

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

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

Кафедра матеріалознавства та інженерії композитних конструкцій

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА БАКАЛАВРА

**ПРОЄКТУВАННЯ ВИРОБНИЧОЇ БУДІВЛІ ЦЕХУ КЕРАМІЧНИХ
ВИРОБІВ У МІСТІ КРЕМЕНЧУК**

Розробив: студент III курсу, групи ПЦБ 2023-2у
спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія
ОПП «Промислове та цивільне будівництво»
Фесенко Ян Олегович

Керівник: к.т.н., доц. Макаренко О.В.

Рецензент: д.т.н., проф. Кондратьєв А.В.

м. Харків - 2026 рік

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

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

ЗАТВЕРДЖУЮ:

Завідувач кафедри
матеріалознавства та інженерії
композитних конструкцій
д.т.н., проф. Кондратьєв А.В.



(підпис)

«19» червня 2026 р.

**ЗАВДАННЯ
ДО ВИКОНАННЯ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ БАКАЛАВРА**

Фесенку Яну Олеговичу

Спеціальність: *192 - Будівництво та цивільна інженерія*

Освітньо-професійна програма: *Промислове та цивільне будівництво*

Тема кваліфікаційної роботи: *Проектування виробничої будівлі цеху керамічних виробів у місті Кременчук, затверджена наказом ректора ХНУМГ ім. О. М. Беке-
това № 447-03 від 26 травня 2026 р.*

Термін подання завершеної роботи на кафедру «22» червня 2026 р.

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

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

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

~ *архітектурно-будівельна частина: фасади, плани поверхів, розрізи, генеральний план ділянки;*

~ *розрахунково-конструктивна частина: підземна частина, надземна частина;*
~ *технологічні рішення та організація будівництва: технологічна карта.*

КОНСУЛЬТАНТИ РОЗДІЛІВ РОБОТИ

Розділ		Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
			завдання ви- дав	завдання прийняв
1. Архітектурно-будівельна частина		Вяткін К.І., к.т.н., доцент	 01.06.26	 11.06.26
2. Розрахунково-конструктивна частина	Розрахунок підземної частини об'єкта	Гаврилюк О.В., ст. викл.	 01.06.26	 12.06.26
	Розрахунок надземної частини об'єкта	Набока А.В., к.т.н., доцент	 01.06.26	 13.06.26
3. Технологічні рішення та організація будівництва		Братішко С.М., к.т.н., доцентка	 01.06.26	 13.06.26
4. Охорона праці		Косенко Н.О., к.т.н., доцентка	 01.06.26	 19.06.26
Нормоконтроль		Шаповал С.В., к.т.н., доцентка	 01.06.26	 19.06.26

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

Назва етапів роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1. Архітектурно-будівельна частина	01.06.26-20.06.26	виконано
2. Розрахунково-конструктивна частина	01.06.26-20.06.26	виконано
3. Технологічні рішення та організація будівництва	01.06.26-20.06.26	виконано
4. Охорона праці	01.06.26-20.06.26	виконано

Керівник кваліфікаційної роботи


(підпис)

к.т.н., доц. Макаренко О.В.
(вчене звання, посада, прізвище та ініціали)

Завдання прийняв до виконання


(підпис)

Фесенко Я.О.
(прізвище та ініціали)

Дата видачі завдання «01» червня 2026 р.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	5
1 АРХІТЕКТУРНО – БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА.....	7
1.1 Вихідні дані.....	7
1.2 Архітектурно-планувальні рішення.....	8
1.3 Архітектурно-будівельні рішення.....	10
2 РОЗРАХУНКОВА ЧАСТИНА.....	26
2.1 Розрахунок підземної частини об'єкту.....	26
2.2 Розрахунок надземної частини об'єкта.....	54
3 ТЕХНОЛОГІЧНІ РІШЕННЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА.....	77
3.1 Технологічна карта на монтаж елементів каркаса.....	77
3.2 Будівельний генеральний план.....	90
4 ОХОРОНА ПРАЦІ.....	98
4.1 Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні.....	98
4.2 Аналіз умов праці та виявлення потенційних небезпек на об'єкті проєктування.....	101
4.3 Дослідження ризику реалізації потенційних небезпек на об'єкті проєктування.....	103
4.4 Розробка організаційно-технічних, архітектурно-планувальних заходів, спрямованих на покращення умов праці на об'єкті проєктування.....	106
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ ІНФОРМАЦІЇ.....	115

ВСТУП

Ефективне функціонування будівельної індустрії України в період відновлення промислового потенціалу безпосередньо залежить від розвитку підприємств із випуску базових конструкційних матеріалів [1]. Керамічні вироби стінової, лицевальної та спеціальної номенклатури залишаються основою для капітального будівництва об'єктів цивільного та промислового призначення [2]. У цьому контексті проєктування та зведення сучасних виробничих потужностей, зокрема цехів керамічних виробів, є актуальною науково-технічною та практичною інженерною задачею.

Сучасне промислове будівництво висуває жорсткі вимоги до об'ємно-планувальних та конструктивних рішень виробничих будівель [3]. Специфіка цехів із випуску кераміки пов'язана з наявністю значних технологічних тепловиділень від випалювальних печей, сушильних агрегатів, а також експлуатацією важкого підйомно-транспортного устаткування. Оптимальне просторове та конструктивне компонування таких споруд повинно одночасно забезпечувати безперервність потоку технологічного процесу, створення безпечного мікроклімату в робочих зонах відповідно до санітарно-гігієнічних вимог [4], а також мінімізацію матеріаломісткості без втрати тримальної здатності огорожувальних та несних елементів [5].

Для реалізації цих завдань у проєкті прийнято одноповерхову двопрогонну схему з великою сіткою колон, що дозволяє раціонально розмістити великогабаритне обладнання й забезпечити безперешкодний рух мостових кранів відповідно до параметрів уніфікації [6]. Використання збірних залізобетонних уніфікованих конструкцій забезпечує високу індустріалізацію будівництва, швидкість монтажу та довговічність будівлі в умовах промислового середовища Кременчуцького регіону. Окремий акцент у роботі зроблено на теплотехнічній відповідності огорожувальних конструкцій вимогам сучасних енергозберігаючих стандартів [7], що дозволяє знизити експлуатаційні витрати на опалення та вентиляцію будівлі.

Необхідність розробки інженерних рішень для цеху керамічних виробів обумовлена високим попитом на будівельну кераміку для повоєнного відновлення міської інфраструктури України [1], потребою модернізації промислових підприємств на базі енергоефективних збірних конструкцій [7] та оптимізації капітальних інвестицій у виробничу інфраструктуру.

Комплексна розробка архітектурно-конструктивних, технологічних та організаційно-економічних рішень для будівництва енергоефективного цеху керамічних виробів розмірами 60×72 м у м. Кременчук із забезпеченням тримальної здатності, жорсткості та довговічності споруди під час сприйняття кранових та кліматичних навантажень [5].

Процес формування об'ємно-планувальної, конструктивної та організаційно-технологічної структури одноповерхової промислової будівлі з важким крановим обладнанням [3].

Параметри залізобетонних елементів каркаса (двогілкових колон, сегментних ферм, фундаментів стаканного типу), теплотехнічні показники стінових панелей, параметри будівельного генерального плану та мережевих графіків виконання робіт.

1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

1.1 Вихідні дані

Двопрогоновий цех керамічних виробів розміром 60×72 м проєктується в межах індустріального вузла міста Кременчук. Вибір локації забезпечує раціональну логістику сировини й готової продукції, а також гарантує дотримання меж санітарно-захисних зон відносно житлових кварталів [3]. Майданчик вільний від існуючої забудови та підземних комунікацій, що оптимізує графік земляних робіт. Точки підключення до магістральних інженерних мереж (водопровід, каналізація, ЛЕП, газопровід середнього тиску для випалювальних печей) віддалені від межі ділянки в середньому на 200 метрів.

Через роботу мостових кранів значної вантажопідйомності проведено аналіз інженерно-геологічної структури майданчика [5]. Природною основою для фундаментів стаканного типу виступають суглинки тугопластичної консистенції з достатньою тримальною здатністю для сприйняття кранових та постійних навантажень від залізобетонного каркаса. Глибоке залягання водоносних горизонтів мінімізує витрати на захист підземних конструкцій. Глибина сезонного промерзання ґрунтів становить 1,0 м; закладання підшви збірних фундаментів нижче цієї межі виключає ризик деформацій через морозне пучення [5].

Регіон будівництва належить до І кліматичної зони України з нормальним вологісним режимом. Розрахункові кліматичні параметри для проєктування теплового контуру, огорожувальних конструкцій [7] та несучих елементів покриття прогоном 30 м становлять [4, 5].

Розрахункова температура найхолоднішої п'ятиденки (забезпеченістю 0,92) – мінус 22 °С;

Характеристична вага снігового покриву – 1400 Па;

Граничний вітровий тиск – 450 Па.

Місцева роза вітрів (західний рух влітку, північний та північно-східний – взимку врахована при трасуванні поздовжньої осі будівлі, розрахунку ліхтарів

та скління. Розміщення технологічних воріт із підвітряного боку мінімізує інфільтрацію холодного повітря, що покращує мікроклімат робочих зон і оптимізує енергоефективність споруди. Наведені інженерно-геологічні та геофізичні показники є вихідною нормативною базою для реалізації архітектурно-конструктивних рішень цеху.

1.2 Архітектурно-планувальні рішення

Генеральний план.

Архітектурно-планувальні рішення виробничого комплексу виконані з детальним урахуванням місцевих природно-кліматичних умов Кременчуцького регіону [4]. Генеральний план земельної ділянки розроблено у повній відповідності до жорстких вимог ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування і забудова територій» [8]. Це гарантує, що всі планувальні, технологічні та протипожежні рішення на майданчику чітко відповідають чинним будівельним нормам України, забезпечуючи високу безпеку, функціональність та ергономічність внутрішньозаводського простору. Дотримання цих державних стандартів є головною запорукою юридичної чистоти проєкту, екологічної безпеки виробництва та довговічності всього об'єкта в цілому.

З метою забезпечення зручного доступу, оперативного підвезення сировинних матеріалів та оптимізації логістики, уздовж виробничого корпусу з обох сторін передбачено внутрішні автомобільні дороги. Ці дороги запроєктовані з капітальним асфальтобетонним покриттям, що забезпечує їхню довговічність, стійкість до значних статичних і динамічних навантажень, а також легкість в експлуатаційному обслуговуванні, навіть в умовах регулярного та інтенсивного руху великовагового технологічного транспорту під завантаженням [9]. Для безпечного і комфортного переміщення персоналу підприємства, пішохідні доріжки, передзаводська площа та тротуари матимуть міцне покриття з бетонних плиток–бруківки підвищеної морозостійкості. Цей вибір матеріалу є не тільки практичним і стійким до стирання у промисловій зоні, але й надає передзаводсь-

кій території охайного, сучасного вигляду, дозволяючи чітко розмежувати функціональні зони та пішохідні потоки.

Комплексний благоустрій території цеху керамічних виробів буде виконано з широким використанням різноманітних малих архітектурних форм. Це включає в себе обов'язкове встановлення зручних лав у зонах регламентованого відпочинку робітників біля адміністративно-побутового корпусу, урн для підтримання чистоти й належного санітарного стану майданчика, а також декоративних огорож квітників і зон рекреації, які додадуть естетичної привабливості промислового середовищу та візуально організують простір.

Особлива увага приділена захисному та екологічному озелененню відведеної ділянки. Проект передбачає суцільний посів трави на відкритих газонах, що створить стійкі зелені зони навколо будівель, запобігатиме вітровій ерозії верхнього шару ґрунту та зменшить загальну запиленість. Також запланована посадка нових дерев листяних порід уздовж периметра території. Вибір саме листяних дерев (переважно стійких до умов промислового міста видів) не лише покращить мікроклімат майданчика, забезпечуючи природну тінь і прохолоду в спекотний літній період, але й збагатить біорізноманіття ділянки, додасть сезонної краси та виконуватиме роль ефективного природного фільтра для уловлювання дрібнодисперсного пилу промислового походження [3].

Всі техніко-економічні показники розробленого генерального плану детально представлені у графічній частині проєктної документації та зведені у відповідні експлікаційні таблиці, які надають вичерпну та точну інженерну інформацію щодо площ забудови, об'ємів, відсотків озеленення та інших ключових параметрів майбутнього підприємства.

1.3 Архітектурно-будівельні рішення

Об'ємно-планувальні рішення. Проєктований одноповерховий двопрогонний цех керамічних виробів відзначається чіткою прямокутною конфігурацією в плані, що дозволяє максимально ефективно використовувати внутрішній простір промислового майданчика та створювати функціональні зони з різним технологічним призначенням [3]. Його габаритні розміри в осях становлять 60,0 метрів у ширину (між крайніми поздовжніми осями А–В) на 72,0 метри у довжину (між торцевими осями 1-13), що вказує на значну площу забудови. Загальна висота єдиного поверху виробничих прогонів сягає 14.45 метра до рівня чистої підлоги.

Площа забудови цеху складає 4320 м², при цьому загальна площа ділянки в межах благоустрою становить 15000 м² (1,5 га). Це співвідношення забезпечує просторе розташування будівлі на ділянці, залишаючи значні площі для логістичних транспортних шляхів, кругових протипожежних проїздів, зон розвантаження сировини та відкритих майданчиків під готову продукцію, що створює відчуття чіткого зонування, безпеки та функціонального комфорту [6].

Функціональне наповнення єдиного поверху цеху ретельно продумане для забезпечення максимальної безперервності виробничого циклу, оптимізації потоків матеріалів та різноманітності використання робочого простору [5].

Перший прогін (вісь А–В) є головною зоною підготовки, пресування та формування виробів. Тут розташовані просторий вхідний тамбур-шлюз для транспорту та закрита рампа для зручного зберігання й подачі сухих сировинних компонентів. Передбачені сушильні камери та відділення кондиціонування глиняного сирцю, що дозволяють створити повноцінну підготовчу зону для матеріалу перед випалюванням. Центральне місце тут займає пресувальний зал, призначений для формування цегли та її автоматизованого переміщення.

У другому суміжному прогоні (вісь Б–В) зосереджені термічні та складські зони підприємства. Тут знаходиться відділення високотемпературних тунельних печей, що дає можливість здійснювати безперервний випал кераміки. Проєкт

передбачає дві лінії кінцевого сортування готового матеріалу, пакувальну ділянку, адаптовану для потреб швидкого відвантаження.

Така продумана планувальна структура забезпечує високий рівень надійності, функціональності та повністю відповідає потребам сучасної інженерної думки [5,10].

Архітектурно-конструктивні рішення.

Проектований одноповерховий двопрогонний цех керамічних виробів запроєктований за повною каркасною конструктивною схемою із застосуванням збірних залізобетонних елементів заводського виготовлення [7]. Конструктивне рішення з поперечним розташуванням тримальних ліній є найбільш раціональним для забезпечення високої просторової жорсткості, геометричної незмінності та тривалої стійкості промислової будівлі в умовах сприйняття сукупності постійних, тимчасових та особливих навантажень. Такий вибір конструктивної схеми дозволяє створити максимально гнучкі й вільні планувальні та технологічні рішення всередині робочих зон без улаштування проміжних громіздких стін, що дозволяє безперешкодно монтувати великогабаритне обладнання (тунельні печі, преси, сушильні агрегати) та прокладати лінійні комунікаційні траси великого перерізу.

Проект одноповерхового цеху у промисловій зоні міста Кременчук передбачає використання виключно перевірених, типізованих та надійних конструктивних елементів, параметри яких регламентуються чинними державними стандартами, що гарантує високу міцність, експлуатаційну надійність, довговічність та належний мікрокліматичний комфорт виробничої будівлі [5,7].

Жорсткість каркаса у поздовжньому напрямку забезпечується жорстким защемленням колон у фундаментах стаканного типу, системою вертикальних сталевих зв'язків по колонах, а також жорстким диском покриття [10]. Диск покриття утворюється шляхом укладання збірних залізобетонних ребристих плит розміром 3×6 м, їх приварюванням до верхніх поясів тримальних кроквяних залізобетонних ферм прогоном 30 м та подальшим ретельним замонолічуванням швів дрібнозернистим бетоном на цементі підвищеної марки. Передача динаміч-

них та статичних зусиль від мостових опорних кранів вантажопідйомністю 10 т на колони здійснюється через збірні залізобетонні підкранові балки, які фіксуються на анкерних болтах та зварюванні закладних деталей до консолей колон каркаса [10]. Огороджувальні стінові конструкції запроектовані навісними у вигляді тришарових залізобетонних панелей довжиною 6 м, що спираються на фундаментні балки та кріпляться безпосередньо до колон каркаса за допомогою гнучких сталевих зв'язків.

Фундаменти і фундаментні балки.

У промисловому будівництві влаштування підземної частини становить близько 6–8% від загальної трудомісткості, а витрати залізобетону на цьому етапі можуть досягати 20% від загальної матеріаломісткості об'єкта.

Для тримального каркаса цеху використано окремо розташовані фундаменти стаканного типу, які забезпечують жорстке защемлення залізобетонних колон і стабільну передачу зусиль на тугопластичні суглинки [5, 7]. Самонесні та навісні стіни спираються на збірні залізобетонні фундаментні балки. Вони перерозподіляють масу огорожувальних конструкцій на підколонники фундаментів, минаючи пучинисті шари ґрунту.

Залежно від розрахункових навантажень та поперечного перерізу колон крайніх і середніх рядів, у проєкті диференційовано обрано три типорозміри фундаментів: Ф–1, Ф–2 та Ф–3.

На рисунку 1.1 наведено ескіз фундаменту стаканного типу.

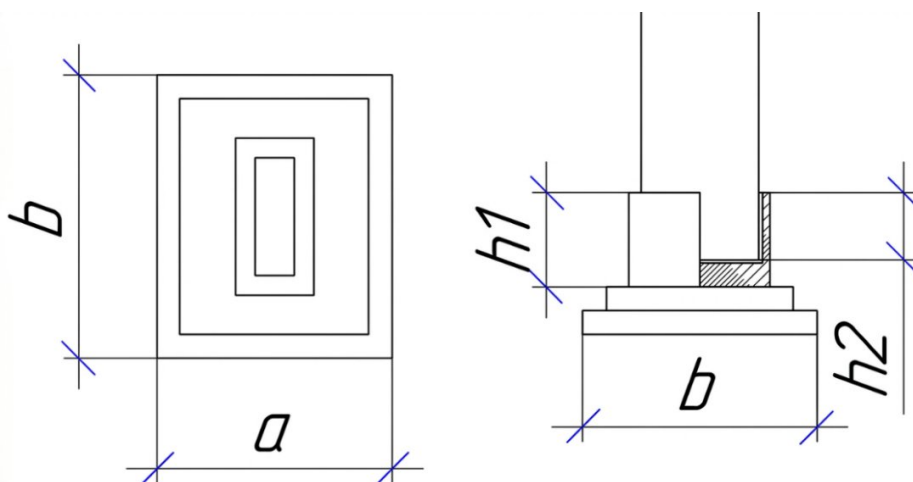


Рисунок 1.1 – Ескіз фундаменту стаканного типу

В таблиці 1.1 наведені характеристики використаних фундаментів в архітектурній частині роботи.

Таблиця 1.1 – Типорозмір використаних елементів фундаменту.

Марка	Кількість	Розміри, мм				Витрати		Вага, т
		a	b	h_1	h_2	Бетону, м ³	Сталі, кг	
Ф1	26шт.	2100	2100	1800	900	5,9	412	14,75
Ф2	7шт.	2100	2100	1800	900	8,5	491	21,25
Ф3	16шт.	400	400	1800	900	4,6	345	11,5

На рисунку 1.2 наведено ескіз фундаментної балки.

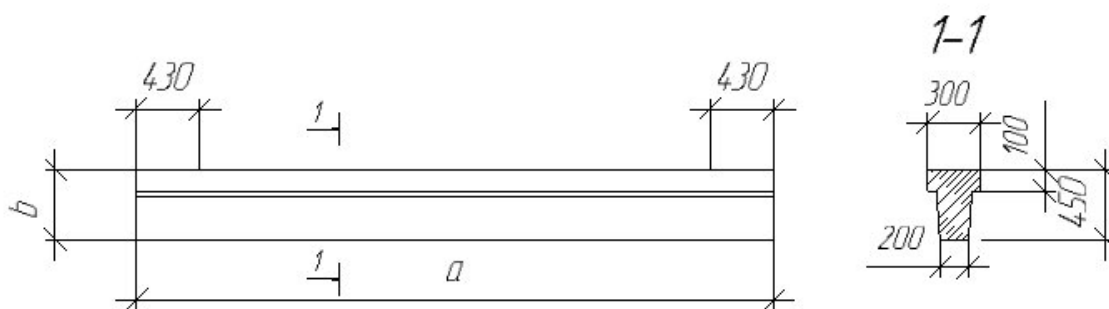


Рисунок 1.2 – Ескіз фундаментної балки

В таблиці 1.2 наведені характеристики використаних фундаментних балок.

Таблиця 1.2 – Типорозмір використаних елементів фундаменту

Марка	Кількість, шт	Розміри		Бетону, м ³		Маса, кг
		a	b	Бетону, м ³	Сталі, кг	
ФБ-1	4	4250	300	1,29	38	3225
ФБ-2	4	3750	300	1,125	33	2813
ФБ-3	8	5050	300	1,515	42	3788
ФБ-4	20	4050	300	1,215	36	3038
ФБ-5	8	3950	300	1,185	34	2796

Колони та підкранові балки.

Для влаштування несного збірного каркаса одноповерхового виробничого корпусу, що експлуатується в умовах інтенсивних динамічних та статичних впливів від мостових опорних кранів, у проєкті використано уніфіковані залізобетонні колони двогілкового (ступінчастого) типу [7]. Вибір зазначеного конструктивного рішення обумовлений його високою жорсткістю на згин у площині поперечної рами та значною економією матеріалу порівняно з суцільнолітійними аналогами. Залізобетонні колони за своїми міцнісними характеристиками розраховані на постійне вертикальне навантаження від власної ваги елементів покриття (включаючи кроквяні ферми та ребристі плити) і покрівельного пирога інтенсивністю до 700 кг/м^2 , а також на знакозмінні зусилля від навісних стінових панелей, кранового обладнання та вітрового напору, характерного для Полтавського регіону [10].

З метою уніфікації будівельного виробництва та забезпечення збіжності вертикальних відміток, всі запроектовані колони призначені для жорсткого защемлення у склянках фундаментів за умови, що верхня площа підколонника (обріз фундаменту) фіксовано має проєктну геодезичну відмітку $-0,240$ відносно рівня чистої підлоги цеху.

