

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

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

КАФЕДРА БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА
до кваліфікаційної роботи бакалавра

на тему : **ВИРОБНИЧИЙ КОРПУС У М. ВИННИЦЯ**

Виконав: студент 4 курсу, групи ПЦБ-2022-1
Спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія
ОП «Промислове та цивільне будівництво»



Мустафа М. М.

(підпис)

Керівник



Круль Ю. М.

(підпис)

Рецензент



Пустовойтова О. М.

(підпис)

Харків
2026

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

НН Інститут Будівництва, землеустрою та цивільної інженерії
Кафедра будівельних конструкцій
Освітньо-кваліфікаційний рівень бакалавр
Галузь знань – 19 – Архітектура та будівництво
Спеціальність – 192 – Будівництво та цивільна інженерія

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри БК



к.т.н., доц. Спіранде К. В.

«01» червня 2026 року

З А В Д А Н Н Я

НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ БАКАЛАВРА

МУСТАФА МОХАМАД МОХАМАД

1. Тема проекту: Виробничий корпус у м. Винниця.

Керівник проекту : к.т.н., доц. Круль Юрій Миколайович затверджені
наказом вищого навчального закладу від “ 26 ” травня 2026 року № 447-03

2. Строк подання студентом проекту (роботи): “ 15 ” червня 2026 року.

3. Вихідні дані до проекту (роботи) : генеральний план з прив'язкою до
місцевості, геологічні умови, основні вимоги до несучих та огорожувальних
конструкцій, проектне завдання, архітектурно-планувальне рішення

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно
розробити): архітектурно-будівельна частина, розрахунково-конструктивна
частина підземної та надземної частин будівлі, розділ технології
будівельного виробництва, охорони праці на будівельному майданчику

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

архітектурно-будівельна частина: фрагмент генерального плану, фасади,
повздовжні та поперечні розрізи, план на відмітці 0.000; розрахунково-
конструктивна частина: робочі креслення основних конструктивних
елементів будівлі (фундаменти, ригелі, елементи покриття та перекриття
колон); розділ технології будівельного виробництва: технологічна карта

6. Консультанти розділів проекту

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Архітектурно-будівельний	доц. Круль Ю.М.		
Розрахунково-конструктивний (підземна)	доц. Александрович В.А.		
Розрахунково-конструктивний (надземна)	доц. Круль Ю.М.		
Технологічні рішення та організація будівництва	проф. Ватуля Г. Л.		
Охорона праці	доц. Косенко Н.О.		
Нормоконтроль	доц. Пустовойтова О.М.		

7. Дата видачі завдання: 01 червня 2026 року

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів дипломного проекту	Строк виконання етапів	Примітка
1.	Архітектурно-будівельний	01.06.26 – 10.06.26	виконано
2.	Розрахунково-конструктивний (підземна)	05.06.26 – 15.06.26	виконано
3.	Розрахунково-конструктивний (надземна)	05.06.26 – 15.06.26	виконано
4.	Технологічні рішення та організація будівництва	05.06.26 – 15.06.26	виконано
5.	Охорона праці	10.06.26 – 15.06.26	виконано
6.	Нормоконтроль	15.06.26 – 20.06.26	виконано

Студент



Мустафа М. М

Керівник проекту



Круль Ю.М.

Зміст

1. АРХІТЕКТУРНО – БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ	6
1.1 Вихідні данні	6
1.2 Технологічний процес	7
1.3 Генеральний план	8
1.4 Об'ємно-планувальне рішення	9
1.5 Архітектурно-конструктивне рішення	10
1.6 Інженерне обладнання	11
1.7 Розрахунок опору теплопередачі огорожуючої конструкції	12
2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ	15
2.1 Розрахунок та конструювання надземної частини будівлі	15
2.1.1 Розрахунок поперечної рами	15
2.1.2 Розрахунок колони	23
2.1.3 Залізобетонна панель покриття	34
2.2 Розрахунок та конструювання надземної частини будівлі	63
2.2.1 Підвалини та фундаменти	63
2.2.2 Розрахунок тіла фундаменту по матеріалу	79
2.2.3 Визначення площі перерізу арматури плитної частини фундаменту	81
3. ТЕХНОЛОГІЧНІ РІШЕННЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА	85
3.1 Вибір монтажного крану	85
3.2 Вибір транспортних засобів	87
3.3 Технологічна карта	88

4. ОХОРОНА ПРАЦІ	93
4.1 Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні	93
4.2 Аналіз умов праці та виявлення потенційних небезпек	97
4.3 Дослідження ризику реалізації потенційних небезпек на об'єкті проектування	99
4.4 Розробка організаційно-технічних та архітектурно-планувальних заходів, спрямованих на покращення умов праці на об'єкті проектування	104
4.5 Висновки до розділу	113
ПЕРЕЛІК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	114
ДОДАТОК А	116

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

2.1 Вихідні данні

Ділянка будівництва знаходиться у м. Вінниця. До основних кліматичних параметрів для цього району згідно з [1] відноситься : розрахункова зимова температура - 23°C глибина промерзання 0,9 м.

За вагою снігового покриву м. Вінниця відноситься до І-го снігового району з характеристичним значенням ваги снігового покриву на 1 м² горизонтальної поверхні землі за табл. 4 [1] $s_0 = 1,36 \text{ кН/м}^2$. Нормативне вітрове навантаження по ІІІ-му району за табл. 5 [1] $\omega_0 = 0,47 \text{ кН/м}^2$.

За даними інженерно-геологічної розвідки та лабораторних досліджень виділені чотири інженерно-геологічні елементи:

- 1 – ґрунтово- рослинний шар,
- 2 - суглинки лесовидні жовто-бурі;
- 3 - суглинок делювіальний;
- 4 - суглинок морений.

Ґрунтові умови ділянки будівництва відносяться до І-го типу просадності. Для забезпечення вільного виконання робіт приміщення вагоно-ремонтного цеху опалюється.

В процесі будівництва використовуються конструкції із шлаколужного бетону, в якості заповнювача для яких використовуються відходи гірничо-збагачувальних комбінатів. Місцеві матеріали дозволяють зменшити витрати на виготовлення конструкцій.

1.2 Технологічний процес

В основу технологічного процесу покладена типова технологія ремонту та обслуговування вагонів. В цеху для ремонту передбачено дві оглядові ями заїзд на які може проходити з зовнішньої сторони через ворота.

Для підйому важких деталей та самих механізмів в цілому передбачено кран вантажопідйомністю 20/5 т.

Технологічний процес починається з поставки на склади цеху матеріалів, для цього в крайньому прольоті цеху розміщені приміщення складання запасних частин . Для здійснення технологічних процесів в середніх прольотах цеху запроектовані наступні ділянки : ділянка ремонту бортів та циліндрів опрокидування ; ділянка ремонту автозчіпок; ділянка складування матеріалів і запчастин. В крайньому прольоті цеху в вісях А – В розташовані такі відділення: колесо-токарне відділення; кувально-зварювальне відділення; автогальмівне відділення; приміщення миючих машин; монтажне відділення; механічне відділення; інструментальне відділення.

В крайньому прольоті в осях Р – Т розташовані приміщення для поточного ремонту такі як: приміщення ремонту фільтрів; приміщення ремонту паливної апаратури; вентиляційна камера; приміщення складання запасних частин; приміщення водоприготування; приміщення ремонту секцій холодильника; зарядна; агрегатна; ремонтна; електронна; електро-апаратна . В цьому прольоті також розташовані дві кімнати майстра. Відремонтовані елементи проходять технічний контроль по здатності до роботи.

1.3. Генеральний план

Генеральний план скомпонований з урахуванням діючих будівельних норм та правил, а також з урахуванням технологічної залежності та наявності вільного місця на майданчику. На майданчику передбачається будівництво середмайданчикових доріг та під'їздів з проїзною частиною з монолітного цементобетону. Вертикальне макропланування майданчика виконано. Після будівництва необхідно виконати благоустрій майданчика. Площадка відведена під будівництво вагоно-ремонтного цеху розміщена в м. Вінниця. Рельєф площадки спокійний з невеликим схилом. Планування відмітки будівель та споруд прийняті із технологічних потреб та рішень шляхом часткової зрізки та підсипки землі. Навколо будівлі передбачена відмостка завширшки 1м. За

умовну відмітку 0.000 прийнята відмітка чистої підлоги будівлі. В склад об'єкту крім головного корпусу входять слідуючи будівлі та споруди: склад матеріалів, склад для готової продукції, майданчик для зовнішніх робіт, зупинка для автотранспорту, склад кисневих та ацетиленових балонів. Для внутрішніх проїздів та перевозок проектом передбачені автодороги. Повздовж автодоріг та площадок є бордюри. Територія спеціалізованого цеху озеленяється. Для цього улаштовуються газони, висаджуються дерева та кущі. Так як ширина будівлі, що проектується 72м що > 18 м, тоді при розміщенні будівлі передбачається можливість під'їзду до нього пожежних машин по всій довжині будівлі з обох боків. Відведення ливневих вод здійснюється існуючим відхилом рельєфу.

Техніко-економічні показники по генплану наступні:

Загальна площа території підприємства – 4,15 га;

Площа забудови – 1,69 га;

Площа доріг та майданчиків з твердим покриттям – 3500 м²;

Площа озеленення – 2,11 га;

Щільність забудови – 0,41 ;

Коефіцієнт використання території – 0,487.

1.4. Об'ємно-планувальне рішення

Виробничий корпус розміщується в одноповерховій чотирьох прольотній будівлі, два середніх прольоти 24 х 84 м, та два крайніх 12 х 84 м. Крок крайніх та середніх колон 12 м, торцевого фахверка 6м.

В середніх прольотах розміщені електричні мостові крани вантажопідйомністю 20/5 т. Відмітка головки підкранового рельса – 7,64 м. Відмітка низу кроквяних конструкцій 10,8 м. Покриття із залізобетонних ребристих плит 3 х 12 м та безрозкісних кроквяних ферм для середніх прольотів довжиною 24 м, кроквяних балок для крайніх прольотів довжиною 12 м. Огороджуючі конструкції із керамзитобетонних стінових панелей. Архітектурне рішення фасадів прийнято в простих формах.

Поперечний деформаційний прошарок по осі 6 виконаний на спарених колонах з прив'язкою 500 мм. Аерація та природнє освітлення здійснюється через віконні отвори в зовнішніх стінах та через світло- аераційні ліхтарі.

Будівля з опаленням. Для можливості технологічного процесу передбачені ворота 4,9 x 5,4 м. Вибір полу визначається виходячі із слідуєчих умов: типу виробничого проєцесу; розподілення навантаження по площі пола та зосереджене навантаження не більше 0.1 кН/см².

Внутрішнє оздоблення прийняте з урахуванням санітарно-технічних, архітектурних та антикорозійних заходів.

Техніко-економічні показники по будівлі наступні :

Робоча площа – 4022 м²;

Підсобна площа – 130 м²;

Корисна площа – 5900 м²;

Площа забудови – 6111 м²;

Будівельний об'єм наземної частини будинку – 59875 м³;

Площинний коефіцієнт $K_1 = 0,671$;

Об'ємний коефіцієнт $K_2 = 10$.

1.5 Архітектурно-конструктивне рішення

Основні параметри виробничого корпуса прийняті у відповідності з технічною схемою об'єкта з урахуванням потреб максимальної уніфікації типорозмірів будівельних конструкцій та деталей, що дає можливість їх масового заводського виготовлення та широкого упровадження механізованих поточних процесів монтажу на будівельній площадці. Основою під фундаменти служать суглінки льосовидні жовто-бурі.

Фундаменти – монолітні під збірні залізобетонні колони, окремо стоячі, виконані із важкого бетону класу С12/16.

Фундаментні балки - залізобетонні довжиною 12м, в торцях будівлі довжиною 6м.

Колони - суцільні прямокутного перерізу. Крайні колони перерізом 600 х 500 мм надкранової частини. Середні колони перерізом надкранової частини 600 х 500 мм. Переріз підкранової частини крайніх колон 600 х 500 мм, середніх 600 х 500 мм. Висота колон 10,8 м. Для колон прийнято шлаколужний бетон класу С 40/45.

Підкранові балки - прольотом 12 м двотаврового перерізу.

Ферми – попередньо напружені безкісцеві прольотом 24 м, виконані із важкого шлаколужного бетону класу С 40/45. Попередньо напружений нижній пояс ферми армується стержнями класу В 600 з натягінням їх механічним способом на упори.

Покриття виконано із залізобетонних плит 3 х 12 м, які укладаються на кроквяні ферми прольотом 24 м. Висота панелі (поздовжніх ребер) прийнято $h_0 = 450$ мм. Поперечні ребра розташовуються приблизно через 1,5 м і мають висоту 150 мм, а їх ширина у нижньому перерізі 40 мм, у верхньому – 160 мм. Середнє та крайні поперечні ребра для збільшення жорсткості панелі приймаються заввишки 250 мм. Плита панелі прийнята завтовшки 25 мм, для плит прийнято важкий шлаколужний бетон класу С 40/45.

Стіни виконанні із плоских одношарових панелей 12 х 1,8 м та 6 х 1,8 м із керамзитобетону завтовшки 200 мм, з утеплювачем з внутрішньої сторони. Панелі установлюють на цементний розчин та кріплять зваркою закладних деталей. Шви між панелями замоноличують розчином М50 з послідуною герметизацією.

Перегородки в зв'язку з температуро - вологісним режимом та виробничими умовами виконуються із цегли М75 на розчині М50, кріплення яких виконується накладними деталями привареними до закладних деталей в збірних конструкціях. Перегородки завтовшки 125 мм виконані з цегли М75 на розчині М25 неармовані.

Віконні пройоми стрічкові сталеві 6 х 1,2 м. Для скління прийняте скло віконне завтовшки 4 мм.

Ворота металеві розміром 4,9 х 5,4 м, до складу входять створки воріт, рама воріт. Створки мають каркас із труб прямокутного обрису. Рама воріт із металевих зварних труб. Стійки воріт із поодиноких труб, а ригель із подвійних з зовнішнім облицюванням із сталевго листа та з внутрішнім утеплювачем із цементного фіброліну. При установці воріт пустоти між стійками воріт та сусідніми панелями стін заповнюються цегляною кладкою із цегли М75 на цементному розчині М50. При цьому рама воріт виступає за лицьову смугу кладки на 25 мм. Зверху над рамою воріт на цегляне заповнення монтується залізобетонна обв'язувальна цегляна балка довжиною 6 м. В балці передбачені монтажні петлі, та металеві листи М-11 для кріплення сталевго заповнення проїомів. Поверх балок укладається цегляна кладка, яка заповнює простір між балкою та стіноювою панелюю над воротами.

Покрівля двохскатна рулонна, складається з:
захисний шар гравію, який втоплений у бітумну мастику $t = 20$ мм;
трьохшаровий рулонний килим на бітумній мастиці; асфальтова стяжка $t = 2$ см,
 $\gamma = 1800$ кг/м³;
мінеральний утеплювач $t = 80$ мм, $\gamma = 500$ кг/м³; обмазувальна пароізоляція на бітумній мастиці.

Конструкція пола визначається виходячі з експлуатаційних потреб, в залежності від призначення приміщень покриття влаштовують асфальтові.

Оздоблення: стінові панелі підлягають вапняному фарбуванню, цегляні перегородки оштукатурюються потім наводиться масляна панель на висоту 1,2 м. Всі металеві та дерев'яні поверхні фарбуються масляною фарбою в два рази.

1.6. Інженерне обладнання

Випуски та виводи комунікацій розташовані нижче підпошви фундаментів. Теплопостачання будівлі передбачено від зовнішньої теплової мережі. Система опалення будівлі запроектована горизонтальна однотрубна. В якості нагрівальних пристрої прийняті радіатори. Каналізація і водопровід

підключені до діючих міських мереж. Каналізаційні стояки і відводи трубопроводи улаштовують з чавунних труб. Водопровід і його внутрішня розводка виконується з сталевих зварних труб.

1.7. Розрахунок опору теплопередачі однорідної огорожуючої конструкції

Так як конструкція з послідовно розташованими однорідними шарами перпендикулярними до напрямку теплового потоку – розрахунок ведемо за наступною схемою:

1.7.1 Параметри кліматичного району будівництва заносимо в табл. 1.1.

Таблиця 1.1. Розрахункові параметри клімату м. Вінниця.

Температура зовнішнього повітря, °С			Зона вологості	Температурна зона
Найбільш холодної доби із забезпеченням		Найбільш холодних п'яти діб із забезпеченням		
0,98	0,92	0,92	-	-
-26	-28	-23	суха	II

1.7.2 Параметри мікроклімату приміщення зводимо в табл. 1.2.

Таблиця 1.2.

Розрахункові параметри мікроклімату приміщення.

Температура внутрішнього повітря $t_{в}$, °С	Вологість внутрішнього повітря $\phi_{в}$, %
18	60

1.7.3 Теплотехнічні показники матеріалів стіни

Умова експлуатації огорожуючої конструкції – тип А.

Теплотехнічні показники матеріалів стіни зводимо до табл. 1.3.

Таблиця 1.3.

Розрахункові теплотехнічні показники матеріалів шарів стіни

№ шару	Найменування матеріалу	Щільність ρ_0 , кг / м ³	Товщина δ , м	Коефіцієнти	
				Теплопровідність λ , Вт / (м ² °C)	Теплозасвоєння S, Вт / (м ² °C)
1	Цементно-піщана штукатурка	1800	0,02	0,76	9,6
2	Керамзитобетонна панель	1400	0,20	0,56	7,75
3	Пінопласт	125	0,08	0,06	0,86
4	Цементно-піщана штукатурка	1800	0,02	0,76	9,6

- коефіцієнти теплосприйняття внутрішньої поверхні

$$\alpha_{\text{в}} = 8,7 \text{ Вт/(м}^2\text{°C)};$$

- коефіцієнти тепловіддачі зовнішньої поверхні

$$\alpha_3 = 23 \text{ Вт/(м}^2\text{°C)} ;$$

- опір теплосприйняттю внутрішньої поверхні (п.2 [14]);

$$R_{\text{в}} = 1 / \alpha_{\text{в}} = 1 / 8,7 = 0,115 \text{ (м}^2\text{°C)} / \text{Вт};$$

- опір тепловіддачі зовнішньої поверхні (п.2 [14]);

$$R_3 = 1 / \alpha_3 = 1 / 23 = 0,0435 \text{ (м}^2\text{°C)} / \text{Вт};$$

- термічний опір шарів огорожуючої конструкції

$$R_i = \delta_i / \lambda_i \text{ (п.2 [14]);}$$

$$R_1 = 0,02 / 0,76 = 0,026 \text{ (м}^2\text{°C)} / \text{Вт};$$

$$R_2 = 0,2 / 0,56 = 0,357 \text{ (м}^2\text{°C)} / \text{Вт};$$

$$R_3 = 0,08 / 0,06 = 1,333 \text{ (м}^2\text{°C)} / \text{Вт};$$

$$R_4 = 0,02 / 0,76 = 0,026 \text{ (м}^2\text{°C)} / \text{Вт};$$

- теплова інерція огорожуючої конструкції (п.2 [14])

$$D = R_1 S_1 + R_2 S_2 + \dots + R_n S_n;$$

$$D = 0,026 \times 9,6 \times 2 + 1,333 \times 0,86 + 0,357 \times 7,75 = 4,413;$$

- нормативний опір теплопередачі стіни виробничої будівлі при температурі внутрішнього повітря 18 °С

$$R_{\Sigma}^{H18} = 2,1 \text{ (м}^2\text{°C) / Вт};$$

- нормативний опір теплопередачі стіни при розрахунковій температурі внутрішнього повітря 18 °С

$$R_{\Sigma}^H = (0,1 + 0,05 t_b) R_{\Sigma}^{H18} = 2,1 \text{ (м}^2\text{°C) / Вт};$$

- розрахункова температура зовнішнього повітря

$$t_3 = (-26 + (-28)) / 2 = -27 \text{ °С};$$

- потрібний опір теплопередачі стіни

$$R_o = 1 / \alpha_b + R + 1 / \alpha_3; \quad R_o = 0,115 + 0,409 + 0,0435 = 1,91 \text{ (м}^2\text{°C) / Вт}$$

$$\text{Так як } R_o = 1,91 \text{ (м}^2\text{°C) / Вт} > R_{\Sigma}^H = 2,1 \times 0,9 = 1,89 \text{ (м}^2\text{°C) / Вт}, \quad [14]$$

виконується, тобто огорожуючи конструкція вибрано вірно.

РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1. Розрахунок та проектування надземної частини будівлі

2.1.1. Розрахунок залізобетонної поперечної рами

2.1.1.1. Дані для проектування

Прольоти будівлі – $L = 24$ м; кількість прольотів – 2; крок колон – $a = 12$ м; висота будівлі – $H_c = 10,8$ м; вантажопідйомність кранів – 20/5 т; режим роботи – середній; сніговий район – I ; вітровий район – III ; тип місцевості – В; навантаження від пилю – 0,1 кПа.

2.1.1.2. Геометричні параметри колон

Призначаємо геометричні параметри колон. Підкранова консоль знаходиться на відмітці 6,6 м, тоді:

$$H_1 = 6,6 + 0,15 = 6,75 \text{ м};$$

$$H = H_c + 0,15 = 10,8 + 0,15 = 10,95 \text{ м};$$

$$H_2 = H - H_1 = 10,95 - 6,75 = 4,2 \text{ м}.$$

Розміри поперечного перерізу для крайніх колон:

$$h_1 = (1/10 \dots 1/14) H_1 = 0,6 \text{ м} = 600 \text{ мм}; h_2 = 600 \text{ мм}; b = 0,5 \text{ м} = 500 \text{ мм}.$$

Розміри поперечного перерізу для середніх колон:

$$h_1 = (1/10 \dots 1/14) H_1 = 0,6 \text{ м} = 600 \text{ мм}; h_2 = 600 \text{ мм}; b = 0,5 \text{ м} = 500 \text{ мм}.$$

Глибина закріплення колон у стакані фундаменту:

$$H_{an} = 0,5 + 0,33h_1 = 0,5 + 0,33 \times 0,6 = 0,7 \text{ або}$$

$$H_{an} = 1,5 b = 1,5 \times 0,5 = 0,75. \text{ Приймаємо } H_{an} = 0,8 \text{ м}.$$

$$H_{tot} = H_c + H_{an} + 0,15 = 10,8 + 0,8 + 0,15 = 11,75 \text{ м}.$$

2.1.1.3. Постійні розрахункові навантаження

Розподілені навантаження від ваги конструкцій покриття приведені в табл.

2.1.

Навантаження від ваги покриття, кПа

Таблиця 2.1

Вид навантаження	Коефіцієнт надійності з навантаження γ_f	Характеристичне навантаження, кПа	Розрахункове навантаження, кПа	
			при $\gamma_f = 1$	при $\gamma_f > 1$
Постійне				
Шар гравію, затоплений у дьогтьову мастику	1,3	0,15	0,143	0,185
Рубероїдний килим	1,1	0,1	0,095	0,105
Асфальтова стяжка $t = 2\text{см}$, $\rho = 1800\text{ кг/м}^3$ ($0,02 \times 1 \times 1,8 \times 9,81 = 0,353$)	1,2	0,353	0,336	0,403
Утеплювач (згідно табл.. 5[2] для 1 снігового району, $t = 80\text{мм}$, $\gamma = 5\text{ кН/м}^3$)	1,2	0,4	0,38	0,456
Обмазувальна пароізоляція	1,1	0,06	0,057	0,063
Разом навантаження від ізоляційного шару		1,063	1,011	1,212
Власна вага панелі з бетоном замонолічування	1,1	2,05	1,948	2,143
Усього постійне навантаження		3,113	2,959	3,355
Тимчасове				
Снігове (короткочасне)	1,36	0,5	0,475	0,665
Пилове (тривале)	1,3	0,1	0,285	0,124
Усього тимчасове навантаження		0,6	0,57	0,789
Усього повне навантаження		3,713	3,529	4,144
у т.ч. тривалої дії		3,213	3,054	3,479
короткочасної дії		0,5	0,475	0,665

Розрахункове навантаження від ваги покриття з урахуванням коефіцієнта γ_n : 3,355кПа.

Вага кроквяної ферми покриття дорівнює:

$$6,4 \times 24 = 153,6 \text{ кН},$$

де 6,4 – погонна вага ферми, кН/м; 24 – проліт ферми.

$$G_c = 0,5 \times 3,355 \times a \times L + 0,5 \times 153,6 \times \gamma_n \times \gamma_f = 0,5 \times 3,355 \times 12 \times 24 + 0,5 \times 153,6 \times 0,95 \times 1,1 = 483,12 + 80,3 = 563,4 \text{ кН}.$$

де 3,355 – розрахункове навантаження від ваги покриття, кН;
153,6 – вага ферми покриття, кН.

Навантаження від ваги стінових панелей та скління G_{w1} і G_{w2} визначаємо із рис. 2.1.:

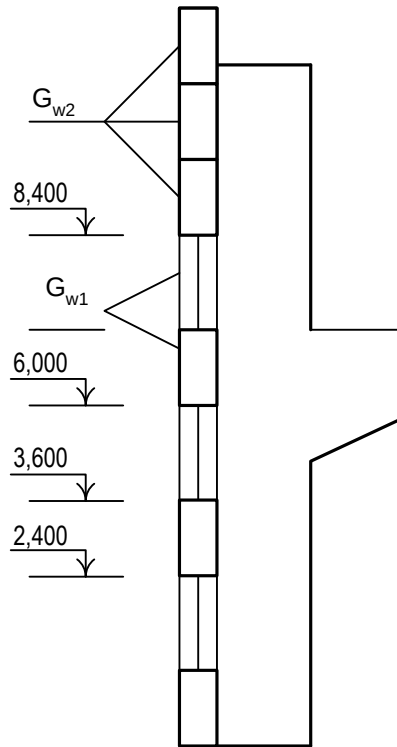


Рис. 2.1. Розріз стіни.

$$G_{w1} = (0,5 \times 1,2 \times a \times \gamma_n \times \gamma_f) + (2,22 \times 2,4 \times a \times \gamma_n \times \gamma_f) = 0,5 \times 1,2 \times 12 \times 0,95 \times 1,1 + 2,22 \times 2,4 \times 12 \times 0,95 \times 1,1 = 74,34 \text{ кН},$$

де 0,5 – вага 1 м^2 скління, кН; 1,2 – висота поясу скління, м; 2,22 – вага 1 м^2 стінових панелей, кН; 2,4 – висота поясу стінових панелей м.

$$G_{w2} = 2,22 \times 3 \times a \times \gamma_n \times \gamma_f = 2,22 \times 3 \times 12 \times 0,95 \times 1,1 = 83,52 \text{ кН},$$

де 2,22 - вага 1 м^2 стінових панелей, кН; 3 - висота поясу стінових панелей, м.

Товщина стінових панелей 20 см.

Розрахункове навантаження від ваги підкранових балок :

$$G_{cb} = (110 + 1,5 \times a) \times \gamma_n \times \gamma_f = (110 + 1,5 \times 12) \times 0,95 \times 1,1 = 133,76 \text{ кН},$$

де 110 – вага підкранової балки довжиною 12 м, кН; 1,5 – вага 1м.п. кранової рейки, кН/м.

Навантаження від власної ваги надкранових та підкранових частин колон визначаються програмою при середній щільності залізобетонна 25кН/м³.

2.1.1.4. Тимчасові розрахункові навантаження

Для м. Вінниця $S_o = 1,36 \text{ кПа}$ [1]. Розрахункове снігове навантаження при $m = 1$ на крайні колони:

$$S = S_o \times 1,36 \times m \times L \times a \times \gamma_n \times \gamma_f = 0,5 \times 1,36 \times 1 \times 12 \times 24 \times 0,95 \times 1,4 = 95,76 \text{ кН.}$$

Розрахункове навантаження на колону від пилу:

$$V_p = 0,1 \times 0,5 \times L \times a \times \gamma_n \times \gamma_f = 0,1 \times 0,5 \times 24 \times 12 \times 0,95 \times 1,3 = 17,784 \text{ кН.}$$

Загальне навантаження від снігу та пилу:

$$V_{sp} = S + V_p = 95,76 + 17,784 = 113,544 \text{ кН.}$$

Для м. Вінниця $\omega_o = 0,47 \text{ кПа}$. Швидкісний тиск вітру у місцевості типу В для частини будівлі висотою до 10 м від поверхні землі:

$$w_{m1} = \omega_o \times k = 0,47 \times 0,65 = 0,247 \text{ кПа,}$$

де 0,65 – коефіцієнт, що враховує зміни швидкісного тиску вітру на висоті до 10 м [1].

Згідно з лінійною інтерполяцією на рівні верху будівлі:

$$k_{12,6} = ((k_{20} - k_{10}) / (20 - 10)) \times (12,6 - 10) + k_{10} = ((0,85 - 0,65) / 10) \times (12,6 - 10,0) + 0,65 = 0,702$$

$$w_{m2} = 0,47 \times 0,702 = 0,267 \text{ кПа;}$$

де 0,85 – коефіцієнт, що враховує зміни швидкісного тиску вітру на висоті до 20 м; 12,6 – відмітка верха колони.

