293:2014. Охорона праці. Терміни та визначення основних понять. – К.: Мінекономрозвитку України, 2015. – 18 с.

25. ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека в будівництві. – К.: Мінрегіонбуд України, 2012. – 116 с.

26. ДСТУ-Н Б А 3.2-1:2007. Настанова щодо визначення небезпечних і шкідливих факторів та захисту від їх впливу при виробництві будівельних матеріалів і виробів та їх використанні в процесі зведення та експлуатації об'єктів будівництва. – К.: Мінбуд України, 2007. – 22 с.
27. ДБН В.1.1-31:2013. Захист територій, будинків і споруд від шуму. – К.: Мінрегіонбуд України, 2014. – 48 с.
28. ДБН В.2.5-28:2018 Природне і штучне освітлення. - К.: Мінрегіон України, 2018. – 137 с.
29. ДСТУ Б.А.3.2-15:2011. Норми освітлення будівельних майданчиків. - К.: Мінрегіон України, 2012. – 25 с.
30. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. – К.: Мінрегіонбуд України, 2017. – 41 с.