На консолі залізобетонних двогілкових колон з уніфікованим кроком $6,0$ м встановлюються збірні залізобетонні підкранові балки, які призначені для перекриття внутрішніх прогонів будівлі (шириною $30,0$ м кожен) та безпосереднього сприйняття колісних навантажень від мостових кранів вантажопідйомністю 10 т [3]. Надійне та просторово жорстке кріплення підкранових балок до опорних майданчиків колон реалізується через комбіновану систему вузлових з'єднань, що включає високоміцне дугове зварювання сталевих закладних деталей та подальше затягування фіксуючих анкерних болтів з улаштуванням контргайок. Така конструктивна схема вузлів гарантує ефективне гасіння вібраційних коливань і запобігає виникненню втомних тріщин у залізобетоні під час човникового руху кранового візка та підйому виробничих вантажів [5, 10]. На рисунку 1.3 наведено ескіз колон крайнього та середнього рядів.

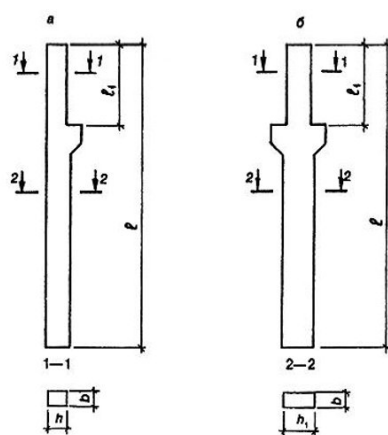


Рисунок 1.3 – Ескіз колон крайнього та середнього рядів

В таблиці 1.3 наведені характеристики використаних колон.

Таблиця 1.3 – Типорозмір використаних колон

Марка	Кількість, шт	Розміри, мм	Витрати		Вага, т
			Бетону, м ³	Сталі, кг	
11ККП120	7	18600	7,36	291	18,4
8КК120	26	19300	6,68	518	16,7
КФ127	16	19300	3,088	203	7,72

На рисунку 1.4 наведено ескіз підкранових балок.

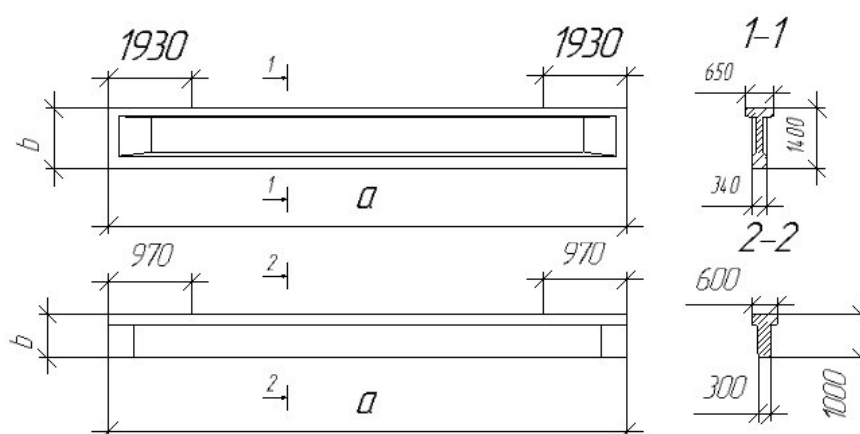


Рисунок 1.4 – Ескіз підкранових балок

В таблиці 1.4 наведені характеристики підкранових балок.

Таблиця 1.4 – Типорозмір використаних колон

Марка балки	Кількість, шт	Розміри, мм		Витрати		Маса, т
		a	b	Бетон, м ³	Сталь, кг	
БК12-1AIV-T	12	11960	1400	4,3	926	11,3
БК6-1AIV-T	24	5960	1000	1,7	424	3,5

Несучі конструкції покриття.

До складу несних конструкцій покриття запроєктованого головного корпусу цеху керамічних виробів входять типізовані збірні залізобетонні сегментні ферми, залізобетонні балки для скатних покрівель, а також підкроквяні балки [7]. Вибір сегментних безрозкісних або розкісних ферм як основних кроквяних конструкцій обумовлений їхньою високою техніко-економічною ефективністю під час перекриття великих виробничих прогонів (шириною 30,0 м), де виникають значні зусилля від технологічних навантажень, світлоаераційних ліхтарів та снігового покриву Полтавського регіону [10]. Геометрична структура та внутрішня решітка сегментних ферм формується через раціональне розташування системи вертикальних стійок та похилих розкосів, що з'єднують між собою нижній і верхній пояси, утворюючи жорстку просторову трикутно-вузлову систему, яка працює переважно на стиснення та розтяг.

Конструктивне вирішення решітки зазначених кроквяних ферм передбачає суворо нормативне передавання зусиль – безпосереднє спирання на них збірних залізобетонних ребристих плит покриття номінальною шириною 1,5 та 3,0 метри виключно у вузлових точках сполучення стійок і розкосів. Таке центроване прикладання навантажень дозволяє повністю виключити виникнення небажаних згинальних моментів у верхньому поясі кроквяної конструкції та забезпечує роботу залізобетону у найбільш сприятливому напружено-деформованому стані [5].

У просторовій схемі каркаса залізобетонні ферми спираються на оголовки двогілкових колон або на залізобетонні підкроквяні балки. Застосування підкро-

квяних балок передбачено в покриттях промислових будівель зі скатними покриттями у тих технологічних зонах, де крок несених колон збільшено до 12,0 м, тоді як кроквяні залізобетонні ферми з метою уніфікації плит перекриття montуються зі стандартним кроком 6,0 м. Підкроквяні балки у такому випадку виконують функцію транзитних несних елементів, які перерозподіляють зосереджені зусилля від опорних вузлів ферм безпосередньо на колони каркаса, гарантуючи загальну конструктивну безпеку та довговічність диска покриття [5, 7].

На рисунку 1.5 наведено ескіз ферми. В таблиці 1.5 наведені характеристики ферми.

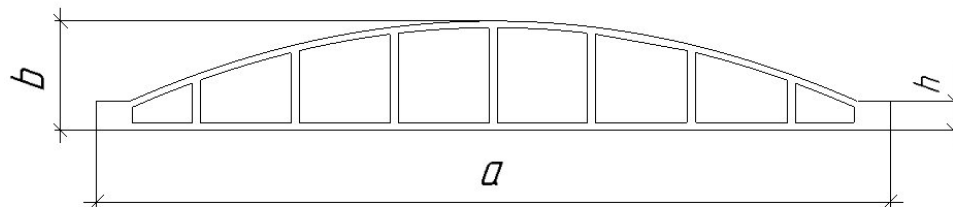


Рисунок 1.5 – Ескіз ферми

Таблиця 1.5 – Типорозмір використаних ферм

Марка	Кількість, шт	Розміри ,мм			Витрати		Вага, т
		h	a	b	Бетону, м ³	Сталі, кг	
1ФБС30	26	800	30000	3300	3,1	692	20,8

На рисунку 1.6 наведено ескіз підкрокв'яної ферми.

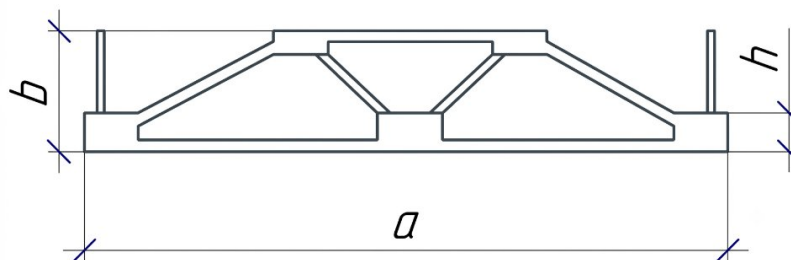


Рисунок 1.6 – Ескіз підкрокв'яної ферми

В таблиці 1.6 наведені характеристики підкрокв'яної ферми.

Таблиця 1.6 – Типорозмір використаних елементів підкрокв'яної ферми

Марка	Кількість, шт	Розміри, мм			Витрати		Вага, т
		a	b	h	Бетону, м ³	Сталі, кг	
2ФПС12	6	12000	1500	600	1,7	591	21

Плити покриття.

Для формування просторово жорсткого диска покриття виробничого корпусу використано збірні залізобетонні ребристі плити розміром $6,0 \times 3,0$ м [7]. Ребристий профіль забезпечує високу тримальну здатність при відносній легкості елемента: основна маса бетону зосереджена в ребрах, а товщина міжребрової полиці становить 30–40 мм. Залежно від ділянки покрівлі та розрахункової величини снігових навантажень, застосовано модифікації плит, розраховані на уніфіковане навантаження від 330 до 1140 кг/м² [10].

Плити виготовляються з важкого конструкційного бетону класу С20/25 (М300) на дрібнофракційному гранітному щебені (5–10 мм) [7]. Дрібний заповнювач є обов'язковою технологічною вимогою для якісного заповнення густоармованих тонких ребер під час вібрування, що запобігає утворенню порожнин.

Жорсткість диска покриття та його спільна просторова робота з каркасом забезпечуються [5]. Приварюванням закладних деталей плит до верхніх поясів кроквяних ферм щонайменше у трьох опорних точках. Ретельним замонолічуванням міжпанельних поздовжніх швів цементно-піщаним розчином. Це гарантує надійний перерозподіл горизонтальних і вертикальних зусиль на рамну систему будівлі.

На рисунку 1.7 наведено ескіз плити покриття.

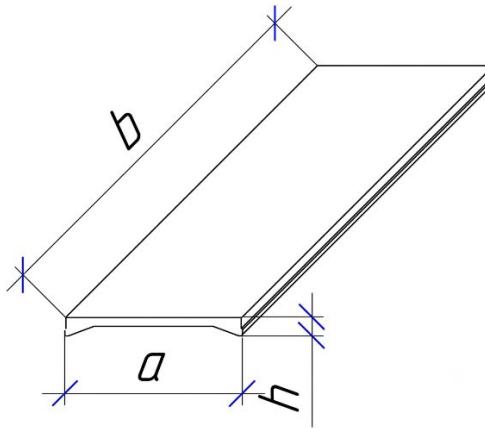


Рисунок 1.7 – Ескіз плити покриття

В таблиці 1.7 наведені характеристики плит покриття.

Таблиця 1.7 – Типорозмір використаних елементів плит покриття

Марка плити	Кількість, шт	Розміри, м			Витрати		Вага, т
		a	b	h	Бетону, м ³	Сталі, кг	
ЗПГ6-8АТVI	240	3	6	0.3	0,93	75	3,8
ЗПФ6-3AIV-1H	48	3	6	0.3	0,72	68	2,6

Стіни та їх кріплення.

Стіни промислового об'єкта є одним із найбільш матеріаломістких елементів, що становлять близько 10% від загального кошторису будівлі. Огороджувальні конструкції цеху в Кременчуці задовольняють такі нормативні вимоги [5, 8, 10].

Теплотехнічні: підтримання внутрішнього мікроклімату, запобігання конденсації та забезпечення енергоефективності.

Статичні та динамічні: висока міцність і стійкість до вітрових навантажень та вібрацій від мостових кранів і обладнання.

Пожежні: відповідність II класу вогнестійкості та довговічності.

Економічні: мінімальна конструктивна маса для розвантаження каркаса й фундаментів.

У проєкті цеху самонесні стінові панелі нижнім рядом спираються на збірні залізобетонні фундаментні балки через гідроізоляційний шар. Вертикальна фіксація панелей здійснюється шляхом їх гнучкого кріплення до сталевих закладних деталей крайніх залізобетонних колон при уніфікованому кроці 6,0 м [7].

На ділянках із кроком колон 12,0 м, а також у торцях корпусу (прогін 30,0 м), де крок основних колон недостатній для монтажу шестиметрових панелей, передбачено влаштування допоміжного фахверкового каркаса [3]. Залізобетонні колони фахверка сприймають масу торцевих стін і перерозподіляють вітровий напір на дискову систему покриття та фундаменти, що запобігає деформаціям огороження [5, 10].

На рисунку 1.8 наведено ескіз стінової панелі.

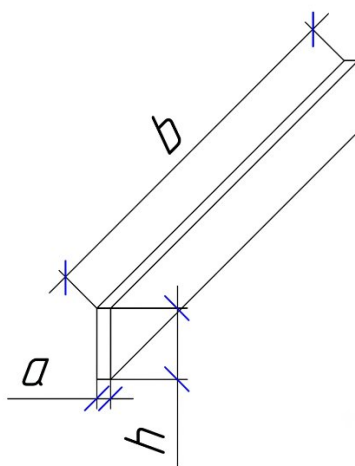


Рисунок 1.8 Ескіз стінової панелі

В таблиці 1.8 наведені характеристики стінових панелей.

Таблиця 1.8 – Типорозмір використаних елементів стінових панелей.

Марка панелі	Розміри, м			Кількість шт	Признач	Витрати		Вага т
	a	b	h			Бет. м ³	Сталі кг	
ПС600.120.10-2Т-3	240	6000	1200	288	Рядова	1,31	27,2	1,2
ПС600.180.10-2Т-3	240	6000	1800	56	Рядова	1,42	28,9	1,4

Ліхтарі. Ліхтарі в промислових будівлях призначені для організації верхнього природного освітлення віддалених зон та аерації внутрішнього простору [3]. За функцією вони поділяються на світлові, світлоаераційні та zenітні, а за формою – на прямокутні, трикутні, трапецієподібні, шедові та арочні.

Для виробничого корпусу в Кременчуці обґрунтовано обрано точкові zenітні ліхтарі глухого типу з двошаровим світлопроникним куполом із міцного органічного скла розміром $1,55 \times 1,80$ м [7].

Вибір точкових ліхтарів замість масивних поздовжніх конструкцій обумовлений такими перевагами [5, 8].

Конструктивна легкість. Мінімальна вага куполів дозволяє монтувати їх безпосередньо в отвори залізобетонних ребристих плит покриття без підсилення кроквяних ферм каркаса.

Висока світлова активність. Zenітне освітлення у 2 – 2,5 рази ефективніше за бічне, що гарантує рівномірне розсіювання світла у формувальному та обпалювальному відділеннях.

Експлуатаційна надійність. Двошарова структура купола утворює замкнений повітряний прошарок, який забезпечує теплоізоляцію взимку, запобігає конденсації та протіканню покрівлі.

Сталеві опорні стакани ліхтарів кріпляться анкерами до поздовжніх ребер плит покриття з подальшим влаштуванням багатошарової гідроізоляції та герметизації стиків мастиками [5, 10].

На рисунку 1.9 наведено ескіз zenітного ліхтаря.

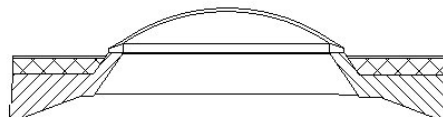


Рисунок 1.9 Ескіз zenітного ліхтаря

Вікна та ворота.

Конструктивні рішення віконних та воротних прорізів цеху розроблено на основі світлотехнічних розрахунків (забезпечення КПО) та схем внутрішньозаводської логістики [3, 7].

Стрічкове скління: На основі розрахунків інсоляції у зовнішніх стінах передбачено горизонтальні стрічкові вікна розміром $6,0 \times 1,8$ м, що відповідає кроку крайніх колон. Заповнення прорізів виконується профілями з алюмінієвих сплавів із подвійним склінням для енергоефективності взимку [8]. Віконні блоки прийняті глухими (без фрамуг), що полегшує експлуатацію в умовах запиленості, оскільки аерація покладена на зенітні ліхтарі [5].

Воротні системи: Для пропуску транспорту (із дотриманням нормативних проміжків: +600 мм за шириною та +200 мм за висотою відносно габаритів техніки [3]) запроєктовано ворота уніфікованого розміру $3,0 \times 3,6$ м [5, 110]. Каркас воротних полотен виготовлено з легких металевих сплавів, а обшиття – з профільованої сталі з внутрішнім шаром негорючого утеплювача.

На рисунку 1.10 наведено ескіз віконного профілю.

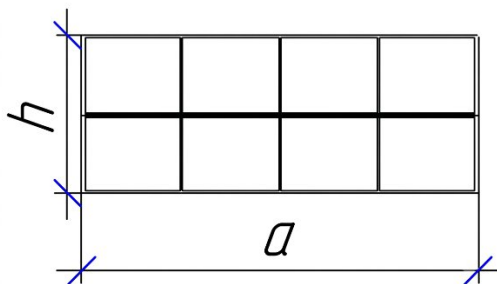


Рисунок 1.10 – Ескіз віконного профілю

В таблиці 1.9 наведені характеристики використаних елементів вікон.

Таблиця 1.9 – Типорозмір використаних елементів вікон.

Марка вікна	Кількість, шт	Маса, кг
ВСП60-18	112	498,4

На рисунку 1.11 наведено ескіз воріт.

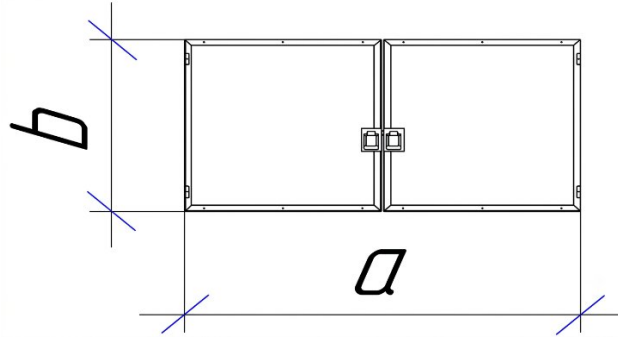


Рисунок 1.11 – Ескіз воріт

В таблиці 1.10 наведені характеристики використаних елементів вікон.

Таблиця 1.10 – Типорозмір використаних елементів вікон

Марка	Кількість, шт	Маса, кг
ПДМ 2В	4	753

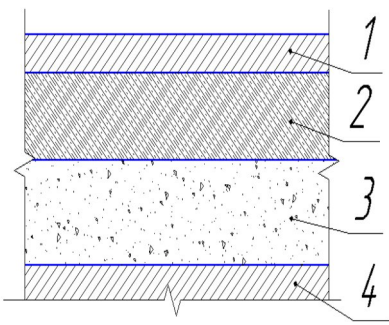
Конструкція підлоги.

Конструктивне вирішення та пошаровий склад підлоги виробничих областей головного корпусу цеху керамічних виробів у місті Кременчук запроєктовані з урахуванням специфіки технологічного процесу, що супроводжується постійним рухом важкого підлогового безрейкового транспорту, переміщенням завантажених вагонеток та локальними механічними впливами при складуванні готової продукції [3]. Для забезпечення тривалої експлуатаційної надійності, зносостійкості та міцності, конструкція підлоги виконується за багат шаровою схемою безпосередньо по ґрунтовій основі.

У місцях примикання монолітної конструкції підлоги до склянок фундаментів та вертикальних поверхонь залізобетонних колон передбачено улаштування деформаційних швів із заповненням їх еластичними бітумно-полімерними мастиками, що унеможливиює передачу вібраційних навантажень від обладнання на тримальний каркас будівлі [5].

В таблиці 1.11 наведений склад покриття підлоги.

Таблиця 1.11 – Архітектурне рішення конструкції підлоги

Схема покриття	Склад покриття
	Цементно-піщана стяжка М100 -40мм Бетон С25/30-100 мм Щебінь з доменного шлака -100 мм Ущільнений ґрунт

Конструкція покриття.

Покрівля промислового будинку цеху керамічних виробів у місті Кременчук запроєктована за суміщеною плоскою (малоухильною) схемою з внутрішнім організованим водовідведенням. Інженерно-конструктивне вирішення покрівельного пирога базується на застосуванні високотехнологічних довговічних матеріалів нового покоління, які забезпечують безперешкодне підтримання нормативного температурно-вологісного режиму всередині будівлі та повністю відповідають жорстким сучасним стандартам з енергоефективності й конструктивної безпеки [3, 8].

У місцях сполучення огорожувальної конструкції покрівлі з парапетами, металевими стінами фахверка та сталевими стаканами зенітних ліхтарів передбачено заведення двох додаткових шарів бітумно-полімерного матеріалу на вертикальну поверхню на висоту не менше ніж 350 мм із жорсткою фіксацією за допомогою крайових алюмінієвих планок та обов'язковим нанесенням погодо-стійкого поліуретанового герметика [5].

Оздоблення будівлі.

Фінішне оброблення та захист конструкцій включають такі заходи.

Стінове огороження. Після монтажу збірних панелей виконується замонолічування міжпанельних стиків пружними прокладками, тинькування цементно-піщаним розчином М100 та герметизація фасадними мастиками [5]. На ви-

сушену поверхню наноситься атмосферостійка акрилова або силіконова фарба. Базовий сірий колір фасадів доповнюється декоративними вставками коричневого чи бордового відтінків.

Воротні системи. Металеві полотна та рами в'їзних воріт покриваються двома шарами алкідних, масляних або полімерних емалей по ґрунтовці [7]. Проектний колір – сигнальний червоний (для безпеки й візуальної орієнтації), архітектурною альтернативою є стійкі до стирання темно-зелений або чорно-синій кольори.

Віконні та ліхтарні комплекси. Металеві профілі й нащільники стрічкових вікон покривають антикорозійною фасадною фарбою для захисту від іржавіння та окиснення [5]. Дерев'яні елементи рам зенітних ліхтарів (попередньо оброблені антисептиками й антипіренами), а також зовнішні сталеві пожежні драбини фарбують захисними олійними або фасадними сумішами.

Колористика всіх елементів синхронізована із загальною палітрою будівлі для досягнення цілісного архітектурного ансамблю [3].

Інженерне обладнання та вентиляція будівлі.

Нормативні санітарно-гігієнічні умови праці, стабільність технологічних процесів формування та випалу кераміки, а також пожежна безпека корпусу забезпечуються комплексними внутрішніми інженерними системами [3].

Опалення та вентиляція. Повітрообмін у великооб'ємних прогонах здійснюється за природною схемою (аерація) через регульовані отвори стрічкових вікон, куполи зенітних ліхтарів та технологічні ворота. Це дозволяє ефективно видаляти надлишкове тепло, пил і гази [3]. Теплопостачання – централізоване від місцевої котельні. Внутрішня опалювальна мережа запроєктована за двотрубною схемою, де робочим теплоносієм є перегріта пара з параметрами 120-140 °C [5].