Розрахункове рівномірно розподілене вітрове навантаження на колони до відмітки 12,6 м:

$$w_1 = w_{m1} \times c_1 \times a \times \gamma_n \times \gamma_f = 0,247 \times 0,8 \times 12 \times 0,95 \times 1,2 = 2,703 \text{ кН/м;}$$

$$w_2 = w_{m1} \times c_2 \times a \times \gamma_n \times \gamma_f = 0,247 \times 0,6 \times 12 \times 0,95 \times 1,2 = 2,027 \text{ кН/м,}$$

де 0,8 та 0,6 – аеродинамічні коефіцієнти для зовнішніх стін з навітряної та завітряної сторін відповідно.

Розрахункове зосереджене вітрове навантаження вище позначки 10,8 м:

$$W = 0,5 (W_{m1} + W_{m2}) (12,6 - 10) (c_2 + c_1) \times a \times \gamma_n \times \gamma_f = \\ 0,5 (0,247 + 0,267) \times (12,6 - 10) \times (0,8 + 0,6) \times 12 \times 0,95 \times 1,2 = 12,8 \text{ кН.}$$

Для крана вантажопідйомністю $Q = 20/5\text{т}$, згідно таблиці 6.3 та 6.4 [4]: $B = 6,3\text{м}$; $A_c = 4,4\text{м}$; $P_{\max} = 195\text{кН}$; $P_{\min} = 48\text{кН}$; $P_{br.n} = 7\text{кН}$.

Лінію впливу тиску коліс на колону при невідному положенні кранів покажемо на рис. 2.2.

Від двох зближених кранів при $\gamma_c = 0,85$

$$D_{\max} = \gamma_c \times \gamma_n \times \gamma_f (x_1 + x_2 + x_3 + 12) P_{\max} / a = 0,85 \times 0,95 \times 1,1 \times (7,6 + 12 + 10,1 + 5,7) \times 195 / 12 = 510,97 \text{ кН;}$$

$$D_{\min} = \gamma_c \times \gamma_n \times \gamma_f (x_1 + x_2 + x_3 + 12) P_{\min} / a = 0,85 \times 0,95 \times 1,1 \times (7,6 + 12 + 10,1 + 5,7) \times 48 / 12 = 127,78 \text{ кН;}$$

$$P_{br} = \gamma_c \times \gamma_n \times \gamma_f (x_1 + x_2 + x_3 + 12) P_{br.n} / a = 0,85 \times 0,95 \times 1,1 \times (7,6 + 12 + 10,1 + 5,7) \times 7 / 12 = 18,34 \text{ кН}$$

Від чотирьох наближених кранів при $\gamma_c = 0,7$ $D_{\max}$ та $D_{\min}$ вираховуються програмою.

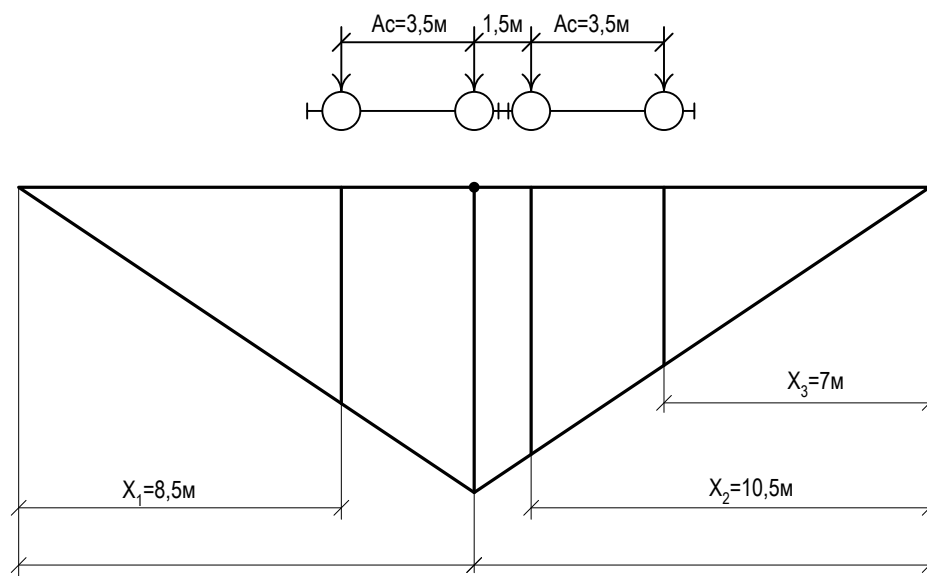


Рис. 2.2 Лінія впливу тиску на колону.

2.1.1.5. Ексцентриситети навантажень.

Ексцентриситет навантажень від покриття та снігу визначається згідно рис. 2.3

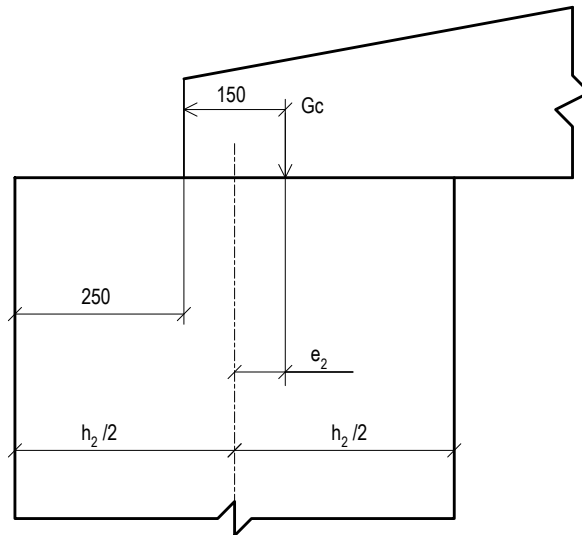


Рис. 2.3 До визначення ексцентриситету навантажень від ваги покриття та снігу.

При кроці колон 12 м прив'язка колон крайнього ряду 250 мм.

$$e_2 = 250 + 150 - 600 / 2 = 100 \text{ мм} = 10 \text{ см}$$

Ексцентриситети та рівні прикладення інших навантажень визначаються програмою.

2.1.1.6. Підготовка вихідних даних для розрахунку рами

Вихідні дані для статичного розрахунку рами заносяться в режимі діалогу та за порядком приведеним нижче.

РОЗРАХУНОК ЗАЛІЗОБЕТОННОГО ПОПЕРЕЧНИКА

Шифр	9601
Кількість прольотів будівлі	2
Крок колон, м	12
Прив'язка колон, мм	250
Тип крайніх колон: 1 – суцільні; 2 – двохгілкові	1

Тип середніх колон: 1 – суцільні; 2 – двохгілкові 1

КРАЙНІ КОЛОНИ

Тип	суцільна
Висота колони, м	$H = 10,95$
Висота надкранової частини колони, м	$H_2 = 4,2$
Ширина перерізу колони, см	$b = 50$
Висота перерізу надкранової частини колони, см	$h_2 = 60$
Висота перерізу підкранової частини колони, см	$h_1 = 60$

СЕРЕДНІ КОЛОНИ

Тип	суцільна
Висота колони, м	$H = 10,95$
Висота надкранової частини колони, м	$H_2 = 4,2$
Ширина перерізу колони, см	$b = 50$
Висота перерізу надкранової частини колони, см	$h_2 = 60$
Висота перерізу підкранової частини колони, см	$h_1 = 60$

ПОСТІЙНІ НАВАНТАЖЕННЯ:

- від ваги покриття , кН.	$G_c = 563,4$
- ексцентриситет G_c відносно осі надкранової частини, см	$e_2 = 10$
- від ваги стін і засклення нище консолі, кН	$G_{w1} = 74,34$
- від ваги стін і засклення вище консолі, кН	$G_{w2} = 83,52$
- товщина стінових панелей, см	$h = 20$
- від ваги підкранової балки, кН	$G_{cb} = 133,76$

ТИМЧАСОВІ НАВАНТАЖЕННЯ

Снігове та від пилу, кН	$V_{sp} = 113,544$
Вітрове з навітряної сторони, кН/м	$w_1 = 2,703$

Вітрове з завітряної сторони, кН/м	$w_2 = 2,027$
Вітрове зосереджене, кН	$W = 12,8$
Кранове вертикальне, кН	$D_{\max} = 510,97$
Кранове вертикальне, кН	$D_{\min} = 127,78$
Кранове горизонтальне, кН	$P_{br} = 18,34$

2.1.1.7. Розрахункові зусилля при сполученнях навантажень

Розрахункові зусилля в колонах визначаємо для двох основних сполучень навантажень: перше – при урахуванні постійного та одного короткочасного навантаження з коефіцієнтом $\gamma_c = 1,0$; друге - при урахуванні постійного та двох або більше короткочасних навантажень з $\gamma_c = 0,9$.

В кожному перерізі визначаємо три комбінації зусиль:

1. найбільший додатній момент $M_{\max}$ та відповідне до нього поздовжнє зусилля;
2. найбільший від'ємний момент $M_{\min}$ та відповідне до нього поздовжнє зусилля;
3. найбільше поздовжнє зусилля $N_{\max}$ та відповідний до нього момент.

Розрахункові зусилля при сполученнях навантажень у перерізах колон приведені у табл. 2.2.

Таблиця 2.2

Розрахункові зусилля у колоні по осі Б

Переріз та вид зусиль	Основні розрахункові сполучення зусиль кНм, кН					
	Перше ($\gamma_c = 1,0$)			Друге ($\gamma_c = 0,9$)		
	$M_{\max}$ $N_{\text{відпов}}$	$M_{\min}$ $N_{\text{відпов}}$	$N_{\max}$ $M_{\text{відпов}}$	$M_{\max}$ $N_{\text{відпов}}$	$M_{\min}$ $N_{\text{відпов}}$	$N_{\max}$ $M_{\text{відпов}}$
2 – 2	1+4+7	1+5+6	1+2	1+4+7+8	1+5+6+9	1+2
М	239,8	-170	0	256,4	-193,6	0
Н	1159,7	1159,7	1386,7	1159,7	1159,7	1386,7
4 - 4	1+4+7	1+5+6	1+4	1+4+7+8	1+5+6+9	1+2+4
М	328,8	-59,9	70,2	401,8	-159,8	63,2
Н	1991,2	1991,2	1991,2	1991,2	1991,2	2218,2

2.1.2. Розрахунок залізобетонної колони суцільного прямокутного перерізу середнього ряду

2.1.2.1. Вихідні дані

Залізобетонна колона суцільного прямокутного перерізу має симетричну форму, ступінчаста по висоті. Висота підкранової частини (від верха фундаменту до верха консолі) $h_1 = 6,75$ м; висота надкранової частини (від верха консолі до низу кроквяних елементів) $h_2 = 4,2$ м.

Висота колони, що враховується в розрахунку

$$h_{col} = h_1 + h_2 = 6,75 + 4,2 = 10,95 \text{ м};$$

повна довжина колони (з урахуванням закладання у фундамент)

$$h_{tot} = h_c + h_f = 10,95 + 0,8 = 11,75 \text{ м}$$

Для колони прийнято шлаколужний бетон класу С35/45 підданий тепловій обробці при атмосферному тиску. Поздовжня арматура класу В500С діаметром більш 10 мм, поперечна арматура класу В240С. Тому що конструкція і навантаження на колону симетричне, армування колони також приймається симетричне. Розрахункові зусилля, що діють на колону наведено в табл. 2.2.

2.1.2.2. Розрахунок надкранової частини колони

Загальна характеристика. Оскільки в зусилля, що діють в надкрановій частині колони, не входять короточасні навантаження малої сумарної тривалості (від вітру або кранове навантаження) розрахунковий опір бетону приймається з коефіцієнтом $\nu = 0,9$, тобто $f_{cd} = 22,2 \text{ МПа} = 2,22 \text{ кН/см}^2$. Модуль пружності $E = 37600 \text{ МПа} = 3760 \text{ кН/см}^2$. Для арматури класу В-500С: $f_{yd} = R_{sd} = 365 \text{ МПа} = 36,5 \text{ кН/см}^2$; модуль пружності $E_s = 20000 \text{ кН/см}^2$.

Висота надкранової частини $h_2 = 420$ см. Розміри прямокутного перерізу: ширина $b_t = 50 \text{ см}$; висота $h_t = 60 \text{ см}$. Для поздовжньої арматури прийнято $a_s = a'_s = 4 \text{ см}$. $\alpha_s = E_s / E = 20000 / 3760 = 5,32$ (рис. 2.4.)

Розрахунок в площині згину. Розрахункова довжина надкранової частини колони в площині згину (з урахуванням кранового навантаження) :

$$l_{ot} = 2h_2 = 2 \cdot 420 = 840 \text{ см.}$$

Тому що гнучкість надкранової частини в площині згину

$$l_{ot}/h_t = 840/60 = 14,3 > 10 ,$$

необхідно урахувувати вплив прогину колони на величину ексцентриситету поздовжньої сили за допомогою коефіцієнта η .

Момент інерції бетонного перерізу надкранової частини колони в площині згину: $I_t = b_t \cdot h_t^3 / 12 = 50 \cdot 60^3 / 12 = 900000 \text{ см}^4$.

З аналізу зусиль, що діють в надкрановій частині колони виявлено (табл. 2.2.), що розрахунковим для цієї частини колони є переріз II – II, бо зусилля в ньому більші за зусилля в перерізі I – I. Добір арматури для перерізу II – II виконується за максимальними значеннями .

З аналізу зусиль, що діють у перерізі II – II, виявляється що найневигіднішим є сполучення $M_{\max}$, $N_{\text{відпов}}$ (при $\gamma_c = 0,9$). Для цього сполучення (з табл. 2.2. та таблиці результату машинного розрахунку поперечної рами) розрахункові зусилля:

- від повного навантаження:

$$M = M_{\max 1} = 256 \text{ кН} \cdot \text{м} = 25600 \text{ кНсм}; N = N_{\text{відпов}} = 1160 \text{ кН};$$

- від тривалої дії постійного навантаження

$$M_l = 0 \text{ кН} \cdot \text{см}; N_l = 1160 \text{ кН} .$$

Випадковий ексцентриситет:

$$e_{a1} = l_{ot} / 600 = 840 / 600 = 1,4 \text{ см};$$

$$e_{a2} = h_t / 30 = 60 / 30 = 2,0 \text{ см}, \text{ приймається } e_a = e_{a2} = 2,0 \text{ см (більше значення)}.$$

$$e_0 = M / N = 25600 / 1160 = 22,1 \text{ см} > e_a = 2,0 \text{ см},$$

випадковий ексцентриситет не враховується , приймається $e_0 = 22,1 \text{ см}$.

Відносний початковий ексцентриситет

$$\delta_e = e_0 / h_t = 22,1 / 60 = 0,368.$$

Мінімальне значення відносного початкового ексцентриситету:

$$\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 l_{ot} / h_t - 0,1 f_{cd} = 0,5 - 0,01 \cdot 840 / 60 - 0,1 \cdot 2,22 = 0,138$$

Так як $\delta_e = 0,368 > \delta_{e,\min} = 0,138$, приймається $\delta_e = 0,368$.

Обчислюються:

$$M_l = M + 0,5N(h_{ot} - a'_s) = 25600 + 0,5 \cdot 1160(56 - 4) = 55800 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$M_{ll} = M_l + 0,5N(h_{ot} - a'_s) = 0 + 0,5 \cdot 1160(56 - 4) = 30200 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Коефіцієнт, що враховує вплив тривалої дії навантаження на прогин елемента в граничному стані

$$\varphi_l = 1 + M_{ll} / M_l = 1 + 30200 / 55800 = 1,54 < 2.$$

У першому наближенні приймається $\mu_1 = 0,004$, тоді

$$\alpha_s I_s = \alpha_s \cdot \mu_1 \cdot b_t \cdot h_{ot} \cdot (0,5h_t - a_s)^2 = 5,32 \cdot 0,004 \cdot 50 \cdot 56(0,5 \cdot 60 - 4)^2 = 40280 \text{ см}^4.$$

Тому що $l_{ot} / h_t = 14,3 > 10$, умовна критична сила:

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_{ot}^2} \left[\frac{I_t}{\varphi_l} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha_s \cdot I_s \right] = \frac{6,4 \cdot 3760}{840^2} \cdot \left[\frac{900000}{1,54} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,368} + 0,1 \right) + 40280 \right] = 0,0341(195800 + 40280) = 8050 \text{ кН} > N = 1160 \text{ кН}.$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{cr}} = \frac{1}{1 - 1160 / 8050} = 1,17.$$

Ексцентриситет поздовжнього зусилля відносно центра ваги розтягнутої арматури:

$$e = e_o \cdot \eta + 0,5h_t - a_s = 22,1 \cdot 1,17 + 0,5 \cdot 60 - 4 = 51,9 \text{ см}.$$

Для класу бетону С35/45 при $\nu = 0,9$ і класу арматури В-500С приймається граничне значення відносної величини стисненої зони $\xi_r = 0,52$.

Тому що відносна величина поздовжньої сили

$$\bar{\phi}_n = N / f_{cd} \cdot b_t \cdot h_{ot} = 1160 / 2,22 \cdot 50 \cdot 56 = 0,187 < \xi_r = 0,52$$

Визначаються:

$$\phi_n = N \cdot e / f_{cd} \cdot b_{bt} \cdot h_{ot}^2 = 1160 \cdot 51,9 / 2,22 \cdot 50 \cdot 56^2 = 0,173;$$

$$\delta = a'_s / h_{ot} = 4 / 56 = 0,0714;$$

$$\alpha = \frac{\phi_n - \bar{\phi}_n (1 - 0,5 \bar{\phi}_n)}{1 - \delta} = \frac{0,173 - 0,187 (1 - 0,5 \cdot 0,187)}{1 - 0,0714} = 0,00375.$$

Площа симетричної арматури, що потрібна в розтягненій та стисненій зонах:

$$\begin{aligned} A_{s,req} = A'_{s,req} &= (\alpha R f_{cd} \cdot b_t \cdot h_{ot}) / R f_{yd} = 0,00375 \cdot 2,22 \cdot 50 \cdot 56 / 36,5 \\ &= 0,639 \text{ см}^2 \end{aligned}$$

Кількість арматури визначається з конструктивних вимог

$$A_{s,req} = A'_{s,req} = \mu_{\min} b_t h_t = 0,002 \cdot 50 \cdot 60 = 6,0 \text{ см}^2$$

Приймається по 3 $\varnothing$ 16 В-500С з кожного боку перерізу з фактичною площею $A_s = A'_s = 6,03 \text{ см}^2 > A_{s,req} = A'_{s,req} = 6,0 \text{ см}^2$

Перевірка міцності із площини згину. За висоту перерізу приймається розмір перерізу надкранової частини колони із площини згину (рис. 2.5), тобто

$$h_{tp} = b_t = 50 \text{ см.}$$

Розрахункова довжина надкранової частини колони із площини згину.

$$l_{op} = 1,5 h_2 = 1,5 \cdot 420 = 630 \text{ см.}$$

Так як гнучкість надкранової частини із площини згину

$$l_{op} / h_{tp} = 630 / 50 = 12,6 < l_{ot} / h_t = 14,3, \text{ тобто не перевищує гнучкість в площині}$$

згину, перевірка міцності надкранової частини колони не потрібна.

2.1.2.3. Розрахунок підкранової частини колони

Загальна характеристика. Оскільки на підкранову частину колони діють зусилля від навантаження, що є зусилля малої сумарної тривалості (кранове навантаження), розрахунковий опір бетону приймається з коефіцієнтом $\nu = 0,9$, тобто $f_{cd} = 22,2 \text{ МПа} = 2,22 \text{ кН/см}^2$. Модуль пружності $E = 37600 \text{ МПа} = 3760 \text{ кН/см}^2$. Для арматури класу В-500С: $f_{yd} = R_{sd} = 365 \text{ МПа} = 36,5 \text{ кН/см}^2$; модуль пружності $E_s = 20000 \text{ кН/см}^2$.

Висота підкранової частини колони $h_1 = 675 \text{ см}$. Розміри прямокутного перерізу $b_b = 50 \text{ см}$, $h_b = 60 \text{ см}$, $a_s = a'_s = 4 \text{ см}$.

Розрахунок в площині згину. З аналізу зусиль, що діють в підкрановій частині колони виявлено (табл. 2.2.), що за величиною зусилля в перерізах III – III і IV – IV близькі між собою, тому доцільно прийняти однакове армування по усій висоті підкранової частини колони, яке підбирається при максимальних значеннях зусиль від трьох комбінацій.

Розрахункова довжина підкранової частини колони (з урахуванням кранового навантаження):

$$l_{ob} = 1,5h_1 = 1,5 \cdot 675 = 1010 \text{ см}.$$

Так як гнучкість підкранової частини колони $\frac{l_{ob}}{h_b} = \frac{1010}{60} = 16,8 < 10$, тому вплив згину на величину ексцентриситету поздовжньої сили не враховуємо, приймається $\eta = 1$.

Момент інерції бетонного перерізу підкранової частини колони в площині згину

$$I_b = \frac{b_b \cdot h_b^3}{12} = \frac{50 \cdot 60^3}{12} = 900000 \text{ см}^4.$$

$$\alpha_s = 5,32$$

$$\text{Робоча висота перерізу } h_{ob} = h_b - a_s = 60 - 4 = 56 \text{ см}.$$

З аналізу зусиль, що діють у перерізі IV – IV, виявляється що найневигоднішим є сполучення $M_{\max}$, $N_{\text{відпов}}$ (при $\gamma_c = 0,9$). Для цього

сполучення (з табл. 2.2. та таблиці результату машинного розрахунку поперечної рами) розрахункові зусилля:

- від усього навантаження:

$$M = M_{\max} = 402 \text{ кН} \cdot \text{м} = 40200 \text{ кН} \cdot \text{см}; N = N_{\text{відпов}} = 1991 \text{ кН};$$

- від тривалої дії навантаження

$$M_l = 0 \text{ кН} \cdot \text{см}; N_l = 1480 \text{ кН}.$$

Випадковий ексцентриситет:

$$e_{a1} = l_{ob} / 600 = 1010 / 600 = 1,68 \text{ см};$$

$$e_{a2} = h_b / 30 = 60 / 30 = 2 \text{ см}.$$

$$\text{Отже } e_a = e_{a2} = 2,0 \text{ см}.$$

Ексцентриситет поздовжньої сили

$$e_o = M / N = 40200 / 1991 = 20,2 \text{ см}.$$

Тому що $e_o = 20,2 \text{ см} > e_a = 2 \text{ см}$, приймається $e_o = 20,2 \text{ см}$.

Відносний початковий ексцентриситет

$$\delta_e = e_o / h_t = 20,2 / 60 = 0,337.$$

Так як $\delta_e = 0,337 > \delta_{e,\min} = 0,0597$, приймається $\delta_e = 0,337$.

Обчислюються:

$$M_l = M + 0,5N(h_{ob} - a'_s) = 40200 + 0,5 \cdot 1991(56 - 4) = 91970 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$M_{ll} = M_l + 0,5N_l(h_{ob} - a'_s) = 0 + 0,5 \cdot 1480(56 - 4) = 38500 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Коефіцієнт, що враховує вплив тривалої дії навантаження на прогин елемента в граничному стані

$$\varphi_l = 1 + M_{ll} / M_l = 1 + 38500 / 91970 = 1,42 < 2.$$

У першому наближенні приймається $\mu_1 = 0,004$, тоді

$$\begin{aligned} \alpha_s I_s &= \alpha_s \cdot \mu_1 \cdot b_b \cdot h_{ob} \cdot (0,5h_b - a_s)^2 = 5,32 \cdot 0,004 \cdot 50 \cdot 56(0,5 \cdot 60 - 4)^2 = \\ &= 40300 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

Умовна критична сила:

$$N_{cr} = \frac{6,4E}{l_{ot}^2} \left[\frac{I_t}{\phi_l} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha_s \cdot I_s \right] = \frac{6,4 \cdot 3760}{1010^2} \cdot$$

$$\left[\frac{900000}{1,42} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,337} + 0,1 \right) + 40300 \right] = 6209 \kappa H > N = 1991 \kappa H.$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N/N_{cr}} = \frac{1}{1 - 1991/6209} = 1,47.$$

Тому ексцентриситет поздовжньої сили:

$$e = e_o \eta + 0,5h_b - a_s = 20,2 \cdot 1,47 + 0,5 \cdot 60 - 4 = 55,7 \text{ см.}$$

Для класу бетону С35/45 при $\nu = 1,1$ і класу арматури В – 500С приймається граничне значення відносної величини стисненої зони $\xi_r = 0,47$.

Тому що відносна величина поздовжньої сили

$$\delta = \frac{a'_s}{h_{ot}} = \frac{4}{56} = 0,0714;$$

$$\alpha = \frac{\varphi_n - \bar{\varphi}_n (1 - 0,5\bar{\varphi}_n)}{1 - \delta} = \frac{0,26 - 0,261(1 - 0,5 \cdot 0,261)}{1 - 0,0714} = 0,0356.$$

Площа поздовжньої симетричної арматури, що потрібна в розтягненій та стиснутій зонах:

$$A_{s,req} = A'_{s,req} = \frac{(\alpha f_{cd} \cdot b_b \cdot h_{ob})}{f_{yd}} = \frac{0,0356 \cdot 2,72 \cdot 50 \cdot 56}{36,5} = 7,43 \text{ см}^2$$

Приймається з кожного короткого боку перерізу по 3Ø18 В – 500С з фактичною площею $A_s = A'_s = 7,63 \text{ см}^2 > A_{s,req} = A'_{s,req} = 7,43 \text{ см}^2$.

Коефіцієнт армування

$$\mu = \frac{(A_s + A'_s)}{b_b h_b} = \frac{(7,63 + 7,63)}{50 \cdot 60} = 0,0051$$

величина якого значно відрізняється від попередньо прийнятого $\mu_1 = 0,004$. Тому приймається удруге $\mu_2 = 0,005$.

$$\alpha_s I_s = 40300 \cdot \left(\frac{\mu_2}{\mu_1} \right) = 40300 \left(\frac{0,005}{0,004} \right) = 50400 \text{ см}^4.$$

Умовна критична сила:

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_{ot}^2} \left[\frac{I_t}{\varphi_l} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha_s \cdot I_s \right] = \frac{6,4 \cdot 3760}{1010^2} \cdot \left[\frac{900000}{1,42} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,337} + 0,1 \right) + 50400 \right] = 0,024(222600 + 50400) = 6550 \text{ кН} > N = 1991 \text{ кН}.$$

$$\eta = \frac{1}{1 - N/N_{cr}} = \frac{1}{1 - 1991/6550} = 1,44.$$

Тому ексцентриситет поздовжньої сили:

$$e = e_o \eta + 0,5h_b - a_s = 20,2 \cdot 1,44 + 0,5 \cdot 60 - 4 = 55,1 \text{ см};$$

$$\bar{\varphi}_n = 0,261 < \xi_r = 0,47$$

$$\delta = \frac{a'_s}{h_{ot}} = \frac{4}{56} = 0,0714;$$

$$\alpha = \frac{\varphi_n - \bar{\varphi}_n(1 - 0,5\bar{\varphi}_n)}{1 - \delta} = \frac{0,257 - 0,261(1 - 0,5 \cdot 0,261)}{1 - 0,0714} = 0,032.$$

Площа поздовжньої симетричної арматури, що потрібна в розтягненій та стиснутій зонах:

$$A_{s2,req} = A'_{s2,req} = \frac{(\alpha f_{cd} \cdot b_b \cdot h_{ob})}{f_{yd}} = \frac{0,032 \cdot 2,72 \cdot 50 \cdot 56}{36,5} = 6,68 \text{ см}^2$$

Приймається з кожного боку перерізу по 3Ø18 В – 500С з фактичною площею $A_{s2} = A'_{s2} = 7,63 \text{ см}^2 > A_{s2,req} = A'_{s2,req} = 6,68 \text{ см}^2$.

Коефіцієнт армування

$$\mu = \frac{(A_s + A'_s)}{b_b h_b} = \frac{(7,63 + 7,63)}{50 \cdot 60} = 0,005$$

не відрізняється від удруге попередньо прийнятого $\mu_2 = 0,005$. Тому подальше уточнення розрахунку не потрібно.

Перевірка міцності із площини згину. Висота перерізу підкранової частини колони із площини згину $h_{bp} = b_b = 50 \text{ см}$

Розрахункова довжина підкранової частини колони із площини згину

$$l_{obp} = 0,8h_1 = 0,8 \cdot 675 = 540 \text{ см}.$$

Так як гнучкість підкранової частини колони із площини згину $\frac{l_{obr}}{h_{bp}} = 540/50 = 10,8 < \frac{l_{ob}}{h_b} = 16,8$, тобто не перевищує гнучкість в площині

згину, перевірка міцності із площини згину не потрібна.

Поперечна арматура для обох частин колони приймається конструктивно діаметром 5 мм класу В– 500А з кроком 400 мм).