Водопостачання та каналізація. Подача води на побутові й технологічні потреби здійснюється від зовнішніх мереж із гарантованим вільним напором на вводі 15 м водного стовпа (0,15 МПа) [5]. Господарсько-побутові стоки відводяться самотіком у міську комунальну каналізацію. Видалення опадів із

суміщеної покрівлі вирішено через систему внутрішнього організованого водосток з лійками в розжолобках, які направляють воду у зливову каналізацію промислового об'єкта [5].

Електропостачання. За надійністю споживачі цеху віднесені до III категорії з живленням від промислової трансформаторної підстанції [5]. Для побутових потреб та освітлення передбачено трифазну чотирипровідну мережу напругою 220/380 В. Для силового технологічного устаткування та електродвигунів важкого мостового крана запроєктовано окрему лінію трифазного струму напругою 380 В [10].

2 РОЗРАХУНКОВА ЧАСТИНА

2.1 Розрахунок підземної частини об'єкту

Аналіз інженерно-геологічних умов та властивостей ґрунтів будівельного майданчика.

Детальна оцінка літологічної структури та фізико-механічних параметрів ґрунтових масивів у межах плями забудови є основоположним чинником для забезпечення просторової стабільності, експлуатаційної надійності та довговічності проєктованого промислового об'єкта [11]. Специфіка цеху з виробництва керамічних виробів зумовлює необхідність сприйняття основою значних зосереджених статичних, а в деяких технологічних зонах і знакозмінних динамічних навантажень від важкого технологічного устаткування – тунельних печей для випалу, кульових млинів та форсувальних пресових установок [12].

Географічно майданчик будівництва розташований у межах лівобережних терас річки Дніпро в місті Кременчук. Це зумовлює характерне розповсюдження алювіальних, делювіальних та флювіогляціальних відкладів четвертинного періоду, що відзначаються горизонтальною та вертикальною неоднорідністю залягання [13]. За результатами комплексних інженерно-геологічних вишукувань, проведених методом буріння свердловин, лабораторних випробувань мо-

нолітів та польового статичного зондування, у межах стисливої товщі виділено п'ять основних інженерно-геологічних елементів (ІГЕ) [14]:

1. ІГЕ-1: Рослинно-грунтовий шар. Потужність даного горизонту коливається залежно від локальних особливостей рельєфу ділянки. Через високий вміст органічних речовин, значну пористість і схильність до нерівномірного стиснення під навантаженням, цей шар класифікується як структурно-нестійкий. Відповідно до вимог ДБН А.3.1-5:2016 [16] він повністю виключається з розрахункової схеми основи та підлягає суцільному зрізанню перед початком влаштування котловану [15].

2. ІГЕ-2: Пісок сіро-бурий, мілкий, середньої щільності. Має стабільні міцнісні характеристики за статичного тиску. Проте з огляду на специфіку керамічного виробництва, цей алювіальний ґрунт виявляє чутливість до динамічних та вібраційних збуджень, що потребує обов'язкової перевірки на додаткову віброконсолідацію під фундаментами млинів та вентиляційних систем [12].

3. ІГЕ-3: Пісок жовто-бурий, середньої крупності, щільний. Надійне геотехнічне середовище, яке характеризується високими значеннями модуля деформації та мінімальним коефіцієнтом стисливості. Цей шар визначено як оптимальний опорний горизонт для спирання підшви фундаментів мілкового закладання під несучі будівельні конструкції [16].

4. ІГЕ-4: Суглинок буро-жовтий, тугопластичний. Належить до категорії зв'язних дисперсних ґрунтів із помірними показниками питомого зчеплення. Враховуючи кліматичні умови Полтавської області, цей елемент має схильність до інтенсивного пучення (здимання) під час промерзання в зимовий період, що регламентує закладання зовнішніх підземних конструкцій нижче нормативної глибини промерзання ґрунту [11, 17].

5. ІГЕ-5: Глина бура, тугопластична, з органічними включеннями. Неоднорідний пластичний масив. Присутність гумусованих та органічних колоїдів суттєво знижує міцнісні показники, а також спричиняє тривалу фільтраційну консолідацію (повзучість) під тривалим статичним тиском від важких конструкцій [14].

Гідрогеологічний режим досліджуваної ділянки на момент проведення вишукувань є сприятливим для ведення будівельних робіт. Стабільний дзеркальний рівень ґрунтових вод (РГВ) зафіксовано на глибині, що значно перевищує максимальну відмітку закладання підосви фундаментів та зону промерзання. Зважаючи на глибоке залягання водоносного горизонту та високі дренажувальні властивості піщаної товщі (ІГЕ-2, ІГЕ-3), капілярне підняття вологи до рівня підстиляючих шарів підлоги є малоімовірним. Це дає науково-технічне обґрунтування для відмови від влаштування нижньої протинапірної чи капілярноперериваючої гідроізоляційної мембрани при проектуванні підлог цеху, що суттєво оптимізує матеріаломісткість підземного циклу робіт [18].

Зіставлення технологічних навантажень від цеху із фізико-механічними властивостями літологічних шарів вказує на те, що природною основою для більшості конструкцій слугуватиме щільний піщаний ґрунт. Проте через наявність у нижній частині розрізу слабших шарів тугопластичної глини з органікою (ІГЕ-5), проектування фундаментів під великогабаритне термічне обладнання (наприклад, протяжні тунельні печі випалу) потребує застосування суцільних залізобетонних плит або локального безвиїмкового покращення властивостей основи для вирівнювання крайових тисків та запобігання пошкодженню автоматизованих ліній [11, 18].

Міцнісні та деформаційні характеристики ґрунтів основи

Оцінка міцнісних і деформаційних параметрів ґрунтового масиву є основою для визначення тримальної здатності геотехнічного середовища, граничного опору під підосвою та математичного прогнозування величини й нерівномірності осідань під дією проєктних навантажень [11, 12]. Для цеху керамічного профілю мінімізація нерівномірних деформацій є критичною через ризик перекосу рейкових шляхів тунельних печей, конвеєрів та підкранових колій мостових кранів вантажопідйомністю 10 т [16, 19].

Міцнісні параметри ґрунтів відображають опір середовища внутрішнім зсувним напруженням від статичного тиску каркаса та динамічних імпульсів важкого обладнання (преси, млини, печі) [12]. Розрахунок виконується з ураху-

ванням кута внутрішнього тертя (ϕ) та питомого зчеплення (c), визначених за ДСТУ-Н Б EN 1997-1:2010 [15].

Кут внутрішнього тертя (ϕ): визначає опір зсуву за рахунок тертя між мінеральними частинками. Це пріоритетний фактор для піщаних шарів майданчика в м. Кременчук – мілких пісків (ІГЕ-2) та щільних пісків середньої крупності (ІГЕ-3) [13]. Високі значення ϕ для ІГЕ-3 забезпечують стійкість від великих точкових навантажень залізобетонних колон [16].

Питоме зчеплення (c): характеризує міцність внутрішньоструктурних зв'язків. Є визначальним для зв'язних ґрунтів розрізу – тугопластичних суглинків (ІГЕ-4) та бурих тугопластичних глин (ІГЕ-5) [4]. Наявність органічних включень в ІГЕ-5 деструктує ґрунтовий каркас і знижує зчеплення, що вимагає контролю крайових тисків для запобігання випору або зсуву ґрунту під фундаментами тунельних печей [12, 18].

Деформаційні параметри відображають здатність товщі змінювати об'єм і геометрію при ущільненні [11].

Модуль деформації (E): інтегральний показник жорсткості, що зв'язує напруження з пружними та залишковими деформаціями [4]. Для щільних пісків (ІГЕ-3) він є найвищим і перевищує 30 МПа, гарантуючи швидке завершення ущільнення ще під час зведення каркаса. Для глин з органічними домішками (ІГЕ-5) модуль є мінімальним, що вказує на тривалу консолідацію та ризик деформацій підлоги під обладнанням [18].

Коефіцієнт стисливості (m_v): відображає зміну пористості при зростанні вертикального тиску; використовується для побудови компресійних кривих і розрахунку глибини стисливої товщі [11, 18].

Коефіцієнт поперечної деформації (Пуассона, ν): регламентує співвідношення між поперечним розширенням і поздовжнім стисненням, що необхідно для комп'ютерного моделювання основи методом скінченних елементів (МСЕ) [11, 18]. Потенційна характеристика відносної просадочності для умов майданчика в Кременчуці не є розрахунковою через відсутність у літологічному роз-

різі макропористих лесових шарів та глибоке залягання стабільної товщі ІГЕ-4 [13].

Помилкове завищення міцнісних параметрів загрожує втратою стійкості підземної частини, а недооцінка деформаційного потенціалу нижніх шарів призводить до тріщин у залізобетонних конструкціях та деструкції промислової підлоги [16, 21]. Для нівелювання природної неоднорідності ґрунтів і рівномірного перерозподілу зусиль від масивних агрегатів обґрунтовано застосування суцільних залізобетонних фундаментних плит мілкового закладання або локального покращення властивостей основи [1, 20].

В таблиці 2.1 вихідні данні шарів ґрунту.

Таблиця 2.1 – Вихідні данні

№ІГЕ	Найменування ІГЕ	Номер свердловини та потужність шару, м			
		1	2	3	4
1	Рослинно-ґрунтовий шар	0,3	0,5	0,4	0,5
2	Пісок сіро-бурий, мілкий середньої щільності	3,6	4,2	4,7	4,6
3	Пісок жовто-бурий, середньої крупності, щільний.	4,7	5,3	5,8	6,1
4	Суглинок буро-жовтий, туго-пластичний	9,6	9,9	9,9	10,1
5	Глина бура, туго пластична, з органічними включеннями	15,0	15,0	15,5	14,9
	Відмітка гирла свердловини, м				

В таблиці 2.2 наведені фізико-механічні властивості ґрунтів.

Таблиця 2.2 – Фізико-механічні властивості ґрунтів.

Найменування	Ум. позн.	Од вим.	№№ ІГЕ				
			1	2	3	4	5
Вологість природна	w	%	До використання як природна основа не рекомендується	10.55	7.3	25.45	30.4
Вологість на межі пластичності	w_L	%		-	-	18.07	21.5
Вологість на межі текучості	w_P	%		-	-	3.93	41.98
Число пластичності	I_P	%		-	-	14.87	20.48
Показник текучості	I_L	-		-	-	0.497	0.435
Питома вага ґрунту	γ_H	кН/м ³		17.19	18.58	18.45	18.89
Питома вага частинок	γ_s	кН/м ³		26.15	26.2	26.9	27.38
Питома вага сухого ґрунту	γ_d	кН/м ³		15.55	17.32	14.7	14.49
Коефіцієнт пористості	e	-		0.682	0.513	0.829	0.89
Пористість	n	%		41	34	45	47
Ступінь вологості	S_r	-		0.404	0.373	0.825	0.935
Питома вага ґрунту зваженого у воді	γ_{sb}	кН/м ³		9.6	10.71	9.24	9.20
Кут внутрішнього тертя	φ_H	Град.		30.7	38.7	19.4	15.2
Питоме зчеплення	C_H	кПа		1.36	2.37	19.1	40.6
Модуль деформації в природному стані	E	МПа		24.8	43.7	11.6	16.8
Умовний розрахунковий опір	R_0	кПа		300	500	229	285

Математичне обґрунтування та визначення розрахункових параметрів ґрунтів регламентує вибір типу, геометрії та глибини закладання фундаментів [1]. Для будівельного майданчика у м. Кременчук, літологічний розріз якого сформований алювіальними та флювіогляціальними відкладами долини р. Дніпро, точне визначення характеристик дозволяє врахувати особливості чергування піщаних, суглинкових і глинистих шарів [13].

Розрахункові показники встановлюють шляхом статистичного аналізу нормативних значень із використанням коефіцієнтів надійності за ґрунтом (γ_g) згідно з ДСТУ-Н Б EN 1997-1:2010, що гарантує безпечну роботу основи за двома групами граничних станів (ГГС) [15].

Фізичні властивості як індикатори стану масиву базуються на показниках:

- ~ природної вологості (w);
- ~ щільності сухого ґрунту (p_d);

- ~ пористості (e);
- ~ тграниць пластичності (w_L, w_P), які визначають консистенцію (I_L) і міцність структурних зв'язків [14].

В умовах Кременчука близькість річкового басейну зумовлює коливання рівня підземних вод. Це здатне перевести тугопластичні або напівтверді суглинки в пластичний стан, що супроводжується стрімким падінням їхнього модуля деформації [11, 18].

Механічна поведінка під проєктним тиском.

Міцнісні характеристики (φ та c): відображають граничний опір масиву внутрішнім зсувним напруженням. Вони визначають критичний тиск, перевищення якого призводить до випору ґрунту або втрати стійкості підземної частини [11, 14].

Деформаційні параметри (E та ν): відображають стисливість товщі під навантаженням і є головними аргументами в розрахунках очікуваного інтегрального та нерівномірного осідання каркаса споруди [11, 19].

Критично важливим для важких промислових об'єктів Кременчука є врахування слабших нижніх шарів тугопластичної глини з органічними включеннями, що мають тривалий період консолідації [13, 18]. Недооцінка деформаційного потенціалу цих літологічних елементів викликає нерівномірні зміщення опор, що провокує виникнення надлишкових зусиль у надфундаментному каркасі, появу тріщин, деструкцію промислових підлог цеху та порушення геометрії підкранових шляхів [16, 21].

Визначення розрахункової глибини сезонного промерзання ґрунту

Математичне обґрунтування та аналітичний розрахунок глибини термічного промерзання верхніх літологічних шарів будівельного майданчика у місті Кременчук є обов'язковою передумовою для встановлення мінімальної безпечної позначки закладання подошви фундаментів, оскільки це дозволяє повністю нівелювати руйнівну дію сил морозового здимання на підземні конструкції промислового корпусу [11].

Величину нормативної глибини сезонного промерзання ґрунту d_{fn} за картою ізогіпс – нормативних глибин промерзання ґрунтів для Полтавського регіону першочергово оцінюють як $d_{fn} = 1,0 \text{ м}$ [11].

На рисунку 2.1 представлено карту нормативних глибин промерзань ґрунтів на території України

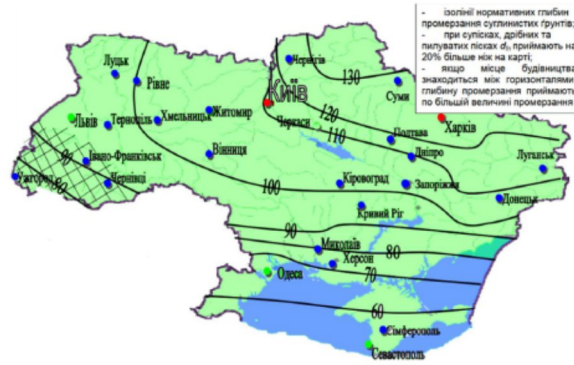


Рисунок 2.1 – Карта рівня промерзання ґрунтів України

Розрахункової глибини промерзання визначається за формулою (2.1):

$$d_f = k_h \cdot d_{fn} = 1 \cdot 1 = 1 \text{ м;} \# (2.1)$$

де: k_h – коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди [11].

В рамках бакалаврської роботи для окремо розташованого фундаменту під збірну залізобетонну колону крайнього ряду без підвалу, зважаючи на інтенсивне виділення тепла від тунельних печей для випалу керамічних виробів, даний коефіцієнт приймаємо 1.

Для точного аналітичного визначення величини нормативної глибини сезонного промерзання ґрунту d_{fn} використовують формулу (2.2):

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_F} = 0.28 \cdot \sqrt{11.2} = 0.94 \text{ м;} \# (2.2)$$

де d_0 – величина, що дорівнює різним значенням залежно від літологічного складу геотехнічного середовища [1].

Для різних видів ґрунтів значення будуть такими:

1. Для суглинків і глин $d_0 = 0,23$;
2. Для супісків і пісків пилюватих та дрібних $d_0 = 0,28$;
3. Для пісків гравіюватих, крупних та середньої крупності $d_0 = 0,3$;
4. Для великоуламкових ґрунтів $d_0 = 0,34$.

M_t – безрозмірним коефіцієнтом, що чисельно дорівнює сумі абсолютних значень середньомісячних негативних температур за зиму в означеному районі, які визначають згідно із ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 [25].

Значення M_t для Полтавської області (м. Кременчук) за актуальними метеорологічними даними розраховується за формулою (2.3):

$$M_t = |(T_1) + (T_2) + \dots + (T_n)| ; \# (2.3)$$

де $(T_1); (T_2); (T_n)$ – це абсолютні значення (модулі) середньомісячних від’ємних температур повітря за всі місяці з мінусовою температурою протягом одного зимового періоду в поточному регіоні (зазвичай це грудень, січень та лютий, проте в окремих північних чи високогірних районах можуть додаватися листопад або березень) [13].

$$M_t = |(- 2.7) + (- 4.4) + (- 4.1)| = 11.2 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

Фінальну розрахункову глибину промерзання на рівні $d_f = 0,94$ м [11].

Отримане значення повністю задовольняє умову перевищення мінімальної величини глибини закладання фундаментів $d_{min} = 0,5$ м [11].

Збір навантажень для розрахунку окремо розташованого монолітного фундаменту під збірну залізобетону колону крайнього ряду, без підвалу

Математичне обґрунтування та розрахунок геометричних параметрів окремо розташованих монолітних залізобетонних фундаментів стаканного типу є ключовим етапом геотехнічного проектування виробничого корпусу, що безпосередньо гарантує безпечне сприйняття та перерозподіл усіх видів експлуатаційних навантажень на ґрунтову основу [11]. На відміну від цивільних споруд із

тримальними стінами, де розраховуються стрічкові фундаменти, конструктивна схема цеху керамічних виробів у місті Кременчук представлена збірним залізобетонним каркасом, де всі зусилля від покриття, стінового огороження та мостових кранів вантажопідйомністю десять тонн фокусуються на точкових опорах [16, 21]. Цей процес проектування забезпечує роботу системи без перевищення граничних станів, мінімізуючи ризики виникнення нерівномірних деформацій у тугопластичних суглинистих і глинистих шарах [11, 18]. Для проведення подальших статичних розрахунків і встановлення оптимальної площі підосви фундаменту крайнього ряду по характерній цифровій осі, у таблиці 2.3 систематизовано та наведено підсумкові дані збору розрахункових і нормативних навантажень, що діють на рівні обрізу фундаменту [19]. У таблиці 2.4 детально відображено зусилля, які транслюються від залізобетонних кроквяних ферм прогоном тридцять метрів та покладених по них ребристих плит покриття, що формують жорсткий диск верхнього ярусу промислової рами [16]. Додатково, у таблиці 2.5 зафіксовано постійні навантаження від власної ваги самонесних стінових панелей та засклення, які передаються на обріз фундаменту через фундаментні підколонні балки, що дозволяє виконати комплексне моделювання напружено-деформованого стану системи за допомогою методу скінченних елементів і визначити точні крайові тиски під підосвою для запобігання пошкодженню автоматизованих ліній тунельних печей випалу [11, 12].

Таблиця 2.3 – Збір навантажень від покрівлі

№	Найменування матеріалу	Характеристичне значення, кг/м ²	Експлуатаційне		Граничне	
			γ_{fc}	g_e кг/м ²	γ_{fm}	g_m кг/м ²
1	Шар гравію, втоплений в мастику – 15 мм	27.0	1	27.0	1.3	35.1
2	3 шари руберойду на бітумній мастиці – 30 мм	18.0	1	18.0	1.2	21.6
3	Цементно-піщана стягування – 30 мм	54.0	1	54.0	1.3	70.2
4	Розхилка з керамзиту – 100 мм	6.0	1	6.0	1.3	280.0
5	Руберойд, наклеєний на	18.0	1	18.0	1.3	23.4

	бітумній мастиці – 10 miniature					
6	Власна вага плити	145.0	1	145.0	1.1	160.0
7	Тимчасове довгодіюче навантаження (30%)	90.0	1	90.0	1.4	126.0
8	Тимчасове короткочасне навантаження (70%)	210.0	1	210.0	1.4	294.0
Загальне навантаження			$g_e = 568.0$		$g_m = 1010.3$	

Таблиця 2.4 – Збір навантажень від колон

№	Найменування навантаження	Характеристичне значення, кН	Експлуатаційне		Граничне	
			γ_{fc}	g_e , кН	γ_{fm}	g_m , кН
1	Власна вага збірної залізобетонної колони	342,00	1,0	342,00	1,1	376,20
	Разом	342,00	$g_e = 342,00$		$g_m = 376,20$	

Таблиця 2.5 – Збір навантажень від стіни

№	Найменування навантаження	Характеристичне значення, кН	Експлуатаційне		Граничне	
			γ_{fc}	g_e , кН	γ_{fm}	g_m , кН
1	Власна вага стінової панелі ПС600.180.10-2Т-3 (1 шт.)	13,73	1,0	13,73	1,1	15,10
2	Власна вага стінової панелі ПС600.120.10-2Т-3 (11 шт.)	129,49	1,0	129,49	1,1	142,44
3	Власна вага стінової панелі огороження з віконного засклення	7,06	1,0	7,06	1,2	8,47
4	Власна вага стінової панелі залізобетонної фундаментної балки	37,06	1,0	37,06	1,1	40,77
Разом навантаження на фундамент		187,34	$g_e = 342,00$		$g_m = 376,20$	

Аналітична формула для розрахунку сумарного вертикального навантаження на фундамент має такий вигляд (2.4):

$$N = (g^{\text{покp}} + p^{\text{сніг}}) \cdot B \cdot \frac{L}{2} + G_{\text{кол}} + Q_{\text{ст}}, \text{ кН; \# (2.4)}$$

де $g^{\text{покp}}$ – навантаження від власної ваги елементів покриття;

$p^{\text{сніг}}$ – нормативне або розрахункове снігове навантаження для Полтавського регіону;

B – крок колон крайнього ряду;

L – прогін будівлі;

$G_{\text{кол}}$ – зосереджена сила від власної ваги збірної колони;

$Q_{\text{ст}}$ – інтегральне навантаження від ділянки навісних стінових панелей, засклення та залізобетонної фундаментної балки [13, 16].

Математичний перерахунок за другою групою граничних станів (для визначення експлуатаційного зусилля N_e , що використовується для обчислення осідань та геометричних розмірів підосви):

$$N_e = 6.49 \cdot 6 \cdot \frac{30}{2} + 342 + 187.34 = 1113.44 \text{ кН.}$$

Аналітичний розрахунок за першою групою граничних станів (для обчислення граничного зусилля N_m , що закладається у розрахунки міцності, стійкості проти перекидання та армування тіла фундаменту):

$$N_m = 8.02 \cdot 6 \cdot \frac{30}{2} + 376.20 + 206.78 = 1304.78 \text{ кН}$$

На рисунку 2.2 зображено попереднє конструювання окремого (стовпчастого), монолітного фундаменту під збірну залізобетонну колону

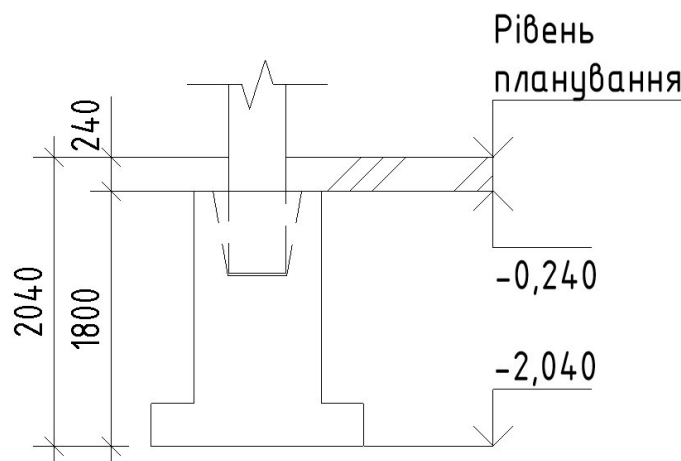


Рисунок 2.2 – Попереднє конструювання окремого (стовпчастого), монолітного фундаменту під збірну залізобетонну колону (без підвалу)

Розрахунок розмірів ширини підшви фундаменту.

Умовна ширина підшви фундаменту розраховується за формулою (2.5):

$$b_0 = \sqrt{\frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{mt} \cdot d}} = \sqrt{\frac{1304.78}{300 - 20 \cdot 2.04}} = 2.24 \text{ м;} \# (2.5)$$

де: N_{II} – сумарне вертикальне експлуатаційне навантаження на рівні верхнього обрізу фундаменту за другою групою граничних станів;

R_0 – нормативний розрахунковий опір несучого шару ґрунту основи;

γ_{mt} – усереднене значення питомої ваги матеріалу фундаменту та ґрунту на його сходах, що дорівнює 20 кН/м³;

d – проектна глибина закладання підшви фундаменту.

Визначення розрахункового опору ґрунту

Розрахунковий опір для шару ґрунту, розташованого під підшвою розрахованого фундаменту визначають за формулою (2.6):

$$R_i = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_y \cdot k_z \cdot b_0 \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{II}^I + (M_q - 1) \cdot d_B \cdot \gamma_{II}^I + M_c \cdot C_{II}, \text{ кПа;} \# (2.6)$$

$b_0 = 2,19$ м – умовна ширина підшви фундаменту

де γ_{c1} та γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи, які приймаються за таблицею для визначення коефіцієнтів потрібно обчислити відношення довжини будівлі до її висоти L/H ;

k – коефіцієнт, що залежить від способу визначення фізико-механічних властивостей ґрунтів, прийняти рівним 1,1;

M_γ , M_q , M_c – коефіцієнти несучої здатності основи, що залежать від кута внутрішнього тертя ϕ , розташованого безпосередньо під підшвою фундаменту;

k_z — коефіцієнт, що залежить від розмірів підошви фундаменту;

γ_{II} — середньозважене значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче від підошви фундаменту;

γ'_{II} — те саме вище від підошви фундаменту;

d_1 — глибина закладання підошви фундаменту, що залежить від конструктивної схеми будинку;

d_b — відстань від рівня планування до підлоги підвалу;

c_{II} — питоме зчеплення ґрунту під підошвою фундаменту,

b — ширина підошви фундаменту.

На рисунку 2.3 зображено просту схему для розрахунку значення d_1

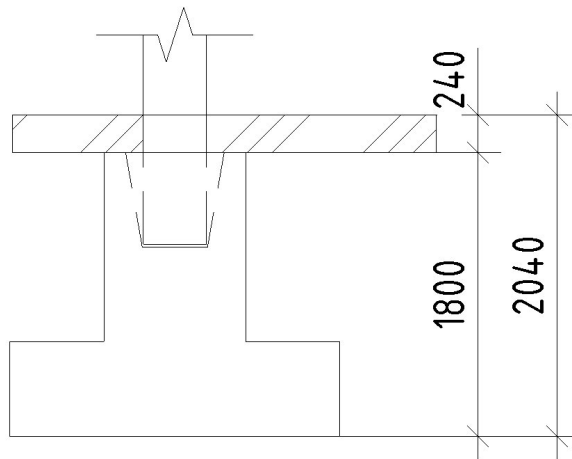


Рисунок 2.3 – Схема для розрахунку значення d_1

Для безпідвального приміщення $d_1 = d = 1.8$ м

За наявності багат шарової основи або ґрунту, розташованого вище від підошви фундаменту, значення γ_{II} та γ'_{II} визначаємо як середньозважені за формулою (2.7, 2.8):

$$\gamma_{II}^I = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_{IIi} \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} = \frac{2.04 \cdot 17.19}{2.04} = 17,19 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}; \# (2.7)$$

$$\gamma_{II} = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_{IIi} \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} = \frac{1.26 \cdot 17.19 + 1.1 \cdot 18.58 + 4.9 \cdot 18.45 + 5.4 \cdot 18.89}{1.26 + 1.1 + 4.9 + 5.4} =$$

$$= 18,52 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}; \# (2.8)$$

$$R_0$$

$$= \frac{1.3 \cdot 1.3}{1,1} [1.24 \cdot 1 \cdot 2.24 \cdot 18.52 + 5.95 \cdot 2.04 \cdot 17.19 + (5.59 - 1) \cdot 0 \cdot 17.19 + 8.24 \cdot 1.36]$$

$$= 416.96 \text{ кПа}$$

Розрахунок зусиль.

Після визначення умовної ширини підшви фундаменту потрібно скласти основну розрахункову схему, виконавши розрахунок зусиль, доданих до точки перетину вертикальної осі симетрії та площини підшви фундаменту – N, M, T (2.9, 2.10).

$$N = N_{II} + G_{\phi} + G_{гр} = N_{II} + (A \cdot d_{\phi} \cdot \gamma_{mt}); \# (2.9)$$

$$1304.78 + (5.03 \cdot 1.8 \cdot 20) = 1485.99 \text{ кН};$$

$$M = M_{II} \pm T_{II} \cdot d; \# (2.10)$$

$$0 \pm 0 \cdot 1.8 = 0 \text{ кН/м};$$

Для окремих (стовпчастих) фундаментів розрахункова площа підшви фундаменту розраховується за формулою (2.11):

$$A = b_0^2 = 2.24^2 = 5.03 \text{ м}^2; \# (2.11)$$

На рисунку 2.4 Кінцеву розрахункову схему фундаменту Фм-1

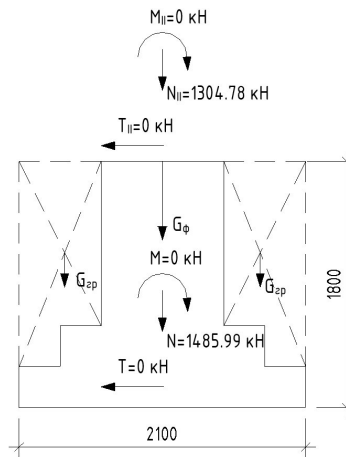


Рисунок 2.4 – Кінцева розрахункова схема фундаменту Фм-1

Визначення ступеня позацентровості прикладання навантаження і раціональності форми підшви фундаменту.

Для визначення ступеня позацентровості завантаження фундаменту потрібно розрахувати ексцентриситет прикладеного навантаження за формулою (2.12):

$$e = \frac{M}{N}; \# (2.12)$$

якщо $e \geq 0,033 \cdot b_0$ – фундамент вважати позацентрово навантаженим, а якщо $e \leq 0,033 \cdot b_0$ – центрально навантаженим.

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0}{1485.99} = 0;$$

$$0.0333 \cdot b_0 = 0.033 \cdot 2.24 = 0.07404;$$

$$e < 0.07404.$$

Отже, фундамент центрально навантажений

Розрахунок ширини підшви фундаменту виконується за формулою (2.13):

$$b_1 = \sqrt{\frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{mt} \cdot d}} = \sqrt{\frac{1304.78}{416.96 - 20 \cdot 2.04}} = 1.86 \text{ м;} \# (2.13)$$

Отримане за формулами значення b не вважається досить точним, оскільки розрахунковий опір R визначено з використанням величини умовної ширини підшви фундаменту b_0 . У той же час точне значення розрахункового опору R також необхідне для подальшого виконання обов'язкових перевірок. Подальше уточнення значень b та R здійснюємо методом послідовних наближень.

Розрахунок ланцюжка взаємних уточнень b_i і R_i проводиться до того часу, поки останні значення b_i не стануть відрізнятися одне від одного на величину, меншу чи рівну 0,1 м, тобто (2.14):

$$|b_1 - b_0| = |1.86 - 2.24| = 0.38 > 0.1; \# (2.15)$$

1-е приближення

$$\begin{aligned} R_1 &= \frac{1.3 \cdot 1.3}{1.1} [1.24 \cdot 1 \cdot 1.86 \cdot 18.52 + 5.95 \cdot 2.04 \cdot 17.19 + (5.59 - 1) \cdot 0 \cdot 17.19 + 8.24 \cdot 1.36] \\ &= 403.51 \text{ кПа;} \end{aligned}$$

$$b_2 = \sqrt{\frac{N_{II}}{R_1 - \gamma_{mt} \cdot d}} = \sqrt{\frac{1304.78}{403.51 - 20 \cdot 2.04}} = 1.90 \text{ м;}$$

$$|b_2 - b_1| = |1.90 - 1.86| = 0.04;$$

Згідно з конструктивними вимогами (b кратно 300 мм) приймаємо ширину підшви фундаменту 2100 мм

Уточнюємо значення R :

$$\begin{aligned} R_2 &= \frac{1.3 \cdot 1.3}{1.1} [1.15 \cdot 1 \cdot 2.1 \cdot 18.54 + 5.59 \cdot 1.65 \cdot 17.16 + (5.59 - 1) \cdot 2 \cdot 17.16 + 7.95 \cdot 1.22] \\ &= 411.89 \text{ кПа;} \end{aligned}$$

Перевірка напруги під підшовою фундаментна

На рисунку 2.5 зображено до перевірки напруги під підшовою центрально навантаженого фундаменту

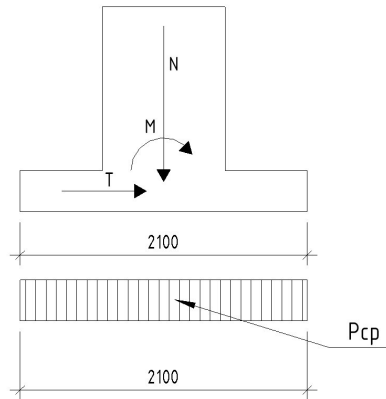


Рисунок 2.5 До перевірки напруги під підшовою центрально навантаженого фундаменту

Величина середнього тиску під підшовою фундаменту, що приймається за формулою (2.16):

$$p_{\text{ср}} = \frac{N}{A} = \frac{1485.99}{5.03} = 295.2 \text{ кПа}; \# (2.16)$$

$$295.2 < 411.89;$$

Остаточне конструювання фундаментів під окремо розташовану залізобетону колону

На рисунку 2.6 зображено остаточні габарити фундаменту після розрахунку.

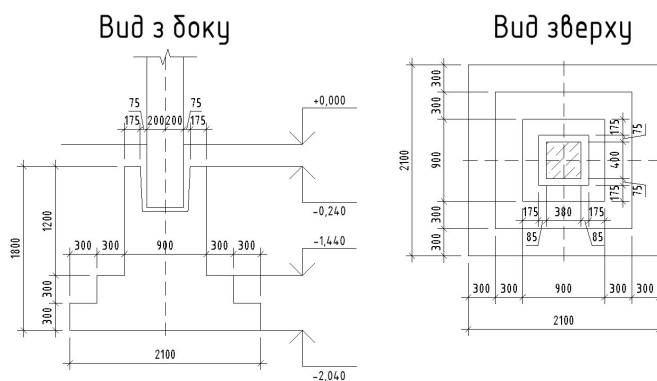


Рисунок 2.6 – До конструювання окремого монолітного залізобетонного фундаменту під збірну залізобетону колону

Розрахунок осідань фундаментів. Розрахунок виконується у програмному комплексі Excel, та відображено у рисунку 2.7:

Фундамент ФМ-1													
Розрахунок осадки фун-ту													
Грунт	Номер розрахункової точки	Zi, м	ε	α_i	Напруження в ґрунті, кПа				hi, см	Ei, кПа	Si, см	Номер розрахунок	Заглиблення від поверхні, м
1	2	3	4	5	$\sigma_{zp(i)}$	$\sigma_{zg(i)}$	$\sigma_{zp(i)}$	$\sigma'_{zg(i)}$	10	11	12	13	14
ІГЕ-2													
Пісок	0	0	0	1	260,13	35,07	7,01						3,04
	0а	0,56	0,53	0,868	225,79	56,73	11,35		242,96	56	24800	0,4389	0
ІГЕ-3													
Пісок	0а	0,56	0,53	0,868	225,79	56,73	11,35						3,6
	1	0,84	0,8	0,8	208,1			216,95	28	43700	0,1112	0а	3,88
	1а	1,66	1,58	0,458	119,14	77,17	15,43	163,95	82		0,2456	1	4,7
ІГЕ-4													
Суглинок	1а	1,66	1,58	0,458	119,14	77,17	15,43						4,7
	2	1,68	1,6	0,449	116,8			117,97	2		0,0163	1а	4,72
	3	2,52	2,4	0,257	66,85			91,83	84		0,532	2	5,56
	4	3,36	3,2	0,16	44,62			54,24	84		0,3142	3	6,4
	5	4,2	4	0,108	28,09			34,86	84	11600	0,2019	4	7,24
	6	5,04	4,8	0,077	20,03			24,06	84		0,1394	5	8,08
	7	5,88	5,6	0,058	15,09			17,56	84		0,1017	6	8,92
	7а	6,56	6,25	0,0474	12,33	167,57	33,51	13,71	68		0,0643	7	9,6
	8	6,72	6,4	0,045	11,71								
	9	7,56	7,2	0,036	9,36								
ІГЕ-5													
Глина	7а	6,56	6,25	0,0474	12,33	167,57	33,51						9,6
	8	6,72	6,4	0,045	11,71			12,02	16		0,0092	7а	9,76
	9	7,56	7,2	0,036	9,36			10,54	84		0,0421	8	10,6
	10	8,4	8	0,029	7,54			8,45	84		0,0338	9	11,44
	11	9,24	8,8	0,024	6,24			6,89	84		0,0276	10	12,28
	12	10,08	9,6	0,02	5,2			5,72	84	16800	0,0229	11	13,12
	13	10,92	10,4	0,017	4,42			4,81	84		0,0192	12	13,96
	14	11,76	11,2	0,015	3,9			4,16	84		0,0166	13	14,8
	14а	11,96	11,39	0,0131	3,41	269,58	54,06	3,65	20		0,003	14	15
	15												
	16												
	17												
	18												
$\Sigma S =$											2,3399	$S \leq S_{max,u}$	умова виконується

Рисунок 2.7 – Розрахунок осідання фундаменту

На рисунку 2.8 наведено розрахунок осадки фундаменту.

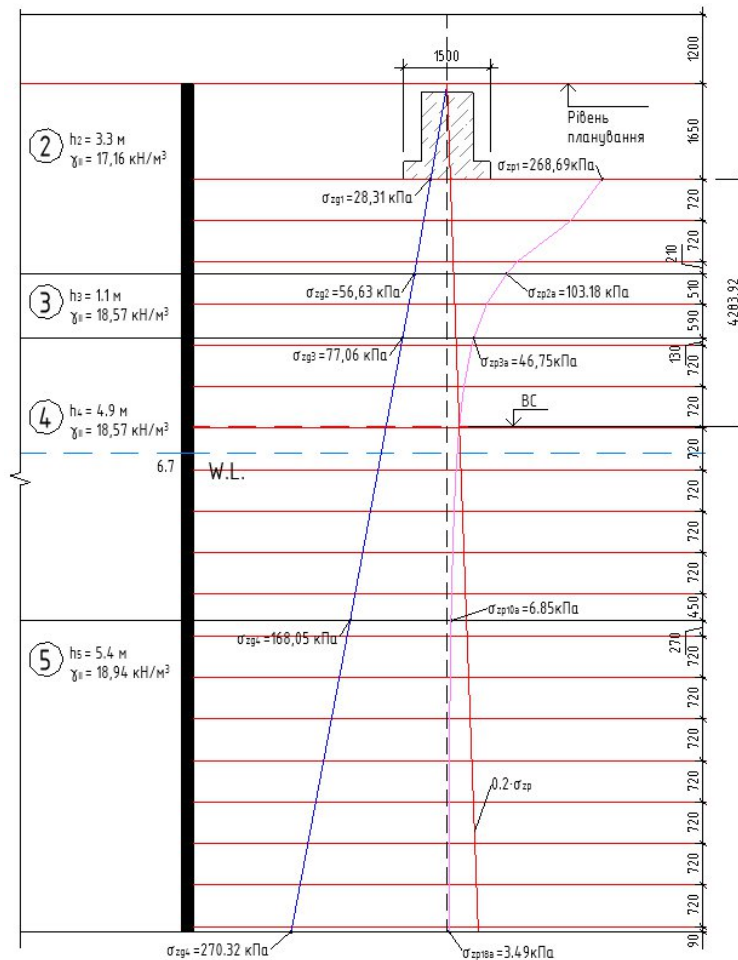


Рисунок 2.1.9 – епюри напруг фундаменту Фм-1

Армування монолітного фундаменту під збірну залізобетону колону крайнього ряду

Необхідна робоча висота фундаменту розраховується за формулою (2.17):

$$h_0 = -\frac{b_k}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N_p}{R_{bt}} + b_k^2} = -\frac{0.4}{2} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{1485.99}{0.81 \cdot 10^3} + 0.4^2} = 47.7 \text{ см;} \# (2.17)$$

Товщину захисного шару бетону приймаємо $s=50$ мм.

Висота фундаменту розраховується за формулою (2.18):

$$h_f = h_0 + c = 47.5 + 5 = 52.7 \text{ см};\# (2.18)$$

Висота фундаменту із умови закріплення колони розраховується за формулою (2.19):

$$h_f = 1,5 \cdot b_k + 25 = 1,5 \cdot 40 + 25 = 85 \text{ см};\# (2.19)$$

Глибина стакану фундаменту розраховується за формулою (2.20):

$$h_{soc} = 1,5 \cdot b_k + 5 = 1,5 \cdot 40 + 5 = 65 \text{ см};\# (2.20)$$

Глибина гнізда для закріплення в ній колони розраховується за формулою (2.21, 2.22):

$$h_{soc} = 1.5 \cdot b_k + 15 = 75 \text{ см};\# (2.21)$$

$$h_{soc} = 30 \cdot d + 5 = 41 \text{ см};\# (2.22)$$

Обираємо в розрахунок більше значення $h_{soc} = 75 \text{ см}$.

Висота фундаменту із конструктивних міркувань, враховуючи необхідність надійно заанкерувати стержні поздовжньої арматури при жорсткій заробці колони в фундаменті розраховується за формулою (2.23):

$$h_f = h_{soc} + 20 \text{ см} = 75 + 20 = 95 \text{ см};\# (2.23)$$

Приймаємо висоту фундаменту $h_f = 1500 \text{ мм}$. Кількість уступів – 3.

Конструктивно приймаємо висоту уступів: 300мм + 300мм + 1200мм

На рисунку 2.9 зображено розріз фундаменту з вказанням розташування арматурного каркасу.

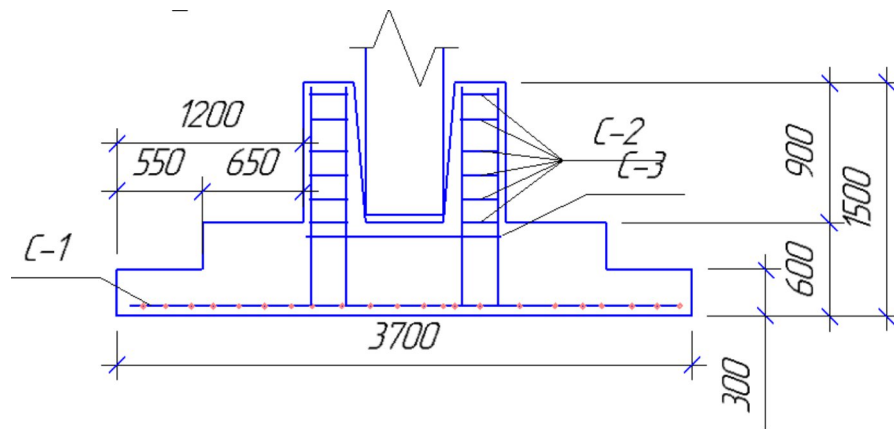


Рисунок 2.9 – Армування фундаменту Ф-1

Конструктивно приймаємо висоту нижнього уступу розраховується за формулою (2.24):

$$h_1 = h_{01} + 50 = 300 \text{ мм}; \# (2.24)$$

Робоча висота нижнього уступу розраховується за формулою (2.25):

$$h_{01} = 30 - 5 = 25 \text{ см}; \# (2.25)$$

Конструктивно приймаємо розміри другого і третього уступів фундаменту 300 мм та 1200 мм

Перевіряємо міцність фундаменту на продавлювання по поверхні піраміди:

Периметр контуру продавлювання розраховується за формулою (2.26):

$$U_m = 4 \cdot (b_k + h_0) = 4 \cdot (50 + 210) = 1040 \text{ см}; \# (2.26)$$

де: b_k - ширина грані колони;

h_0 - робоча висота плити фундаменту.

Площа основи піраміди продавлювання розраховується за формулою (2.27):

$$A_{ofp} = (b_k + 2 \cdot h_0)^2 = (50 + 2 \cdot 210)^2 = 220900 \text{ см}^2 = 22.09 \text{ м}^2; \# (2.27)$$

Розрахункове зусилля продавлювання розраховується за формулою (2.28):

$$F = N_p - A_{ofp} \cdot P = 1485.99 - 1,83 \cdot 295.2 = 945,79 \text{ кН};\# (2.28)$$

де: N_p - розрахункова поздовжня сила в основі колони;

P - середній реактивний тиск ґрунту під підошвою фундаменту.