2.1.2.4. Розрахунок підкранових консолей

Характеристика консолей. Підкранові консолі колони правлять за підпори підкранових балок. Розміри консолей (приймаються з конструктивних умов обпирання і кріплення підкранових балок): ширина консолей $b = 50$ см (відповідає розміру ширини колони); висота вільного краю консолей $h_{con1} = 55$ см; виліт консолей $l_c = 50$ см; $a = 25$ см; $a_s = a'_s = 4$ см (рис 2.4)

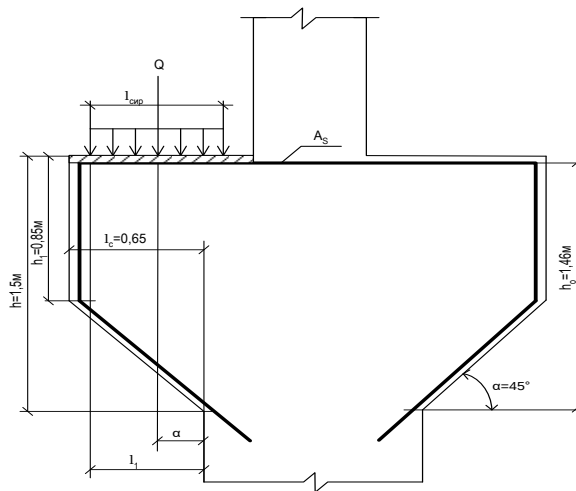


Рис. 2.4 Розрахункова схема підкранової консолі.

На підкранові консолі діє зосереджене навантаження з двох боків колони від вертикального тиску мостових кранів і ваги підкранових балок з крановою колією. Підкранові консолі розраховуються на дію сили $Q_c = 645 \text{ кН}$. Підкранові балки мають ширину підпори 34 см і обпирається поперек консолей. Довжина площі обпирання $l_{\text{sup}} = 34 \text{ см}$.

Тому що кранове навантаження є навантаження малої сумарної тривалості $\nu = 1,1$ ($f_{cd} = 27,2 \text{ МПа} = 2,72 \text{ кН/см}^2$; $R_{bt} = 0,263 \text{ кН/см}^2$; модуль пружності $E = 37600 \text{ МПа} = 3760 \text{ кН/см}^2$.) Поздовжня і похила арматура консолі класу В-500С: $f_{yd} = f_{sd} = 365 \text{ МПа} = 36,5 \text{ кН/см}^2$; модуль пружності $E_s = 20000 \text{ кН/см}^2$.

Висота консолей (кут нахилу стисненої грані консолі до горизонталі 45°).

$$h_{\text{con}} = h_{\text{con1}} + l_c = 55 + 50 = 105 \text{ см},$$

$$\text{Робоча висота: } h_0 = h_{\text{con}} - a_s = 105 - 4 = 101 \text{ см}.$$

$$\text{Тому що } 0,9h_0 = 0,9 \cdot 101 = 90,9 > l_c = 50 \text{ см},$$

підкранові консолі за конструктивними признаками є короткі.

Так як $2,5a = 2,5 \cdot 25 = 62,5 \text{ см} < h_{\text{con}} = 105 \text{ см}$, з конструктивних вимог консолей армується поздовжніми стержнями, відігнутими та горизонтальними поперечними стержнями по усій висоті.

Розрахунок поздовжньої арматури.

Розраховується одна консоль. Згинаючий момент на грані межування консолі до колони

$$M = 1,25Q_c \cdot a = 1,25 \cdot 645 \cdot 25 = 20160 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Потрібна площа перерізу розтягнутої поздовжньої арматури:

$$A_{s, \text{req}} = \frac{M}{f_{yd}(h_0 - a'_s)} = \frac{20160}{36,5(101 - 4)} = 5,69 \text{ см}^2.$$

$$\text{Приймаємо } 3\varnothing 16 \text{ В-500С з } A_s = 6,03 \text{ см}^2 > A_{s, \text{req}} = 5,69 \text{ см}^2.$$

В стисненій зоні консолі приймається така сама кількість арматури.

Розрахунок поперечної арматури.

Для визначення необхідної кількості поперечної арматури обчислюється тангенс кута нахилу розрахункової стисненої смуги:

$$\operatorname{tg} \theta = (h_0 - a'_s) / (a + 0,5l_{\text{sup}}) = (101 - 4) / (25 + 0,5 \cdot 34) = 2,31.$$

Тоді $\sin \theta = 0,918$; $\cos \theta = 0,397$.

Ширина стисненої похилої смуги:

$$l_b = l_{\text{sup}} \cdot \sin \theta + 2a_s \cdot \cos \theta = 34 \cdot 0,918 + 2 \cdot 4 \cdot 0,397 = 34,4 \text{ см.}$$

$$\alpha_s = 5,32.$$

У першому наближенні без урахування поперечної арматури, тобто при $A_{s, \text{inc}} = 0$ та $A_{sw} = 0$, міцність консолі по похилій смугі:

$$Q_{c, \text{inc}} = 0,8f_{cd} \cdot b_c \cdot l_b \cdot \sin \theta = 0,8 \cdot 2,72 \cdot 50 \cdot 34,4 \cdot 0,918 = 3440 \text{ кН}$$

,

а тому, що

$$3,5f_{ctd} \cdot b_c \cdot h_0 = 3,5 \cdot 0,263 \cdot 50 \cdot 101 = 4650 \text{ кН} > Q_{c, \text{inc}} = 3440 \text{ кН}$$

приймається $Q_{c, \text{inc}} = 3440 \text{ кН}$.

Так як $Q_{c, \text{inc}} = 3440 \text{ кН} > Q_c = 645 \text{ кН}$, міцність консолі по похилій смугі між вантажем і підпорою забезпечена без поперечної арматури. В такому випадку поперечна арматура (відігнуті і горизонтальні стержні) за розрахунком не потрібна і приймається конструктивно.

Площа перерізу відігнутих стержнів (за конструктивними вимогами)

$$A_{s, \text{inc}} = 0,002b_c h_0 = 0,002 \cdot 50 \cdot 101 = 10,1 \text{ см}^2.$$

Призначаються два ряди відігнутих стержнів по 2Ø18 В-500С у кожному ряду з кроком 15 см ($A_{s, \text{inc}} = 10,2 \text{ см}^2$).

Горизонтальні поперечні стержні установлюються конструктивно, приймаються поперечні стержні діаметром 5 мм класу В-500А з кроком 15 см.

2.1.3 Залізобетонна панель покриття.

2.1.3.1. Вихідні дані для проектування.

Номінальні розміри панелі : довжина $l_n = 12$ м, ширина $b_n = 3$ м. Висота панелі (поздовжніх ребер) приймається $h = 450$ мм ($h = l_n / 27$). Поперечні та поздовжні ребра трапецієвидного перерізу. Ширина поздовжніх ребер знизу 100 мм, зверху – 140 мм. Поперечні ребра розташовуються приблизно через 1,5 м і мають висоту 150 мм, а їх ширина у нижньому перерізі 40 мм, у верхньому – 160 мм. Середнє та крайні поперечні ребра для збільшення жорсткості панелі приймаються заввишки 250 мм. Плита панелі прийнята завтовшки 25 мм.

Панель покриття проектується з важкого шлаколужного бетону С35\45. Армування плити панелі виконується зварною сіткою, поперечні ребра армуються плоскими зварними каркасами з робочою поздовжньою арматурою класу В–500С; поздовжні ребра – попередньо напруженою арматурою класу В600, плоскими зварними каркасами та додатковими сітками на підпорах.

Попереднє напруження арматури проектується електротермічним способом на упори форми. Передбачається, що під час виготовлення бетон панелі піддається природному твердінню. Коефіцієнт умови праці бетону приймається $\nu = 0,9$ (так як навантаження нетривалої дії відсутні).

Для бетону класу С35\45 : $f_{cd} = 22,2$ МПа, $f_{ctd} = 2,15$ МПа (з урахуванням $\gamma_{b2} = 0,9$); $f_{cd,ser} = 32,1$ МПа, $f_{ctd,ser} = 3,58$ МПа; $E = 37600$ МПа.

Для арматури класу В600: $f_{cd} = 680$ МПа, $f_{cd,ser} = 785$ МПа, $E_s = 190000$ МПа. Для робочої арматури поперечних ребер класу В – 500С при $d \geq 10$ мм $f_{yd} = 365$ МПа. Для дротової арматури сітки плити та плоских каркасів класу В500А при $d = 3$ мм: $f_{yd} = 375$ МПа, $R_{yw} = 270$ МПа; при $d = 4$ мм: $f_{yd} = 365$ МПа, $f_{yw} = 265$ МПа; при $d = 5$ мм: $f_{yd} = 360$ МПа, $f_{yw} = 260$ МПа; $E_s = 170000$ МПа.

Обтиснення бетону панелі виконується коли бетон досягає передаточної міцності

$$f_{cp} = 0,7C = 0,7 \times 45 = 31,5 \text{ МПа} > 11 \text{ МПа.}$$

Попередньо значення попереднього напруження арматури без урахування втрат приймається

$$\sigma_{sp} = f_{yd,ser} - p = 785 - 60 = 725 \text{ МПа.}$$

Тут p – допустиме відхилення попереднього напруження для електротермічного способу натягнення арматури, що дорівнює

$$p = 30 + 360 / l_n = 30 + 360 / 12 = 60 \text{ МПа,}$$

де $l_n = 12 \text{ м}$ – довжина панелі (відстань між зовнішніми гранями підпорів форми).

До тріщиностійкості панелі покриття ставляться вимоги 3 – ї категорії, тобто в панелі допускається нетривале розкриття тріщин $a_{crc1} = 0,3 \text{ мм}$ та тривале розкриття $a_{crc2} = 0,2 \text{ мм}$.

Промислова будівля, для якої проектується панель покриття, опалювана, вологісний режим в неї нормальний, внутрішнє середовище неагресивне. Коефіцієнт надійності з призначення приймається $\gamma_n = 0,95$, що відповідає СС2 класу відповідальності будівлі, до якого відносяться всі об'єкти промислового призначення.

2.1.3.1 Визначення навантаження

Підрахунок постійного навантаження від власної ваги панелі

Характеристичне навантаження від власної ваги панелі з бетоном замонолічування на 1 м^2 покриття складає $s_n = 2,05 \text{ кН/м}^2$.

Підрахунок тимчасового навантаження

Характеристичне значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття, що має кут нахилу менш 25°

$$S_n = S_0 \mu = 1,36 \times 1 = 1,36 \text{ кН/м}^2.$$

де S_0 – характеристичне значення ваги снігового покриву на 1 м^2 горизонтальної поверхні землі;

μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття, що залежить від профілю покриття: $\mu = 1$ для будівель з односхилим та двосхилим покриттям, яке має кут нахилу $\alpha \leq 25^\circ$.

Характеристичне значення навантаження від пилу

$$d_n = d_0 \mu = 0,3 \times 1 = 0,3 \text{ кН/м}^2.$$

де - $d_0 = 0,3 \text{ кН/м}^2$ – характеристичне значення ваги пилу;

$\mu = 1$ - коефіцієнт переходу від ваги пилу до навантаження на покриття (приймається як для снігового навантаження).

Підрахунок повного навантаження на 1 м покриття наведено у таблиці, де розрахункові навантаження надані з урахуванням коефіцієнта надійності з призначення $\gamma_n = 0,95$.

Підрахунок навантаження на панель покриття, кПа (кН/м^2)

Таблиця 2.4

Вид навантаження	Коефіцієнт надійності з навантаження γ_f	Характеристичне навантаження, кПа	Розрахунок навантаження, кПа	
			при $\gamma_f = 1$	при $\gamma_f > 1$
Постійне				
Шар гравію, затоплений у дьогтьову мастику	1,3	0,15	0,143	0,185
Рубероїдний килим	1,1	0,1	0,095	0,105
Асфальтова стяжка $t = 2 \text{ см}$, $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$ ($0,02 \times 1 \times 1,8 \times 9,81 = 0,353$)	1,2	0,353	0,336	0,403
Утеплювач (згідно табл. 5[2] для 1 снігового району, $t = 80 \text{ мм}$, $\gamma = 5 \text{ кН/м}^3$)	1,2	0,4	0,38	0,456
Обмазувальна пароізоляція	1,1	0,06	0,057	0,063
Разом навантаження від ізоляційного шару		1,063	1,011	1,212
Власна вага панелі з бетоном	1,1	3	3.111	3.33

замоноличування				
Усього постійне навантаження		3,113	2,959	3,355
Тимчасове				
Снігове (короткочасне)	1,4	1.36	1,475	1,665
Пилове (тривале)	1,3	0,1	0,285	0,124
Усього тимчасове навантаження		0,6	0,57	0,789
Усього повне навантаження		3,713	3,529	4,144
у т.ч. тривалої дії		3,213	3,054	3,479
короткочасної дії		0,5	0,475	0,665

2.1.3.2 Розрахунок плити панелі

Визначення типу плити

Плита панелі, що має товщину $t = 25$ мм, удає із себе однорядну багатопрольотну нерозрізну плиту з вічками – ділянками, які защемлені вздовж контуру поперечними та поздовжніми ребрами.

Розміри ділянок плити у світлі між гранями ребер: середніх l_1 та крайніх l_{1e} уздовж панелі :

$$l_1 = 149 - (16 / 2) \cdot 2 = 133 \text{ см};$$

$$l_{1e} = 151 - 27,5 - 16 / 2 = 116 \text{ см};$$

середніх та крайніх упоперек панелі :

$$b_1 = 295 - 14 \times 2 = 267 \text{ см.}$$

Так як відношення більшого боку ділянок плити до меншого

$$b_1 / l_1 = 267 / 133 = 2,01 > 2$$

$$\text{та } b_1 / l_{1e} = 267 / 116 = 2,31 > 2,$$

плита панелі розраховується як балочна плита, що обпирається на поперечні ребра.

2.1.3.3. Розрахункова схема та визначення навантаження

За розрахункову схему плити приймається 5 – ти прольотна нерозрізна балка прямокутного перерізу заввишки $t = 2,5$ см та завширшки $b_1 = 267$ см, що

завантажена рівномірно розподіленим навантаженням. Розрахункові прольоти дорівнюють відстаням між гранями поперечних ребер.

Навантаження на плиту складається з постійного та тимчасового. Постійне навантаження включає власну вагу плити завтовшки $t = 2,5$ см та навантаження від теплової ізоляційного шару $i = 1,212$ кН/м². Тимчасове навантаження $v = 0,789$ кН/м² (див. табл. підрахунку навантаження на панель).

Розрахункове навантаження від власної ваги на 1 м² площі плити

$$r = 1 \times t \times \rho \times \gamma_f \gamma_n = 1 \times 0,025 \times 2,5 \times 9,81 \times 1,1 \times 0,95 = 0,641 \text{ кН/м}^2.$$

Розрахункове постійне розподілене навантаження, що діє на плиту з вантажної площадки завширшки $b_1 = 2,67$ м

$$q_r = (i + r) b_1 = (1,212 + 0,64) \times 2,67 = 4,94 \text{ кН/м}.$$

Розрахункове тимчасове розподілене навантаження, що діє з тієї ж вантажної площадки

$$v_r = v b_1 = 0,789 \times 2,67 = 2,11 \text{ кН/м}.$$

Повне розрахункове рівномірно розподілене навантаження на плиту

$$q_r = q_r + v_r = 4,94 + 2,11 = 7,05 \text{ кН/м} = 0,0705 \text{ кН/см}.$$

2.1.3.4. Визначення зусиль

Згинаючий момент в крайніх прольотах плити (прольоти А – В та Е – F)

$$M_{ab} = q_r l_{1e}^2 / 11 = 0,0705 \times 116^2 / 11 = 86,2 \text{ кНсм}.$$

Згинаючий момент в середніх прольотах та на середніх підпорах

$$M_{bc} = M_c \pm q_r l_1^2 / 16 = 0,0705 \times 133^2 / 16 = 77,9 \text{ кНсм}.$$

Для подальшого розрахунку приймається момент, що має найбільше значення, тобто $M_{ab} = 86,2$ кНсм.

2.1.3.5. Розрахунок арматури

Плита армується зварною сіткою з дротової арматури класу В500А. Зварна сітка розміщується посередині товщини плити так, що захисний шар бетону знизу для робочої арматури становить не менш 10 мм.

Призначається діаметр поздовжніх стержнів зварної сітки $d_2 = 3$ мм. Захисний шар бетону робочих стержнів приймається $a_1 = 10$ мм, тоді

$$a = a_1 + d_1 / 2 = 1 + 0,4 / 2 = 1,2 \text{ см.}$$

Робоча висота перерізу

$$H_0 = t - a = 2,5 - 1,2 = 1,3 \text{ см.}$$

Оскільки в нормативних документах відповідно до Міжнародної системи одиниць величини опору, напруження, модулів пружності і т. п. виражаються в мегапаскалях (МПа), а для зручності розрахунків одиниця величини сили приймається в кілоньютонах (кН) та розміри довжин в сантиметрах (см), то під час використання в розрахункових формулах одиниць кН, см, см², см³ величини опору, напруження, модуля пружності і т. п. впроваджуються в кН/см², тобто $1 \text{ МПа} = 0,1 \text{ кН/см}^2$.

Розрахунковий коефіцієнт

$$\alpha_m = \frac{M_{ab}}{f_{cd} b_1 h_0^2} = \frac{86,2}{2,22 \times 267 \times 1,3^2} = 0,086$$

За значенням $\alpha_m = 0,086$ знаходяться (за інтерполяцією) коефіцієнти $\xi = 0,091$ та $\zeta = 0,954$

Потрібна площа перерізу арматури

$$A_{s,red} = \frac{M_{ab}}{\zeta f_{yd} h_0} = \frac{86,2}{0,954 \times 36,5 \times 1,3} = 1,9 \text{ см}^2.$$

Приймається 16 Ø 4 B500A з загальною площею $A_s = 2,016 \text{ см}^2 > A_{s,red} = 1,9 \text{ см}^2$.

Коефіцієнт армування

$$\mu = \frac{A_s}{b_1 h_0} = \frac{2,016}{267 \times 1,3} = 0,006 > \mu_{min} = 0,0005.$$

Поздовжні стержні арматурної сітки плити розміщуються з кроком

$$v = b_1 / 16 = 267 / 16 = 167 \text{ см,}$$

приймається крок поздовжніх стержнів $v = 20$ см.

2.1.3.6. Конструювання арматурної сітки

Довжина та ширина зварної арматурної сітки, якою армується плита панелі призначаються з урахуванням захисного шару бетону з торців панелі $a_{bc} = 15\text{ мм}$ та з боків панелі $a_{bl} = 10\text{ мм}$.

Довжина зварної арматурної сітки (див. креслення, аркуш 5)

$$l_n = 11940 - 2 \times a_{bc} \times 11940 - 2 \times 15 = 11910\text{ мм};$$

ширина сітки

$$a_n = 2950 - 2 \times a_{bl} = 2950 - 2 \times 10 = 2930\text{ мм}.$$

Кількість кроків поперечних стержнів

$$n_1 = l_n / u = 11910 / 250 = 47,6 = 47;$$

кількість кроків поздовжніх стержнів

$$n_2 = a_n / v = 2930 / 200 = 14,65 = 14.$$

Довжина кінцевих випусків:

$$c_1 = (l_n - n_1 u) / 2 = (11910 - 47 \times 250) / 2 = 80\text{ мм};$$

$$c_2 = (a_n - n_2 v) / 2 = (2930 - 14 \times 200) / 2 = 65\text{ мм}.$$

Марка сітки С1

$$C1 \frac{4B500A - 200}{3B500A - 250} 2930 \times 11910.$$

2.1.3.7. Перевірка міцності плити на дію зосередженого навантаження

Плита панелі перевіряється на додаткову дію зосередженого навантаження, що утворюється від ваги робітника з інструментом $v_{n,shl} = I\text{ кН}$, прикладеного по середині середнього прольоту.

Розрахунковий згинаючий момент від сукупної дії постійного, тривалого (від пилу) та короткочасного зосередженого навантаження

$$M = \frac{(g_r + db_1) l_1^2}{16} + \frac{v_{sh} \gamma f \gamma n l_1}{6} = \frac{(4,94 + 0,124 \times 2,67) 1,33^2}{16} + \frac{1 \times 1,2 \times 0,95 \times 1,33}{6} = 0,835 \text{ кНм} + 83,5 \text{ кНсм}.$$

Відносна висота стисненої зони

$$\xi = \mu R_s / f_{cd} = 0,006 \times 36,5 / 2,22 = 0,099.$$

За значенням $\xi = 0,099$ [5] $\alpha_m = 0,094$. Несуча здатність плити

$$M_{adm} = \alpha_m f_{cd} b_1 h_o^2 = 0,094 \times 2,22 \times 267 \times 1,3^2 = 94,2 \text{ кНсм}.$$

Так як

$$M_{adm} = 94,2 \text{ кНсм} > M = 83,5 \text{ кНсм},$$

міцність плити на додаткову дію зосередженого навантаження забезпечена.

2.1.3.8 Розрахунок поперечного ребра

Для проектування панелі досить виконати розрахунок одного будь – якого проміжного поперечного ребра як більш завантаженого. Армування середнього і крайніх поперечних ребер приймається за результатом розрахунку проміжного ребра.

Визначення навантаження

Повне навантаження на поперечне ребро складається з постійного навантаження від ваги тепловогоізоляційного шару, власної ваги плити та власної ваги ребра, а також тимчасового від снігу та пилу. Навантаження на ребро передається з вантажної площі плити, ширина якої дорівнює відстані між осями поперечних ребер $l_w = 149$ см.

Розрахункове рівномірно розподілене навантаження від тепловогоізоляційного шару (див. табл. 2.2)

$$i_w = i l_w = 1,212 \times 1,49 = 1,81 \text{ кН / м}.$$

Розрахункове рівномірно розподілене навантаження від власної ваги плити (див. п. 2.2.)

$$r_w = r l_w = 0,641 \times 1,49 = 0,955 \text{ кН / м.}$$

Розрахункове навантаження від власної ваги ребра з середньою шириною

$$b_m = (b_{inf} + b_{sup}) / 2 = (0,04 + 0,16) / 2 = 0,1 \text{ м}$$

$$w = b_m (h - h_f') 1 \times \rho \times 9,81 \times \gamma_f \times \gamma_n = 0,1 (0,15 - 0,025) 1 \times 2,5 \times 9,81 \times 1,1 \times 0,95 = 0,32 \text{ кН / м.}$$

Загальне розрахункове постійне навантаження

$$q_w = i_w + r_w + w = 1,81 + 0,955 + 0,32 = 3,09 \text{ кН / м.}$$

Розрахункове тимчасове рівномірно розподілене навантаження

$$v_w = v l_w = 0,789 \times 1,49 = 1,18 \text{ кН / м.}$$

Повне розрахункове рівномірно розподілене навантаження на поперечне ребро панелі

$$q_w = q_w + v_w = 3,09 + 1,18 = 4,27 \text{ кН / м} = 0,0427 \text{ кН / см.}$$

Розрахункова схема і розрахунковий переріз

За розрахункову схему поперечного ребра приймається однопрольотна вільно лежача балка таврового перерізу, що завантажена рівномірно розподіленим навантаженням.

Поперечне ребро заввишки $h = 15 \text{ см}$ в стисненій зоні працює спільно з примикаючою ділянкою плити завтовшки $h_f' = t = 2,5 \text{ см}$.

Розрахунковий проліт (відстань між осями поздовжніх ребер)

$$l_o = 295 - 2 (14 / 2) = 281 \text{ см.}$$

$$\text{Так як } h_f' = 2,5 \text{ см} > 0,1 h = 0,1 \times 15 = 1,5 \text{ см,}$$

ширина плити (полиці таврового перерізу), що враховується в розрахунку приймається

$$b_f' = b_{sup} + l_o / 3 = 16 + 281 / 3 = 110 \text{ см} < l_w = 149 \text{ см.}$$

Переріз поперечного ребра приводиться до еквівалентного таврового з прямокутним ребром завширшки $b_m = 10 \text{ см}$.

Розрахункові зусилля

Згинаючий момент посередині прольоту

$$M_w = q_w l_o^2 / 8 = 0,0427 \times 281^2 / 8 = 421 \text{ кНсм.}$$

Поперечна сила на підпорі

$$Q = q_w l_o / 2 = 0,0427 \times 281 / 2 = 6,00 \text{ кН.}$$

Розрахунок поздовжньої арматури

Поперечне ребро армується одним плоским зварним каркасом. Робоча поздовжня арматура класу В 500С приймається діаметром більш 10 мм. Мінімальна товщина захисного шару бетону для поздовжньої робочої арматури має бути не менш 15 мм (як для всіх ребер завтовшки менш 250 мм) і не менш діаметра стержня.

Для визначення робочої висоти перерізу попередньо призначається діаметр поздовжньої робочої арматури $d = 12$ мм, захисний шар бетону приймається $a_l = 15$ мм, виходить

$$a_s = a_l + d / 2 = 1,5 + 1,2 / 2 = 2,1 \text{ см,}$$

робоча висота перерізу

$$h_o = h - a_s = 15 - 2,1 = 12,9 \text{ см.}$$

Так як

$$M_w = 421 \text{ кНсм} < M_f' = f_{cd} b_f' h_f' (h_o - 0,5h_f') = 2,22 \times 110 \times 2,5 (12,9 - 0,5 \times 2,5) = 7110 \text{ кНсм,}$$

межа стисненої зони проходить в полиці таврового перерізу і тому за розрахунковий приймається прямокутний переріз заввишки $b_f' = 110$ см.

$$\alpha_m = \frac{M_w}{f_{cd} b_f' h_o^2} = \frac{421}{2,22 \times 110 \times 12,9^2} = 0,01;$$

$$\zeta = 0,995.$$

Потрібна площа перерізу робочої арматури

$$A_{s,red} = \frac{M_w}{\zeta f_{cd} h_o} = \frac{421}{0,995 \times 36,5 \times 12,9} = 0,9 \text{ см}^2.$$

Приймається 1Ø12 В500С з $A_s = 1,13 \text{ см}^2 > A_{s,red} = 0,9 \text{ см}^2$.

Коефіцієнт армування (без урахування звисів полиці)

$$\mu = \frac{A_s}{b h} = \frac{1,13}{10 \times 12,9} = 0,009 > \mu_{\min} = 0,0005.$$

Розрахунок поперечної арматури

Довжина проекції найбільш небезпечного похилого перерізу

$$c = 2,5 h_o = 2,5 \times 12,9 = 32,3 \text{ см.}$$

Для важкого бетону $\varphi_{b4} = 1,5$.

Гранична поперечна сила на краю похилого перерізу, яку здатне витримати поперечне ребро панелі без участі поперечної арматури

$$Q_b = \varphi_{b4} f_{ctd} b_m h_o^2 / c = 1,5 \times 0,11 \times 10 \times 12,9^2 / 32,3 = 16,6 \text{ кН.}$$

Так як

$$Q = 6,00 \text{ кН} < Q_b = 16,6 \text{ кН,}$$

поперечна арматура за розрахунком не потрібна, а установлюється за конструктивними вимогами.

Конструювання арматурних каркасів

Плоскі арматурні каркаси проміжних поперечних ребер позначаються КР2, середнього і торцевих – КР3. З умови зварюваності при діаметрі поздовжньої арматури 12 мм поперечні стержні приймаються діаметром 4 мм [5]. Біля підпор на ділянках завдовжки

$$l_1 = l_o / 4 = 281 / 4 = 70 \text{ см}$$

крок поперечних стержнів приймається 100 мм, в середній частині каркасу – 200 мм (це максимальні значення, що ставляться конструктивними вимогами).

З урахуванням захисного шару бетону $a_b = 10$ мм довжина каркасів

$$l = 2950 - 2 a_b = 2950 - 2 \times 10 = 2930 \text{ мм;}$$

висота каркасів:

$$\begin{aligned} \text{КР3} - a &= 250 - 2 \times 10 = 230 \text{ мм.} \\ \text{КР2} - a &= h - 2 a_b = 150 - 2 \times 10 = 130 \text{ мм;} \end{aligned}$$

Для поліпшення анкерування робочої поздовжньої арматури плоских каркасів на їх кінцях приварюються арматурні з класу В500С коротуни завдовжки 60 мм і діаметром 10 мм.

2.1.3.9 Розрахунок поздовжніх ребер

Розрахункова схема

Два поздовжніх ребра панелі разом з плитою удають із себе згинальний елемент П – образного перерізу. Для зручності розрахунку такий переріз приводиться до еквівалентної таврової форми з полицею у стисненій зоні.

Середня ширина зведеного ребра еквівалентного перерізу :

$$b_m = 2 (b_{inf} + b_{sup}) / 2 = 2 (10 + 14) / 2 = 24 \text{ см.}$$

Так як

$$h_f' = 2,5 \text{ см} < 0,1 h = 0,1 \times 45 = 4,5 \text{ см,}$$

ширина стисненої полиці, що уводиться в розрахунок приймається

$$b_f' < l_o / 3 + b_m = 1186 / 3 + 24 = 419 \text{ см,}$$

тому в розрахунок вводиться ширина всієї полиці, тобто $b_f' = 295 \text{ см.}$

За розрахункову схему поздовжніх ребер приймається однопрольотна балка таврового перерізу, що вільно обпирається на підпори і завантажена рівномірно розподіленим навантаженням.

Розрахунковий проліт – відстань між осями підпор, що віддалені від торців панелі на $a = 5 \text{ см.}$

$$l_o = l_c - 2 a = 1196 - 2 \times 5 = 1186 \text{ см.}$$

Розрахункове навантаження та зусилля

Рівномірно розподілене навантаження на зведений переріз поздовжніх ребер передається з вантажної площі, ширина якої є номінальна ширина панелі $b_n = 3 \text{ м.}$

Розрахункове повне навантаження (див. табл. 2.2)

$$q = p b_n = 4,14 \times 3 = 12,4 \text{ кН / м} = 0,124 \text{ кН / см.}$$

Згинаючий момент посередині прольоту

$$M = q l_0^2 / 8 = 0,124 \times 1186^2 / 8 = 21800 \text{ кНсм.}$$

Поперечна сила в перерізі біля підпори від повного навантаження

$$Q_{\max} = q l_0 / 2 = 0,124 \times 1186 / 2 = 73,5 \text{ кН.}$$

Розрахунок поздовжньої арматури

Попередньо приймається найбільш можливий діаметр попередньо напруженої арматури $d = 30 \text{ мм}$ (на запас). Приймаючи до уваги мінімальну товщину захисного шару бетону $a_1 = 25 \text{ мм}$, отримується

$$a_{sp} = a_1 + d / 2 = 2,5 + 3 / 2 = 4 \text{ см;}$$

і тоді робоча висота перерізу

$$h_0 = h - a_{sp} = 45 - 4 = 41 \text{ см.}$$

В стисненій зоні зведеного таврового перерізу розміщені поздовжні стержні сітки С1 та монтажні стержні плоских арматурних каркасів поздовжніх ребер. В межах стисненої полиці завширшки $b_f' = 295 \text{ см}$, що уводиться в розрахунок, уміщується з кроком $v = 20 \text{ см}$

$$(b_f' / v) + 1 = (295 / 20) + 1 = 15 \text{ стержнів.}$$

Загальна площа перерізу арматури 15 Ø 4 та 2 Ø 5 в стисненій зоні зведеного ребра $A_s' = 2,28 \text{ см}^2$ ($f_{ysc} = 365 \text{ МПа}$).

Так як

$$M_f = f_{cd} b_f h_f' (h_0 - 0,5 h_f) + f_{ysc} A_s' (h_0 - a_s') = 2,22 \times 295 \times 2,5 (41 - 0,5 \times 2,5) + 36,5 \times 2,28 (41 - 1,3) = 68400 \text{ кНсм} > M = 21800 \text{ кНсм,}$$

межа стисненої зони проходить в полиці, розрахунок виконується як для прямокутного перерізу завширшки $b_f' = 295 \text{ см}$.

Тут $a_s' = 1,3 \text{ см}$ прийнято таким, що дорівнює h_0 плити, визначається

$$\text{значення } \alpha_m = \frac{M}{f_{cd} b_f' h_0^2} = \frac{21800}{2,22 \times 295 \times 41^2} = 0,02;$$

Для арматури класу В600 та важкого бетону класу С35/45 віднаходиться $\xi_r = 0,44$. Для $\alpha_m = 0,02$ $\xi = 0,02$ та $\zeta = 0,99$.

Так як $\xi = 0,02 < \xi_r = 0,44$, стисненої арматури, що є досить достатньо для перерізу, додаткова стиснена арматура за розрахунком не потрібна.

Так як

$$0,5 \xi_r = 0,5 \times 0,44 = 0,22 > \xi = 0,02,$$

$$\gamma_{s6} = \eta = 1,15$$

Враховуючи арматуру плоских каркасів 2 Ø 5 B500A з $A_s = 0,393 \text{ см}^2$ ($f_{yd} = 360 \text{ МПа}$), потрібна площа перерізу попередньо напруженої арматури

$$A_{sp,req} = \frac{(M - f_{yd} A_s \zeta h_o)}{\gamma_{s6} f_{sp} \zeta h_o} = \frac{(21800 - 36,0 \times 0,393 \times 0,99 \times 41)}{1,15 \times 68,0 \times 0,99 \times 41} = 6,69 \text{ см}^2,$$

приймається 2 Ø 22 B600 із $A_{sp} = 7,60 \text{ см}^2$.

Попередньо напружена арматура діаметром 22 мм ($A_{sp1} = 3,80 \text{ см}^2$) розміщується по одному стержню в кожному поздовжньому ребрі з захисним шаром бетону 25 мм. Прийнятий діаметр 22 мм відповідає конструктивним вимогам щодо класу бетону C35\45.

Розрахунок поперечної арматури

Орієнтовно приймається коефіцієнт поперечного армування $\mu_w = 0,001$ та визначається:

$$\alpha_p = E_{sp} / E = 190000 / 37600 = 5,05.$$

Коефіцієнт, що враховує вплив поперечної арматури на міцність елемента по похилій смузі

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \alpha_p \mu_w = 1 + 5 \times 5,05 \times 0,001 = 1,03 < 1,3.$$

Коефіцієнт, що враховує міцність та вид бетону

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta f_{cd} = 1 - 0,01 \times 22,2 = 0,778.$$

Тут β – коефіцієнт, який дорівнює для важкого бетону 0,01. Так як

$$0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} f_{cd} b_m h_o = 0,3 \times 1,03 \times 0,778 \times 2,22 \times 24 \times 41 = 525 \text{ кН} >$$

$$Q_{\max} = 73,5 \text{ кН},$$

міцність поздовжніх ребер на дію поперечної сили по похилій смузі між похилими тріщинами забезпечена, тобто прийняті розміри поперечного

перерізу поздовжніх ребер достатні. Значення попереднього напруження без урахування втрат $\sigma_{sp} = 72,5 \text{ кН} / \text{см}^2$. Орієнтовне значення сумарних втрат попереднього напруження приймається $\sigma_{los} = 100 \text{ МПа} = 10 \text{ кН} / \text{см}^2$. 100 МПа – мінімальне значення, що рекомендується нормами проектування. Подальше уточнення σ_{los} впливає тільки на збільшення міцності.

Коефіцієнт точності натягнення арматури для електротермічного способу натягнення арматури $\gamma_{sp} = 0,9$. Орієнтовне значення зусилля попереднього обтиснення з урахуванням усіх втрат (без урахування ненапруженої арматури):

$$P = \gamma_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) A_{sp} = 0,9 (72,5 - 10) 7,60 = 428 \text{ кН}.$$

Коефіцієнт, що враховує вплив поздовжньої сили P на міцність похилого перерізу

$$\varphi_n = 0,1 P / f_{ctd} b_m h_o = 0,1 \times 428 / 0,215 \times 24 \times 41 = 0,2 < 0,5.$$

$$c = 2,5 h_o = 2,5 \times 41 = 103 \text{ см}.$$

Для важкого бетону: $\varphi_{b3} = 0,6$; $\varphi_{b4} = 1,5$.

Гранична поперечна сила на краю похилого перерізу, яку здатні витримати поздовжні ребра панелі без урахування роботи поперечної арматури

$$Q_b = \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) f_{ctd} b_m h_o^2 / c = 1,5 (1 + 0,2) 0,215 \times 24 \times 41^2 / 103 = 152 \text{ кН}.$$

Так як значення Q_b повинно бути не менш

$$Q_{b,min} = \varphi_{b3} (1 + \varphi_n) f_{ctd} b_m h_o = 0,6 (1 + 0,2) 0,215 \times 24 \times 41 = 152 \text{ кН},$$

приймається $Q_b = 152 \text{ кН}$.

Рівномірно розподілене навантаження з урахуванням еквівалентного тимчасового навантаження

$$q_1 = (q + v / 2) b_n = (3,36 + 0,789 / 2) 3 = 11,3 \text{ кН} / \text{м} = 0,113 \text{ кН} / \text{см}.$$

Поперечна сила на краю похилого перерізу, який починається від підпори і має довжину $c = 103 \text{ см}$

$$Q = Q_{max} - q_1 c = 73,5 - 0,113 \times 103 = 61,9 \text{ кН}.$$

Так як

$$Q = 61,9 \text{ кН} < Q_b = 152 \text{ кН},$$

поперечна арматура в поздовжніх ребрах за розрахунком не потрібна, а встановлюється за конструктивними вимогами.

Конструювання плоских арматурних каркасів

В кожному поздовжньому ребрі встановлюється по одному плоскому арматурному каркасу, які позначаються КР1. Каркаси виготовляються із дротової арматури класу В500А, поздовжні стержні приймаються діаметром 5 мм, поперечні – 4 мм.

Крок поперечних стержнів на кінцевих ділянках каркасу (на відстані $l_n / 4 = 12 / 4 = 3$ м від кожної підпори)

$$S_1 = h / 2 = 45 / 2 = 22,5 \text{ см} > 15 \text{ см},$$

приймається $S_1 = 15 \text{ см}$.

Крок поперечних стержнів в середній частині каркасу

$$S_2 = (3/4) h = (3/4) 45 = 33,7 \text{ см},$$

приймається $S_2 = 30 \text{ см}$.

Для можливості поставлення закладних деталей та додаткових сіток, арматурні каркаси віддалені від торців поздовжніх ребер на 180 мм.

Довжина каркасу КР1

$$l_1 = 11960 - 180 \times 2 = 11600 \text{ мм};$$

висота каркасу (з урахуванням захисного шару бетону $a_b = 10 \text{ мм}$)

$$a_1 = h - 2 a_b = 450 - 2 \times 10 = 430 \text{ мм}.$$

2.1.3.10 Конструктивне армування панелі.

Кінці поздовжніх ребер панелі додатково армуються поперечною арматурою у вигляді зігнутих зварних сіток С2, які охоплюють всі поздовжні та поперечні стержні прикінцевих ділянок каркасів КР1. Додаткова сітка С2 проектується з дротової арматури класу В500А, діаметр поздовжніх і поперечних стержнів 4 мм, їх крок 100 мм. Довжина сітки С2 приймається 1040 мм.

Для поліпшення з'єднання поздовжніх ребер з торцевими в кутах панелі встановлюються додаткові зварні сітки СЗ, що зігнуті під прямим кутом. Сітки СЗ проектується із дротової арматури В500А діаметром 4 мм ; ширина сіток 230 мм, у кожний бік вони заступають на 500 мм.

Кути панелі армуються сітками С4 та С5 із дротової арматури класу В500А діаметром 3 або 4 мм. В кутах панелі розміщується закладні деталі.

2.1.3.11 Розрахунок монтажних петель.

Для піднімання панелі передбачаються 4 монтажних петлі із арматури класу В 240С. Петлі розміщуються в поздовжніх ребрах на відстані 80 см від торців панелі.

Для панелей із важкого бетону діаметр стержня петлі приймається $d = 20$ мм, виступаюча над бетоном частина петлі $h = 100$ мм, радіус закруглення $R = 40$ мм.

Мінімальна глибина запуску петлі у бетон

$$h_b = 15d = 15 \times 20 = 300 \text{ мм},$$

приймається $h_b = 320$ мм.

Мінімальна довжина анкетування петлі

$$l_{an} = 25 d = 25 \times 20 = 500 \text{ мм}.$$

Висота петлі $h_p = h + h_b = 100 + 320 = 420$ мм.

2.1.3.12 Геометричні характеристики поперечного перерізу панелі.

Значення геометричних характеристик поперечного перерізу потрібні для розрахунку панелі за граничними станами другої групи – визначення тріщин та прогину. Практикою застосування панелей покриття встановлено, що в плиті та поперечних ребрах дуже мала імовірність утворення тріщин, а якщо і утворюються, то їх розкриття не перевищує допустимих значень. Жорсткість плити та поперечних ребер панелі в стадії експлуатації завжди достатня. Тому під час розрахунку панелі за граничними станами другої

групи, тріщиноутворення та прогини перевіряються лише для поздовжніх ребер. Для визначення геометричних характеристик використовується еквівалентний переріз з урахуванням поздовжньої арматури, що прийнята за розрахунком міцності.

Площа перерізу бетону

$$A = b_f' h_f' + b_m (h - h_f) = 295 \times 2,5 + 24 (45 - 2,5) = 1760 \text{ см}^2.$$

Із розрахунку міцності : $A_{sp} = 7,6 \text{ см}^2$; $A_s = 0,393 \text{ см}^2$; $A_s' = 2,28 \text{ см}^2$.

Загальна площа перерізу арматури, що перетинає еквівалентний переріз

$$A_{s,tot} = A_{sp} + A_s + A_s' = 7,6 + 0,393 + 2,28 = 10,3 \text{ см}^2.$$

Коефіцієнти зведення для напруженої та ненапруженої арматури:

$$\alpha_s = E_{sp} / E = 19000 / 3760 = 5,05 ;$$

$$\alpha_p = E_s / E = 17000 / 3760 = 4,52.$$

Площа зведеного перерізу

$$A_{red} = A + \alpha_p A_{sp} + \alpha_s (A_s + A_s') = 1760 + 5,05 \times 7,6 + 4,52 (0,393 + 2,28) = 1810 \text{ см}^2.$$

Статичний момент бетонного перерізу щодо нижньої грані панелі

$$S_{inf} = b_f' h_f' (h - 0,5 h_f') + b_m (h - h_f')^2 / 2 = 295 \times 2,5 (45 - 0,5 \times 2,5) + 24 (45 - 2,5)^2 / 2 = 53900 \text{ см}^2.$$

Статичний момент зведеного перерізу щодо нижньої грані

$$S_{red,inf} = S_{inf} + \alpha_p A_{sp} a_{sp} + \alpha_s (A_s a_s + A_s' (h - a_s')) = 53900 + 5,05 \times 7,6 \times 3,6 + 4,52 (0,393 \times 2,5 + 2,28 (45 - 1,3)) = 54500 \text{ см}^3.$$

Відстань від центра ваги зведеного перерізу до нижньої та верхньої граней y_o
 $= S_{red,inf} / A_{red} = 54500 / 1810 = 30,1 \text{ см};$

$$y_o' = h - y_o = 45 - 30,1 = 14,9 \text{ см}.$$

Відстань від центра ваги зведеного перерізу до центрів ваги розтягнутої та стисненої арматури:

$$y_{sp} = y_o - a_{sp} = 30,1 - 3,6 = 26,5 \text{ см};$$

$$y_s = y_o - a_s = 30,1 - 2,5 = 27,6 \text{ см};$$

$$y_s' = y_o' - a_s' = 14,9 - 1,3 = 13,6 \text{ см}.$$

Момент інерції бетонного перерізу щодо центра ваги зведеного перерізу

$$I = b_f' (h_f')^3 / 12 + b_f' h_f' (y_o - 0,5 h_f')^2 + b_m (h - h_f')^3 / 12 + b_m (h - h_f') \times [y_o - 0,5 (h - h_f')]^2 = 295 \times 2,5^3 / 12 + 295 \times 2,5 (14,9 - 0,5 \times 2,5)^2 + 24 (45 - 2,5)^3 / 12 + 24 (45 - 2,5) [30,1 - 0,5 (45 - 2,5)]^2 = 371000 \text{ см}^4.$$

Момент інерції зведеного перерізу щодо центра ваги

$$I_{\text{red}} = I + \alpha_p A_{\text{sp}} y_{\text{sp}}^2 + \alpha_s (A_s y_s^2 + A_s' (y_s')^2) = 371000 + 5,05 \times 7,6 \times 26,5^2 + 4,52 (0,393 \times 27,6^2 + 2,28 \times 13,6^2) = 401000 \text{ см}^4.$$

Момент опору зведеного перерізу щодо нижньої розтягнутої грані

$$W_{\text{red,inf}} = I_{\text{red}} / y_o = 401000 / 30,1 = 13300 \text{ см}^3.$$

Момент опору зведеного перерізу щодо верхньої стисненої грані

$$W_{\text{red,sup}} = I_{\text{red}} / y_o' = 401000 / 14,9 = 26900 \text{ см}^3.$$

Пружньопластичний момент опору зведеного перерізу щодо верхньої грані під час обтиснення панелі з урахуванням непружних деформацій бетону (полиця в розтягнутій зоні).

$$W_{\text{pl,sup}} = \gamma W_{\text{red,sup}} = 1,5 \times 26900 = 40350 \text{ см}^3.$$

2.1.3.13 Визначення втрат попереднього напруження та підрахунок зусиль обтиснення.

Перші втрати

Стержнева попередньо напружена арматура натягується електротермічним способом. Втрати від релаксації напружень в арматурі

$$\sigma_1 = 0,03 \sigma_{\text{sp}} = 0,03 \times 72,5 = 2,18 \text{ кН / см}^2.$$

Втрати від температурного перепаду відсутні, тому що арматура і форма мають однакову температуру, отже $\sigma_2 = 0$.

Втрати від деформації анкерів, що розміщені біля натяжних пристроїв, при електротермічному способу натягнення не враховуються, тобто $\sigma_3 = 0$.

Втрати від тертя об обгинаючи пристрої відсутні (арматура, що напружується прямолінійна), $\sigma_4 = 0$.

Втрати від деформації сталеві форми для електротермічного способу натягнення не враховуються, тому, що вони враховані під час визначення повного подовження арматури, $\sigma_5 = 0$.

Зусилля попереднього обтиснення з урахуванням втрат попереднього напруження $\sigma_1, \dots, \sigma_5$

$$P_I = A_{sp} [\sigma_{sp} - (\sigma_1, \dots, \sigma_5)] = 7,6 (72,5 - 2,18) = 534 \text{ кН},$$

а його ексцентриситет відносно центра ваги зведеного перерізу

$$e_{spI} = y_{sp} = 26,5 \text{ см.}$$

Розподілене навантаження від власної ваги панелі завширшки $b_c = 2,95 \text{ м}$ при дії нормативного навантаження $c_n = 2,05 \text{ кН / м}^2$:

$$q_w = c_n b_c = 2,05 \times 2,95 = 6,05 \text{ кН / м} = 0,0605 \text{ кН / см.}$$

Згинаючий момент від ваги панелі під час зберігання при відстані між підкладками $l = 1180 \text{ см}$

$$M_c = q_w l^2 / 8 = 0,0605 \times 1180^2 / 8 = 10530 \text{ кНсм.}$$

Стискаючі напруження в бетоні посередині прольоту панелі на рівні арматури A_{sp} від дії сили P_I та моменту M_c

$$\sigma_{вр} = P_I / A_{red} + (P_I e_{spI} - M_c) y_{sp} / I_{red} = 534 / 1810 + (534 \times 26,5 - 10530) 26,5 / 401000 = 0,534 \text{ кН / см}^2.$$

Напруження в бетоні на рівні арматури A_s' від дії сили P_I та моменту M_c

$$\sigma_{вр}' = P_I / A_{red} + (M_c - P_I e_{spI}) y_s' / I_{red} = 534 / 1810 + (10530 - 534 \times 26,5) 13,6 / 401000 = 0,172 \text{ кН / см}^2.$$

Визначається коефіцієнт

$$\alpha = 0,25 + 0,25 f_{cp} = 0,25 + 0,25 \times 3,15 = 1,04 > 0,8, \text{ приймаємо } \alpha = 0,8.$$

Оскільки $\sigma_{вр} / f_{cp} = 0,534 / 3,15 = 0,17 < \alpha = 0,8$, втрати від швидконапливаючої повзучості для бетону природного твердіння

$$\sigma_6 = 4 \sigma_{вр} / f_{cp} = 4 \times 0,534 / 3,15 = 0,678 \text{ кН / см}^2.$$

Втрати від швидконапливаючої повзучості на рівні арматури A_s'

$$\sigma_6' = 4 \sigma_{вр}' / f_{cp} = 4 \times 0,172 / 3,15 = 0,218 \text{ кН / см}^2.$$

Усього перші втрати

$$\sigma_{loc 1} = \sigma_1 + \sigma_6 = 2,18 + 0,678 = 2,86 \text{ кН / см}^2.$$

Попередні напруження в арматурі, що напружується, з урахуванням перших втрат

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{loc1} = 72,5 - 2,86 = 69,6 \text{ кН / см}^2.$$

Попередні напруження в арматурі, що не напружується:

$$\sigma_{s1} = \sigma_6 = 0,678 \text{ кН / см}^2; \sigma_{s1}' = \sigma_6' = 0,218 \text{ кН / см}^2.$$

Зусилля попереднього обтиснення з урахуванням перших втрат

$$P_1 = \sigma_{sp1} A_{sp} - \sigma_{s1} A_s - \sigma_{s1}' A_s' = 69,6 \times 7,6 - 0,678 \times 0,393 - 0,218 \times 2,28 = 528 \text{ кН}.$$

Ексцентриситет зусилля попереднього обтиснення відносно ваги зведеного перерізу

$$e_{op1} = (\sigma_{sp1} A_{sp} y_{sp} - \sigma_{s1} A_s y_s - \sigma_{s1}' A_s' y_s') / P_1 = (69,6 \times 7,6 \times 26,5 - 0,678 \times 0,393 \times 27,6 + 0,218 \times 2,28 \times 13,6) / 528 = 26,5 \text{ см}.$$

Максимальні стискаючі напруження в бетоні від дії сили P_1 (без урахування моменту від власної ваги панелі)

$$\sigma_{bp1} = P_1 / A_{red} + P_1 e_{op1} y_o / I_{red} = 528 / 1810 + 528 \times 26,5 \times 30,1 / 401000 = 1,34 \text{ кН / см}^2.$$

$\sigma_{bp1} / f_{cp} = 1,34 / 3,15 = 0,425 < 0,95$, нормативні вимоги щодо величини стискаючих напружень в бетоні в стадії попереднього напруження дотримано.

Другі втрати

Втрати від усадки бетону: $\sigma_b = 6 \text{ кН / см}^2$; $\sigma_b' = 6 \text{ кН / см}^2$.

Так як $\sigma_{sp} / f_{cp} = 0,17 < 0,75$, втрати від повзучості бетону

$$\sigma_9 = 15 \sigma_{sp} / f_{cp} = 15 \times 0,17 = 2,55 \text{ кН / см}^2.$$

Втрати від повзучості бетону на рівні арматури A_s'

$$\sigma_9' = 15 \sigma_{sp}' / f_{cp} = 15 \times 0,172 / 3,15 = 0,819 \text{ кН / см}^2.$$

Усього другі втрати

$$\sigma_{loc2} = \sigma_b + \sigma_9 = 6 + 2,55 = 8,55 \text{ кН / см}^2.$$

Сумарні втрати попереднього напруження

$\sigma_{loc} = \sigma_{loc1} + \sigma_{loc2} = 2,86 + 8,55 = 11,4 \text{ кН / см}^2 > \sigma_{loc,min} = 10 \text{ кН / см}^2$,
тобто більш нормованого мінімального значення. Отже, величина втрат не збільшується.

Попередні напруження в арматурі, що напружується, з урахуванням усіх втрат

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \sigma_{loc} = 72,5 - 11,4 = 61,1 \text{ кН / см}^2.$$

Попередні напруження від усадки та повзучості бетону в арматурі, що не напружується:

$$\sigma_s = \sigma_6 + \sigma_{loc2} = 0,678 + 8,55 = 9,23 \text{ кН / см}^2;$$

$$\sigma_s' = \sigma_6' + \sigma_8' + \sigma_9' = 0,218 + 6 + 0,819 = 7,04 \text{ кН / см}^2.$$

Зусилля від обтиснення з урахуванням усіх втрат

$$P_2 = \sigma_{sp2} A_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma_s' A_s' = 61,1 \times 7,6 - 9,23 \times 0,393 - 7,04 \times 2,28 = 445 \text{ кН / см}^2.$$

Ексцентриситет зусилля P_2

$$e_{op2} = (\sigma_{sp2} A_{sp} y_{sp} - \sigma_s A_s y_s - \sigma_s' A_s' y_s') / P_2 = (61,1 \times 7,6 \times 26,5 - 9,23 \times 0,393 \times 27,6 + 7,04 \times 2,28 \times 13,6) / 445 = 28,0 \text{ см}.$$

2.1.3.14 Розрахунок з утворення нормальних тріщин

Оскільки до тріщиностійкості панелі ставляться вимоги 3 – ї категорії, тобто розкриття тріщин дозволяється, розрахунок з утворення тріщин виконується для з'ясування потреби розрахунку з розкриття тріщин та установлення випадку для розрахунку прогину (з тріщинами або без тріщин в розтягненій зоні). В розрахунку з утворення тріщин приймаються: коефіцієнт точності натягнення арматури $\gamma_{sp} = 1$ та коефіцієнт надійності з навантаження $\gamma_f = 1$.

2.1.3.15. Утворення верхніх початкових тріщин в стадії виготовлення

Максимальні напруження в стиснутім бетоні (на краю нижньої грані перерізу) від дії зусилля P_1 в стадії виготовлення з урахуванням моменту $M_c = 10530$ кНсм від власної ваги панелі

$$\sigma_{sp1} = P_1 / A_{red} + (P_1 e_{op1} - M_c) W_{red,inf} = 528 / 1810 + (528 \times 26,5 - 10530) / 13300 = 0,552 \text{ кН / см}^2.$$

Для передаточної міцності бетону $R_{sp} = 31,5$ МПа, за інтерполяцією табличних даних приймається $f_{cp,ser} = 23,1$ МПа; $f_{ctp,ser} = 1,85$ МПа.

$$\varphi = 1,6 - \sigma_{sp1} / f_{cp,ser} = 1,6 - 0,552 / 2,31 = 1,36 > 1, \text{ приймається } \varphi = 1.$$

Відстань від центра ваги зведеного перерізу до ядрової точки, що найбільш віддалена від розтягнутої (верхньої) зони перерізу – нижня ядрова відстань

$$r_{inf} = \varphi W_{red,sup} / A_{red} = 1 \times 26900 / 1810 = 14,9 \text{ см.}$$

Момент зовнішніх сил в стадії виготовлення відносно осі, яка паралельна нульовій лінії і проходить через нижню ядрову точку, що найбільш віддалена від розтягнутої зони

$$M_{r, ser} = M_c - P_1 (e_{op1} - r_{inf}) = 10530 - 528 (26,5 - 14,9) = 4410 \text{ кН см.}$$

Згинаючий момент, що здатний сприймати переріз під час утворення тріщин

$$M_{crc}' = f_{ctp,ser} W_{pl,sup} = 0,185 \times 40350 = 7460 \text{ кН см.}$$

Так як

$$M_{r, ser} = 4410 \text{ кН см} < M_{crc}' = 7460 \text{ кН см,}$$

верхні початкові тріщини в стадії виготовлення не утворюються.

2.1.7.2. Утворення нижніх тріщин в стадії експлуатації

Повне розподілене навантаження (при $\gamma = 1$)

$$q_{ser} = p_s b_n = 3,53 \times 3 = 10,6 \text{ кН / м} = 0,106 \text{ кН / см.}$$

Розрахунковий момент від повного навантаження

$$M_{ser} = q_{ser} l_o^2 / 8 = 0,106 \times 1186^2 / 8 = 18600 \text{ кН см.}$$

Тривале навантаження (при $\gamma_f = 1$)

$$q_{l,ser} = p_{sl} b_n = 3,05 \times 3 = 9,15 \text{ кН / м} = 0,0915 \text{ кН / см.}$$

Розрахунковий момент від тривалого навантаження

$$M_{l,ser} = q_{l,ser} l_o^2 / 8 = 0,0915 \times 1186^2 / 8 = 16100 \text{ кН см.}$$

Максимальні напруження в стиснутім бетоні (на краю верхньої грані перерізу) від дії повного зовнішнього навантаження

$$\sigma_{bp2}' = P_2 / A_{red} + (M_{ser} - P_2 e_{o2}) / W_{red,sup} = 445 / 1810 + (18600 - 445 \times 28,0) / 26900 = 0,474 \text{ кН / см}^2.$$

$$\phi' = 1,6 - \sigma_{sp2}' / f_{cd,ser} = 1,6 - 0,474 / 3,21 = 1,45 > 1, \text{приймається } \phi' = 1.$$

Відстань від центра ваги зведеного перерізу до ядрової точки, що найбільш віддалена від розтягнутої зони – верхня ядрова відстань

$$r_{sup} = \phi' W_{red,inf} / A_{red} = 1 \times 13300 / 1810 = 7,35 \text{ см.}$$

Ядровий момент зусилля обтиснення

$$M_{rp} P_2 (e_{op2} + r_{sup}) = 445 (28 + 7,35) = 15700 \text{ кН см.}$$

Згинаючий момент, що сприймається нормальним перерізом під час утворення тріщин – момент тріщиноутворення

$$M_{crc} = f_{ct,ser} W_{pl,inf} + M_{rp} = 0,358 \times 23300 + 15700 = 24000 \text{ кН см.}$$

Так як

$$M_{ser} = 18600 \text{ кН см} < M_{crc} = 24000 \text{ кН см};$$

$$M_{l,ser} = 16100 \text{ кН см} < M_{crc} = 24000 \text{ кН см},$$

нормальні тріщини в розтягненій зоні (а ні короточасні, а ні тривалі) не утворюються. Розрахунок з розкриття тріщин не потрібен.