Умова міцності на продавлювання розраховується за формулою (2.29):

$$F < \alpha \cdot R_{bt} h_0 U_m;\# (2.29)$$

$$945,79 \text{ кН} < 1 \cdot 0.81 \cdot 10^3 \cdot 0.477 \cdot 3.508 = 1355.39 \text{ кН}$$

Умова виконується міцність на продавлювання достатня.

Розрахунок арматури фундаменту.

Знаходимо згинальні моменти в перерізах 1-1; 2-2; 3-3 розраховується за формулою (2.30, 2.31, 2.32):

$$M_{1-1} = 0,125 \cdot p \cdot (a_f - b_k)^2 b_f, \text{ кНм};\# (2.30)$$

$$0.125 \cdot 0.2952 \cdot 10^3 \cdot (2.1 - 0.4)^2 \cdot 2.1 = 224.11 \text{ кНм}$$

$$M_{2-2} = 0,125 \cdot p \cdot (a_f - a_1)^2 b_f, \text{ кНм};\# (2.31)$$

$$0,125 \cdot 0,2952 \cdot 10^3 (2.7 - 1.0) \cdot 2.1 = 93.81 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{3-3} = 0,125 \cdot p \cdot (a_f - a_2)^2 b_f, \text{ кНм};\# (2.32)$$

$$0,125 \cdot 0,2952 \cdot 10^3 (2.7 - 1.5) \cdot 2.1 = 20.93 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Необхідні площі перерізів арматури в даних розрізах розраховується за

формулою (2.33, 2.34, 2.35):

$$A_{s1} = \frac{M_{1-1}}{0,9 \cdot R_{sc} \cdot h_0} = \frac{232,8 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 280 \cdot 47,7} = 18,64 \text{ см}^2; \# (2.33)$$

$$A_{s2} = \frac{M_{2-2}}{0,9 \cdot R_{sc} \cdot h_1} = \frac{93,81 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 280 \cdot 85} = 4,38 \text{ см}^2; \# (2.34)$$

$$A_{s2} = \frac{M_{2-2}}{0,9 \cdot R_{sc} \cdot h_2} = \frac{20,93 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 280 \cdot 145} = 0,57 \text{ см}^2; \# (2.35)$$

Приймаємо 17Ø12A300 з площею $A_s = 14,41 \text{ см}^2$ в перпендикулярному напрямку приймаємо 17Ø12A300 із прийнятої арматури зварюємо сітку.

На рисунку 2.10 зображено схему розташування арматури в сітці С-1

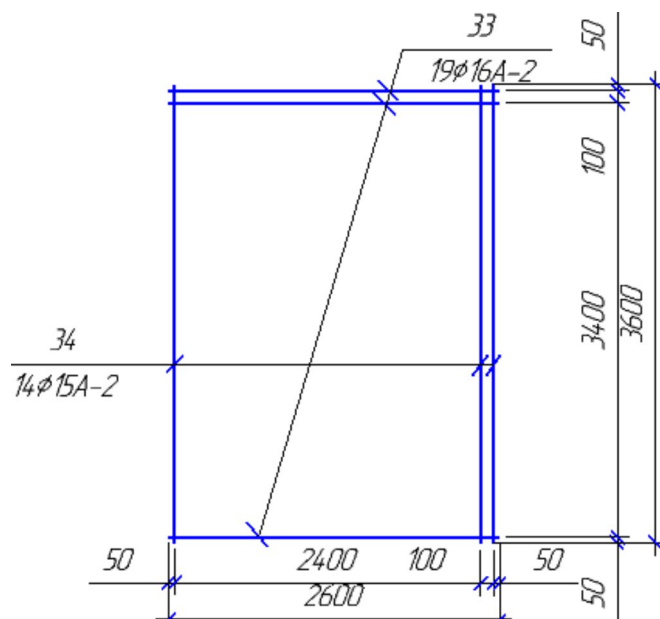


Рисунок 2.10 – Сітка С-1

Перевіряємо процент армування за формулою (2.36):

$$\mu = A_s \cdot \frac{100}{b_2} \cdot h_0 = 19,23 \cdot \frac{100}{90} \cdot 47,7 = 0,45\% \geq 0,1\%; \# (2.36)$$

Верхній уступ армуємо конструктивно горизонтальними сітками С-2 і С-3

із арматури Ø 8 A240, що встановлюється через 150 мм по висоті.

На рисунку 2.11 зображено схему розташування арматури в сітці С-2

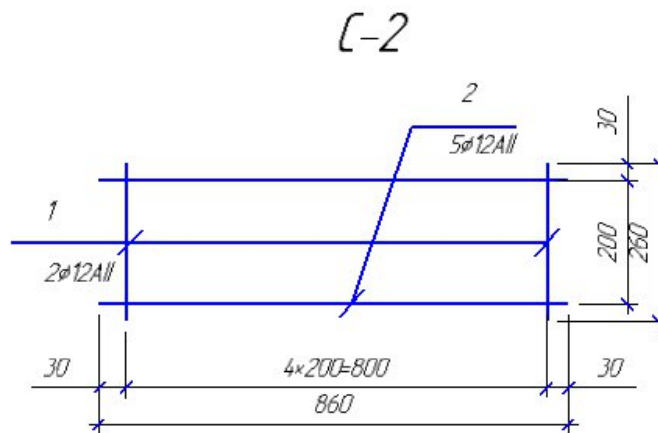


Рисунок 2.11 – Сітка С-2

На рисунку 2.12 зображено схему розташування арматури в сітці С-3

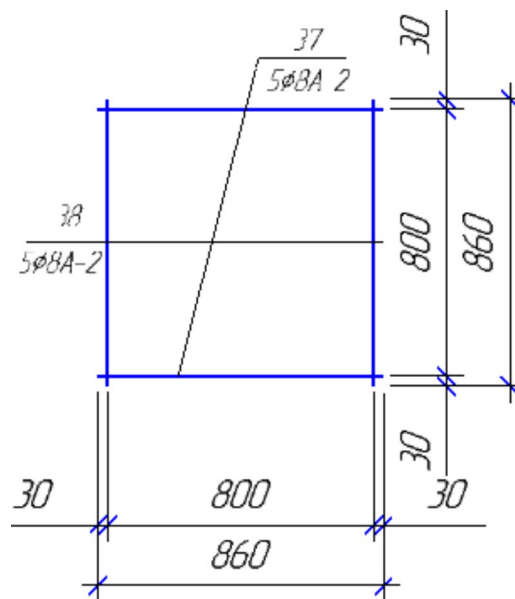


Рисунок 2.12 – Сітка С-3

Розташування сіток фіксуємо вертикальними стержнями із арматури Ø8A240. На рисунку 2.13 зображено схему розташування вертикальних стрижнів.

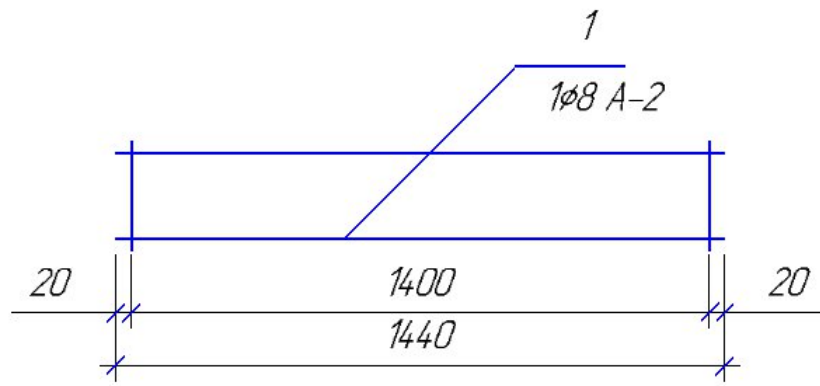


Рисунок 2.13 – Розташування підтримуючого каркасу

Розрахунок монтажних петель

Обсяг бетону розраховується за формулою (2.37):

$$V_b = V_1 + V_2 + V_3 - V_{\text{скл.}}; \# (2.37)$$

$$V_b = 2.1 \cdot 2.1 \cdot 0.3 + 1.5 \cdot 1.5 \cdot 0.3 + 0.9 \cdot 0.9 \cdot 1.2 - (0.4 + 0.15) \cdot (0.4 + 0.15) \cdot 0.75 \\ = 2.75 \text{ м}^3$$

Вага фундаменту розраховується за формулою (2.38):

$$G = V \cdot \rho = 2.75 \cdot 2500 = 68.78 \text{ кН}; \# (2.38)$$

Навантаження на одну петлю $K_q = 1,5$

Розрахункового зусилля на одну монтажну петлю розраховується за формулою (2.39):

$$N = G \cdot \frac{K_q}{2} = 68.75 \cdot \frac{1.5}{2} = 51.56 \text{ кН}; \# (2.39)$$

Площа перерізу арматури петлі із сталі класу А300 розраховується за формулою (2.40):

$$A_s = \frac{N}{R_s} = \frac{51.56 \cdot 10^3}{280} = 1.84 \text{ см}^2; \# (2.40)$$

Приймаємо 1Ø16A300, $A_s = 2.01 \text{ см}^2$

Специфікація арматури на фундамент

В таблиці 2.6 наведено геометричні характеристики, марку, діаметр, клас арматури, кількість та загальну довжину стержнів для виготовлення сіток і монтажних петель фундаменту ФД-21-21. В таблиці 2.7 наведено загальну довжину, масу одного метра та сумарну вагу сталі, згруповану за діаметрами та класифікаціями міцності. В таблиці 2.8 наведено підсумкові дані щодо повної маси елемента, об'єму бетону, загальної ваги арматури за класами, а також питому витрату сталі на один кубічний метр конструкції.

Таблиця 2.6 – Специфікація арматурних виробів

Марка виробу	№ поз.	Ескіз	Діаметр та клас арматури	Довжина арматури, м	Кількість		Загальна довжина, м
					У виробі	В елементі	
С-1 1 шт.	33	<u>2100</u>	Ø12A300	2.1	17	17	35.7
	34	<u>2100</u>	Ø12A300	2.1	17	17	35.7
С-2 6шт.	35	<u>260</u>	Ø8A240	0.26	2	12	3.12
	36	<u>860</u>	Ø8A240	0.86	5	30	25.8
С-3 1 шт.	37	<u>860</u>	Ø12A300	0.86	5	5	4.3
	38	<u>860</u>	Ø12A300	0.86	5	5	4.3
Окремий стержень	39	<u>1440</u>	Ø8A240	1.44	-	16	23.04
Монтажна петля	40	<u>1160</u>	Ø16A300	1.16	-	4	4.64

Таблиця 2.7 – Вибірка арматури

Діаметр та клас арматури	Загальна довжина, м	Маса 1 м, кг	Загальна маса, кг
Ø16A300	4.64	1,578	7.32
Ø12A300	80,0	0.888	71.04
Ø8A240	51.96	0,395	20.52

Таблиця 2.8 – Витрата матеріалів

Марка елементу	Маса, кг	Бетон, м ³	Арматура			Витрати арматури, кг/м ³
			A240	A300	Всього	
ФД 21-21	6875	2.75	20.52	82.18	102.7	37.35

2.2 Розрахунок надземної частини об'єкта

Вихідні дані:

- ~ геометричні габарити у плані (номінальні): 6 x 3 м;
- ~ розрахункова маса виробу: 1950 кг;
- ~ тимчасове експлуатаційне навантаження: 3.00кН/м (із урахуванням 30% тривалого фактора);
- ~ коефіцієнт надійності за навантаженням: $\gamma_f = 0.9$;
- ~ коефіцієнт умов роботи матеріалу: $\gamma_{cb} = 0.9$;
- ~ параметри обпирання: на ригель ($a_1 = 100$ мм), на тримальну стіну ($a_2 = 200$ мм).

Панель армуємо термічно зміцненою стержневою арматурою періодичного профілю класу А600 натягінням на упори. Ребра панелі армуємо зварними каркасами з стержневої арматури класу А400, плиту армуємо зварною сіткою з проволочки класу В500.

Бетон класу С25/30

На рисунку 2.14 зображено склад покриття.

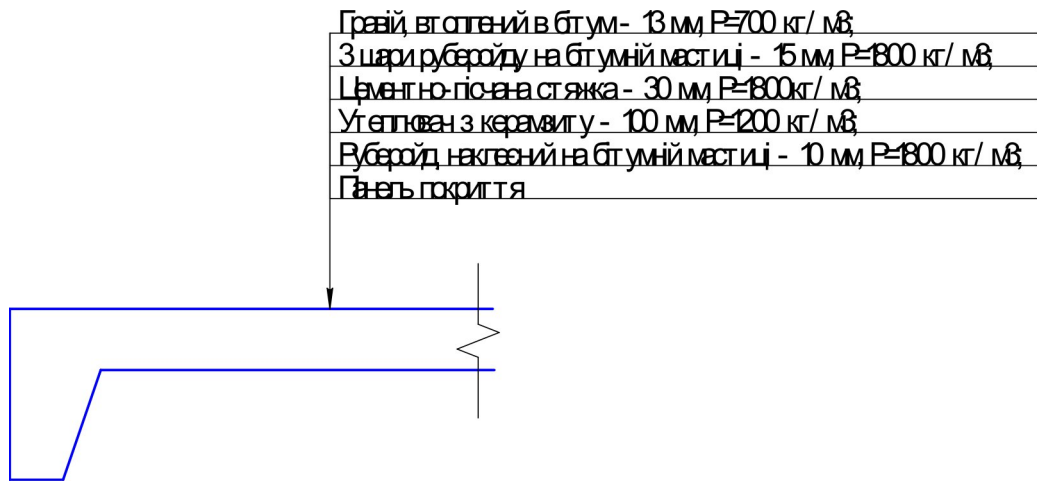


Рисунок 2.14 – Склад покриття

Конструкція розраховується з використанням важкого бетону класу С25/30. З урахуванням коефіцієнта умов роботи бетону $\gamma_c = 0,9$, його міцнісні показники становлять:

~ розрахунковий опір стисненню $R_b = 15,3$ МПа (отримано шляхом коригування базового значення 17,09 МПа);

~ розрахунковий опір розтягуванню $R_{bk} = 1,08$ МПа (визначено як $1,2 \cdot 0,9$).

Для даного типу бетону початковий модуль пружності в умовах теплової обробки дорівнює $E_b = 29000$ МПа.

Робоча поздовжня арматура прийнята класу А400 із попереднім натягом.

Її розрахунковий опір розтягу становить:

~ за першою групою граничних станів (ГГС I) – $R_s = 510$ МПа;

~ за другою групою граничних станів (ГГС II) – $R_s = 590$ МПа.

Параметр модуля пружності для цієї арматури дорівнює $E_s = 190000$ МПа.

Для армування сіток закладено дріт класу В500 діаметром $d = 4$ мм із характеристиками опору $R_{sw} = 265$ МПа та $R_s = 365$ МПа. Зварні каркаси виконуються з арматурної сталі класу А400, яка має модуль пружності $E_s =$

200000 МПа

та розрахунковий опір $R_s = 315$ МПа.

Визначення навантаження і зусиль.

У таблиці 2.9 детально відображено зусилля, які отримує плита покриття [16].

Таблиця 2.9 – Навантаження на плиту

Навантаження	Підрахунок навантажень	Нормативне Навантаження кН./м ²	Коефіцієнт надійності щодо навантаження γ_f	Розрахункове навантаження кН./м ²
Постійне:				
Шар гравію, втоплений в мастику – 15 мм; $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$	0.015·18	0.27	1.3	0.351
3 шари руберойду на бітумній мастиці-30 мм, $\rho = 600 \text{ кг/м}^3$	0.03·6	0.18	1.2	0.216
Цементно – піщане стягування – 30 мм, $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$	0.03·18	0.54	1.3	0.7
Розхилка з керамзиту – 100 мм, $\rho = 1200 \text{ кг/м}^3$,	0.1·12	0.06	1.3	2.8
Рубероїд, наклеєний на бітумній мастиці -10 мм, $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$,	0.01·18	0.18	1.3	0.234
Власна вага плити 145 кг/м^2		1.45	1.1	1.6
Разом		2,68		5,9
Тимчасове				
Довгодіюче(30%)	3.00·0.3	0.9	1.4	1.26
Короткочасне(70%)	3.00·0.7	2.1	1.4	2.94
Разом		3.00		4.2
Постійне і довгодіюче:		3.97		7.07
Короткочасне:		1.7		3.03
Разом		5.68		10.1

Попередньо визначені погонні навантаження на панель (з урахуванням її ширини $B = 3 \text{ м}$) становлять:

- ~ нормативне тимчасове (короткочасне) – $q_{н.к.} = 6,3 \text{ кН/м}$;
- ~ нормативне тривале (постійне та довгодіюче) – $q_{д.р.} = 10,74 \text{ кН/м}$;
- ~ повне нормативне – $q_{н.п.} = 17,04 \text{ кН/м}$;
- ~ граничне (повне розрахункове) – $q_{р.п.} = 30,3 \text{ кН/м}$.

На рисунку 2.15 зображено схему опирання плити для статичного розрахунку плити покриття

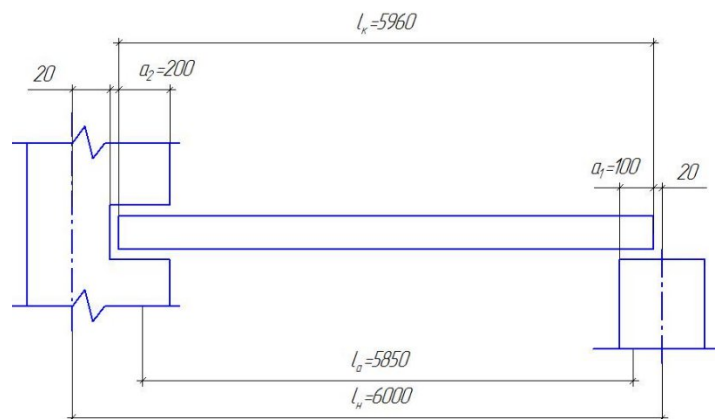


Рисунок 2.15 – Схема опирання плити

Для виконання подальших розрахунків залізобетонна панель розглядається як одніпрольотна шарнірно-оперта балка, що піддається дії рівномірно розподіленого навантаження.

Геометричні характеристики конструктивного елемента:

1. Габаритний (номінальний) поздовжній розмір виробу: $l_n = 6000 \text{ мм}$

2. Фактична (конструктивна) довжина плити з урахуванням її обпирання на стінову конструкцію та ригель розраховується за формулою (2.41):

$$l_k = l_n - 2 \cdot 20 = 5960 \text{ мм}; \# (2.41)$$

Розрахункова довжина (відстань між центрами опорних зон) при спиранні на стіну та ригель залізобетонного каркаса розраховується за формулою (2.42):

$$l_0 = l_n - \left(\frac{a_1}{2}\right) - \left(\frac{a_2}{2}\right) = 6000 - \left(\frac{100}{2}\right) - \left(\frac{200}{2}\right) = 5850 \text{ мм}; \# (2.42)$$

Повне нормативне: $g_{\text{пн.}} = 6,7275 \text{ кН/м};$

Повне розрахункове: $g_{\text{пр.}} = 8,023 \text{ кН/м};$

Тривале нормативне: $g_{\text{дн.}} = 5,31 \text{ кН/м};$

Тривале розрахункове: $g_{\text{др.}} = 6,322 \text{ кН/м};$

Короткочасне нормативне: $g_{\text{кн.}} = 1,4175 \text{ кН/м};$

Короткочасне розрахункове: $g_{\text{кр.}} = 1,701 \text{ кН/м}.$

На рисунку 2.16 зображено зусиль, що діють на плиту

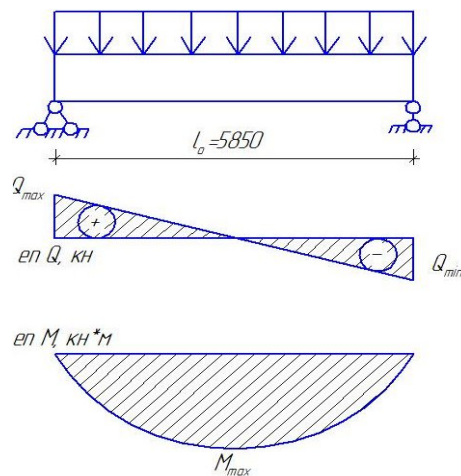


Рисунок 2.16 – Епюри зусиль

Розрахункові згинальні моменти і поперечна сила. Розрахункові згинальні моменти.

Для встановлення найбільш несприятливого напружено-деформованого стану конструкції визначено максимальні величини згинальних моментів у середині прольоту від дії різних комбінацій навантажень.

Момент від дії граничного розрахункового навантаження розраховується за формулою (2.43):

$$M_{max} = \frac{q_{p.p.} \cdot l_0^2}{8} \cdot \gamma_p = \frac{30,3 \cdot 5,85^2}{8} \cdot 1,1 = 142,58 \text{ кНм;\#} \quad (2.43)$$

Момент від повного нормативного навантаження розрахункового навантаження розраховується за формулою (2.45):

$$M_{н.п.} = \frac{q_{н.п.} \cdot l_0^2}{8} \cdot \gamma_p = \frac{17,04 \cdot 5,85^2}{8} \cdot 1,1 = 80,18 \text{ кНм;\#} \quad (2.45)$$

Момент від стаціонарної складової (постійних та тривалих нормативних навантажень) розраховується за формулою (2.46):

$$M_{д.р.} = \frac{q_{д.р.} \cdot l_0^2}{8} \cdot \gamma_p = \frac{10,74 \cdot 5,85^2}{8} \cdot 1,1 = 50,55 \text{ кНм;\#} \quad (2.46)$$

Момент від дії тимчасового (короткочасного) нормативного навантаження розраховується за формулою (2.47):

$$M_{н.к.} = \frac{q_{н.к.} \cdot l_0^2}{8} \cdot \gamma_p = \frac{6,3 \cdot 5,85^2}{8} \cdot 1,1 = 29,65 \text{ кНм;\#} \quad (2.47)$$

Конструювання ребристої плити покриття.

Висоту перетину знаходимо із умови забезпечення міцності і жорсткості за імперичною формулою (2.48):

$$h = c \cdot l_0 \frac{Q \cdot q^n + p^n}{q^p} \cdot \frac{R_s}{E_s} = 30 \cdot 558 \frac{1,5 \cdot 2,1 + 0,9}{5,68} = 33,6 \text{ см;\#} \quad (2.48)$$

Приймаємо $h=35$ см.

Відповідно типових заводських форм попередньо назначаємо розміри перерізу: товщина поздовжніх ребер 80 і 100 мм (середня товщина $b_p = 90$ мм), товщину плити $h_{f'}$ = 60 мм, висоту поперечних ребер 200 мм.