2.1.3.16 Розрахунок з утворення похилих тріщин.

Розрахунок виконується з метою визначення чи утворюються похилі тріщини та установлення потреби в розрахунку з розкриття тріщин. Розрахунок похилих тріщин провадиться для двох перерізів: I – I, що на грані підпори та II – II, що на відстані l_p від торця панелі.

Для перевірки умови утворення похилих тріщин, напруження визначаються на рівні центра ваги зведеного перерізу.

Поперечна сила від повного навантаження в підпорному перерізі при $\gamma_f = 1$ ($q_{ser} = 0,106$ кН /м)

$$Q_{ser} = q_{ser} l_o / 2 = 0,106 \times 1186 / 2 = 62,9 \text{ кН.}$$

Приймається ширина обпирання панелі $l_x = 12$ см (відстань від торця панелі до краю грані підпори).

Попередні напруження в арматурі з урахуванням втрат $\sigma_1 \dots \sigma_5$

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_1 = 72,5 - 2,18 = 70,3 \text{ кН / см}^2.$$

$$\omega_p = 0,25 \text{ та } \lambda_p = 10.$$

Довжина зони передачі напружень для арматури $d = 22$ мм, що напружується без анкерів

$$l_p = (\omega_p \sigma_{sp1} / f_{cp} + \lambda_p) d = (0,25 \times 70,3 / 3,15 + 10) 2,2 = 34,3 \text{ см.}$$

Зусилля обтиснення в перерізі I – I (див. діаграму σ_{sp} на рис. 3.2.5.)

$$P_{2,I} = P_2 (l_x / l_p) = 445 (12 / 34,3) = 156 \text{ кН.}$$

Для перерізу II – II $l_x = l_p$, отже, $P_{2,II} = 445$ кН.

Нормальні напруження на рівні центра ваги зведеного перерізу панелі (тобто при $y = 0$):

$$\text{в перерізі I – I } \sigma_{xI} = P_{2,I} / A_{red} = 156 / 1810 = 0,0862 \text{ кН / см}^2;$$

$$\text{в перерізі II – II } \sigma_{xII} = P_{2,II} / A_{red} = 445 / 1810 = 0,246 \text{ кН / см}^2.$$

Статичний момент зведеної площі частини перерізу, що знаходиться вище за центр ваги перерізу, відносно осі, яка проходить через центр

$$S_{red}' = b_f' h_f' (h - y_0 - h_f / 2) + (h - y_0 - h_f') b_m + \alpha_s A_s' (h - y_0 - a_s') = 295 \times 2,5 (45 - 30,1 - 2,5 / 2) + (45 - 30,1 - 2,5) 24 + 4,52 \times 2,28 (45 - 30,1 - 1,3) = 10500 \text{ см}^3.$$

Для перерізу I – I (не беручи до уваги незначну відстань $x_1 = 7$ см від осі до грані підпори) приймається $Q_I = Q_{ser} = 62,9$ кН.

Відстань від краю панелі до осі підпори 5 см. Переріз II – II віддален від осі підпори на відстань

$$x_2 = l_p - 5 = 34,3 - 5 = 29,3 \text{ см.}$$

Розрахункове розподілене навантаження з урахуванням еквівалентного тимчасового навантаження при $\gamma_f = 1$

$$q_{1,ser} = (q_s + V_s / 2) b_n = (2,96 + 0,57 / 2) 3 = 9,74 \text{ кН/м} = 0,0974 \text{ кН/см},$$

отже, для перерізу II – II

$$Q_{II} = Q_{ser} - q_{1,ser} x_2 = 62,9 - 0,0974 \times 29,3 = 60,0 \text{ кН}.$$

Дотичні напруження в перерізах I – I та II – II:

$$\tau_{xy,I} = Q_I S_{red}' / I_{red} b_m = 62,9 \times 10500 / 401000 \times 24 = 0,0686 \text{ кН / см}^2;$$

$$\tau_{xy,II} = Q_{II} S_{red}' / I_{red} b_m = 60 \times 10500 / 401000 \times 24 = 0,0655 \text{ кН / см}^2.$$

Для перерізу I – I:

$$x_1 = 7 \text{ см}; y_I = y_0 = 30,1 \text{ см};$$

$$\alpha_I = x_1 / h = 7 / 45 = 0,16; \beta_I = y_I / h = 30,1 / 45 = 0,669.$$

при $\alpha = 0,16$ та $\beta = 0,669$ визначається (за інтерполяцією) коефіцієнт $\varphi_y = 0,36$, а тоді

$$\sigma_{yI} = \varphi_y Q_I / b_m h = 0,36 \times 62,9 / 24 \times 45 = 0,0210 \text{ кН / см}^2.$$

Для перерізу II – II

$$\alpha_{II} = x_2 / h = 29,3 / 45 = 0,65; \beta_{II} = \beta_I = y_I / h = 30,1 / 45 = 0,669.$$

при $\alpha = 0,65$ та $\beta = 0,669$ визначається (за інтерполяцією) коефіцієнт $\varphi_y = 0,015$, а тоді

$$\sigma_{yII} = \varphi_y Q_{II} / b_m h = 0,015 \times 60 / 24 \times 45 = 0,001 \text{ кН / см}^2.$$

Головні розтягуючі σ_{mt} та головні стискаючі σ_{mc} напруження в бетоні:

Переріз I – I

$$\sigma_{mt(mc)I} = \pm (\sigma_{xI} + \sigma_{yI}) / 2 + \sqrt{ \{ [(\sigma_{xI} - \sigma_{yI}) / 2]^2 + \tau_{xy,I}^2 \} } = \pm (0,0862 + 0,021) / 2 + \sqrt{ \{ [(0,0862 - 0,021) / 2]^2 + 0,0686^2 \} } = (\pm 0,0536 + 0,076) \text{ кН / см}^2;$$

$$\sigma_{mtI} = - 0,0536 + 0,076 = 0,0224 \text{ кН / см}^2 = 0,224 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{mcI} = 0,0536 + 0,076 = 0,130 \text{ кН / см}^2 = 1,3 \text{ МПа}.$$

Переріз II – II

$$\sigma_{mt(mc)II} = \pm (\sigma_{xII} + \sigma_{yII}) / 2 + \sqrt{ \{ [(\sigma_{xII} - \sigma_{yII}) / 2]^2 + \tau_{xy,II}^2 \} } = \pm (0,246 + 0,001) / 2 + \sqrt{ \{ [(0,246 - 0,001) / 2]^2 + 0,0655^2 \} } = (\pm 0,247 + 0,139) \text{ кН / см}^2;$$

$$\sigma_{mtII} = - 0,247 + 0,139 = - 0,1 \text{ кН / см}^2 = - 1,0 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{mcII} = 0,247 + 0,139 = 0,386 \text{ кН / см}^2 = 3,86 \text{ МПа}.$$

Так як для обох перерізів:

$$0,5f_{cd,ser} = 0,5 \times 32,1 = 16,1 \text{ МПа} > \sigma_{mcI} = 1,3 \text{ МПа};$$

$$0,5f_{cd,ser} = 0,5 \times 32,1 = 16,1 \text{ МПа} > \sigma_{mcII} = 3,86 \text{ МПа},$$

коефіцієнт умови праці важкого бетону для складного напруженого стану визначається за формулою

$$\gamma_{b4} = (1 - \sigma_{mc} / f_{cd,ser}) / (0,2 + \alpha_b B) = (1 - 1,3 / 32,1) / (0,2 + 0,01 \times 45) = 1,47 > 1, \text{ приймається } \gamma_{b4} = 1.$$

$$\text{Так як } \gamma_{b4} f_{ctd,ser} = 1 \times 3,58 = 3,58 \text{ МПа} > \sigma_{mtI} = 0,224 \text{ МПа};$$

$$\gamma_{b4} f_{ctd,ser} = 1 \times 3,58 = 3,58 \text{ МПа} > \sigma_{mtII} = 1,0 \text{ МПа},$$

похилі тріщини в жодному з перерізів, тобто в межах довжини зони передачі напружень, на рівні не вище за рівень центра ваги перерізу не утворюються. Розрахунок з розкриття похилих тріщин не потрібен.

2.1.3.17 Розрахунок прогину панелі

Площа перерізу всієї поздовжньої арматури в стисненій зоні перерізу панелі (15 Ø 4 та 2 Ø 5) $A_s' = 2,28 \text{ см}^2$.

Коефіцієнт армування перерізу (без урахування стиснених звисів полиць) $\mu = (A_{sp} + A_s) / b_m h_o = (7,6 + 0,393) / 24 \times 41 = 0,00812$.

Визначаються величини:

$$\mu \alpha_p = 0,00812 \times 5,05 = 0,041;$$

$$\varphi_f = [(b_f' - b_m) h_f' + \alpha_s A_s' / 0,3] / b_m h_o = [(295 - 24) 2,5 + 4,52 \times 2,28 / 0,3] / 24 \times 41 = 0,723.$$

Для найближчих значень $\mu \alpha = 0,04$ та $\varphi_f = 0,723$ знаходиться $\lambda_{lim} = 33$.

Гранично допустимий прогин $f_{lim} = l_o / 250 = 1186 / 250 = 4,74 \text{ см}$.

Так як розрахунком з утворення тріщин встановлено, що в розтягненій зоні панелі тріщини не утворюються, прогин визначається як для суцільного тіла.

Коефіцієнт, що враховує вплив короткочасної повзучості бетону приймається $\varphi_{c1} = 0,85$ (важкий бетон на щільному заповнювачі).

Коефіцієнт, що враховує вплив тривалої повзучості бетону на деформації елемента без тріщин $\varphi_{c2} = 2$.

Кривизна панелі від постійного та тривалого навантаження без урахування зусилля попереднього обтиснення

$$(1/r)_2 = M_{l,ser} \varphi_{c2} / \varphi_{c1} E I_{red} = 2 \times 16100 / 0,85 \times 3760 \times 401000 = 2,51 \times 10^{-5} (1/\text{см}).$$

Кривизна панелі, що обумовлена вигином елемента внаслідок короточасної дії зусилля попереднього обтиснення

$$(1/r)_3 = P_2 e_{op2} / \varphi_{c1} E I_{red} = 445 \times 28 / 0,85 \times 3760 \times 401000 = 0,972 \times 10^{-5} (1/\text{см}).$$

Відносна деформація бетону, що спричинена усадкою та повзучістю від зусилля попереднього обтиснення:

$$\epsilon_b = \sigma_{sc} / 2 \times 10^5 = 9,23 / 2 \times 10^5 = 4,62 \times 10^{-4};$$

$$\epsilon'_b = \sigma'_{sc} / 2 \times 10^5 = 7,04 / 2 \times 10^5 = 3,52 \times 10^{-4}.$$

Кривизна панелі, що обумовлена вигином внаслідок усадки та повзучості бетону від зусилля попереднього обтиснення

$$(1/r)_4 = (\epsilon_c - \epsilon'_c) / h_0 = (4,62 - 3,52) \times 10^{-4} / 41 = 0,268 \times 10^{-5} (1/\text{см}).$$

Так як в стисненій панелі початкові тріщини не утворюються значення кривизн $(1/r)_2$, $(1/r)_3$ та $(1/r)_4$ не коректуються.

Оскільки $(1/r)_3 + (1/r)_4 = (0,972 + 0,268) \times 10^{-5} = 1,24 \times 10^{-5} (1/\text{см})$, приймається $(1/r)_3 + (1/r)_4 = 1,24 \times 10^{-5} (1/\text{см})$.

Повна кривизна посередині прольоту панелі

$$(1/r)_{tot} = (1/r)_2 - [(1/r)_3 + (1/r)_4] = (2,51 - 1,24) \times 10^{-5} = 1,27 \times 10^{-5} (1/\text{см}).$$

Прогин панелі

$$f = 0,104(1/r)_{tot} l_0^2 = 0,104 \times 1,27 \times 10^{-5} \times 1186^2 = 1,85 \text{ см.} < f_{lim} = 4,74$$

см, тобто прогин панелі менш гранично допустимого.

2.1.3.18 Розрахунок панелі в стадії виготовлення, транспортування та монтажу

Навантаження на панель від власної ваги $s_n = 2,05 \text{ кН} / \text{м}^2$ з урахуванням коефіцієнта динамічності 1,4:

$$q_d = 1,4 s_n b_n = 1,4 \times 2,05 \times 3 = 8,61 \text{ кН} / \text{м} = 0,0861 \text{ кН} / \text{см}.$$

Повне розрахункове навантаження на панель в стадії експлуатації

$$q = 0,124 \text{ кН} / \text{см}.$$

Так як $q_d = 0,0861 \text{ кН} / \text{см} < q = 0,124 \text{ кН} / \text{см}$, міцність та тріщиностійкість панелі в зоні дії додатніх згинаючих моментів під час виготовлення, транспортування та монтажу забезпечені.

2.2. Розрахунок та проектування підземної частини будівлі

2.2.1 Підвалини та фундаменти

2.2.1.1 Вихідні дані для проектування

Фундамент проектується під колону середнього ряду одноповерхової будівлі без підвалу з розмірами в плані 48 х 84 м і висотою колон 10,8 м. Переріз колони 0,5 х 0,6 м. Навантаження на колону на рівні уступу фундаменту: поздовжня сила $N = 1810$ кН; згинаючий момент $M = 365,3$ кНм; поперечна сила $Q = 37,2$ кН (див. розрахунок рами п. 2.1.1).

Район будівництва – м. Вінниця. За даними інженерно - геологічної розвідки та лабораторних досліджень виділені чотири інженерно - геологічні елементи (ІГЕ), де:

1 – ґрунтово – рослинний шар

$h = 0,3$ м, питома вага ґрунту $\gamma = 16$ кН / м³;

2 - суглинок жовто-бурий

$h_1 = 3,5$ м, щільність ґрунту $\rho_1 = 1,98$ т / м³;

абсолютна щільність $\rho_{s1} = 2,69$ т / м³;

вагова вологість $W_1 = 0,24$; $W_{L1} = 0,34$; $W_{p1} = 0,21$;

коефіцієнт стиснення $m_{v1} = 0,048$ МПа⁻¹;

3 - суглинок делювіальний

$h_2 = 2,9$ м, щільність ґрунту $\rho_2 = 1,65$ т / м³;

абсолютна щільність $\rho_{s2} = 2,68$ т / м³;

вагова вологість $W_2 = 0,2$; $W_{L2} = 0,3$; $W_{p2} = 0,15$;

коефіцієнт стиснення $m_{v2} = 0,8$ МПа⁻¹;

4 - суглинок морений

$h_3 = 2,5$ м, щільність ґрунту $\rho_3 = 1,85$ т / м³; абсолютна щільність $\rho_{s3} = 2,68$ т / м³;

вагова вологість $W_3 = 0,08$; $W_{L3} = 0,16$; $W_{p3} = 0,12$;

коефіцієнт стиснення $m_{v3} = 0,3$ МПа⁻¹;

рівень ґрунтових вод – 5,2м.

2.2.1.2. Визначення додаткових характеристик ґрунту і оцінка інженерно геологічних умов

1) Щільність сухого ґрунту:

$$\rho_{d1} = \frac{\rho_1}{1 + W_1} = \frac{1,98}{1 + 0,24} = 1,60 \text{ т / м}^3;$$

$$\rho_{d2} = \frac{\rho_2}{1 + W_2} = \frac{1,65}{1 + 0,2} = 1,375 \text{ т / м}^3;$$

$$\rho_{d3} = \frac{\rho_3}{1 + W_3} = \frac{1,85}{1 + 0,08} = 1,71 \text{ т / м}^3.$$

2) Питома вага ґрунту у природному стані:

$$\gamma_1 = \rho_1 \cdot g = 1,98 \cdot 10 = 19,8 \text{ кН / м}^3;$$

$$\gamma_2 = \rho_2 \cdot g = 1,65 \cdot 10 = 16,5 \text{ кН / м}^3;$$

$$\gamma_3 = \rho_3 \cdot g = 1,85 \cdot 10 = 18,5 \text{ кН / м}^3.$$

3) Питома вага сухого ґрунту:

$$\gamma_{d1} = \rho_{d1} \cdot g = 1,60 \cdot 10 = 16 \text{ кН / м}^3;$$

$$\gamma_{d2} = \rho_{d2} \cdot g = 1,375 \cdot 10 = 13,8 \text{ кН / м}^3;$$

$$\gamma_{d3} = \rho_{d3} \cdot g = 1,71 \cdot 10 = 17,1 \text{ кН / м}^3.$$

4) Питома вага мінеральних часток:

$$\gamma_{s1} = \rho_{s1} \cdot g = 2,69 \cdot 10 = 26,9 \text{ кН / м}^3;$$

$$\gamma_{s2} = \rho_{s2} \cdot g = 2,68 \cdot 10 = 26,8 \text{ кН / м}^3;$$

$$\gamma_{s3} = \rho_{s3} \cdot g = 2,68 \cdot 10 = 26,8 \text{ кН / м}^3.$$

5) Пористість

$$n_1 = 1 - \frac{\rho_{d1}}{\rho_{s1}} = 1 - \frac{1,6}{2,69} = 0,405;$$

$$n_2 = 1 - \frac{\rho_{d2}}{\rho_{s2}} = 1 - \frac{1,375}{2,68} = 0,487;$$

$$n_3 = 1 - \frac{\rho_{d3}}{\rho_{s3}} = 1 - \frac{1,71}{2,68} = 0,362.$$

6) Коефіцієнт пористості

$$e_1 = \frac{\rho_{s1}}{\rho_{d1}} - 1 = \frac{2,69}{1,6} - 1 = 0,681;$$

$$e_2 = \frac{\rho_{s2}}{\rho_{d2}} - 1 = \frac{2,68}{1,375} - 1 = 0,949;$$

$$e_3 = \frac{\rho_{s3}}{\rho_{d3}} - 1 = \frac{2,68}{1,71} - 1 = 0,567.$$

7) Ступінь вологості

$$S_{r1} = \frac{W \cdot \rho_{s1}}{e_1 \cdot \rho_w} = \frac{0,24 \cdot 2,69}{0,681 \cdot 1} = 0,948;$$

$$S_{r2} = \frac{W \cdot \rho_{s2}}{e_2 \cdot \rho_w} = \frac{0,2 \cdot 2,68}{0,949 \cdot 1} = 0,565;$$

$$S_{r3} = \frac{W \cdot \rho_{s3}}{e_3 \cdot \rho_w} = \frac{0,08 \cdot 2,68}{0,567 \cdot 1} = 0,378;$$

де ρ_w – густина води.

8) Число пластичності

$$I_{P1} = W_{L1} - W_{P1} = 0,34 - 0,21 = 0,13;$$

$$I_{P2} = W_{L2} - W_{P2} = 0,3 - 0,15 = 0,15;$$

тобто дані ґрунти за числом пластичності – суглинки;

$$I_{P3} = W_{L3} - W_{P3} = 0,16 - 0,12 = 0,04, \text{ ґрунт відноситься до супісків.}$$

9) Показник консистенції

$$I_{L1} = \frac{W - W_{P1}}{W_{L1} - W_{P1}} = \frac{0,24 - 0,21}{0,34 - 0,21} = 0,231, \text{ тобто ґрунт в напівтвердому стані.}$$

$$I_{L2} = \frac{W - W_{P2}}{W_{L2} - W_{P2}} = \frac{0,2 - 0,15}{0,3 - 0,15} = 0,333, \text{ ґрунт в тугопластичному стані.}$$

$$I_{L3} = \frac{W - W_{P3}}{W_{L3} - W_{P3}} = \frac{0,08 - 0,12}{0,16 - 0,12} = -1, \text{ ґрунт знаходиться у твердому}$$

стані.

10) Лабораторний модуль деформації

$$E_{OL1} = \frac{1 + e_0}{m_{v1}} \cdot \beta = \frac{1 + 0,68}{0,048} 0,62 = 21,7 \text{ МПа};$$

$$E_{OL2} = \frac{1 + e_0}{m_{v2}} \cdot \beta = \frac{1 + 0,949}{0,8} 0,62 = 1,51 \text{ МПа};$$

$$E_{OL3} = \frac{1 + e_0}{m_{v3}} \cdot \beta = \frac{1 + 0,567}{0,3} 0,74 = 3,865 \text{ МПа}.$$

11) Приведений модуль деформації

$$E_1 = E_{OL1} \cdot m_k = 21,7 \cdot 4,35 = 94,40 \text{ МПа};$$

$$E_2 = E_{OL2} \cdot m_k = 1,51 \cdot 2,45 = 3,70 \text{ МПа};$$

$$E_3 = E_{OL3} \cdot m_k = 3,87 \cdot 3,9 = 15,1 \text{ МПа}$$

де m_k – коефіцієнт, що залежить від коефіцієнта пористості та від виду ґрунту. Визначаємо c_n , φ_n , R_o та зводимо у табл. 2.5.

Таблица 2.5

Назва ґрунту	$\rho_d, \text{ т/м}^3$	$\gamma, \text{ кН/м}^3$	$\gamma_d, \text{ кН/м}^3$	$\gamma_s, \text{ кН/м}^3$	n	e	S_r	I_p	I_L	$E_{ol}, \text{ МПа}$	$E_o, \text{ МПа}$	$c_n, \text{ кПа}$	$\varphi_n, \text{ град}$	$R_o, \text{ кПа}$
Сугл.жовто-бурий, в на - півтвердому стані	1,6	19,8	16	26,9	0,405	0,681	0,948	0,13	0,231	21,7	94,4	28	23,5	215
Сугл.делюві-альний, в тугопластично му стані	1,38	16,5	13,8	26,8	0,487	0,949	0,565	0,15	0,333	1,51	3,7	19	20	250
Супісок морений в твердому стані	1,71	18,5	17,1	26,8	0,362	0,567	0,378	0,04	-1	3,87	15,1	16,6	28,6	275

2.2.1.3. Визначення глибини закладання фундаменту

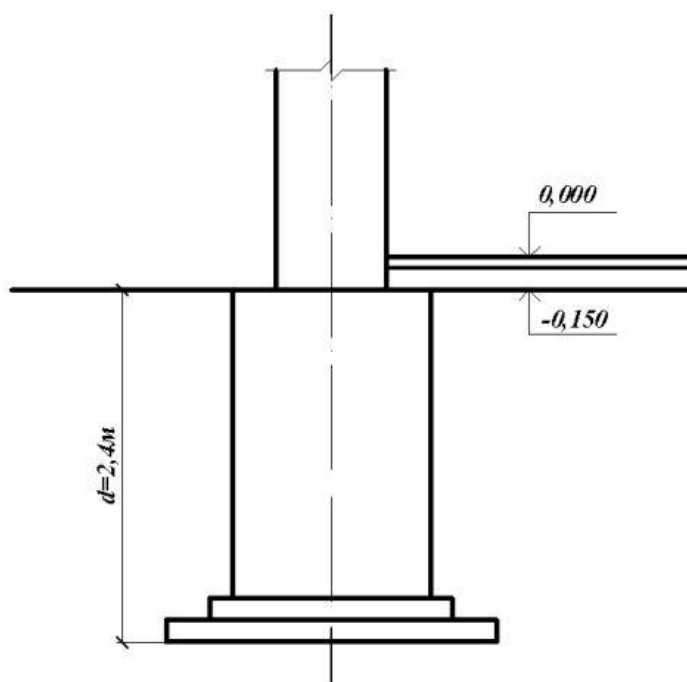


Рис. 2.5. Глибина закладання фундаменту

Приймаємо глибину закладання фундаменту рівною висоті фундаменту, тобто :

$$d = h_{\text{ф}} = 2,4 \text{ м}$$

При цьому враховуємо такі фактори:

- інженерно-геологічні умови: мінімальна глибина закладання фундаменту на природних підвалинах така, щоб фундаментом були прорізані небудівельні ґрунти і він був заглиблений у несучій шар не менш ніж на 0,3 м;
- гідрогеологічні умови будівельного майданчика;
- глибина сезонного промерзання – 0,9 м (м. Вінниця)

Оскільки несучий шар ґрунту – суглинок червоно – бурий, то глибину промерзання можна не враховувати.

2.2.1.4. Визначення розмірів підосви фундаменту за розрахунковим опором ґрунту підвалин

Розміри фундаменту п плані приймаємо, виходячи із умови: $l/b = 1,6$.

$$\text{Площа підосви фундаменту: } A_{\phi} = \frac{N}{R_0 - \gamma_{cp} \cdot d};$$

де N - нормативне навантаження на колону, кН;

R_0 - умовний розрахунковий тиск на підвалину, кПа;

d - глибина закладення фундаменту, м;

γ_{cp} - середня питома вага фундаменту і ґрунту на його уступах, умовно приймається $\gamma_{cp} = 20 \text{ кН} / \text{м}^3$.

$$\text{Тоді ширина фундаменту: } b = \sqrt{\frac{A_{\phi i}}{\eta}}; \eta = l/b.$$

Уточнюємо розрахунковий опір ґрунту за формулою:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} (M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_g \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_g - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot C_n);$$

де $\gamma_{c1} = 1,2$; $\gamma_{c2} = 1$ - коефіцієнти умов роботи приймається [12], $k = 1,1$ [12], $k_z = 1$, бо $b < 10 \text{ м}$.

b – ширина підосви фундаменту, м;

γ_{II} – осереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підосви фундаменту, кН / м³;

γ'_{II} – те ж, що залягають вище підосви, кН / м³;

c_{II} – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що безпосередньо залягає під підосвою фундаменту, кПа, $c_{II} = 28 \text{ кПа}$;

d_1 – глибина закладення, м; $d_1 = 2,4 \text{ м}$;

d_b – глибина підпілля; $d_b = 0$;

M_{γ} , M_g , M_c – коефіцієнти, прийняті [12].

Отримаємо формулу:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} (M_{\gamma} \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_g \cdot d \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot C_n);$$

$$M_{\gamma} = 0,72; M_g = 3,87; M_c = 6,45.$$

$$\gamma_{II} = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_{IIi} h_i}{\sum_{i=1}^n h_i};$$

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_1 \cdot 2,4}{2,4} = \frac{19,8 \cdot 2,4}{2,4} = 19,8 \text{ кН / м}^3;$$

$$\gamma_{II} = \frac{19,8 \cdot 1,1 + 16,5 \cdot 1,4 + 8,66 \cdot 1,5 + 10,7 \cdot 2,5}{1,1 + 1,4 + 1,5 + 2,5} = 13,02 \text{ кН / м}^3;$$

де $\gamma_{sw2} = 8,66 \text{ кН / м}^3$, $\gamma_{sw3} = 10,7 \text{ кН / м}^3$.

У першому наближенні:

$$A_{\phi 1} = \frac{N}{R_0 - \gamma_{cp} \cdot d} = \frac{1810}{215 - 20 \cdot 2,4} = 10,8 \text{ м}^2;$$

$$b_1 = \sqrt{\frac{A_{\phi 1}}{\eta}} = \sqrt{\frac{10,8}{1,6}} = 2,60 \text{ м};$$

$$R_1 = \frac{1,2 \cdot 1}{1,1} (0,72 \cdot 2,6 \cdot 13,02 + 3,87 \cdot 2,4 \cdot 19,8 + 6,45 \cdot 28) = 424,21 \text{ кПа}.$$

Друге наближення:

$$A_{\phi 2} = \frac{N}{R_0 - \gamma_{cp} \cdot d} = \frac{1810}{424,21 - 20 \cdot 2,4} = 4,81 \text{ м}^2;$$

$$b_2 = \sqrt{\frac{A_{\phi}}{\eta}} = \sqrt{\frac{4,81}{1,6}} = 1,734 \text{ м};$$

$$R_2 = \frac{1,2 \cdot 1}{1,1} (0,72 \cdot 1,734 \cdot 13,02 + 3,87 \cdot 2,4 \cdot 19,8 + 6,45 \cdot 28) = 415,37 \text{ кПа};$$

Третє наближення:

$$A_{\phi 3} = \frac{N}{R_0 - \gamma_{cp} \cdot d} = \frac{1810}{415,37 - 20 \cdot 2,4} = 4,927 \text{ м}^2;$$

$$b_3 = \sqrt{\frac{A_\phi}{\eta}} = \sqrt{\frac{4,927}{1,6}} = 1,755 \text{ м.}$$

Різниця між b_2 та b_3 не перевищує 10 см, тому збільшимо площу на 20% і визначимо b_4 .

$$A_{\phi 4} = A_{\phi 3} + \frac{A_{\phi 3} \cdot 20}{100} = 4,927 + \frac{4,927 \cdot 20}{100} = 5,912 \text{ м}^2;$$

$$\text{Приймаємо: } b_4 = \sqrt{\frac{A_\phi}{\eta}} = \sqrt{\frac{5,912}{1,6}} = 1,922 \text{ м.}$$

Приймаємо розміри фундаменту кратні 300мм, $b = 2,1 \text{ м}$,
 $l = 2,1 \cdot 1,6 = 3,36 \text{ м}$.

Приймаємо $l = 3,6 \text{ м}$, тоді $A_\phi = 3,6 \cdot 2,1 = 7,56 \text{ м}^2$.

Уточнене значення розрахункового опору:

$$R = \frac{1,2}{1,1} (0,72 \cdot 2,1 \cdot 13,02 + 3,87 \cdot 2,4 \cdot 19,8 + 28 \cdot 6,45) = 419,1 \text{ кПа}.$$

Фактичний тиск під подошвою фундаменту:

$$G_{\max}^{\min} = \frac{N + G_{\text{грф}}}{A} \pm \frac{M + Q_d}{W} + q$$

$G_{\text{грф}}$ - розрахункове навантаження від фундаменту і ґрунту на його обрізах, кН.

$$G_{\text{грф}} = d \cdot b \cdot l \cdot \gamma_{\text{ср}} = 2,4 \cdot 2,1 \cdot 3,6 \cdot 20 = 362,88 \text{ кН};$$

$q = 20 \text{ кПа}$ - навантаження на підлогу;

A - площа подошви фундаменту, м^2 ;

M - розрахунковий момент, що діє у напрямку більшої сторони фундаменту $M = 365,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$; (див рис. 2.7.)

Q - розрахункова поперечна сила, $Q = 37,2 \text{ кН}$;

W - момент опору перерізу подошви фундаменту відносно його поздовжньої осі, м^3 :

$$W = \frac{2,1 \cdot 3,6^2}{6} = 4,54 \text{ м}^3;$$

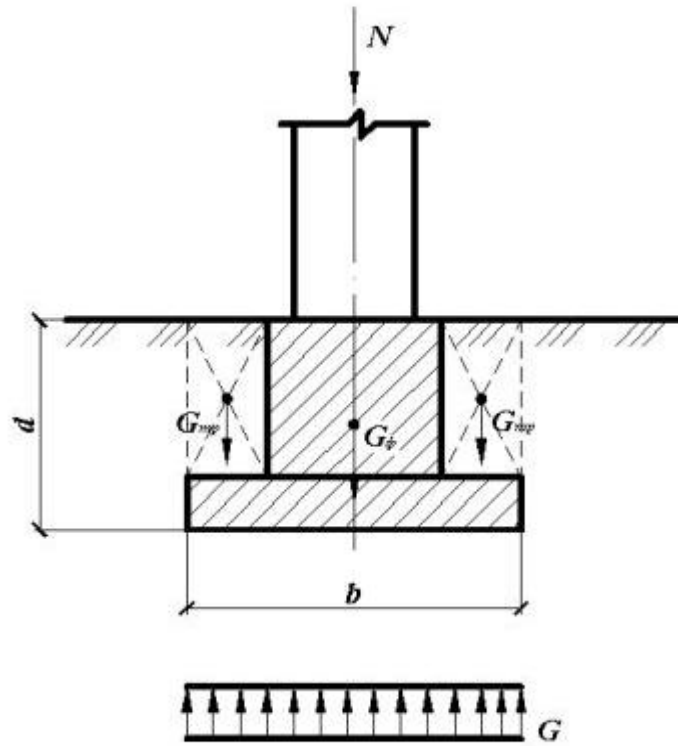


Рис. 2.6. Розрахункова схема

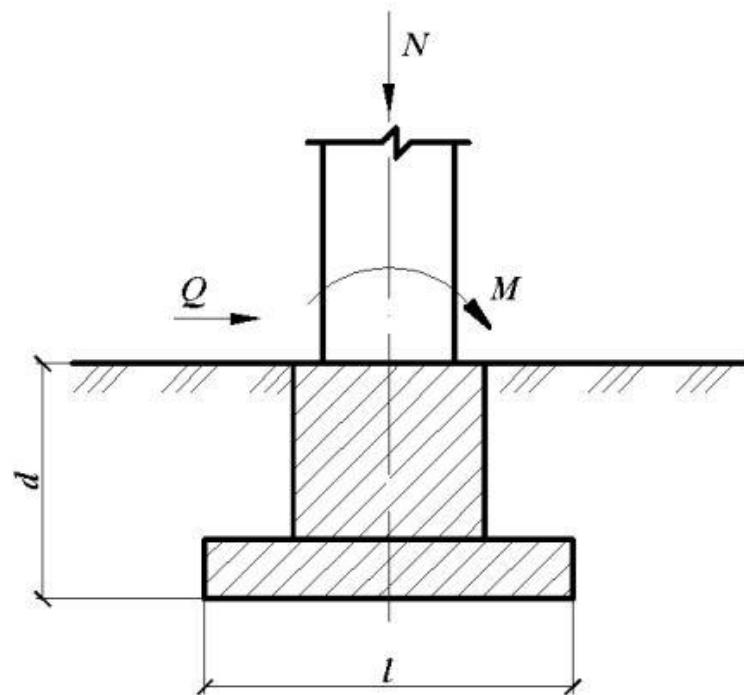


Рис. 2.7. Розрахункова схема

$$G_{\min}^{\max} = \frac{1810 + 362,88}{2,1 \cdot 3,6} \pm \frac{365,3 + 37,2 \cdot 2,4}{4,51} + 20 = (287,42 \pm 120,216) \text{кПа};$$

При розрахунку повинні виконуватися наступні умови:

а) $G_{\max} \leq 1,2R$; б) $G_{cp} \leq R$; в) $G_{\min} < 0$.

$$G_{\max} = 407,636 < 1,2 \cdot 419,1 = 502,9 \text{кПа};$$

$$G_{\min} = 167,204 > 0;$$

$$G_{cp} = \frac{407,636 + 167,204}{2} = 287,420 \text{кПа} < 419,1 \text{кПа}.$$

Таким чином, розміри фундаменту визначимо при розрахунку осідання і крену.

Умови а, б, в виконуються, тобто розміри визначено вірно.

2.2.1.5 Перевірка міцності підстиляючого шару

Так як нижче 2 – го шару суглинків розташований менш міцний ґрунт, необхідно перевірити міцність підстиляючого шару.

Додатковий тиск на покрівлю підстиляючого шару:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_0,$$

де α – коефіцієнт, який визначається по [12] в залежності від значення відносної глибини розміщення підстиляючого шару сторін фундаменту

$$\zeta = 2z/b \text{ і співвідношення } \eta = l/b;$$

$$P_0 = P - \sigma_{zg0} - \text{додатковий тиск на основу від фундаменту};$$

P – середній тиск під подошвою фундаменту, кПа;

σ_{zg0} – природний тиск у ґрунті на рівні подошви фундаменту від ваги вищерозташованих ґрунтів, кПа;

$$\sigma_{zp} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i = 16 \cdot 0,3 + 19,8 \cdot 2,4 = 52,32;$$

Додатковий тиск на рівні подошви фундаменту:

$$P_0 = 287,418 - 52,32 = 235,098 \text{ кПа}.$$

$$\text{При } \zeta = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 0,84}{2,1} = 0,8 \text{ і } \eta = \frac{l}{b} = 1,6$$

коефіцієнт $\alpha = 0,857$.

Додатковий тиск на покрівлю підстиляючого шару

$$\sigma_{zp} = 0,857 \cdot 235,098 = 201,479 \text{ кПа}.$$

Тиск на покрівлю підстиляючого шару від власної ваги ґрунту (на глибині $d_n + z$ від поверхні природного рельєфу).

$$\sigma_{zg} = \gamma' d_n + \gamma'' z,$$

де $\gamma' \text{ і } \gamma''$ - усереднене значення питомої ваги ґрунтів, розташованих відповідно вище підосви фундаменту і нижче підосви до покрівлі підстиляючого шару, $\text{кН} / \text{м}^3$;

d_n і z - позначення – див. рис. 2.7.

В даному випадку

$$\sigma_{zg} = \sigma_{zg0} + \gamma_3 z = 52,32 + 19,8 \cdot 1,1 = 74,1 \text{ кПа}.$$

Повний тиск на покрівлю підстиляючого шару

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} = 201,479 + 74,1 = 275,579 \text{ кПа}.$$

Площа підосви умовного фундаменту

$$A_z = \frac{(1810 + 362,88)}{201,479} = 10,785 \text{ м}^2.$$

Тоді ширина умовного фундаменту

$$b_z = \sqrt{10,785 + 0,75^2} - 0,75 = 2,62 \text{ м}.$$

Знайдемо розрахунковий опір підстиляючого шару по [15, 12], підставивши значення міцнісних характеристик відповідного ІГЕ [12]:

$$\varphi_n = 20^\circ, c_n = 19 \text{ кПа}.$$

По [12, табл. 4, або 16, табл. 5.4.] знайдемо для $\varphi_n = 20^\circ$ коефіцієнти

$$M_\gamma = 0,51; M_g = 3,06; M_c = 5,66.$$

Питома вага ґрунту $\gamma_n = \gamma_3 = 16,5 \text{ кН} / \text{м}^3$.

Для суглинка делювіального по [12] знайдемо значення коефіцієнтів:

$$\gamma_{c1} = 1,2; \gamma_{c2} = 1;$$

Середнє значення питомої ваги ґрунтів, розміщених вище підстилаючого шару: $\gamma_2 = 19,8 \text{ кН} / \text{м}^3$.

Глибина закладання умовного фундаменту

$$d_z = d + z = 2,4 + 1,1 = 3,5 \text{ м}.$$

Для прийнятих умов розрахунковий опір ґрунту підстилаючого шару

$$R_z = \frac{1,2 \cdot 1}{1,1} (0,51 \cdot 2,62 \cdot 16,5 + 3,06 \cdot 3,5 \cdot 19,8 + 5,66 \cdot 19) = 372,704 \text{ кПа}.$$

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} = 275,579 \text{ кПа} < R_z = 372,704 \text{ кПа}.$$

Умова виконується, отже прийняті розміри фундаменту залишимо без змін.

2.2.1.6 Розрахунок осідання фундаменту

Використовуємо метод пошарового підсумування.

1) Будуємо епюру напруг σ_{zg} від власної ваги ґрунту:

$$\sigma_{zp} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i;$$

$$\sigma_{zg0} = 0; \gamma_{pu} = 16 \text{ кН} / \text{м}^3;$$

$$\sigma_{zg1} = \gamma_{pu} h_{0-1} = 16 \cdot 0,3 = 4,8 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zg2} = \sigma_{zg1} + \gamma_1 h_{1-2} = 4,8 + 19,8 \cdot 2,4 = 52,32 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zg3} = \sigma_{zg2} + \gamma_1 h_{2-3} = 52,32 + 19,8 \cdot 1,1 = 74,1 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zg4} = \sigma_{zg3} + \gamma_1 h_{3-4} = 74,1 + 16,5 \cdot 1,4 = 97,2 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zg5} = \sigma_{zg4} + \gamma_1 h_{4-5} = 97,2 + 8,66 \cdot 1,5 = 110,19 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zg6} = \sigma_{zg5} + \gamma_1 h_{5-6} = 110,19 + 10,7 \cdot 2,5 = 136,94 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zg0} = \sigma_{zg2} = 52,32 \text{ кПа}.$$

2) Середній тиск по підшві фундаменту

$$P = \frac{N + b \cdot l \cdot d \cdot \gamma_{cp}}{b \cdot l} = \frac{1810 + 2,1 \cdot 3,6 \cdot 2,4 \cdot 20}{2,1 \cdot 3,6} = 287,418 \text{ кПа}.$$

3) Додатковий тиск на рівні підосви фундаменту:

$$P_0 = \sigma_{zg0} - P; \quad P_0 = 287,418 - 52,32 = 235,098 \text{ кПа}.$$

4) Розбиваємо товщу нижче підосви на окремі шари товщиною $h = 0,4b$;

$$h = 0,4 \cdot 2,1 = 0,84 \text{ м}.$$

5) Визначаємо коефіцієнти розсіювання додаткових напружень по глибині – L залежно від глибини z і співвідношення l/b по [12], $\xi = 2z/b$, де z – глибина від підосви фундаменту.

$$\xi = 2 \cdot 0,84 / 2,1 = 0,8;$$

$$\xi = 2 \cdot 2 \cdot 0,84 / 2,1 = 1,6;$$

$$\xi = 2 \cdot 3 \cdot 0,84 / 2,1 = 2,4;$$

$$\xi = 2 \cdot 4 \cdot 0,84 / 2,1 = 3,2;$$

$$\xi = 2 \cdot 5 \cdot 0,84 / 2,1 = 4;$$

$$\xi = 2 \cdot 6 \cdot 0,84 / 2,1 = 4,8;$$

$$\xi = 2 \cdot 7 \cdot 0,84 / 2,1 = 5,6.$$

Визначимо коефіцієнт α при $\eta = l/b = 1,6$ використовуючи інтерполяцію:

$$\alpha = \alpha_1 - \frac{(\alpha_1 - \alpha_2)(\eta - \eta_i)}{\eta_2 - \eta_i};$$

$$\text{при } \rho = 0,8 \quad \alpha = 0,857$$

$$\rho = 4,0 \quad \alpha = 0,161$$

$$\text{при } \rho = 1,6 \quad \alpha = 0,555$$

$$\rho = 4,8 \quad \alpha = 0,118$$

$$\text{при } \rho = 2,4 \quad \alpha = 0,350$$

$$\rho = 5,6 \quad \alpha = 0,089$$

$$\text{при } \rho = 3,2 \quad \alpha = 0,231$$

6) Визначимо величини додаткових вертикальних напруг в отриманих точках (рис. 2.6.):

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot \sigma_{zp0} \qquad \sigma_{zp4} = 54,308 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zp1} = 201,479 \text{ кПа} \qquad \sigma_{zp5} = 37,851 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zp2} = 130,479 \text{ кПа} \qquad \sigma_{zp6} = 27,742 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zp3} = 82,284 \text{ кПа} \qquad \sigma_{zp7} = 20,924 \text{ кПа}$$

7) Визначимо нижню межу товщі, що стискується. На рівні цієї межі додатковий тиск у 5 разів менше за природній: $\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}$

$$8) \text{ Загальне осідання: } S = \beta \sum_i^n \frac{\sigma_{zpi} \cdot h_i}{E_{0i}}$$

де $\beta = 0,8$ - коефіцієнт, який враховує бічне розширення ґрунту і не залежить від виду ґрунту;

σ_{zpi} - середнє значення додаткового тиску в i – тому шарі;

$\sigma_{zpi} = (\text{верхнє значення} + \text{нижнє значення}) / 2$;

h_i – товщина i – го шару ґрунту;

E_{0i} – модуль деформації i – го шару.

$$\sigma_{zp} = \frac{235,098 + 201,479}{2} = 218,289 \text{ кПа} , \qquad E_o = 94,4 \text{ МПа} ;$$

$$\sigma_{zp} = \frac{201,479 + 130,479}{2} = 165,979 \text{ кПа} ,$$

$$E_o = \frac{94,4 \cdot 0,26 + 0,58 \cdot 3,7}{0,84} = 31,77 \text{ МПа} ;$$

$$\sigma_{zp} = \frac{130,479 + 82,284}{2} = 106,382 \text{ кПа} , \qquad E_o = 3,7 \text{ МПа} ;$$

$$\sigma_{zp} = \frac{82,284 + 54,308}{2} = 68,296 \text{ кПа} , \qquad E_o = 3,7 \text{ МПа} ;$$

$$\sigma_{zp} = \frac{54,308 + 37,851}{2} = 46,0795 \text{ кПа} , \qquad E_o = \frac{3,7 \cdot 0,64 + 15,1 \cdot 0,2}{0,84} = 6,41 \text{ МПа} ;$$

$$\sigma_{zp} = \frac{37,851 + 27,742}{2} = 32,797 \text{ кПа} , \qquad E_o = 15,1 \text{ МПа} ;$$

$$\sigma_{zp} = \frac{27,742 + 20,924}{2} = 24,333 \text{ кПа}, E_o = 15,1 \text{ МПа};$$

$$S = \frac{0,8 \cdot 0,84}{10^3} \left(\frac{218,289}{94,4} + \frac{165,979}{31,77} + \frac{106,382 + 68,296}{3,7} + \frac{46,08}{6,41} + \frac{32,797 + 24,333}{15,1} \right) = 0,044 \text{ м} = 4,4 \text{ см}$$

$$S_{\max, u} = 8 \text{ см} [12], 4,4 < 8$$

Осідання підвалини не перевищує допустиме значення.

Результати розрахунків заносимо до табл. 2.6.

Розрахунок осідання основи фундаменту під колону

Таблиця 2.6

Номер точки	$h, \text{ м}$	$z, \text{ м}$	$\zeta = 2z/b$	α	$\sigma_{zg}, \text{ кПа}$	$\sigma_{zp}, \text{ кПа}$	$\sigma_{zpcp}, \text{ кПа}$	$E, \text{ кПа}$	$S, \text{ м}$
Суглинок жовто-бурий									
1	0	0	0	1	52,32	235,1	218,289	94400	0,00155
2	0,84	0,84	0,8	0,857	71,81	201,48	165,979	31700	0,00352
Суглинок делювіальний									
3	0,84	1,68	1,6	0,555	68,952	130,48	106,382	3700	0,01932
4	0,84	2,52	2,4	0,35	83,67	82,284	68,296	3700	0,0124
5	0,84	3,36	3,2	0,231	97,373	54,308	46,080	6410	0,00483
Суглинок темно-бурий									
6	0,84	4,2	4,0	0,161	112,33	37,851	32,797	15100	0,00146
7	0,84	5,04	4,8	0,118	121,32	27,742	24,333	15100	0,00108
8	0,84	5,88	5,6	0,089	130,31	20,924			

$$\sum S_i = 4,4 \cdot 10^{-2} \text{ м} = 4,4 \text{ см}$$

2.2.1.7 Визначення крену фундаменту

Крен прямокутного фундаменту у напрямку більшої його сторони l (у площині дії моменту) визначаємо за формулою:

$$i(l) = \frac{1 - \nu_{cp}^2}{E_{cp}} \cdot k_l \cdot \frac{\sum M}{\left(\frac{l}{2}\right)^3}$$

$\sum M$ - сумарний момент на рівні підшви фундаменту, кНм;

E_{cp} - модуль деформації, кПа;

ν_{cp} - коефіцієнт Пуассона;

k_l - коефіцієнт, який визначається по [12, дод. 2, табл. 5] в залежності від співвідношення сторін підшви фундаменту; $k_l = 0,63$;

E_{cp} і ν_{cp} приймається середніми у межах товщі, що стискується.

$$E_{cp} = \frac{\sum A_i}{\sum \left(\frac{A_i}{E_i} \right)}, \quad A_i = E_{zpi} \cdot h_i;$$

Для суглинків $\nu = 0,35$, для супісків $\nu = 0,3$, тому

$$\bar{\nu} = \frac{0,35 \cdot 4 + 0,3 \cdot 2,5}{6,5} = 0,33.$$

$$\sum M = M + Q \cdot d = 365,3 + 37,2 \cdot 2,4 = 454,6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\sum A_i = 0,84 \cdot (218,289 + 165,979 + 106,382 + 68,296 + 46,08 + 32,797 + 24,333) = 556,211$$

$$\sum \frac{A_i}{E_i} = \sum \frac{\sigma_{zpi} \cdot h_i}{E_i} = \frac{0,044}{0,8} = 0,055;$$

$$E_{cp} = \frac{556,211}{0,055} = 10112,927 \text{ кПа};$$

$$i(l) = \frac{1 - 0,33^2}{10113} \cdot 0,63 \cdot \frac{454,6}{\left(\frac{3,6}{2}\right)^3} = 0,0389$$

Для даного типу фундаменту крен не повинен перевищувати 0,004, що більше одержаного розрахунком.

Таким чином, деформація підвалини (крен) не перевищує допустимого значення

$$i(l) = 0,0389 < 0,004.$$

2.2.2 Розрахунок тіла фундаменту по матеріалу

2.2.2.1. Визначення геометричних розмірів фундаменту

Розрахункове навантаження:

$$N_1 = N_n \cdot 1,1 = 1810 \cdot 1,1 = 1991 \text{ кН};$$

$$M_1 = M_n \cdot 1,1 = 365,3 \cdot 1,1 = 401,8 \text{ кН};$$

$$Q_1 = Q_n \cdot 1,1 = 37,18 \cdot 1,1 = 40,9 \text{ кН}.$$

Переріз колони: 500 x 600 мм.

Приймаємо для даного фундаменту бетон С12\15;

$$f_{cd} = 8,5 \text{ МПа}; \quad f_{cta} = 0,75 \text{ МПа}; \quad E = 23000 \text{ МПа}.$$

Арматура класу В-500С при Ø10-40 $f_{yd} = 365 \text{ МПа}$; $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$,

де f_{cd} - розрахунковий опір бетону осьовому стисканню, МПа;

f_{cta} - розрахунковий опір бетону осьовому розтягненню, МПа;

f_{yd} - розрахунковий опір арматури розтягненню, МПа;

E_s - модуль пружності арматури, МПа;

Данні знаходимо по [8].

Для бетонування колон у стакані використовуємо бетон С12\15.

Висота фундаменту $h = 2,4 \text{ м}$.

$$\text{Ексцентриситет: } e_0 = \frac{\sum M_1}{N_1} = \frac{401,8 + 40,9 \cdot 2,4}{1991} = 0,45 \text{ м}.$$

Глибина обмурівки колони у стакані фундаменту в залежності від e_0 :

$$e_0 = 0,45 < 2l_c = 2 \cdot 0,6 = 1,2 \Rightarrow d_c > l_c = 0,6 \text{ м}$$

Глибину обмурівки колон приймаємо $d = 0,8 \text{ м}$.

Тоді глибина стакану $d_p = d_c + 50 = 800 + 50 = 850\text{мм}$.

Товщину стінок стакану при $e_0 < 2l_c$ визначаємо як:
 $t = 0,2l_c = 0,2 \cdot 0,6 = 0,12\text{м} = 120\text{мм}$.

Приймаємо товщину стінок стакану $t = 150\text{мм}$.

Розміри підколінника у плані:

$$l_{cf} = l_c + 2t + 2a = 600 + 300 + 2 \cdot 75 = 1050\text{мм};$$

$$b_{cf} = b_c + 2t + 2a = 500 + 300 + 2 \cdot 75 = 950\text{мм}.$$

Приймаємо розміри кратні 300 мм

$$l_{cf} = 1200\text{мм}, b_{cf} = 1200\text{мм}.$$

Уточнюємо товщину стінок стакану:

$$t(l) = \frac{(l_{cf} - l_c - 2a)}{2} = \frac{(1200 - 600 - 2 \cdot 75)}{2} = 225\text{мм};$$

$$t(b) = \frac{(b_{cf} - b_c - 2a)}{2} = \frac{(1200 - 500 - 150)}{2} = 275\text{мм}.$$

Товщина дна стакана:

$$h_p = h - d_p = 2,4 - 0,85 = 1,55\text{м} = 1550\text{мм}, \text{ що більше } 200\text{мм}.$$

Приймаємо при $c_2 = c_3 = 300\text{мм}$;

$$c_1 = \frac{(l - l_{cf} - 2c_2 - 2c_3)}{2} = \frac{(3600 - 1200 - 2 \cdot 300 - 2 \cdot 300)}{2} = 600\text{мм} < 750\text{мм}.$$

Висота підколонника

$$h_{cf} = h - \sum h_{icm} = 2400 - (300 + 300 + 300) = 1500\text{мм}.$$

По стороні b приймаємо дві сходинку $c_1 = 450\text{мм}$.

2.2.2.2. Розрахунок на продавлювання позацентрово навантаженого фундаменту по схемі 1

Розрахунок на проламування виконуємо по схемі 1, оскільки виконується умова:

$$h_{cf} - d_p \geq 0,5(l_{cf} - l_c);$$

$$h_{cf} - d_p = 1500 - 850 = 650\text{мм};$$

$$0,5(l_{cf} - l_c) = 0,5(1200 - 600) = 300 \text{ мм};$$

$$650 \text{ мм} > 300 \text{ мм}.$$

У зв'язку з тим, що друга і третя сходинки фундаменту жорсткі ($h_2 = c_2$, $h_3 = c_3$), розраховуємо лише нижню сходину:

$$b_{m1} = b_1 + h_{01} = 1,2 + 0,25 = 1,45 \text{ м}.$$

Площа многокутника abcd:

$$A_0 = 0,5 \cdot 2,1(3,6 - 2,4 - 2 \cdot 0,25) - 0,25(2,1 - 1,2 - 2 \cdot 0,25)^2 = 0,70 \text{ м}^2$$

Продавлююча сила:

$$F = P_{\max} \cdot A_0;$$

де $P_{\max}$ - максимальний краєвий тиск на ґрунт від розрахункового навантаження, прикладеного на рівні верхнього обрізу фундаменту, кПа;

$$P_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{\sum M}{W} = \frac{1991}{7,56} + \frac{401,8 + 40,9 \cdot 2,4}{4,54} = 373,48 \text{ кПа};$$

$$F = 373,48 \cdot 0,70 = 261,44 \text{ кН}.$$

Перевірка нижньої сходинки на проламування:

$$F \leq f_{cta} \cdot h_{01} \cdot b_{m1};$$

де f_{cta} - розрахунковий опір бетону осьовому розтягненню, МПа;

h_{01} - робоча висота нижньої сходинки, м;

$$b_{m1} = 1,45 \text{ м}.$$

$$F = 261,44 < 750 \cdot 0,9 \cdot 0,85 \cdot 0,25 \cdot 1,45 = 207,98 \text{ кН}.$$

Умова виконується.

Перевірку міцності фундаменту на розколювання не виконуємо, тому що його конструкція відповідає першій схемі розрахунку на продавлювання.

2.2.3. Визначення площі перерізу арматури плитної частини фундаменту

Розрахунок ведемо у такій послідовності:

1. Визначаємо згинальний момент в i -му перерізі плитної частини:

а) у напрямку більшого розміру підосви l :

$$M_{xi} = \frac{c_i^2 b}{6} (2\sigma_{\max} + \sigma_i);$$

б) у напрямку меншого розміру підосви b:

$$M_{yi} = \frac{c_i^2 l}{6} (2\sigma_{\max} + \sigma_i);$$

де c_i – відстань від краю фундаменту до розрахункового перерізу, м;

$\sigma_{\max}$ - максимальний краєвий тиск на ґрунт, кПа:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{\sum M}{W};$$

σ_i - тиск на ґрунт у розрахунковому перерізі, кПа:

$$\sigma_i = \frac{N}{A} + \frac{k_i \sum M}{W}; k_i = 1 - \frac{2c_i}{l}.$$

2. Розраховуємо коефіцієнт:

$$\alpha_0 = \frac{M_i}{f_{cd} \cdot b_i \cdot h_{0i}^2};$$

де M_i - розрахунковий момент в перерізі, кНм;

b_i - ширина стиснутої зони бетону у верхній частині перерізу, що розглядаємо, м; h_{0i} - робоча висота перерізу, м.

3. В залежності від α_0 по табл. 20 [8] знаходимо величину ξ

4. Площа перерізу арматури, м²:

$$A_{si} = \frac{M_i}{f_{yd} \cdot \xi \cdot h_{0i}};$$

Розраховуємо переріз арматури вздовж l :

Переріз 1-1

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{\sum M}{W} = \frac{1991}{7,56} + \frac{401,8 + 40,9 \cdot 2,4}{4,54} = 373,48 \text{ кПа};$$

$$k_{1-1} = 1 - \frac{2c_{1-1}}{l} = 1 - \frac{2 \cdot 0,6}{3,6} = 0,67;$$

$$\sigma_{1-1} = \frac{1991}{7,56} + \frac{499,96 \cdot 0,67}{4,54} = 337,14 \text{ кПа};$$

$$M_{1-1} = \frac{0,6^2 \cdot 2,1}{6} (2 \cdot 373,48 + 337,14) = 136,597 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\alpha_m = \frac{136,597}{8500 \cdot 2,1 \cdot 0,25^2} = 0,122 \text{ відповідно } \xi = 0,936, \text{ тоді}$$

$$A_{s1-1} = \frac{136,597}{365000 \cdot 0,936 \cdot 0,25} = 1,57 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2 = 15,7 \text{ см}^2.$$

Переріз 2-2

$$k_{2-2} = 1 - \frac{2c_n}{l} = 1 - \frac{2 \cdot 0,9}{3,6} = 0,5;$$

$$\sigma_{2-2} = \frac{1991}{7,56} + \frac{499,96 \cdot 0,5}{4,54} = 318,42 \text{ кПа};$$

$$M_{2-2} = \frac{0,9^2 \cdot 2,1}{6} (2 \cdot 373,48 + 318,42) = 302,04 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\alpha_m = \frac{302,04}{8500 \cdot 1,2 \cdot (0,25 + 0,3)^2} = 0,0979 \text{ відповідно } \xi = 0,947, \text{ тоді}$$

$$A_{s2-2} = \frac{302,04}{365000 \cdot 0,947(0,25 + 0,3)} = 1,589 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2 = 15,89 \text{ см}^2$$

Переріз 3-3

$$k_{3-3} = 1 - \frac{2c_n}{l} = 1 - \frac{2 \cdot 1,2}{3,6} = 0,33;$$

$$\sigma_{3-3} = \frac{1991}{7,56} + \frac{499,96 \cdot 0,33}{4,54} = 299,7 \text{ кПа};$$

$$M_{3-3} = \frac{1,2^2 \cdot 2,1}{6} (2 \cdot 373,48 + 299,7) = 527,52 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\alpha_m = \frac{527,52}{8500 \cdot 2,1 \cdot (0,25 + 0,3 + 0,3)^2} = 0,041 \text{ відповідно } \xi = 0,978, \text{ тоді}$$

$$A_{s3-3} = \frac{527,52}{365000 \cdot 0,978(0,25 + 0,3 + 0,3)} = 1,74 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2 = 17,4 \text{ см}^2$$

Для визначення діаметра та кількості арматури приймаємо в розрахунок площу перерізу арматури $A_{s3-3} = 17,4 \text{ см}^2$ $13,9 \text{ см}^2$ як найбільшу. Приймаємо 14 стержнів арматури $\varnothing 12$ В 500С ($A_s = 18,4 \text{ см}^2$) з відстанню між стержнями 150 мм.