На рисунку 2.17 зображено розташування арматурних каркасів в плиті покриття.

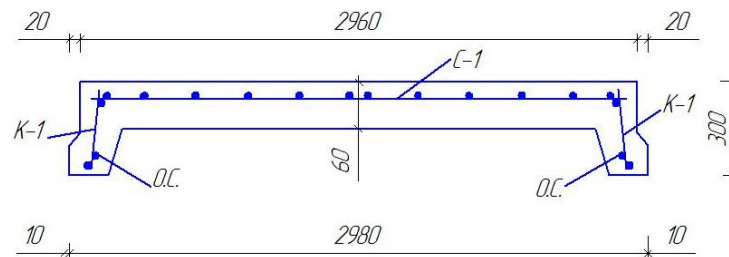


Рисунок 2.17 – Розріз плити

Ширина стиснутої полицки $b_{f'} = 710$ мм, так як $\frac{h_{f'}}{h} = \frac{6}{45} = 0,13 > 0,1$ і є поперечні ребра.

Сумарна ширина приведенного ребра: $b = 2b_p = 2 \cdot 90 = 180$ мм.

Приймаємо умовно діаметр напруженої арматури промислової будівлі $d = 20$ мм

і товщину захисного шару бетону $c=30$ мм.

Робоча висота перерізу розраховується за формулою (2.49):

$$h_0 = h - c - 0.5 \cdot \varnothing = 30 - 3 - 0,5 \cdot 2 = 26 \text{ см;} \# (2.49)$$

де: h – повна висота плитної частини;

c – товщина захисного шару бетону.

На рисунку 2.18 зображено тавровий переріз для визначення міцності поздовжніх ребер залізобетонної плити

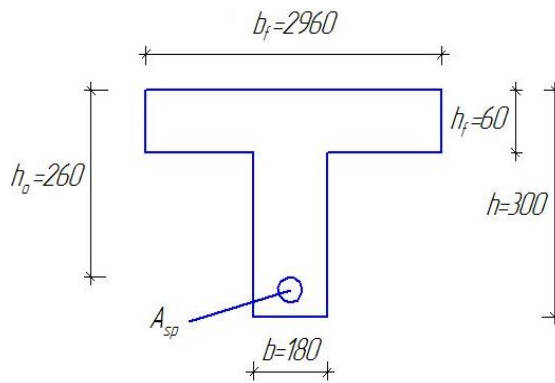


Рисунок 2.18 – Розрахунковий тавровий переріз

Розрахунок поздовжніх ребер

Визначення міцності поздовжніх ребер залізобетонної плити виконується для таврового профілю з урахуванням полиці у стиснутій зоні. Розрахунок базується на таких базових параметрах та коефіцієнтах:

Розрахункове силове зусилля: $M_{\max} = 142,56 \text{ кНм}$;

Міцнісні характеристики армування (ГГС I): $R_s = 510 \text{ МПа}$;

Міцнісні характеристики армування (ГГС II): $R_{s,ser} = 590 \text{ МПа}$;

Лінійний розрахунковий проліт балки: $l_0 = 5,85 \text{ м}$;

Габаритна ширина стиснутої полицки плити $b'_f = 2960 \text{ мм}$;

Товщина верхньої полицки $h'_f = 60 \text{ мм}$.

Безрозмірні розрахункові коефіцієнти:

$$\beta = 0,008$$

$$\alpha = 0,85$$

Обчислення базового параметра стиснутої зони бетону ω здійснюється на основі розрахункового опору матеріалу за формулою (2.50):

$$\omega = \alpha - \beta \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 17,55 = 0,7096; \# (2.50)$$

Величина початкового попереднього напруження в робочих арматурних стрижнях приймається на рівні $\sigma_{sp} = 450 \text{ МПа}$.

Гранично допустиме значення відхилення напруги в арматурі розраховується за формулою (2.51):

$$P = 30 + \frac{360}{l} = 30 + \frac{360}{6000} = 30.06 \text{ МПа};\# (2.51)$$

Перевірка граничних нормативних умов.

1. Аналіз верхньої межі сумарних напружень розраховується за формулою (2.52):

$$\sigma_{sp} + P \leq R_{s,ser};\# (2.52)$$

$$450 + 30,06 = 480,06 \text{ МПа} \leq 590 \text{ МПа}$$

2. Аналіз нижньої межі сумарних напружень розраховується за формулою (2.53):

$$\sigma_{sp} - P \geq 0,3R_{s,ser};\# (2.53)$$

$$450 - 30,06 = 419,94 \text{ МПа} \geq 0,3 \cdot 590 = 177 \text{ МПа}$$

Умови виконуються

Для врахування технологічних особливостей натягування визначається коефіцієнт точності за формулою (2.54) (де кількість арматурних стрижнів прийнята як $n_p = 2$):

$$\sigma_{sp} = 0,5 \cdot \frac{P}{\sigma_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right) = 0,5 \cdot \frac{30.06}{450} \cdot \left(1 + \frac{1}{\sqrt{2}} \right) = 0.0501;\# (2.54)$$

3. Розрахункове напруження у робочій поздовжній арматурі безпосередньо перед початком процесу передачі зусилля обтиску на бетон визначається (2.56) з урахуванням обчисленого понижувального коефіцієнта точності натягу напружень розраховується за формулою (2.55):

$$\sigma_{sp} = 1 - \sigma_{sp} = 1 - 0,0501 = 0,9499;\# (2.55)$$

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} \cdot \sigma_{sp} = 0,9499 \cdot 450 = 427,46 \text{ МПа};\# (2.56)$$

Величина перших технологічних втрат напруження від релаксаційних процесів у сталі розраховується за формулою (2.57):

$$_{sp} = 1500 \cdot \frac{_{sp1}}{R_s} - 1200; \# (2.57)$$

$$_{sp} = 1500 \cdot \frac{427.46}{510} - 1200 = 57.56 \text{ МПа.}$$

Виходячи з конструктивних та технологічних міркувань виробництва, для подальшого аналізу міцності перші втрати приймаються рівними нулю:

$$_{sp} = 0.$$

Граничне напруження в розтягнутій робочій арматурі плити безпосередньо перед руйнуванням елемента розраховується за формулою (2.58):

$$_{sR} = R_s + 400 - _{sp1} - _{sp}; \# (2.58)$$

$$_{sR} = 510 + 400 - 427.46 - 0 = 536,05 \text{ МПа.}$$

Гранична відносна висота стиснутої зони бетону ζ_r визначається для базової характеристики напруженого стану матеріалу $\omega = 0,7096$ за формулою (2.60):

$$\zeta_r = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{sc.u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)}; \# (2.60)$$

$$\zeta_r = \frac{0.7096}{1 + \frac{482.54}{500} \cdot \left(1 - \frac{0.7096}{1.1}\right)} = 0.5286$$

Розрахункова ширина полицки $b'_f = 1390 \text{ см.}$

Для оцінки несучої здатності елемента визначимо згинальний момент, який здатна сприйняти дана поличка таврового перерізу за формулою (2.61):

$$M'_f = R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h - 0,5h'_f); \# (2.61)$$

$$M'_f = 17,55 \cdot 10^2 \cdot 1,39 \cdot 0,06 \cdot (0,36 - 0,5 \cdot 0,6) = 247,676 \text{ кНм}$$

Зіставлення діючого зусилля із граничним моментом полички показує, що умова виконується ($M_{max} < M'_f$, оскільки $32,605 \text{ кНм} < 247,68 \text{ кНм}$). Це свідчить про те, що нейтральна вісь проходить у межах полички, а отже, переріз розраховується за алгоритмом звичайного прямокутного профілю із шириною $b'_f = 1390 \text{ см}$.

Безрозмірний розрахунковий коефіцієнт A_0 розраховується за формулою (2.62):

$$A_0 = \frac{M_{max}}{R_b \cdot b'_f \cdot h_{02}}; \# (2.62)$$

$$A_0 = \frac{196,33 \cdot 10^5}{(17,55 \cdot 102 \cdot 296 \cdot 312)} = 0,039.$$

За табличними матеріалами нормативних документів для значення $A_0 = 0,039$ знаходимо коефіцієнт плеча внутрішньої пари сил $\eta = 0,98$ та відносну висоту стиснутої зони бетону $\xi = 0,04$.

Коефіцієнт умов роботи високоміцної напружуваної арматури обчислюється за формулою (2.63):

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \cdot \left(2 \cdot \frac{\xi}{\xi_r} - 1 \right); \# (2.63)$$

$$\gamma_{s6} = 1,2 - (1,2 - 1) \cdot \left(2 \cdot \frac{0,4}{0,5286} - 1 \right) = 1,37 > 1,2$$

Зважаючи на встановлене нормативне обмеження, для подальшого розрахунку остаточно приймаємо граничну величину коефіцієнта:

$$\gamma_{s6} = 1.2$$

Необхідна площа поперечного перерізу поздовжньої робочої арматури визначається із формули (2.64)

$$A_s = \frac{M'_f}{\gamma_{sb} \cdot R_s \cdot h_0 \cdot \eta}; \# (2.64)$$

$$A_s = \frac{196.33 \cdot 10^5}{1.2 \cdot 510 \cdot 10^2 \cdot 31 \cdot 0.98} = 10.56 \text{ см}^2$$

З урахуванням конструктивних вимог щодо анкерування та заведення стрижнів за грань опори, приймаємо схему розкладки по одному стрижню в кожне ребро елемента. Остаточно приймаємо 2 стрижні діаметром 28 мм класу А400 із фактичною площею перерізу $A_{sp} = 12,32 \text{ см}^2$

Перевірка достатності прийнятого армування виконується за формулою (2.65):

$$A_{sp} > A_s = 12,32 \text{ см}^2 > 10,56 \text{ см}^2; \# (2.65)$$

Міцність та геометричні умови повністю забезпечені.

Для аналізу напружено-деформованого стану елемента на опорних ділянках встановлюємо фактичні геометричні характеристики стиснутої зони (2.66) та робочу висоту перерізу (2.67):

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b'_f}; \# (2.66)$$

$$x = \frac{510 \cdot 10^2 \cdot 1.57}{0.95 \cdot 17.55 \cdot 10^2 \cdot 13.9} = 0.34 \text{ см, приймаємо } 0,4 \text{ см}$$

$$h_0 = h - v - 0.5 \cdot d = 35 - 3 - 0.5 \cdot 2.8 = 30.6 \text{ см}; \# (2.67)$$

Розрахунок міцності повздовжніх ребер по нахвісним перерізам.

Вихідні параметри для розрахунку на дію поперечної сили:

1. Максимальне діюче поперечне зусилля: $Q_{max} = 122,24 \text{ кН};$
2. Площа поздовжнього армування: $A_s = 12,32 \text{ см}^2$
3. Комплекс коефіцієнтів умов роботи бетону: $\gamma_{b2} = 2;$
4. $\gamma_{b3} = 0,6;$
5. $\gamma_{b4} = 1,5;$
6. Технологічний параметр: $\beta = 0,1;$
7. Геометричні розміри ребра: $b = 290 \text{ мм}$
8. Приведена ширина полочки таврового профілю: $b'_f = 29 + 3 \cdot 5 = 44 \text{ см}$

Вплив звисів стиснутої полочки таврового перерізу враховується за допомогою безрозмірного коефіцієнта φ_f визначається за формулою (2.68):

$$\varphi_f = \frac{0.75(b'_f - b) \cdot h'_f}{b \cdot h_0} = \frac{0.75(44 - 29) \cdot 6}{29 \cdot 30.6} = 0.065; \# (2.68)$$

Поперечне січення залізобетонного ребра похилого перерізу визначається за формулою (2.69):

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b} = \frac{510 \cdot 12.32}{17,55 \cdot 296} = 1.21 \text{ см}; \# (2.69)$$

Приймаємо нормативні втрати попереднього напруження від стискання на рівні $\sigma_{los} = 100 \text{ МПа}$. Зусилля попереднього обтиску елемента N (еквівалентне силі P_2) обчислюється з урахуванням залишкового напруження в сталі за формулою (2.70):

$$N = P_2 = (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) \cdot A_{sp}; \# (2.70)$$

$$N = (450 - 100) \cdot 12.32 \cdot 10^2 = 431.2 \text{ кН.}$$

Коефіцієнт, який враховує вплив поздовжніх сил обтискування обчислюється за формулою (2.71)

$$\varphi_n = 0.1 \cdot \frac{N}{R_{bt} \cdot b \cdot h_0}; \# (2.71)$$

$$\varphi_n = 0.1 \cdot \frac{431200}{0.945 \cdot 29 \cdot 30.6 \cdot 10^2} = 0.514$$

Оскільки сумарний деформаційний критерій міцності перевищує встановлений нормативний поріг $\varphi_n = (1 + \varphi_f + \varphi_n = (1 + 0.065 + 0.514) = 1.579 > 0.5)$, у подальшому розрахунку згідно з вимогами ДБН обмежуємо верхню межу суми коефіцієнтів значенням $(1 + \varphi_f + \varphi_n = 1.5)$

Граничне зусилля, яке надійно сприймається бетонним масивом над похилою тріщиною, обчислюється за формулою (2.72):

$$Q_{u1} = \varphi_{bs} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0; \# (2.72)$$

$$Q_{u1} = 0.6 \cdot 1.5 \cdot 0.945 \cdot 10^6 \cdot 29 \cdot 30.6 \cdot 10^{-4} = 175.47 \text{ кН}$$

Проводимо верифікацію міцності опорної зони без врахування поперечної арматури за формулою (2.73):

$$Q_{max} < Q_{u1} = 122.24 \text{ кН} < 175.47 \text{ кН}; \# (2.73)$$

Оскільки обчислена несуча здатність бетону повністю перекриває діючі зсувні зусилля, розрахунок спеціальної похилої арматури за міцністю не потріб-

бен. Розрахунковий підбір поперечних стрижнів (хомутів) не виконується через відсутність такої потреби.

Керуючись конструктивними вимогами нормативних документів для елементів висотою $h = 35 \text{ см} < 45 \text{ см}$, у ребрах панелі передбачаємо встановлення плоских зварних каркасів. Каркаси виконуються з холоднотягнутого дроту періодичного профілю діаметром 5 мм класу В500 ($A_{sw} = 0,196 \text{ см}^2$, $R_{sw} = 265 \text{ МПа}$).

Лінійні параметри та крок розстановки поперечних стрижнів призначаються таким чином:

1. Протяжність приопорної ділянки елемента: $l_1 = \frac{l_k}{4} = \frac{5960}{4} = 1490 \text{ мм}$

2. Теоретично необхідний конструктивний крок: $S_1 = \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ см} > 15 \text{ см}$.

Зважаючи на вимоги уніфікації залізобетонних виробів, остаточно приймаємо крок поперечного армування в межах приопорних зон $S_1 = 150 \text{ мм}$.

Із конструктивних міркувань для фіксації положення верхньої сітки каркаси К-1 проектують на всю довжину плити, в середній частині крок плити приймаємо $S_1 = 300 \text{ мм}$.

На рисунку 2.19 зображено арматурний каркас К-1.

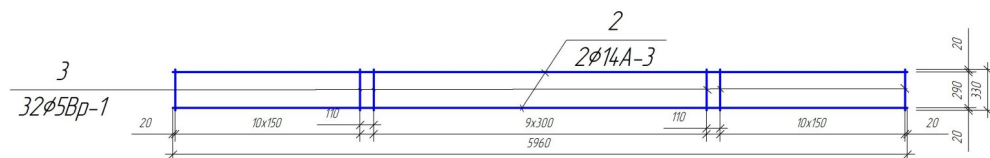


Рисунок 2.19 – Каркас К-1

Розрахунок полицки панелі

Плиту розраховуємо, як багато прольотну нерозрізну конструкцію, яка опирається по контуру на поздовжні і поперечні ребра. На рисунку 2.20 зображено розрізх плити.

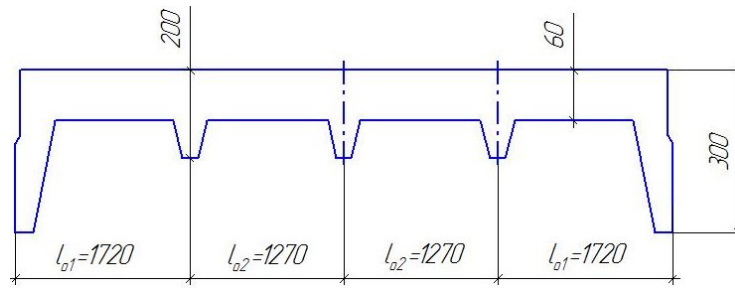


Рисунок 2.20 – Розріз плити

Для проведення подальшого розрахунку міцності полицки, яка розглядається як багатопролітна плита, жорстко защемлена по всьому контуру в поздовжніх і поперечних ребрах, встановимо її чисті розрахункові прольоти (2.74, 2.75):

$$l_{o1} = b_f - a_1 = 1650 - 20 = 1630 \text{ мм;} \# (2.74)$$

$$l_{o2} = b_{f2} - a_1 - b_r = 1470 - 20 - 80 = 1370 \text{ мм;} \# (2.75)$$

Збір діючих вертикальних навантажень, що припадають на 1 м^2 горизонтальної проекції полицки плити, виконано з урахуванням власної ваги конструктивних шарів та відповідних коефіцієнтів надійності за навантаженням.

Постійні розрахункові навантаження:

Навантаження від власної ваги залізобетонної полицки (2.76):

$$g_1 = h_f \cdot \gamma_c = 60 \cdot 25 \cdot 1,1 = 0,165 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}; \# (2.76)$$

Сумарне рівномірно розподілене навантаження від елементів підлоги:

$$g_2 = 3,28 \text{ кН/м}^2$$

Власна вага залізобетонної полицки (2.77):

$$g_1 = h_f \cdot \gamma_c = 0,06 \cdot 25 \cdot 1,1 = 1,65 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}; \# (2.77)$$

Сумарна вага елементів підлоги (2.78):

$$g_2 = \sum g_{\text{підл}} = 0,168 + 0,45 + 0,78 + 0,078 = 1,377 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}; \# (2.78)$$

Навантаження від міжкімнатних перегородок $g_3 = 0,55 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$

Разом постійного навантаження (2.79):

$$g = g_1 + g_2 + g_3 = 3,577 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}; \# (2.79)$$

Тимчасове розрахункове навантаження $V = 7,56 \text{ кН/м}^2$

Під час визначення розрахункових згинальних моментів у поличці плити враховано ефект сприятливого перерозподілу зусиль, що виникає внаслідок розвитку пластичних деформацій у залізобетоні.

Максимальний згинальний момент обчислюється за формулою (2.80):

$$M = \frac{(g + V) \cdot l_{01}^2 \cdot (3l_{02} - l_{01})}{48 \cdot (l_{01} + l_{02})}; \# (2.80)$$

$$M = \frac{(3,577 + 7,56) \cdot 1,63^2 \cdot (3 \cdot 1,37 - 1,63)}{48 \cdot (1,63 + 1,37)} = 0,51 \text{ кНм}$$

Приймаємо діаметр робочих стрижнів $d = 4 \text{ мм}$ при товщині захисного шару бетону $c = 10 \text{ мм}$. Робоча висота перерізу обчислюється за формулою (2.81):

$$h_{01} = h'_f - c - 0,5d = 6 - 1 - 0,5 \cdot 0,4 = 4,8 \text{ см}; \# (2.81)$$

Базова характеристика стиснутої зони бетону ω для класу міцності плити визначається за формулою (2.82):

$$\omega = \alpha - Rb = 0,85 - 0,008 \cdot 13,05 = 0,7456; \# (2.82)$$

Гранична відносна висота стиснутої зони для арматури класу B500 ($R_s = 365 \text{ МПа}$) становить за формулою (2.83):

$$\xi_r = \frac{w}{1 + \frac{R_s}{500} \left(1 - \frac{w}{1,1}\right)} = \frac{0.7456}{1 + \frac{365}{500} \cdot \left(1 - \frac{0.7456}{1.1}\right)} = 0.668; \# (2.83)$$

Безрозмірний коефіцієнт A_0 для розрахункової ширини ділянки $b = 100$ см

становить за формулою (2.84):

$$A_0 = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_{01}^2} = \frac{0,51 \cdot 10^5}{13,05 \cdot 10^2 \cdot 100 \cdot 4.8^2} = 0,016; \# (2.84)$$

За табличними даними для коефіцієнта $A_0 = 0,016$ знаходимо характеристики стиснутої зони: $\xi = 0,012$; $\eta = 0,994$.

Необхідна площа армування на один погонний метр полицки розраховується за формулою (2.85):

$$A_{s1} = \frac{M}{R_s \cdot h_{01} \cdot \eta} = \frac{0.51 \cdot 10^5}{365 \cdot 10^2 \cdot 4.8 \cdot 0.994} = 0.29 \text{ см}^2; \# (2.85)$$

Конструктивно призначаємо зварну сітку з робочою арматурою Ø4 B500 із кроком 200 мм. Фактична площа п'яти стрижнів на 1 м довжини становить $A_{s1} = 0,63 \text{ см}^2 > 0,29 \text{ см}^2$, що повністю задовольняє умову міцності.

Робоча висота для перпендикулярного напрямку зменшується на величину діаметра стрижня (2.86):

$$h_{02} = h_{01} - d = 4,8 - 0,3 = 4,5 \text{ см}; \# (2.86)$$

Обчислюємо безрозмірний розрахунковий коефіцієнт A_0 для другого напрямку з урахуванням уточненого опору бетону за формулою (2.87):

$$A_0 = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_{02}^2} = \frac{0.51 \cdot 10^5}{15.3 \cdot 10^2 \cdot 100 \cdot 4.4^2} = 0.17 \text{ см}^2; \# (2.87)$$

За отриманим значенням $A_0 = 0,017$ із таблиць знаходимо відповідні відносні характеристики стиснутої зони елемента: $\xi = 0,17$; $\eta = 0,017$.

Необхідна теоретична площа поперечного перерізу робочої арматури на 1 м ширини полицки у напрямку прольоту l_{02} становить за формулою (2.88):

$$A_2 = \frac{M}{R_s \cdot h_{02} \cdot \eta} = \frac{0.51 \cdot 10^5}{365 \cdot 10^2 \cdot 4.4 \cdot 0.9915} = 0.32 \text{ см}^2; \# (2.88)$$

Згідно з конструктивними вимогами та для уніфікації виробництва, аналогічно приймаємо зварну сітку із кроком робочих дроту 200 мм ($\emptyset 4$ В500).