Визначаємо площу одного стержня:

$$A_b = 25 \cdot 210 = 5250 \text{ см}^2 - \text{площа перерізу плитної частини.}$$

Мінімальний відсоток армування:

$$\mu = \frac{A_s}{A_b} = \frac{18,4}{5250} = 0,0035 > 0,0008.$$

Вздовж меншої сторони $b = 2,1 \text{ м}$:

Переріз 1' – 1'

$$\sigma_{1'-1'} = \frac{1991}{7,56} = 263,36 \text{ кПа};$$

$$M_{1'-1'} = \frac{0,45^2 \cdot 3,6}{6} (2 \cdot 263,36 + 263,36) = 95,99 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\alpha_m = \frac{95,99}{8500 \cdot 3,6 \cdot 0,25^2} = 0,050 \text{ відповідно } \xi = 0,973, \text{ тоді}$$

$$A_{s1'-1'} = \frac{95,99}{365000 \cdot 0,973 \cdot 0,25} = 1,08 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2 = 10,8 \text{ см}^2;$$

$$A_b = 25 \cdot 360 + 30 \cdot 240 + 30 \cdot 180 = 21600 \text{ см}^2$$

Мінімальний відсоток армування:

$$\mu = \frac{A_s}{A_b} = \frac{10,8}{21600} = 0,0005 < 0,0008$$

Мінімальний відсоток армування за межею допустимого, тому армування вздовж меншої сторони фундаменту приймаємо конструктивно, виходячи з мінімального відсотку армування:

11 стержнів $\varnothing 12$

$$A_s = A_b \cdot 0,0008 = 21600 \cdot 0,0008 = 17,28 \text{ см}^2.$$

Приймаємо площу перерізу арматури 22 $\varnothing 10$ В 500С $A_s = 17,3 \text{ см}^2$ з відстанню між стержнями 150 мм та 200 мм.

3.1. Вибір монтажних кранів за їх технічними характеристиками

1. Монтажна висота підйому гака крана

$$H_{\text{м}} = h_1 + h_2 + h_3 + h_4,$$

де h_1 - висота від рівня розміщення монтажного крюка до відмітки опори, на яку встановлюється конструкція, м ;

h_2 - підвищення нижнього торця вертикального елемента над рівнем опори перед опусканням його на місце (0,5 – 1м) ;

h_3 - висота монтуємого елемента, м ;

h_4 - конструктивна висота захватних пристосувань, м .

Для ферм $H_{\text{м1}} = 10,8 + 0,5 + 3,0 + 3,6 = 17,9$ м;

Для плит покриття $H_{\text{м2}} = 13,8 + 0,5 + 0,45 + 3,31 = 18,06$ м;

Для рам ліхтарів $H_{\text{м3}} = 13,8 + 0,5 + 1,8 + 4,2 = 20,3$ м.

2. Довжина стріли визначається по конструкції, яка потребує найбільшої висоти підйому гака

$$L = \frac{h_1 - h_{\text{ос}} + h}{\sin \alpha} + \frac{h_3 + h_4 + h_5}{\sin \alpha},$$

де h_1 - різниця між відмітками стоянки крану та монтуємою конструкцією, м ;

$h_{\text{ос}}$ - відстань від основи крану до осі п'яти стріли (1,5м) ;

h - додаткова висота підйому конструкцій (1м) ;

h_5 - довжина поліспасти крану (1,5-2м)

найбільший кут підйому стріли (67°-72°)

$$\text{Для плит покриття } L = \frac{13,8 - 1,5 + 1}{0,9397} + \frac{0,45 + 3,31 + 1,5}{0,9397} = 19,8 \text{ м};$$

$$\text{Для ферм } L = \frac{10,8 - 1,5 + 1}{0,9397} + \frac{3,0 + 3,6 + 1,5}{0,9397} = 19,6 \text{ м};$$

$$\text{Для рам ліхтарів } L = \frac{13,8 - 1,5 + 1}{0,9397} + \frac{1,8 + 4,2 + 1,5}{0,9397} = 22,13 \text{ м.}$$

Виліт стріли при монтажі плит покриття

$$\operatorname{tg} \alpha = \sqrt{\frac{13,8 - 1,5 + 1}{\frac{12}{2} + 1,5}} = 1,33; \alpha = 53,10^\circ;$$

$$l = L \cdot \cos \alpha = 19,8 \cdot 0,6 = 11,88 \text{ м.}$$

3. Вантажопідйомність монтажного крану на висоті та на виліт стріли повинна забезпечувати монтаж конструкції на подачу матеріалів в робочу зону

$$Q = P + P_1,$$

де P – максимальна вага збірних елементів, т ;

P_1 – вага вантажозахоплюючих пристосувань, т.

Для плит покриття $Q = 6,8 + 1,08 = 7,88 \text{ т}$;

Для ферм $Q = 14,3 + 1,75 = 16,05 \text{ т}$;

Для рам ліхтарів $Q = 1,9 + 0,09 = 1,99 \text{ т}$.

Виходячи з монтажних характеристик конструкцій, приймаю два варіанти кранів.

Таблиця 3.1

Монтажні характеристик конструкцій

Найменування конструкції	Монтажні характеристики			Варіанти кранів	
	Q (м)	H _м	L _{стр}	I	II
Плити покриття	7,88	18,06	19,8	МКП-40	СКГ-40
Крокв'яна ферма	16,05	17,9	19,6	МКП-40	СКГ-40
Рама ліхтарів	1,99	20,3	22,13	МКП-40	СКГ-40

Таблиця 3.2

Технічна характеристика кранів по варіантам

Найменування показників	Од.виміру	l = 25 м				
1	2	3				
СКГ-40 l = 25 м з гусаком 10,7 м						
Вантажопідйомність	т	18		13,8	11,3	10,3
Виліт стріли	м	5	7,2	9	11	11,9
Висота підйому крюка	м	34	33,5	31,5	28,5	24,5
МКП-40 l = 25 м з гусаком 6 м						
Вантажопідйомність	т	7,5		6,2	4,5	3,2
Виліт стріли	м	11	13	14	17	20
Висота підйому крюка	м	30	28,5	28	27,3	25,3

Вибір транспортних засобів

Плитовоз

$$t_y = t_n + \frac{2l}{V}60 + t_p = 10 + \frac{2 \cdot 63}{35} \cdot 60 + 10 = 236 \text{хв}; \quad \kappa = \frac{6,8 \cdot 2}{15} = 0,907;$$

$$q = \frac{Q \cdot T \cdot \kappa}{t_y}60 = \frac{15 \cdot 8 \cdot 0,907}{236}60 = 27,67 \text{м};$$

$$m = \frac{\Phi}{q \cdot T_{3м}} = \frac{761,6}{27,67 \cdot 48} = 0,6 \approx 1 \text{автомобіль}.$$

Фермовоз

$$t_y = t_n + \frac{2l}{V}60 + t_p = 10 + \frac{2 \cdot 63}{25} \cdot 60 + 10 = 322,4 \text{хв}; \quad \kappa = \frac{14,3 \cdot 1}{16} = 0,894;$$

$$q = \frac{Q \cdot T \cdot \kappa}{t_y}60 = \frac{16 \cdot 8 \cdot 0,894}{322,4}60 = 21,3 \text{м};$$

$$m = \frac{\Phi}{q \cdot T_{3м}} = \frac{257,4}{21,3 \cdot 32} = 0,4 \approx 1 \text{автомобіль}.$$

Таблиця 3.3

Транспортні засоби

№ п / п	Транспортуємий елемент	Вага (т)	Лінійні розміри (мм)			Вид транспортного засобу	Марка тягача	Вантажо- підйомність (т)	Кількість елементів	Загальна вага
			l	b	h					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Плити покриття	6,8	12000	3000	450	Плито-воз	МАЗ 504Б	15	2	13,6
2	Ферма кроквяна	14,3	24000	240	3000	Фермовоз ФБ	МАЗ 504В	16	1	14,3
3	Рама ліхтарів	1,9	12000	240	1800	УПР-1212	МАЗ 504А	12	6	11,4
4	Балка кроквяна	4,7	12000	240	1400	Балковоз ПП-12	МАЗ 504А	10,5	2	9,4

3.3. Розрахунок технологічної карти на монтаж покриття**3.3.1. Вихідні данні**

Будівництво знаходиться в м. Вінниця. Будується локомотиво -вагонне депо. Відстань від відвалу – 7 км. Виробничий корпус розміщується в одноповерховій чотирьох прольотній будівлі, два середніх прольоти 24 х84 м, та два крайніх 12 х 84 м. Крок крайніх та середніх колон 12 м, торцевого фахверка 6м.

В середніх прольотах розміщені електричні мостові крани вантажопідйомністю 20/5 т. Відмітка головки підкранового рельса – 7,64 м. Каркас середніх прольотів складається з залізобетонних колон, відмітка верху

колон дорівнює 10,8 м; з/б ферм довжиною 24 м, крайніх прольотів відмітка верху колон дорівнює 5,4 м; з/б балок довжиною 12 м. Покриття із залізобетонних ребристих плит 3 х 12 м та безрозкісних кроквяних ферм для середніх прольотів, кроквяних балок для крайніх прольотів. Відмітка низу фундамента – 2,55 м. Огороджуючі конструкції із керамзитобетонних стінових панелей.

3.3.2. Специфікація збірних елементів

Таблиця 3.4

Перелік збірних елементів

№ п/ п	Найменуван ня	Один. вимір	Кіль-кість	Геометричні розміри, м			Вага, т		Обсяг, м ³	
				l	b	h	1-го	всіх	1-го	всіх
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Крокв'яні ферми	шт.	18	24	0,24	3,0	14,3	257,4	5,7	102,6
2	Крокв'яні балки	шт.	18	12	0,24	1,4	4,7	84,6	1,9	34,2
3	Плити покриття	шт.	168	12	3,0	0,45	6,8	1142,4	2,72	456,96
4	Рама ліхтарів	шт.	12	12	0,24	1,8	1,9	22,8	0,03	0,36

3.3.3. Відомість обсягів робіт

Таблиця 3.5

№ п/п	Назва робіт	Одиниці виміру	Формула підрахунку	Маса, т
1	Розвантаження ЗБК	т		1507,2
2	Монтаж кроквяних балок	шт.	18	

3	Монтаж кроквяних ферм	шт.	18	
4	Електрозварювання стиків балок чи ферм з колоною	м.п.	$0,6 \times 36 = 21,6$	
5	Монтаж ліхтарів	т	22,8	
6	Електрозварювання стиків ферм ліхтарем	м.п.	$0,3 \times 12 = 3,6$	
7	Монтаж плит покриття	шт.	168	
8	Заливка швів між плитами покриття	м.п.	$l_{шв} = (a + e) \cdot n + \frac{P}{2} =$ $(3 + 12) \cdot 168 + \frac{312}{2} = 26$	
9	Електрозварювання стиків плит до верхнього поясу ферм або балок	м.п.	$0,7 \cdot 168 = 117,6$	

3.3.4. Відомість потреби в матеріалах напівфабрикатах та výroбах

Таблиця 3.6

№ п/п	Найменування робіт	Вимірник	Кількість	Найменування необхідних матеріалів	Од. вим.	Норма витрат	Загальна потреба
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Монтаж крок'яних балок	шт.	18	Балки	шт.	1	18
				Електроди	кг	0,34	6,12
				Лаки, фарби	кг	0,045	0,81
2	Монтаж крок'яних ферм	шт.	18	Ферми	шт.	1	18
				Електроди	кг	0,62	11,16
				Лаки, фарби	кг	0,033	0,594

3	Монтаж плит покриття	шт.	168	Плити	шт.	1	168
				Бетон	м ³	0,1923	32,31
				Електроди	кг	0,21	35,28
				Лаки, фарби	кг	0,1	16,8
4	Монтаж рам ліхтарів шириною 12м	шт.	12	Констр. збірні	шт.	1	12
				Розчин цем.	м ³	0,0015	0,018
				Електроди	кг	1,12	13,44
				Лаки, фарби	кг	0,057	0,684

3.3.5.Зведена відомість потреб матеріалів

Таблиця 3.7

№ п/п	Найменування матеріалів	Од.виміру	Кількість
1	2	3	4
1	Кроквяні балки	шт.	18
2	Кроквяні ферми	шт.	18
3	Плити покриття	шт.	168
4	Електроди	кг	66,0
5	Лаки, фарби	кг	18,89
6	Бетон	м ³	32,31
7	Ліхтарі	шт	12
8	Розчин цементний	м ³	0,018

3.3.6 Заходи по техніці безпеки

1. Роботи по монтажу збірних конструкцій будівлі виконують у відповідності з проектом виробництва робіт;
2. Забороняється підйом конструкцій які не мають петель, або марки;

3. При монтажі конструкцій захватні пристосування можливо знімати тільки після їх остаточної установки та закріплення в проектному положенні;
4. Монтажні та суміжні з ними роботи (конопатку стиків, замоноличування швів) можна виконувати одночасно тільки на різних захватках при дотриманні умов, які забезпечують безпечність їх виконання;
5. В транспортних засобах, які знаходяться під навантаженням або розвантаженням конструкцій та матеріалів, двигуни повинні бути вимкненими.

РОЗДІЛ 4. ОХОРОНА ПРАЦІ

4.1 Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні

Проектування та будівництво виробничого корпусу у м. Вінниця повинно здійснюватися відповідно до вимог чинного законодавства України у сфері охорони праці, промислової безпеки, пожежної безпеки та цивільного захисту. Забезпечення безпечних умов праці є одним із пріоритетних напрямів державної політики у сфері промислового та цивільного будівництва, оскільки виробничі об'єкти характеризуються підвищеним рівнем професійного ризику та наявністю небезпечних виробничих факторів.

Правове регулювання охорони праці в Україні базується насамперед на положеннях Конституції України, яка визначає людину, її життя та здоров'я найвищою соціальною цінністю держави. Конституційні норми є основою для формування трудового законодавства, державної політики у сфері безпеки праці та створення належних умов трудової діяльності на підприємствах, установах і організаціях незалежно від форми власності.

Відповідно до статті 3 Конституції України, людина, її життя і здоров'я, честь і гідність, недоторканність та безпека визнаються в Україні найвищою соціальною цінністю. Держава відповідає перед людиною за свою діяльність, а забезпечення прав і свобод людини є головним обов'язком держави. Зазначене положення формує основоположний принцип державної політики у сфері охорони праці, який полягає у пріоритеті життя та здоров'я працівника над результатами виробничої діяльності.

Важливе значення для забезпечення безпечних умов праці має стаття 43 Конституції України, згідно з якою кожен має право на працю, що включає можливість заробляти собі на життя працею, яку він вільно обирає або на яку вільно погоджується. У цій же статті визначено, що кожен має право на належні, безпечні й здорові умови праці, а також на заробітну плату не нижчу від визначеної законом. Дане положення є безпосередньою конституційною

гарантією охорони праці та покладає на роботодавця обов'язок створення безпечного виробничого середовища.

Крім того, статтею 45 Конституції України передбачено право кожного працівника на відпочинок. Це право забезпечується наданням днів щотижневого відпочинку, оплачуваної щорічної відпустки, встановленням скороченого робочого дня для окремих професій і виробництв, а також обмеженням максимальної тривалості робочого часу. Раціональний режим праці та відпочинку є важливим елементом системи охорони праці, оскільки дозволяє зменшити психофізіологічне навантаження на працівників та попередити професійні захворювання й виробничий травматизм.

Стаття 46 Конституції України гарантує громадянам право на соціальний захист у разі повної, часткової або тимчасової втрати працездатності, втрати годувальника, безробіття з незалежних від них обставин, а також у старості та в інших випадках, передбачених законом. У сфері охорони праці це положення забезпечує право працівників на компенсації, страхові виплати та соціальне забезпечення у разі настання нещасного випадку на виробництві чи професійного захворювання.

Особливого значення набуває стаття 49 Конституції України, відповідно до якої кожен має право на охорону здоров'я, медичну допомогу та медичне страхування. Реалізація даного права у сфері трудових відносин передбачає проведення медичних оглядів працівників, профілактичних заходів, санітарно-гігієнічного контролю умов праці та впровадження заходів щодо збереження здоров'я персоналу.

Таким чином, Конституція України формує фундаментальні правові засади системи охорони праці, визначає основні соціальні гарантії працівників та встановлює обов'язок держави й роботодавця забезпечувати безпечні та здорові умови праці. На основі конституційних положень розробляються та реалізуються норми трудового законодавства, державні стандарти безпеки праці та організаційно-технічні заходи щодо запобігання виробничому травматизму й професійним захворюванням.

Основним нормативно-правовим актом у сфері охорони праці є Закон України «Про охорону праці», який визначає основні принципи державної політики щодо збереження життя, здоров'я та працездатності працівників у процесі трудової діяльності. Відповідно до положень даного Закону роботодавець зобов'язаний забезпечити належні, безпечні та здорові умови праці, організувати систему управління охороною праці, здійснювати навчання персоналу та впроваджувати заходи щодо запобігання виробничому травматизму і професійним захворюванням.

При проектуванні та будівництві виробничого корпусу необхідно враховувати вимоги:

ДБН А.3.2-2:2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві»;

ДБН В.1.1-7:2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва»;

ДБН В.2.2-28:2010 «Будинки адміністративного та виробничого призначення»;

ДСТУ ISO 45001:2019 «Системи управління охороною здоров'я та безпекою праці».

Виробничий корпус є промисловою будівлею, призначеною для розміщення технологічного обладнання, виробничих ділянок, складських та допоміжних приміщень. Особливістю функціонування таких об'єктів є наявність виробничих процесів, пов'язаних із роботою машин, механізмів, вантажопідіймального обладнання, електроустановок та інженерних систем. У зв'язку з цим особлива увага приділяється питанням промислової безпеки, електробезпеки, пожежної безпеки та створення нормативних санітарно-гігієнічних умов праці.

Під час будівництва виробничого корпусу основними небезпечними та шкідливими виробничими факторами можуть бути:

виконання робіт на висоті;

експлуатація вантажопідіймальних механізмів;

підвищений рівень шуму та вібрації;

запиленість повітря робочої зони;

небезпека ураження електричним струмом;

ризик падіння будівельних конструкцій або матеріалів;
можливість виникнення пожеж та аварійних ситуацій.

Найбільшу небезпеку становлять монтаж металевих та залізобетонних конструкцій, роботи з використанням баштових кранів, електрозварювальні роботи, монтаж інженерних мереж та експлуатація тимчасових електроустановок. При порушенні вимог безпеки дані процеси можуть призвести до нещасних випадків, аварій, пожеж та значних матеріальних збитків.

Для забезпечення безпечних умов праці на об'єкті проєктування передбачаються:

- організація системи управління охороною праці;
- проведення навчання та інструктажів працівників;
- забезпечення персоналу засобами індивідуального захисту;
- огороження небезпечних зон;
- контроль технічного стану машин, механізмів та електрообладнання;
- дотримання вимог пожежної безпеки;
- забезпечення нормативного освітлення, вентиляції та мікроклімату.

Особливого значення питання охорони праці набувають при експлуатації виробничого корпусу, оскільки від безпечної організації виробничих процесів залежить ефективність роботи підприємства, збереження здоров'я працівників та стабільність виробничої діяльності.

Соціально-економічна ефективність заходів з охорони праці полягає у зниженні рівня виробничого травматизму, скороченні втрат робочого часу, підвищенні продуктивності праці та зменшенні витрат на ліквідацію наслідків аварійних ситуацій.

Таким чином, дотримання вимог законодавчих та нормативно-правових актів у сфері охорони праці є обов'язковою умовою безпечного будівництва та експлуатації виробничого корпусу у м. Вінниця. Реалізація комплексу організаційних, технічних і профілактичних заходів дозволить забезпечити належний рівень виробничої безпеки, знизити ризик виникнення нещасних випадків та створити безпечні умови праці для персоналу підприємства.

4.2 Аналіз умов праці та виявлення потенційних небезпек

Будівництво виробничого корпусу у м. Вінниця супроводжується виконанням комплексу будівельно-монтажних, електромонтажних, зварювальних та оздоблювальних робіт, під час яких на працівників можуть впливати небезпечні та шкідливі виробничі фактори. Аналіз умов праці проведено відповідно до вимог Закону України «Про охорону праці», ДБН А.3.2-2:2009, ДСТУ ISO 45001:2019 та класифікації небезпечних і шкідливих виробничих факторів.

Виробничий корпус є промисловою будівлею, у якій передбачено розміщення технологічного обладнання, інженерних систем та виробничих ділянок. Особливістю об'єкта є значна кількість монтажних робіт, використання вантажопідіймальних механізмів, металоконструкцій, електрообладнання та виконання робіт підвищеної небезпеки. У зв'язку з цим на робочих місцях можуть виникати фізичні, хімічні, біологічні та психофізіологічні небезпечні фактори.

До фізичних небезпечних та шкідливих виробничих факторів належать: рухомі машини та механізми; роботи на висоті; підвищений рівень шуму та вібрації; підвищена запиленість повітря; недостатнє освітлення робочих зон; небезпека ураження електричним струмом; ризик падіння матеріалів та конструкцій.

Рухомі машини та механізми присутні у зоні роботи баштових і автомобільних кранів, навантажувачів, бетонозмішувальної техніки та вантажного транспорту. Основними причинами виникнення небезпеки є постійне переміщення вантажів, порушення правил стропування, обмежений простір будівельного майданчика та можливе недотримання правил безпечної експлуатації техніки. Даний фактор створює небезпеку травмування працівників унаслідок падіння вантажів або наїзду техніки.

Роботи на висоті виконуються під час монтажу металевих конструкцій, улаштування покриття, монтажу інженерних мереж та фасадних робіт. Небезпека присутня на робочих місцях монтажників, покрівельників та електромонтажників. Причинами виникнення небезпеки є відсутність або несправність захисних огорожень, порушення правил використання страхувальних систем та незадовільний технічний стан риштувань.

Підвищений рівень шуму та вібрації виникає під час роботи компресорів, зварювального обладнання, шліфувальних машин, перфораторів та іншого механізованого інструменту. На окремих робочих місцях рівень шуму може перевищувати нормативне значення 80 дБ, що негативно впливає на слух, нервову систему та працездатність працівників.

Підвищена запиленість повітря спостерігається під час земляних робіт, різання металу, шліфування поверхонь, приготування будівельних сумішей та монтажу огорожувальних конструкцій. Джерелами пилу є цемент, металевий пил, сухі будівельні суміші та продукти механічної обробки матеріалів. Перевищення допустимих концентрацій пилу може призводити до захворювань органів дихання.

Небезпека ураження електричним струмом виникає під час експлуатації тимчасових електромереж, електрозварювального обладнання, переносного електроінструменту та освітлювальних приладів. Основними причинами є пошкодження ізоляції кабелів, відсутність заземлення, порушення правил електробезпеки та робота у вологих умовах.

До хімічних небезпечних факторів належать:

пари лакофарбових матеріалів; зварювальні аерозолі; продукти згоряння; розчинники та герметики.

Дані речовини можуть бути присутні на робочих місцях зварювальників, малярів та працівників оздоблювальних ділянок. Причиною їх появи є використання хімічних матеріалів та виконання термічних процесів. Вплив даних факторів може викликати подразнення органів дихання, слизових оболонок та шкіри.

Біологічні фактори можуть виникати у місцях підвищеної вологості, тимчасових побутових приміщеннях або при порушенні санітарного стану будівельного майданчика. Основними небезпеками є утворення грибків, плісняви та розвиток мікроорганізмів.

До *психофізіологічних факторів* належать: фізичні перевантаження; нервово-емоційне напруження; монотонність окремих виробничих операцій; робота у несприятливих погодних умовах; підвищена відповідальність при виконанні монтажних робіт.

Найбільше *психофізіологічне навантаження* характерне для монтажників конструкцій, машиністів кранів та електрозварювальників.

Проведений аналіз умов праці показав, що на окремих робочих місцях рівень шуму, запиленості та ризик травмування можуть перевищувати нормативно допустимі значення за відсутності відповідних заходів безпеки. Найбільш небезпечними є роботи на висоті, експлуатація вантажопідіймальної техніки, електрозварювальні роботи та робота з електрообладнанням.

Разом із тим більшість виявлених небезпечних і шкідливих виробничих факторів можливо зменшити або повністю усунути шляхом впровадження комплексу організаційно-технічних рішень.

Таким чином, проведений аналіз дозволив визначити основні джерела потенційної небезпеки на об'єкті проєктування та сформувавши основу для подальшої розробки заходів щодо покращення умов праці, зниження рівня професійного ризику та підвищення безпеки виробничих процесів.

4.3 Дослідження ризику реалізації потенційних небезпек на об'єкті проєктування

Для забезпечення безпечних умов праці при будівництві виробничого корпусу у м. Вінниця проведено дослідження ризику реалізації потенційних небезпек на основних робочих місцях будівельного майданчика. Оцінювання ризиків виконано відповідно до вимог Закону України «Про охорону праці»,

ДБН А.3.2-2:2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві», ДСТУ ISO 45001:2019 та із застосуванням ризик-орієнтованого підходу.

Для визначення рівня професійного ризику використано матричний метод оцінювання, який базується на аналізі ймовірності виникнення небезпечної події; тяжкості можливих наслідків; частоти впливу небезпечного фактора; рівня професійного ризику.

Під час оцінювання враховувались особливості технологічних процесів при будівництві виробничого корпусу, виконання робіт підвищеної небезпеки, використання вантажопідіймальних механізмів, зварювального обладнання та тимчасових електромереж.

Основними робочими місцями, для яких проводилось дослідження ризику, є електрозварювальники та електромонтажники.

На робочому місці електрозварювальника (табл. 4.1) найбільш значущими є ризики ураження електричним струмом, опіків, дії зварювального випромінювання, отруєння аерозолями та виникнення пожежі. Ці ризики віднесено переважно до небажаних, гранично допустимих, тому вони потребують обов'язкового впровадження технічних і організаційних заходів.

На робочому місці електромонтажника (табл. 4.2) найбільш небезпечними є ураження електричним струмом, падіння з висоти та виникнення пожежі або короткого замикання.

Таким чином, проведене дослідження ризику реалізації потенційних небезпек дозволило визначити найбільш небезпечні виробничі процеси при будівництві виробничого корпусу та встановити необхідність впровадження комплексу організаційних і технічних заходів безпеки. Отримані результати є основою для подальшої розробки заходів з охорони праці, спрямованих на покращення умов праці та зниження рівня виробничого травматизму на об'єкті проектування.

За результатами оцінювання встановлено, що робочі місця електрозварювальника та електромонтажника належать до робочих місць з підвищеним рівнем небезпеки. Основними потенційними небезпеками є

ураження електричним струмом, пожежа, дія високих температур, робота на висоті, вплив зварювального випромінювання, наявність шкідливих газів та аерозолів, механічні травми, недостатня освітленість і психофізіологічне перевантаження.

Таблиця 4.1

Оцінювання ризиків на робочому місці електрозварювальника

Потенційна небезпека	Причина виникнення	Можливі наслідки	Категорія серйозності	Рівень ймовірності	Індекс ризику	Класифікація ризику
Ураження електричним струмом	Пошкодження ізоляції кабелів, несправність зварювального апарата, робота у вологому середовищі	Серйозна електротравма, опіки, зупинка серця	II — критична	D — віддалена	2D	Небажаний, гранично допустимий
Опіки від розплавленого металу	Розбризкування металу та шлаку під час зварювання	Термічні опіки шкіри, пошкодження очей	III — гранична	C — час від часу	3C	Небажаний, гранично допустимий
Ураження очей випромінюванням дуги	Дія ультрафіолетового та інфрачервоного випромінювання	Опіки сітківки, тимчасова або стійка втрата зору	II — критична	D — віддалена	2D	Небажаний, гранично допустимий
Отруєння зварювальними аерозолями	Виділення диму, газів, оксидів металів під час плавлення електродів	Подразнення органів дихання, професійні захворювання	II — критична	D — віддалена	2D	Небажаний, гранично допустимий
Пожежа під час вогневих робіт	Потрапляння іскор на горючі матеріали, відсутність очищення робочої зони	Пожежа, опіки, пошкодження обладнання	I — катастрофічна	D — віддалена	1D	Небажаний, гранично допустимий
Травмування гострими крайками металу	Робота з металевими деталями, листами, інструментом	Порізи, садна, незначні травми	III — гранична	D — віддалена	3D	Припустимий з перевіркою
Підвищений рівень шуму	Робота зварювального обладнання, різання та зачистка металу	Втома, зниження слуху	III — гранична	D — віддалена	3D	Припустимий з перевіркою

Таблиця 4.2

Оцінювання ризиків на робочому місці електромонтажника

Потенційна небезпека	Причина виникнення	Можливі наслідки	Категорія серйозності	Рівень ймовірності	Індекс ризику	Класифікація ризику
Ураження електричним струмом	Робота з електромережами, помилкове подання напруги, відсутність перевірки її відсутності	Електротравма, опіки, смерть	II критична	D віддалена	2D	Небажаний, гранично допустимий
Падіння з висоти	Монтаж кабелів, світильників, електрощитів із драбин або риштувань	Переломи, травми голови, смерть	I катастрофічна	D віддалена	1D	Небажаний, гранично допустимий
Падіння інструменту з висоти	Робота на підмостках, драбинах, перекриттях	Травмування інших працівників	III гранична	D віддалена	3D	Припустимий з перевіркою
Порізи під час обробки кабелю	Використання ножів, кусачок, металевих лотків	Порізи, проколи, незначні травми	III гранична	C час від часу	3C	Небажаний, гранично допустимий
Пожежа або коротке замикання	Помилки монтажу, пошкодження ізоляції, перевантаження мережі	Загоряння, опіки, пошкодження обладнання	I катастрофічна	D віддалена	1D	Небажаний, гранично допустимий
Недостатня освітленість робочої зони	Робота у технічних приміщеннях, нішах, шахтах, у вечірній час	Помилки монтажу, травмування	III гранична	D віддалена	3D	Припустимий з перевіркою
Фізичне та нервово-психічне перевантаження	Робота у вимушеній позі, концентрація уваги, відповідальність за електробезпеку	Втома, зниження уваги, помилки	III гранична	D віддалена	3D	Припустимий з перевіркою

До першочергових заходів зниження ризику належать: знеструмлення електромереж перед початком робіт, перевірка відсутності напруги, заземлення обладнання, застосування діелектричних рукавиць і взуття, використання зварювальних масок зі світлофільтрами, захисного спецодягу, страхувальних поясів під час робіт на висоті, очищення робочої зони від горючих матеріалів, забезпечення вентиляції та наявності первинних засобів пожежогасіння.

4.4 Розробка організаційно-технічних та архітектурно-планувальних заходів, спрямованих на покращення умов праці на об'єкті проєктування

На основі проведеного аналізу умов праці та оцінювання професійних ризиків при будівництві виробничого корпусу у м. Вінниця розроблено комплекс організаційно-технічних та архітектурно-планувальних заходів, спрямованих на покращення умов праці, зниження рівня виробничого травматизму та мінімізацію ризику реалізації потенційних небезпек.

Основною метою запропонованих заходів є створення безпечного виробничого середовища, забезпечення нормативних санітарно-гігієнічних умов праці, підвищення рівня промислової безпеки та зниження впливу небезпечних і шкідливих виробничих факторів на працівників.

Організаційні заходи з охорони праці

Для зменшення рівня професійного ризику на будівельному майданчику передбачається впровадження системи організаційних заходів, спрямованих на попередження виробничого травматизму та контроль безпечного виконання робіт.

До основних організаційних заходів належать: проведення вступного, первинного, повторного та позапланового інструктажів з охорони праці; допуск до робіт підвищеної небезпеки лише працівників, які пройшли спеціальне навчання та медичний огляд; розроблення технологічних карт безпечного виконання робіт; призначення відповідальних осіб за безпечне проведення робіт;

організація постійного контролю за технічним станом машин, механізмів та електрообладнання; забезпечення працівників сертифікованими засобами індивідуального захисту; обмеження доступу сторонніх осіб до небезпечних зон будівельного майданчика.

На території будівництва повинні бути встановлені: попереджувальні знаки безпеки; схеми руху будівельної техніки; інформаційні стенди; покажчики евакуаційних виходів; знаки пожежної безпеки.

Для зниження психофізіологічного навантаження на працівників передбачається: раціональний режим праці та відпочинку; механізація важких фізичних процесів; облаштування санітарно-побутових приміщень; забезпечення працівників питною водою та місцями відпочинку.

Технічні заходи щодо зниження професійних ризиків

Заходи безпеки при роботах на висоті

Монтаж металевих конструкцій та покрівельні роботи належать до робіт із високим рівнем професійного ризику. Для забезпечення безпечного виконання робіт передбачаються: використання інвентарних риштувань заводського виготовлення; встановлення тимчасових захисних огорожень; застосування страхувальних систем і запобіжних поясів; улаштування захисних сіток; використання касок та страхувальних канатів.

Виконання робіт на висоті дозволяється лише після перевірки справності засобів захисту та за сприятливих погодних умов.

Заходи електробезпеки

Для запобігання ураженню електричним струмом передбачається: улаштування тимчасових електромереж відповідно до вимог ПУЕ; заземлення електрообладнання та металевих конструкцій; використання пристроїв захисного відключення; застосування переносного освітлення з пониженою напругою; захист кабельних ліній від механічних пошкоджень.

Електрообладнання повинно проходити регулярний технічний контроль та перевірку ізоляції.

Заходи щодо зниження шуму та запиленості

Для покращення санітарно-гігієнічних умов праці передбачається: використання сучасного малошумного обладнання; обмеження часу роботи з вібраційним інструментом; застосування шумозахисних навушників; використання респіраторів та захисних окулярів; організація вентиляції та пилопригнічення.

Під час різання металу та шліфування поверхонь рекомендується використовувати обладнання із локальним відсмоктуванням пилу.

Заходи пожежної безпеки

Для забезпечення пожежної безпеки на будівельному майданчику передбачається: оснащення території вогнегасниками та пожежними щитами; організація спеціальних місць для зберігання легкозаймистих матеріалів; контроль за проведенням зварювальних та інших вогневих робіт; забезпечення вільного доступу до евакуаційних виходів та пожежних проїздів.

Заходи безпеки при експлуатації вантажопідіймальної техніки

Для запобігання аварійним ситуаціям під час роботи кранів та іншої техніки передбачаються: перевірка технічного стану машин перед початком робіт; використання сертифікованих вантажозахоплювальних пристроїв; огороження небезпечних зон роботи кранів; допуск до керування технікою лише атестованих працівників.

Архітектурно-планувальні заходи

При проектуванні виробничого корпусу враховані архітектурно-планувальні рішення, спрямовані на створення безпечних та комфортних умов праці.

Об'ємно - планувальні рішення передбачають:

функціональне зонування виробничих і допоміжних приміщень;
достатню ширину проходів та евакуаційних шляхів;
нормативну кількість евакуаційних виходів;

забезпечення природного та штучного освітлення;
організацію ефективної системи вентиляції та повітрообміну.

Для персоналу передбачаються: гардеробні; душові; санітарно-побутові приміщення; кімнати відпочинку; приміщення для прийому їжі.

Особлива увага приділяється забезпеченню пожежної безпеки будівлі. Проєктом передбачаються: система автоматичної пожежної сигналізації; система димовидалення; аварійне освітлення; внутрішній протипожежний водопровід; протипожежні перегородки та двері.

Для покращення умов праці та зниження теплового навантаження на працівників передбачається: теплоізоляція огорожувальних конструкцій; використання енергоефективних світлопрозорих конструкцій; улаштування систем кондиціонування та вентиляції.

Таким чином, впровадження комплексу організаційно-технічних та архітектурно-планувальних заходів дозволяє суттєво покращити умови праці, знизити рівень професійного ризику та забезпечити безпечне виконання робіт під час будівництва й експлуатації виробничого корпусу.

Заходи з охорони праці та безпеки в умовах воєнного стану

Будівництво та експлуатація виробничого корпусу у м. Вінниця в умовах воєнного стану потребує впровадження додаткових організаційних, технічних та цивільно-захисних заходів, спрямованих на забезпечення безпеки працівників, збереження виробничих потужностей та мінімізацію ризику виникнення надзвичайних ситуацій.

Заходи (табл. 4.2) розроблені відповідно до: Кодексу цивільного захисту України; Закону України «Про охорону праці»; рекомендацій ДСНС України; ДБН А.3.2-2:2009; вимог безпеки життєдіяльності в умовах воєнного стану.

Основною метою заходів є забезпечення безпеки персоналу під час повітряних тривог, можливих ракетних ударів, перебоїв енергопостачання, пожеж та інших надзвичайних ситуацій воєнного характеру.

Таблиця 4.2

Заходи в умовах воєнного стану

№	Захід в умовах воєнного стану	Сутність заходу	Мета впровадження	Очікуваний результат
1	Розроблення плану реагування на надзвичайні ситуації	Розробка алгоритму дій персоналу під час повітряної тривоги, пожежі або аварії	Організація безпечних дій працівників	Зниження ризику паніки та травмування
2	Організація евакуації до укриття	Визначення укриттів та маршрутів евакуації	Забезпечення швидкого укриття працівників	Скорочення часу евакуації
3	Встановлення схем евакуації та покажчиків	Розміщення інформаційних табличок і планів евакуації	Підвищення орієнтування працівників	Безпечна евакуація персоналу
4	Проведення інструктажів з цивільного захисту	Навчання персоналу діям під час повітряної тривоги та НС	Формування навичок безпечної поведінки	Зниження ризику помилкових дій
5	Проведення тренувань з евакуації	Практичне відпрацювання евакуаційних заходів	Підготовка персоналу до реальних загроз	Підвищення готовності до НС
6	Облаштування укриття	Оснащення захисного приміщення запасом води, аптечками та засобами зв'язку	Забезпечення безпечного перебування працівників	Підвищення рівня цивільного захисту
7	Забезпечення аварійного освітлення	Встановлення автономних джерел освітлення	Забезпечення евакуації при відключенні електроенергії	Зниження ризику травмування
8	Використання резервного електроживлення	Встановлення генераторів та резервних джерел живлення	Підтримання роботи критичних систем	Безперебійна робота виробництва
9	Оснащення аптечками та засобами домедичної допомоги	Розміщення аптечок у виробничих та адміністративних зонах	Надання допомоги постраждалим	Зменшення тяжкості наслідків травм

№	Захід в умовах воєнного стану	Сутність заходу	Мета впровадження	Очікуваний результат
10	Припинення небезпечних робіт під час тривоги	Зупинка монтажних робіт, роботи кранів та електрообладнання	Запобігання аваріям і травмуванню	Зниження виробничого ризику
11	Контроль стану електромереж	Регулярна перевірка кабельних ліній та електрообладнання	Попередження коротких замикань та пожеж	Підвищення електробезпеки
12	Забезпечення засобами пожежогасіння	Оснащення об'єкта вогнегасниками та пожежними щитами	Ліквідація можливих осередків займання	Підвищення пожежної безпеки
13	Організація системи оповіщення	Встановлення звукових та інформаційних систем оповіщення	Оперативне інформування працівників	Своєчасне реагування на небезпеку
14	Контроль доступу на територію підприємства	Обмеження доступу сторонніх осіб	Підвищення рівня безпеки об'єкта	Запобігання несанкціонованому проникненню
15	Захист критичного обладнання	Розміщення обладнання у захищених зонах або його додаткове укріплення	Зменшення ризику пошкодження обладнання	Підвищення стійкості виробництва
16	Рациональний режим праці та психологічна підтримка	Зниження психоемоційного навантаження на працівників	Підтримка працездатності персоналу	Зменшення перевтоми та стресу
17	Створення запасу води та матеріалів	Формування резерву питної води, медикаментів і пального	Забезпечення автономної роботи об'єкта	Підвищення готовності до НС
18	Контроль пожежної безпеки під час аварійних відключень	Перевірка стану систем пожежної сигналізації та евакуаційного освітлення	Попередження пожеж у кризових умовах	Зменшення ризику аварій

В умовах воєнного стану особливого значення набуває забезпечення безперервної роботи систем електропостачання, вентиляції, пожежної сигналізації та аварійного освітлення. Підприємство повинно підтримувати постійну готовність до дій у надзвичайних ситуаціях, проводити регулярні перевірки систем цивільного захисту та забезпечувати належний рівень інформування персоналу.

Таким чином, впровадження комплексу організаційних, технічних та цивільно-захисних заходів дозволяє забезпечити належний рівень безпеки працівників виробничого корпусу в умовах воєнного стану, мінімізувати ризик виникнення надзвичайних ситуацій та забезпечити стійке функціонування підприємства.

Висновки до розділу «Охорона праці»

У розділі було проведено комплексний аналіз умов праці, виробничих небезпек та професійних ризиків, що можуть виникати під час будівництва й подальшої експлуатації об'єкта. Основною метою розділу було забезпечення безпечних умов праці, зниження рівня виробничого травматизму, запобігання аварійним ситуаціям та створення безпечного виробничого середовища для працівників підприємства.

У процесі виконання розділу було проаналізовано чинну законодавчу та нормативно-правову базу України у сфері охорони праці, промислової та пожежної безпеки, цивільного захисту та безпеки життєдіяльності. Встановлено, що проектування та будівництво виробничих будівель повинно здійснюватися відповідно до вимог Закону України «Про охорону праці», Кодексу цивільного захисту України, ДБН А.3.2-2:2009, ДБН В.1.1-7:2016, ДСТУ ISO 45001:2019.

У ході аналізу умов праці визначено основні небезпечні та шкідливі виробничі фактори, характерні для будівельного майданчика виробничого корпусу. До них віднесено роботи на висоті, експлуатацію вантажопідіймальної техніки, вплив шуму, вібрації та пилу, небезпеку ураження електричним струмом, вплив зварювальних аерозолів, а також психофізіологічні

навантаження на працівників. Встановлено, що за відсутності відповідних заходів безпеки окремі фактори можуть перевищувати нормативно допустимі значення та створювати загрозу життю і здоров'ю працівників.

У підрозділі дослідження ризику реалізації потенційних небезпек проведено оцінювання професійних ризиків із використанням ризик-орієнтованого підходу та матричного методу оцінки ризиків [8]. Найбільш небезпечними визначено монтажні роботи на висоті, електрозварювальні роботи, експлуатацію вантажопідіймальної техніки та роботу з електрообладнанням. За результатами оцінювання встановлено рівні ризику та визначено необхідність впровадження організаційних і технічних заходів безпеки.

Для покращення умов праці та зниження рівня виробничого травматизму було розроблено комплекс організаційно-технічних і архітектурно-планувальних заходів. Основними заходами стали:

- проведення систематичних інструктажів з охорони праці;
- забезпечення працівників засобами індивідуального захисту;
- використання страхувальних систем при роботах на висоті;
- улаштування безпечних тимчасових електромереж;
- застосування систем вентиляції та пилопригнічення;
- забезпечення пожежної безпеки будівельного майданчика;
- контроль технічного стану будівельної техніки та обладнання;
- облаштування санітарно-побутових приміщень.

Окрему увагу приділено заходам безпеки в умовах воєнного стану. Передбачено організацію евакуації до укриттів, проведення інструктажів з цивільного захисту, забезпечення резервного електроживлення, оснащення об'єкта аптечками та засобами пожежогасіння, а також впровадження систем аварійного освітлення й оповіщення.

Запропоновані заходи дозволяють суттєво знизити рівень професійного ризику; покращити санітарно-гігієнічні умови праці; підвищити рівень промислової, пожежної та електробезпеки; забезпечити відповідність об'єкта

вимогам чинного законодавства України та сучасним принципам управління охороною праці.

Таким чином, реалізація розроблених заходів забезпечить безпечне виконання будівельно-монтажних робіт, зниження ймовірності виникнення нещасних випадків та аварійних ситуацій, а також створення безпечного виробничого середовища для працівників виробничого корпусу.

ПЕРЕЛІК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Клименко Ф. Є., Барабаш В. М., Стороженко Л. І. Металеві конструкції: Підручник. – Львів: Світ, 2002. – 312 с.
2. Нілов О. О., Пермяков В. О., Шимановський О. В., Білик С. І., Лавріненко Л. І., Белов І. Д., Володимирський В. О. Металеві конструкції. Загальний курс. Підручник для закладів вищої освіти. – Видання 2 –е, перероблене і доповнене /Під загальною редакцією О. О. Нілова та О. В. Шимановського. –К.: Видавництво «Сталь», 2010. -869 с.
3. Клименко Є. В., Дорофєєв В. С., Довженко О. О., Костюк А. І., Постернак О. О., Чернєва О. С., Лисенко Є. В., Ляшенко Т. В., Мельник М. В. Будівельні конструкції.: Навчальний посібник / За редакцією Клименка Є. В. – К.: Б90 «Центр навчальної літератури»,2012.–426с.
4. Хоменко О. Г. Сталеві конструкції у будівництві. Підручник для студентів вищих навчальних закладів. – Г.: ГНПУ ім. О. Довженко, 2018. – 347 с.
5. Гілодо О. Ю. Металеві конструкції у питаннях та відповідях: навчальний посібник / О. Ю. Гілодо. – Одеса: Астропринт, 2019. – 120 с.
6. ВІМ-технології металевих конструкцій: навчальний посібник / Є. І. Цюпин. – Київ : Видавництво Ліра-К, 2024. – 200 с.
7. «ДБН В.2.6:198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування». К.: Мінрегіонбуд України. 2014. –199 с.
8. «ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування» Зміна №1. К.: Мінрегіонбуд України. 2022. – 15 с.
9. «ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування» зі змінами № 1, 2. К.: Мінбуд України. 2006. – 59 с.
10. «ДСТУ Б В.1.2-3:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини і переміщення. Вимоги проектування». К.: Мінбуд України. 2006. – 15 с.
11. «ДБН В.1.2-14:2018 Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд» зі зміною № 1. К.: Мінрегіонбуд України. 2018. -30 с.
12. «ДСТУ 8855:2019 Визначення класу наслідків (відповідальності)». К.: ДП «Укр НДНЦ». 2019. –14с.
13. «ДСТУ Б В.2.6-199:2014 Конструкції сталеві будівельні. Вимоги до виготовлення». К.: Мінрегіонбуд України. 2015. -59 с.
14. «ДСТУ Б В.2.6-200:2014 Конструкції металеві будівельні. Вимоги до монтажу» з поправкою. К.: Мінрегіонбуд України. 2015. -46 с.
15. «ДСТУ ГОСТ 9.101:2004 Єдина система захисту від корозії та старіння. Основні положення». К.: ДП «УкрНДНЦ». 2004. -9 с.

16. «ДСТУ–Н Б В.2.6-186:2013 Настанова щодо захисту будівельних конструкцій будівель та споруд від корозії». К.: Мінрегіонбуд України. 2013. –29с.
17. «ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 Єврокод. Основи проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDT)» зі змінами № 1, 2, 3. К.: Мінрегіонбуд України. 2009. – 111 с.
18. «ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-1. Загальні дії. Питома вага, власна вага, експлуатаційні навантаження для споруд (EN 1991-1-1:2002, IDT)» зі зміною № 1. К.: Мінрегіонбуд України. 2011. –63 с.
19. «ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-2. Загальні дії. Дії на конструкції під час пожежі (EN 1991-1-2:2002, IDT)» зі зміною № 1. К.: Мінрегіонбуд України. 2011. –81 с.
20. «ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-3. Загальні дії. Снігові навантаження (EN 1991-1-3:2003, IDT)» зі змінами № 1, 2. К.: Мінрегіонбуд України. 2013. –62 с.
21. «ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-4. Загальні дії. Вітрові навантаження (EN 1991-1-4:2005, IDT)» зі зміною № 1. К.: Мінрегіонбуд України. 2013. –173 с.
22. «ДСТУ-Н Б EN 1991-1-7:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-7. Загальні дії. Особливі динамічні впливи (EN 1991-1-7:2006, IDT)» зі змінами № 1, 2. К.: Мінрегіонбуд України. 2013. –100 с.
23. «ДСТУ-Н Б EN 1991-2:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 2. Рухомі навантаження на мости (EN 1991-2:2003, IDT)» зі зміною № 1. К.: Мінрегіонбуд України. 2014. –215 с.
24. «ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010 Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1993-1-1:2005, IDT)» зі змінами № 1, 2. К.: Мінрегіонбуд України. 2013. –154 с.
25. «ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2:2010 Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1993-1-2:2005, IDT)» зі зміною № 1. К.: Мінрегіонбуд України. 2013. –103 с.
26. «ДСТУ-Н Б EN 1993-1-8:2011 Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-8. Проектування з'єднань (EN 1993-1-8:2005, IDT)» зі зміною № 1. К.: Мінрегіонбуд України. 2014. –203 с.
27. «ДСТУ 2651:2005/ГОСТ 380-2005 Сталь вуглецева звичайної якості. Марки » зі зміною № 1. К.: Держспоживстандарт України. 2006. – 8с.
28. «ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування». - К.: Мінбуд України, 2011. –118 с.
29. «ДСТУ Б В.2.6-205:2015 Настанова з проектування монолітних бетонних і залізобетонних конструкцій будівель та споруд».- К.: Мінбуд України, 2015. – 28 с.
30. «ДСТУ Б В.2.6-145 2010 Захист бетонних та залізобетонних від корозії. Загально-технічні вимоги». - К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 52 с.

31. Барашиков А.Я. та ін. Залізобетонні конструкції: Підручник для студентів вищих навчальних закладів за спеціальністю «Промислове і цивільне будівництво». - К.: Вища шк., 1995.- 591 с.
32. Залізобетонні конструкції: Підручник / П.Ф.Вахненко, А.М.Павліков, О.В.Горик, В.П.Вахненко. За ред.. П.Ф.Вахненко. - К.: Вища шк., 1999.- 508 с.
33. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / В.М. Бабаєв, А.М. Бамбура, О.М. Пустовойтова та ін.; за заг. ред.. В.С. Шмуклера. – Харків: Золоті сторінки, 2015. – 208 с.
34. «ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення» зі зміною № 1. - К.: Мінбуд України, 2011. – 71 с.
35. «ДСТУ Б В.2.6-154:2010 Бетонні та залізобетонні конструкції. Збірно-монолітні конструкції. Правила проектування». - К.: Мінбуд України, 2011. – 112 с.
36. «ДБН В.2.6-160:2010 Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення». [Чинний з 2011-09-01]. К.: Мінбуд України, 2010. 75 с. (Державні будівельні норми України) зі зміною № 1.
37. «ДСТУ Б В.2.6-207:2015 Розрахунок і конструювання кам'яних та армокам'яних конструкцій будівель та споруд». Київ 2016.
38. «ДБН В.2.2-15:2019 Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення». Зі Зміною № 1. Київ Мінрозвгромад та територій України 2022.
39. «ДСТУ 9252:2023 Настанова з контролю якості улаштування монолітних залізобетонних конструкцій». К.: ДП «УкрНДНЦ». 2024. –16 с.
40. «ДСТУ 9260:2023 Настанова з контролю якості монтажу збірних бетонних і залізобетонних конструкцій». К.: ДП «УкрНДНЦ». 2024. –25 с.
41. ДСТУ 3008:2015 Інформація та документація. Звіти у сфері науки і техніки. Структура та правила оформлювання. – [Чинний від 2017–07–01]. – Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2016. – 31 с.

ДОДАТОК А

Розрахункові зусилля (колона

№ п/п	Навантаження		Переріз 1			Переріз 2		Переріз 3		Переріз 4		
			М, кНм	N, кН	Q, кН	М, кНм	N, кН	М, кНм	N, кН	М, кНм	N, кН	Q, кН
1	Постійне	1	66,13	-390,20	-4,70	-4,31	-358,70	-89,44	-348,70	-115,86	-340,50	-4,70
2	Снігове	1	16,02	-82,50	-1,14	-1,04	-82,50	-21,67	-82,50	-28,07	-82,50	-1,14
		0,9	14,42	-74,25	-1,03	-0,94	-74,25	-19,50	-74,25	-25,26	-74,25	-1,03
3	Вертикальне кранове (візок ліворуч)	1	23,47	-488,03	-12,78	-167,91	-488,03	76,89	1,57	5,10	1,57	-12,78
		0,9	21,12	-439,23	-11,50	-151,12	-439,23	69,20	1,41	4,59	1,41	-11,50
4	Вертикальне кранове (візок праворуч)	1	108,89	-226,27	-12,78	-82,48	-226,27	29,92	-1,57	-41,88	-1,57	-12,78
		0,9	98,00	-203,64	-11,50	-74,23	-203,64	26,93	-1,41	-37,69	-1,41	-11,50
5	Поперечне гальмування у лівої колони вправо	1	-506,61	6,31	45,15	169,66	6,31	169,66	6,31	23,23	6,31	-26,05
		0,9	-455,95	5,68	40,63	152,69	5,68	152,69	5,68	20,91	5,68	-23,45
6	Поперечне гальмування у лівої колони вліво	1	506,61	-6,31	-45,15	-169,66	-6,31	-169,66	-6,31	-23,23	-6,31	26,05
		0,9	455,95	-5,68	-40,63	-152,69	-5,68	-152,69	-5,68	-20,91	-5,68	23,45
7	Поперечне гальмування у правої колони вліво	1	370,76	-6,31	-26,05	-19,55	-6,31	-19,55	-6,31	-165,97	-6,31	-26,05
		0,9	333,68	-5,68	-23,45	-17,59	-5,68	-17,59	-5,68	-149,38	-5,68	-23,45
8	Поперечне гальмування у правої колони вправо	1	-370,76	6,31	26,05	19,55	6,31	19,55	6,31	165,97	6,31	26,05
		0,9	-333,68	5,68	23,45	17,59	5,68	17,59	5,68	149,38	5,68	23,45
9	Вітер зліва	1	-510,24	9,01	56,14	57,02	9,01	57,02	9,01	128,60	9,01	5,88
		0,9	-459,21	8,11	50,53	51,32	8,11	51,32	8,11	115,74	8,11	5,29
10	Вітер праворуч	1	483,12	-9,01	-49,18	-48,25	-9,01	-48,25	-9,01	-141,67	-9,01	-11,48
		0,9	434,81	-8,11	-44,26	-43,43	-8,11	-43,43	-8,11	-127,50	-8,11	-10,33

Розрахункові комбінації зусиль

Сполучення	Розрахункові зусилля		Переріз 1			Переріз 2		Переріз 3		Переріз 4		
			М, кНм	N, кН	Q, кН	М, кНм	N, кН	М, кНм	N, кН	М, кНм	N, кН	Q, кН
Основне сполучення з однієї короткочасної навантаженням	+ Mmax Nсоотв	1	1, 10			1, 9		1, 3, 5		1, 3, 8		
			549,25	-399,21	-53,88	52,72	-349,69	157,12	-340,83	55,21	-332,63	8,58
	- Mmax Nсоотв	1	1, 9			1, 3, 6		1, 10		1, 10		
			-444,10	-381,19	51,44	-341,88	-853,04	-137,69	-357,71	-257,54	-349,51	-16,18
	Nmax + Mсоотв	1	1, 3, 5			1, 3, 5		1, 2		1, 2		
			-417,02	-871,93	27,67	-2,55	-840,43	-111,11	-431,20	-143,94	-423,00	-5,84
	Nmax - Mсоотв	1	1, 3, 6			1, 3, 5		1, 2		1, 2		
			596,21	-884,54	-62,62	-2,55	-840,43	-111,11	-431,20	-143,94	-423,00	-5,84
Основне сполучення з двома і більш короткочасними навантаженнями	+ Mmax Nсоотв	0.9	1, 2, 4, 6, 10			1, 2, 9		1, 3, 5, 9		1, 3, 8, 9		
			2 560,40	1 059,70	-102,12	46,08	-424,84	183,78	-333,51	153,84	-325,31	12,54
	- Mmax Nсоотв	0.9	1, 3, 5, 9			1, 3, 6, 10		1, 2, 4, 6, 10		1, 2, 4, 7, 10		
			-827,91	-815,65	74,96	-351,55	-811,71	-278,14	-438,14	402,00	1 991,00	-51,01
	Nmax + Mсоотв	0.9	1, 2, 3, 6, 10			1, 2, 3, 5, 9		1, 2, 3, 5, 9		1, 2, 3, 8, 9		
			992,43	-917,46	-102,12	47,65	-858,40	164,28	-407,76	128,57	-399,56	11,52
	Nmax - Mсоотв	0.9	1, 2, 3, 5, 9			1, 2, 3, 6, 10		1, 2, 3, 6, 10		1, 2, 4, 7, 10		
			-813,49	-889,90	73,93	-352,48	-885,96	-235,86	-435,33	-455,70	-429,94	-51,01