Фактична площа поперечного перерізу прийнятого армування на один погонний метр становить $A_{s2} = 0,63 \text{ см}^2 > 0,32 \text{ см}^2$, що повністю гарантує міцність полицки в обох напрямках.

На рисунку 2.21 зображено арматурний каркас С-1

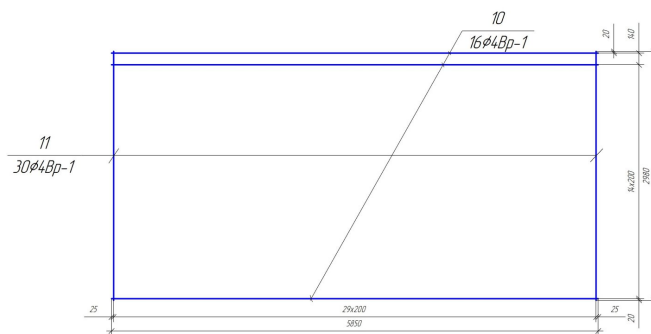


Рисунок 2.21 – Сітка С-1

На рисунку 2.22 зображено арматурний каркас С-2

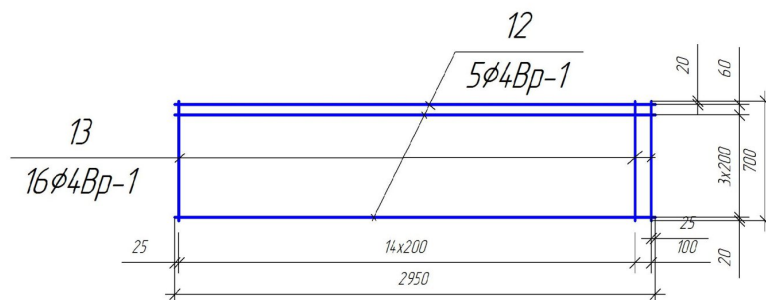


Рисунок 2.22 – Сітка С-2

Розрахунок поперечного ребра.

На рисунку 2.23 зображено схему поперечного ребра плити.

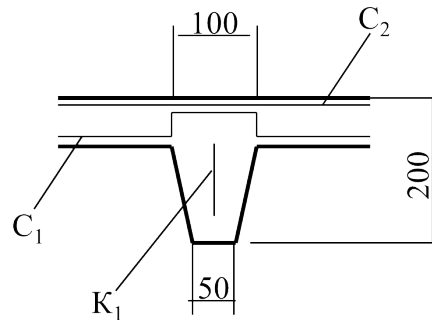


Рисунок 2.23 – Поперечне ребро плити

Для встановлення розрахункової схеми елемента визначаємо його чистий конструктивний прольот з урахуванням обпирання на суміжні конструкції: за формулою (2.89):

$$l_{01} = l_{02} = l - \frac{a}{2} = 3000 - \frac{85}{2} = 2957 \text{ мм}; \# (2.89)$$

Вертикальні розподілені навантаження, що діють на погонний метр ребра, складаються з постійних та тимчасових складових:

~ Постійне розрахункове навантаження: $q_2 = 3,99 \text{ кН/м}^2$

~ Тимчасове розрахункове навантаження: $q_3 = 8,03 \text{ кН/м}^2$

Повне розрахункове навантаження визначається сумуванням усіх компонентів (2.90):

$$q = q_1 + q_2 + q_3 = 0.33 + 3.99 + 8.03 = 11.64 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}; \# (2.90)$$

Згинальний момент від дії повного рівномірно розподіленого навантаження становить за формулою (2.91):

$$M = \frac{g \cdot l_0^2}{2} = \frac{11.64 \cdot 2.957^2}{2} = 50.91 \text{ кНм}; \# (2.91)$$

Максимальна розрахункова поперечна сила обчислюється за залежністю (2.92):

$$Q = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{11.64 \cdot 2.957}{2} = 17.21 \text{ кН}; \# (2.92)$$

Аналізуємо геометричне співвідношення товщини верхньої полицки до повної висоти елемента (2.93):

$$\frac{h'_f}{h} = \frac{60}{200} = 0,3 > 0,1; \# (2.93)$$

Оскільки нормативна умова $\frac{h'_f}{h} > 0,1$ виконується, розрахункова ширина полицки таврового перерізу b'_f визначається з урахуванням двох граничних умов.

Залежно від довжини прольоту елемента (2.94):

$$b'_f = \frac{1}{3} \cdot l_{01} + b' = \frac{1}{3} \cdot 2957 + 100 = 1085.8 \text{ мм}; \# (2.94)$$

Залежно від відстані між поздовжніми ребрами (2.95):

$$b'_f = \frac{1}{2} \cdot l_{01} = \frac{1}{2} \cdot 2957 = 1478,75 \text{ мм}; \# (2.95)$$

Для подальшого проектування приймаємо найменше з отриманих значень:

$$b'_f = 1085,8 \text{ мм}$$

Орієнтовно приймаємо діаметр робочих стрижнів арматури $d = 10 \text{ мм}$ при товщині захисного шару бетону $c = 20 \text{ мм}$. Робоча висота перерізу становить (2.96):

$$h_0 = h - c - 0.5 \cdot d = 20 - 2 - 0.5 \cdot 1 = 17.5 \text{ см}; \# (2.96)$$

Граничний згинальний момент M'_f , який сприймається виключно бетонною полчкою стиснутої зони, обчислюється як (2.97):

$$M'_f = R_b \cdot b'_f \cdot h'_f (h_0 - 0.5 \cdot h'_f); \# (2.97)$$

$$M'_f = 17.05 \cdot 102 \cdot 108.58 \cdot 6 (17.5 - 0.5 \cdot 6) = 165.785 \text{ кНм}$$

Зіставляємо діючі зусилля для визначення положення нейтральної осі (2.98):

$$M < M'_f; (2.98)$$

$$12.727 \text{ кНм} < 165.785 \text{ кНм}$$

Оскільки умова виконується, нейтральна вісь перетинає полчку. Розрахунок ведемо як для прямокутного профілю шириною $b = b'_f = 108,58 \text{ см}$.

Визначаємо безрозмірний розрахунковий коефіцієнт A_0 за формулою (2.99):

$$A_0 = \frac{M}{R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{12.727 \cdot 10^5}{17.55 \cdot 102 \cdot 17.5^2} = 0,087; \# (2.99)$$

За табличними даними для коефіцієнта $A_0 = 0,087$ приймаємо значення відносних характеристик стиснутої зони бетону: $\xi = 0,091$; $\eta = 0,954$.

Необхідна теоретична площа поперечного перерізу розтягнутої арматури становить (2.100):

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot h_0 \cdot \eta} = \frac{50.91 \cdot 10^5}{365 \cdot 102 \cdot 17.5 \cdot 0.954} = 0.835 \text{ см}^2; \# (2.100)$$

З урахуванням конструктивних вимог остаточно приймаємо арматуру зварних каркасів: 3 стрижні Ø18 класу А400 із фактичною площею поперечного перерізу $A_s = 2.545 \text{ см}^2$

Перевірка фінальної умови міцності армування (2.101):

$$A_{s, \text{факт}} > A_{s, \text{теор}}; \# (2.101)$$

$$2,545 \text{ см}^2 > 0,835 \text{ см}^2$$

Міцність та надійність монтажних петель при виконанні такелажних робіт повністю забезпечена. Усі геометричні параметри випуску петель над поверхнею бетону приймаємо відповідно до стандартних креслень індустріальних виробів.

Специфікація арматури.

В таблиці 2.10 наведено геометричні характеристики, марку, діаметр, клас арматури, кількість та загальну довжину стержнів для виготовлення сіток і монтажних петель плити ПР.60.30. В таблиці 2.11 наведено загальну довжину, масу одного метра та сумарну вагу сталі, згруповану за діаметрами та класифікаціями міцності. В таблиці 2.12 наведено підсумкові дані щодо повної маси елемента, об'єму бетону, загальної ваги арматури за класами, а також питому витрату сталі на один кубічний метр конструкції.

Таблиця 2.10 – Специфікація арматури

Марка елемента	Марка виробу	№ поз	Ескіз	Діаметр та клас арматури	Довжина арматури, в мм	Кількість		Загальна довжина, в м
						В виробі	В елементі	
ПР 60.30	Одиночна арматура	1	<u>5960</u>	Ø10A600	5960	$\frac{3}{4}\frac{3}{4}\frac{3}{4}$	2	11,92
	К – 1 2 шт.	2	<u>5960</u>	Ø14A400	5960	2	4	23,84
		3	<u>330</u>	Ø5B500	330	32	64	21.12
	К – 2 3 шт.	4	<u>2950</u>	Ø18A400	2950	1	3	8.85
		5	<u>2950</u>	Ø5B500	2950	1	3	8.85
		6	<u>180</u>	Ø5B500	180	30	90	10.8
	К – 3 2 шт.	7	<u>2950</u>	Ø18A400	2950	1	2	5.9
		8	<u>2950</u>	Ø5B50	2950	1	2	5.9
		9	<u>330</u>	Ø5B500	330	30	60	19.8

	С – 1	10	<u>5850</u>	Ø4 B500	5850	16	16	93.6
	1 шт.	11	<u>2980</u>	Ø4 B500	2980	30	30	89.4
	С – 2	12	<u>2950</u>	Ø4 B500	2950	5	10	29.5
	2 шт.	13	<u>700</u>	Ø4 B500	700	16	32	22.4
	Петля	14	<u>1500</u>	Ø10A240	1500	$\frac{3}{4}\frac{3}{4}\frac{3}{4}$	4	6,00

Таблиця 2.11 – Вибірки арматури

Діаметр і клас арматури	Загальна довжина, м	Маса в 1 м, в кг	Загальна маса	Марка елемента
Ø10A600	11,92	0,617	7,355	ПР 60.30
Ø18A400	14.75	1.998	29.47	
Ø14A400	23,84	1.208	28.79	
Ø10A250	6,00	0,617	3,702	
Ø5B500	64.47	0,154	10.236	
Ø4B500	234.9	0,098	23.02	

Таблиця 2.12 – Витрата матеріалів

Марка елемента	Маса, кг	Об'єм бетону, в м ³	Арматура, кг					Витрати арматури, кг/м ³
			A600	A400	A240	B500	Всього	
ПР 60.30	1950	0,78	7,355	58.26	13.938	23.02	102.57	131.5

3 ТЕХНОЛОГІЧНІ РІШЕННЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

3.1 Технологічна карта на монтаж елементів каркаса

Ця технологічна карта розроблена на виконання комплексу робіт із монтажу тримальних конструкцій збірного залізобетонного каркаса одноповерхової промислової будівлі – цеху керамічних виробів у м. Кременчук.

Параметри будівлі та її конструктивна схема характеризуються такими показниками:

1. Загальна довжина будівлі: 72 м.
2. Ширина прольоту (прольотів): 30 м.
3. Проектна вантажопідйомність мостових кранів: до 10 т.
4. Крок колон: крайнього ряду – 6 м, середнього ряду – 12 м.
5. Висота приміщення: 18 м (від рівня чистої підлоги до низу кроквяних конструкцій).
6. Типорозмір плит покриття: 6 × 3 м (великопанельні залізобетонні ребристі плити).

Номенклатуру збірних залізобетонних конструкцій прийнято за діючими параметричними каталогами сертифікованих вітчизняних заводів-виробників ЗБК відповідно до вимог ДСТУ Б В.2.6-2:2009 та розрахункових положень ДСТУ EN 1992-1-1:2015 (Єврокод 2). Конструкції виготовляються за індивідуальними робочими кресленнями марки КБ з використанням важкого бетону класів С25/30 і ненапруженої та напруженої арматури класу А250, А400, А600 та В500.

Колони залізобетонні прямокутного та двотаврового перерізу (для будівель із мостовими кранами) – підібрані за параметричними габаритами під висоту поверху 18 м із кроком 6 та 12 м, обладнані консолями для обпирання підкранових балок.

Підкрановий настил (балки підкранові залізобетонні) – таврового або трапецієподібного перерізу прольотом 6 та 12 м, розраховані під кранове навантаження мостових кранів вантажопідйомністю 10 т.

Ферми кроквяні залізобетонні – сегментні або безрозкісні прольотом 30 м із попередньо напруженим нижнім поясом, адаптовані під укладання ребристих плит покриття.

Підкроквяні залізобетонні ферми (балки) – прольотом 12 м (для середніх рядів колон) для забезпечення обпирання кроквяних ферм у проміжних кроках.

Плити покриття залізобетонні ребристі – типорозміром 6 × 3 м із напружуваним поздовжнім армуванням, оснащені додатковими закладеними деталями для кріплення до верхніх поясів ферм.

Елементи зв'язкової системи – збірні залізобетонні або сталеві вертикальні зв'язки жорсткості, що встановлюються між колонами та фермами для забезпечення просторової незмінності каркаса.

До повного складу будівельно-монтажних процесів, що регламентуються цією технологічною картою, входять:

Транспортування, розвантаження та монтаж залізобетонних колон у стакани фундаментів;

Омонолічування стиків колон із фундаментами високоміцною дрібнозернистою бетонною сумішшю (чи безусадочними сумішами на цементній основі);

Монтаж і проектна фіксація залізобетонних підкранових балок за допомогою болтових з'єднань та зварювання;

Монтаж підкроквяних ферм по середніх рядах колон;

Монтаж кроквяних ферм прольотом 30 м із тимчасовим розчалюванням та інвентарними розпірками;

Послідовний монтаж залізобетонних плит покриття розміром 6×3 м із приварюванням їх щонайменше у 3–4 опорних вузлах;

Електрозварювання всіх монтажних та стикових з'єднань;

Залатування (закладення) та гідроізоляція швів між плитами покриття цементно-піщаним розчином;

Виконання комплексу робіт із первинного антикорозійного захисту зварних з'єднань та відкритих поверхонь закладних деталей.

Організація і технологія будівельного процесу.

До початку безпосереднього виконання робіт із монтажу тримальних конструкцій залізобетонного каркаса цеху керамічних виробів, відповідно до вимог ДБН А.3.1-5:2016 [16], має бути повністю завершено весь комплекс підготовчих процесів та оформлено акти приймання геодезичної розбивочної основи.

До обов'язкового складу підготовчих робіт належать такі етапи:

1. Завершення нульового циклу: Повністю зведено збірні або монолітні залізобетонні фундаменти під колони каркаса.
2. Інструментальний контроль: Проведено інструментальну геодезичну перевірку правильності висотного та планового положення фундаментів у просторі з визначенням фактичних позначок дна стаканів.
3. Влаштування вирівнювального шару: Виконано високоточне підливання дна стаканів фундаментів дрібнозернистим цементним розчином або спеціальними безусадочними сумішами до проектних висотних позначок.
4. Підготовка території: Здійснено зворотну засипку пазах фундаментів із пошаровим ущільненням ґрунту, влаштовано тимчасові або постійні вну-

трішньомайданчикові під'їзні колії та автомобільні дороги для безперешкодного руху важкої техніки.

5. Організація логістики: Підготовлено, сплановано та ущільнено спеціальні майданчики для тимчасового складування і кантування збірних залізобетонних виробів у зоні дії монтажного крана.

6. Трасування та оснащення: Означено і розчищено в межах прольоту будівлі траєкторії та шляхи безпечного руху гусеничного крана ДЕК-631. У зону монтажу в повному обсязі доставлено необхідну монтажну оснастку, інвентарні пристосування, стропи та траверси.

7. Монтажна розмітка: На верхні грані стаканів фундаментів нанесено чіткі орієнтирні риси головних та допоміжних розбивочних осей споруди.

8. Технологічний захист: До моменту опускання колон у проектне положення відкриті стакани фундаментів надійно закривають інвентарними дерев'яними або металевими щитами з метою захисту їхніх внутрішніх порожнин від засмічення, потрапляння ґрунту, бруду та атмосферних опадів.

Контроль якості підготовки підвалин та дотримання правил безпеки праці під час переміщення конструкцій вантажопідіймальними машинами в монтажній зоні регламентуються положеннями ДБН В.2.1-10:2018 [11] та НПАОП 0.00-1.80-18 [26].

Гранично допустимі відхилення під час монтажу конструкцій каркаса.

Геометрична точність встановлення збірних залізобетонних та сталевих елементів каркаса ланкою монтажників є критичним фактором для забезпечення просторової жорсткості будівлі. Контроль відхилень виконується в процесі геодезичного супроводу будівельних робіт.

Відповідно до положень ДБН А.3.1-5:2016 [16] та ДСТУ Б В.2.6-2:2009 [27], граничні значення відхилень осей і поверхонь змонтованих конструкцій від їхнього проектного положення не повинні перевищувати величин, наведених у таблицях 3.1 та 3.2.

Таблиця 3.1 – Граничні допуски при влаштуванні фундаментів та монтажі колон

Конструктивний елемент та вид геометричного відхилення	Гранично допустиме відхилення, мм
Зміщення анкерних болтів у плані відносно розбивочних осей	± 10
Відхилення висотної позначки верхнього торця анкерного болта від проектної	± 20
Зміщення геометричної осі колони в нижньому перерізі відносно розбивочних осей	± 5
Відхилення осі колони від вертикалі у верхньому перерізі (при висоті конструкції понад 15 до 20 м)	± 15
Відхилення висотних позначок опорних консолей (майданчиків) колон під підкранові балки	± 10

Таблиця 3.2 – Граничні допуски під час монтажу підкранових балок, кроквяних ферм та плит

Конструктивний елемент та вид геометричного відхилення	Гранично допустиме відхилення, мм
Зміщення поздовжньої геометричної осі підкранової балки з розбивочної осі на опорній консолі колони	± 5
Відхилення висотних позначок верхніх полиць підкранових балок на двох сусідніх колонах уздовж ряду (або на двох колонах в одному поперечному перерізі прольоту)	± 15
Зміщення осей елементів покриття (ферм, балок) відносно розбивочних осей на опорних конструкціях	± 5
Відхилення від проектного положення опорних вузлів кроквяних та підкроквяних ферм	± 20
Відхилення фактичних відстаней між осями змонтованих ферм, балок і кроквяних конструкцій вздовж будівлі	± 25
Відхилення відстаней між осями допоміжних прогонів покриття	± 7

В таблиці 3.3 описується детально контроль якості робіт.

Таблиця 3.3 – Операційний контроль якості робіт

Найменування операцій, які підлягають контролю		Контроль якості виконання операцій			
Виконувачем робіт	Майстром	Склад	Способи	Час	Задіяні служби
Підготовчі роботи	_____	Правильність складування. Наявність паспортів. Відповідність геометричних розмірів проекту. Правильність нанесення розбивочних осей і рисок. Відсутність зовнішніх дефектів. Наявність і правильність розміщення закладних деталей.	Візуально, стальним метром, сталюю компаріруваною рулеткою	До початку монтажу	_____
Підготовка місць установки колон	_____	Перевірка відміток дна стакана фундаменту. Відсутність бруду, напливів бетону.	Нівеліром	До початку монтажу	Геодезична
Монтаж конструкцій	Монтаж конструкцій	Правильність і надійність строповки. Точність фіксування оснастки. Відповідність технології монтажу проекту виконання робіт. Точність установки: -вертикальність; -співвісність конструкцій верхньому і нижньому перерізах; -відмітки опорних площадок конструкцій (консолі, площадки для обпирання ферм). Надійність тимчасового і проектного закріплення конструкцій.	Нівеліром, теодолітом, візуально.	В процесі монтажу	Геодезична
_____	Внутрішній огляд зварних з'єднань	Відповідність проекту порядку зварки і типу електродів що використовуються, розміри швів, якість зачистки швів.	Візуально	Періодично в процесі монтажу	_____

Перевірка зварних з'єднань	_____	Якість сварки, наявність і правильність ведення журналу зварних робіт.	Візуально, при необхідності просвічування рентгеновими або гама-променями	Періодично в процесі монтажу	Будівельна лабораторія
Антикорозійний захист зварних з'єднань	_____	Перевірка якості антикорозійного покриття виробів і вузлів заводського виготовлення. Відновлення антикорозійного покриття після зварки і очистка від шлаків. Правильність і своєчасність заповнення журналів зварних і антикорозійних робіт.	Візуально	Періодично в процесі монтажу	Будівельна лабораторія
_____	Замонічування стиків колон в фундаментах і заливка швів в покритті	Стан бетонуєчих стиків і швів, склад заповнювача бетонної суміші, ретельність ущільнення бетонної суміші в стик(шву). Перевірка міцності бетону.	Візуально	В процесі роботи	Будівельна лабораторія

Підбір крана.

В таблиці 3.4 показано технічні характеристики для підбору крана.

Таблиця 3.4 – Технічні характеристики кранів

№	Марка крана	Вантажопідйомність	Виліт гаку	Висота підй.гака	V2швидк. опуск.гака	V1швидк. підй. гака	Швидкість оберт. Об/хв	α-кут повороту
1	«Liebherr LTM»	27,8т	6м	25м	5	5	до 1,5	180°
2	Гусеничний кран ДЕК-631А	40т	7м	28	5	5	до 1,5	360°

Требувана висота підйому гака розраховується за формулою (3.1):

$$H_{\text{ст}}^{\text{тр}} = h_0 + h_3 + h_c = 21 + 0,3 + 3,6 = 24,9 \text{ м;} \# (3.1)$$

де: h_0 – відмітка монтажного горизонту;

h_3 – конструктивний запас за висотою;

h_c – розрахункова висота елемента у піднятому положенні разом із монтажним пристроєм.

Требувана довжина стріли за умовою поліспада розраховується за формулою (3.2):

$$l_{\text{ст}}^{\text{тр}} = \frac{(S + a) \cdot (H_{\text{ст}}^{\text{тр}} - h_m)}{h_{\text{п}} + h_c} = \frac{(1 + 0,75) \cdot (24,9 - 1)}{1 + 4} = 8,365 \text{ м;} \# (3.2)$$

де: S – безпечний зазор між стрілою крана та будівлею;

a – відстань від осі стропування до найближчої грані будівлі;

h_m – висота шарніра п'яти стріли крана від рівня землі.

Повна довжина стріла крана розраховується за формулою (3.3):

$$l_{\text{пов.ст.}} = l_{\text{ст}}^{\text{тр}} + a = 8,365 + 1,5 = 9,725 \text{ м;} \# (3.3)$$

ДЕК 631А стріла 30 м.

Коефіцієнт використання крана за вантажопідйомністю розраховується за формулою (3.4):

$$K_{\text{п}} = \frac{27}{40} = 0,675; \# (3.4)$$

Тривалість монтажного циклу розраховується за формулою (3.5):

$$T_{\text{м}} = \frac{24,9}{5} + \frac{24,9}{5} + \frac{2 \cdot 360}{360} \cdot 1,5 = 17,94 \text{ хв;} \# (3.5)$$

Тривалість ручних операцій розраховується за формулою (3.6):

$$T_p = 15 + 65 + 10 = 90 \text{ хв;} \# (3.6)$$

Повний час монтажного циклу розраховується за формулою (3.7):

$$T_{\text{ц}} = 17,94 + 90 = 107,94 \text{ хв;} \# (3.7)$$

Експлуатаційна змінна продуктивність крана розраховується за формулою (3.8):

$$P_e = 40 \cdot \frac{420}{107,94} \cdot 0,75 \cdot 0,675 = 78,8 \text{ т;} \# (3.8)$$

Собівартість монтажу однієї тонни розраховується за формулою (3.9):

$$C_{\text{од.пр.}} = \frac{165000}{78,8} = 2093,91 \text{ грн;} \# (3.9)$$

«Liebherr LTM» стріла 21,6м

Коефіцієнт використання крана за вантажопідйомністю розраховується за формулою (3.4):

$$K_n = \frac{27}{27,8} = 0,97; \# (3.4)$$

Тривалість монтажного циклу розраховується за формулою (3.5):

$$T_m = \frac{24,9}{5} + \frac{24,9}{5} + \frac{2 \times 180}{360} \cdot 1,5 = 16,94 \text{ хв.;} \# (3.5)$$

Тривалість ручних операцій розраховується за формулою (3.6):

$$T_p = 15 + 65 + 10 = 90 \text{ хв;} \# (3.6)$$

Повний час монтажного циклу розраховується за формулою (3.7):

$$T_{\text{ц}} = 16,94 + 90 = 106,94 \text{ хв;} \# (3.7)$$

Експлуатаційна змінна продуктивність крана розраховується за формулою (3.8):

$$П_e = 27,8 \cdot \frac{420}{106,94} \cdot 0,75 \cdot 0,97 = 79,43 \text{ т;} \# (3.8)$$

Собівартість монтажу однієї тонни розраховується за формулою (3.9):

$$C_{\text{од.пр.}} = \frac{200000}{79,43} = 2524,30 \text{ грн;} \# (3.9)$$

В таблиці 3.5 підсумовуються розрахунки в порівнянні вибраних кранів.

Таблиця 3.5 – Вартісна характеристики кранів

№ п/п	Марка крана	Вартість м/зм (грн.)	Експлуатаційна продуктивність	Вартість одиниці продукції (грн.)	Одночасні витрати (грн.)
1.	«Liebherr LTM»	200000	79,23 т.	2524,30	25000
2.	Гусеничний кран ДЕК-631А	165000	78,8 т.	2093,91	75000

Висновок: зважаючи на вартість машино-зміни, експлуатаційну продуктивність, вартість одиниці продукції вибираємо гусеничний кран Liebherr LTM.

В таблиці 3.6 наведено кількість стропів, а також підсумкове навантаження в кН та необхідний діаметр стропа для монтажу колон, підкранових балок, підкроквильних і кроквяних ферм та плит покриття. В таблиці 3.7 наведено порівняльні дані витрат за КНУ ЕД та за технологічною картою щодо трудомісткості й затрат машин на весь об'єкт і на один елемент, а також показники виробітку робіт на один людино-день та одну машино-зміну.

Таблиця 3.6 – Характеристика стропової системи

Назва елемента	Кількість строп	Розрах. Формул.	Коефіцієнт	Кут нахилу	Навантаження КН	Діаметр строп
Колона середнього ряду 14,2 т	2	$S = K \cdot mg/n$	1,15	30	81,65	46,0
Колона крайнього ряду 12,4 т	2		1,15	30	71,3	40,0
Підкранова балка 6м 3,5 т	4		1	0	8,75	13,0
Підкранова балка 12м 5,4 т	4		1	0	13,5	17,5
Ферма підстропильна 4,8 т	4		1,15	30	13,8	17,5
Ферма стропильна 27 т	4		1,15	30	77,65	43,0
Плита покриття 2,3 т	4		1,42	45	8,16	15,5

Таблиця 3.7 – Характеристика стропової системи

№ п/п	Найменування	Одиниці виміру	Витрати	
			По КНУ ЕД	По карті
1.	Трудоємність на об'єкті	л/дні	163,3	163,04
2.	Трудоємність на елемент	л/дні	0,528	0,527
3.	Затрати машин на об'єкті	м/зміни	29,24	29,02
4.	Затрати машин на елемент	м/зміни	0,094	0,093
5.	Виробітка робіт на 1 л/день	м ³	3,53	3,53
6.	Виробітка робіт на 1 м/зміну	м ³	19,726	19,87

3.2 Будівельний генеральний план

Для забезпечення безперебійного виконання будівельно-монтажних процесів і належного зберігання будівельних матеріалів, виробів та конструкцій на території будівельного майданчика передбачається організація складського господарства. Залежно від фізико-механічних властивостей матеріалів та умов їхнього зберігання організовують три основні типи складів:

1. Відкриті майданчики (для збірних залізобетонних конструкцій, цегли, гравію, щебеню);

2. Навіси (для рулонних покрівельних матеріалів, металопрокату, стлярних виробів);

3. Закриті склади (для цементу, оздоблювальних сумішей, герметиків, інструментів та скляної продукції).

Розрахунковий обсяг матеріалів і конструктивних елементів, що підлягають одночасному зберіганню на складі, визначається на основі розробленого графіка постачання (надходження) та використання матеріальних ресурсів. Необхідний нормативний запас матеріалів на складі для об'єктів промислового будівництва приймається в межах 3–10-добової потреби, що гарантує компенсацію можливих логістичних затримок.

Загальна площа складських приміщень чи майданчиків (S), враховуючи необхідні проходи та проїзди між штабелями, розраховується за формулою (3.10):

$$S = \frac{P}{V \cdot K_{\Pi}}; \# \quad (3.10)$$

де: P – максимальний розрахунковий запас конкретного матеріалу, що одночасно знаходиться на складі;

V – кількість матеріалу (норма складування), що укладається на 1 м^2 корисної площі складу з урахуванням вимог техніки безпеки та допустимої висоти штабелювання

K_{Π} – коефіцієнт використання складської площі, який враховує наявність поздовжніх і поперечних проходів, а також евакуаційних шляхів між конструкціями чи стелажам.

$$\text{Колони } S = \frac{12,86 \cdot 3}{0,8 \cdot 0,5} = 96,452 \text{ м}^2$$

$$\text{Ферми } S = \frac{5,72 \cdot 3}{0,5 \cdot 0,5} = 68,64 \text{ м}^2$$

$$\text{Стінові панелі } S = \frac{73,6 \cdot 3}{0,8 \cdot 0,5} = 552 \text{ м}^2$$

$$\text{Віконні блоки } S = \frac{60 \cdot 3}{45 \cdot 0,5} = 8 \text{ м}^2$$

$$\text{Підкранові балки } S = \frac{10,4 \cdot 3}{0,35 \cdot 0,5} = 178,28 \text{ м}^2$$

$$\text{Плити покриття } S = \frac{8,5 \cdot 3}{0,9 \cdot 0,5} = 56,66 \text{ м}^2$$

$$\text{Щебінь } S = \frac{18,15 \cdot 3}{2 \cdot 0,5} = 54,45 \text{ м}^2$$

$$\text{Пісок і гравій } S = \frac{1,91 \cdot 3}{2 \cdot 0,5} = 5,73 \text{ м}^2$$

$$\text{Керамзит } S = \frac{16,6 \cdot 3}{2 \cdot 0,5} = 49,8 \text{ м}^2$$

$$\text{Рубероїд } S = \frac{37,78 \cdot 3}{18 \cdot 0,5} = 12,59 \text{ м}^2$$

$$\text{Скло віконне } S = \frac{308,16 \cdot 3}{150 \cdot 0,5} = 12,32 \text{ м}^2$$

$$\text{Масляна фарба } S = \frac{179,45 \cdot 3}{800 \cdot 0,5} = 1,34 \text{ м}^2$$

$$\text{Вапно негашене } S = \frac{0,538 \cdot 2}{2 \cdot 0,5} = 1,076 \text{ м}^2.$$

В таблиці 3.8 наведено одиниці виміру, добову витрату, загальну кількість і нормативний запас у днях для основних будівельних матеріалів та конструкцій а також розраховану площу складських приміщень із визначенням типу необхідного складу

Таблиця 3.8 – Розрахунок площі на матеріали/

№	Найменування матеріалів	Одиниці виміру	Добова витрата	Кількість	Запас	Площа складі		Тип складу
						На один.	Всього	
1	Колони	м ³	12,86	167,2	3	0,8	96,45	Відкритий
2	Ферми	м ³	5,72	74,4	3	0,5	68,64	Відкритий
3	Стінові панелі	м ³	73,6	1766,4	3	0,8	552	Відкритий
4	Віконні блоки	м ²	60	1440	3	45	8	Навіс
5	Підкранові балки	м ³	10,4	23,8	3	0,35	178,28	Відкритий
6	Плити покриття	м ³	8,5	111,6	3	0,9	56,66	Відкритий
7	Щебінь	м ³	18,15	236	3	2	54,45	Відкритий
8	Пісок і гравій	м ³	1,91	51,75	3	2	5,73	Відкритий
9	Рубероїд	рулон	37,78	869	3	18	12,59	Закритий
10	Скло	м ²	308,16	1540,8	3	150	12,32	Закритий
11	Масляна фарба	кг	179,45	717,81	3	800	1,34	Закритий
12	Керамзит	м ³	16,6	3,99	3	2	49,8	Відкритий
13	Вапно негашене	т	0,536	1,076	2	2	1,07	Закритий

Отримуємо такі площі складів:

Відкриті: 1062,01м²

Закриті: 26,25м²

Навіс: 8 м²

Приймаємо такі розміри складів :

Відкриті: 4(54х5)м; S=1080 м²

Закриті: 2 (контейнерного типу); (6х2,7)м

Навіс: (4х3)м

Визначення монтажно-ї та небезпечної зони крану.

Монтажна зона - простір, в мережах якого можливе падіння вантажу при встановленні та закріпленні елементів. Розміри зони в плані визначаємо параметрами будівлі. При висоті будівлі до 10м монтажна зона рівна 7м. складування матеріалів в межах монтажно-ї зони забороняється.

Небезпечна зона роботи крана – простір, в якому можливе падіння вантажу при його переміщенні з врахуванням можливого розсіювання при падінні. Небезпечна зона роботи крана визначається по формулі (3.11):

$$L_{\text{нз.}} = 2b_{\text{max}} + l_{\text{max}} + 2 \cdot l_b; \# (3.11)$$

де: b_{max} - максимальний робочий виліт гака крана;

l_{max} - довжина найбільшого переміщуємого вантажу,

l_b - додаткова відстань для безпечної роботи .

$$L_{\text{нз.}} = 10 \cdot 2 + 6 + 2 \cdot (0,3 + 1) = 18,6 \text{ м}$$

Небезпечну зону поворотної платформи визначають по формулі (3.12):

$$L_{\text{нз}} = 2(R_{\text{пов}} + L_b); \# (3.12)$$

де: $R_{\text{пов}} = 6\text{м}$, радіус поворотної платформи крана

$L_b = 1\text{м}$, додаткова відстань для безпечної роботи.

$$L_{\text{нз}} = 2(6 + 1) = 14\text{м}$$

Розрахункові витрати на виробничі потреби (3.13):

$$Q_{\text{вир}} = \frac{(Q_{\text{зм}} \cdot K_{\text{зм}})}{(8 \cdot 3600)} = \frac{34477 \cdot 1,5}{(8 \cdot 3600)} = 1,79 \frac{\text{л сек.}}{\text{зм}}; \# (3.13)$$

Розрахункові витрати на господарчі потреби (3.14):

$$Q_{\text{госп}} = \frac{Q_{\text{зм}} \cdot K_{\text{зм}}}{(8 \cdot 3600)} = \frac{1080 \cdot 2,5}{(8 \cdot 3600)} = 0,093 \frac{\text{л сек.}}{\text{зм}}; \# (3.14)$$

Розрахункові витрати води (3.15):

$$Q_{\text{госп}} = (Q_{\text{вир}} + Q_{\text{госп}}) K = (1,79 + 0,093) \cdot 1,2 = 1,9 \frac{\text{л сек.}}{\text{зм}}; \# (3.15)$$

Діаметр трубопроводу для тимчасового водопостачання (3.16):

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{\text{госп}} \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,5}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1,9 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,5}} = 31,6 \text{ мм;} \# (3.16)$$

Вода на будівельному майданчику споживається на виробничі, господарські та побутові потреби, в протипожежних цілях. Джерелом водопостачання є міські мережі. Або місцеві джерела.

Розрахунок потреб ведуть з врахуванням календарного плану виконання робіт. З якого вибирають періоди найінтенсивнішого використання води на виробничі та господарчі потреби.

В таблиці 3.9 наведено одиниці виміру та обсяги робіт, а також питомі й сумарні витрати води в літрах на виробничі потреби і господарсько-побутові потреби з визначенням підсумкових значень водоспоживання.

Відповідно до вимог ДСТУ EN 10255:2022 (28) для прокладання мережі тимчасового водопостачання приймаємо сталеву водогазопровідну трубу з умовним проходом (D_N) 32 мм (діаметр умовного перерізу) та номінальним зовнішнім діаметром 42,3 мм.

Вибір та розрахунок тимчасових будівель і споруд.

Потребу будівництва в тимчасових будівлях визначають на основі підрахунків чисельності робітників по нормативам.

Частка категорій робітників приймається в залежності від специфікації будівництва, орієнтовано 85%-робітників; 12%-службовці; 3%-охорона.

Таблиця 3.9 Розрахунок споживачів води

№ п/п	Споживачі води	Об'єм робіт		Витрати води	
		Одиниці виміру	Кількість	На одиницю виміру	Всього, л
1	Виробничі потреби	м ³	59,63	200	11926
	Поливка бетону				
	Влаштування щебеневої підготовки	м ³	29,51	650	19815
	Тинькування при готовому розчині	м ²	167	8	1336
	Заправка автомобільного транспорту	маш	2	700	1400
$\Sigma_{\text{Овир}}=34477$					
2	Господарчі потреби				
	На 1 працівника	змін	24	15	360
	На 1 працюючого що користується душем	змін	24	30	720
$\Sigma_{\text{Огосп}}=1080$					

Визначаємо чисельність робочих:

максимальне число робітників з графіку руху робочої сили- 16 чоловік(85%)

- ~ 2 чоловіки-спеціалісти(12%)
- ~ 1 чоловік-МОП і охорона(3%)
- ~ 5 чоловік – додатково (24%)

В таблиці 3.10 наведено кількість працюючих, які користуються приміщеннями, а також нормативну й загальну площу в квадратних метрах для адміністративно-побутових та виробничих потреб із визначенням типу тимчасової споруди, габаритних розмірів будівель, а також параметрів відкритих і закритих складів та навісів.

Адміністративні, санітарно-побутові і виробничі тимчасові будівлі прийняті: пересувні вагончики контейнерного типу.

Таблиця 3.10 Розрахунок площі тимчасових будівель

№	Тимчасові будівлі	Кількість працюючих, що користуються приміщенням	Площа приміщень, м ²		Тип тимчасової будівлі	Розміри будівлі
			На одного працюючого	Всього		
1	Контора Прохідна	2 1	3,25 9,6	6,5 9,6	Вагон	9х2,7
2	Гардеробна і приміщення для сушки одягу	24 24	0,5 0,2	12 4,8	Вагон	9х2,7
3	Душова і вмивальня	24 24	3,5 0,5	7 12	Вагон	9х2,7
4	Приміщення для приймання їжі	24	1,2	28,8	Контейнер Контейнер	6х2,7 6х2,7
5	Електро-технічні майстерні				Контейнер	6х2,7
6	Сантехнічні майстерні				Контейнер	6х2,7
7	Туалет				Контейнер	6х2,7
8	Відкриті склади				4шт	54х5
9	Закриті склади				Контейнер 2 шт.	6х2,7
10	Навіс					3х4

При розташуванні санітарно-господарських і адміністративних будівель необхідно забезпечити безпеку руху і зручність проходів до них, не заважати будівництву і забезпечити максимальну блокування між собою. На БГП вказують габарити будівель, їх прив'язку в плані, підключення до комунікацій.

Побутові і адміністративні будівлі повинні бути віддалені від об'єктів. Виділяючи пил та небезпечні гази не менше ніж на 50 метрів і розташовуватись по відношенню до них з навітряного боку переважаючих вітрів. Відстань від пит-

них установок до робочих місць не більше 75 метрів, від пунктів харчування-600м, від уборних-200м.

Розрахунок потреб електроенергії.

Використання прожекторного освітлення для будівельного майданчика має ряд переваг в порівнянні з освітленням: економічність, благоприємне відношення вертикального і горизонтального освітлення, менша завантаженість території будівельного майданчика стовпами, повітряною проводкою, зручність обслуговування.

Загальне рівномірне освітлення будівельного майданчику повинне бути $E_H=2\text{лк}$.

Освітлення при монтажних роботах $E_H = 50\text{лк}$.

Обираємо коефіцієнт використання світлового потоку $m = 0,2$ та коефіцієнт запасу 1,5.

Визначаємо марку прожектора ПЗС-45, зпотужністю лампи $P_a=1000\text{Вт}$. З максимальною силою світла $I_{max} = 130\text{кд}$.

Рівномірне прожекторне освітлення будівельного майданчика розмірами (139х133) за формулою (3.17):

$$N = m \cdot E \cdot k \cdot \frac{A}{P} = 0.2 \cdot 2 \cdot 1.5 \cdot 133 \cdot \frac{139}{1000} = 11 \text{ шт;} \# (3.17)$$

де: N – кількість прожекторів.

$$H = \sqrt{\frac{130000}{300}} = 20,8 \text{ м;} \# (3.18)$$

Визначаємо прожекторне освітлення місця виробництва монтажних робіт з розмірами захватки (30х60)м за формулою (3.19):

Обираємо коефіцієнт використання світлового потоку $m=0,12$ та коефіцієнт запасу 1,7.

$$N = m \cdot E \cdot k \cdot \frac{A}{P} = 0,12 \cdot 50 \cdot 1,7 \cdot 30 \cdot \frac{60}{1000} = 18 \text{ шт;} \# (3.19)$$

$$H = \sqrt{120000/300} = 20 \text{ м}$$

Визначаємо марку прожектора ПСМ-5-1, з потужністю лампи $\Gamma 1000$
 $P_a=1000$ Вт. З максимальною силою світла $I_{\max}=120$ кд.

Потужність влаштування зовнішнього освітлення
 $P_{oz}=18 \cdot 1000 + 11 \cdot 1000 = 29 \text{ кВт}$.

Проектування тимчасового електропостачання.

Загальна потреба електроенергії на будівельному майданчику складається з 4 складових:

1. Потужність електроенергії силових устаткувань;
2. Потужність електроенергії на виробничі потреби;
3. Потужність електроенергії на зовнішнє освітлення;
4. Потужність електроенергії на внутрішнє освітлення.

Враховуючи всі потреби електроенергії, вибирають потужність і тип трансформатора. Потужність всіх силових устаткувань, споживачів електроенергії визначають по формулі (3.20):

$$P = 1,1 \left(\left(\frac{K_1 P_c}{\cos} \right) + P_{\text{ир}} + K_2 P_{oz} + K_3 P_{ov} \right), \text{ кВт}; \# (3.20)$$

де: K_1, K_2, K_3 – коефіцієнти одночасності споживання електроенергії;

$\cos j$ – коефіцієнт потужності;

P_{oz} – потужність влаштувань зовнішнього освітлення;

P_{ov} – потужність приладів внутрішнього освітлення.

В таблиці 3.11 наведено розрахункову площу, питому й загальну потужність у кВт для штучного освітлення адміністративно-побутових та виробничих приміщень. В таблиці 3.12 наведено перелік, марки та індивідуальну споживану потужність будівельних машин і механізмів (розчинонасоса, вібраторів, розчинозмішувача, зварювальних апаратів тощо) із визначенням їхньої сумарної електричної потужності в кВт для забезпечення потреб будівельного майданчика.

Таблиця 3.11 – Потужність приладів внутрішнього освітлення

№	Найменування	Одиниці виміру	Кількість	На одиницю вимірц	Всього
Внутрішні освітлення					
1	Контори	100м ²	0,243	1,0	0,243
2	Побутові приміщення	100м ²	0,81	1,0	0,81
3	Майстерні	100м ²	0,326	1,3	0,4238
4	Закритий склад	100м ²	0,324	0,5	0,081
					P _{ов} =1,56кВт

Таблиця 3.12 – Потужність силових установок

№	Найменування	Марка установки	Потужність, кВт
1	Розчинонасос	СО-49Б	4,0
2	Електрофарбопульт	СО-61	0,27
3	Віброрейка	СО-47	0,6
4	Глубинний вібратор	I-18	0,8
5	Машина для перемішування і подачі мастик на покрівлю	СО-100А	60
6	Розчинозмішувач	СО-57	1,5
7	Затир очна машина	СО-103	2,5
8	Електротрамбовка	ІЕ-4502	0,6
9	Сварочний апарат змінного струму	ГД-300 ГД-300 ГД-300	20 20 20
10	Електроточило		0,6
11	Циркулярка		0,6
12	Електродрель		0,6
13	Електро підіймач	ТП-16,3	4,7
			Всього 136,77 кВт

Сумарна потужність електроенергії на будівельному майданчику:

$$P = 1,1\left(0,75 \cdot \frac{136,77}{0,75}\right) + 1 \cdot 29 + 0,8 \cdot 1,56 = 178,71 \text{ кВт.}$$

Приймаємо трансформатор ТМ -180 /6потужністю 180кВт.

4 ОХОРОНА ПРАЦІ

4.1 Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні

Фундаментальною основою для розробки, організації та практичної реалізації комплексних заходів безпеки при зведенні головного виробничого корпусу цеху керамічних виробів у місті Кременчук є суворе дотримання чинного законодавства України та системи нормативно-правових актів з охорони праці (НПАОП). Базовим орієнтиром для створення нешкідливого робочого середовища на будівельному майданчику, запобігання виробничому травматизму, професійним захворюванням та мінімізації впливу небезпечних чинників виступають Конституція України, Закон України «Про охорону праці» [29], а також Кодекс законів про працю України [30]. На їхньому підґрунті формуються ключові завдання підрядної будівельної організації щодо гарантування безпеки праці, тоді як безпосереднє інженерне проектування й виконання монтажних операцій регламентується вимогами ДБН А.3.2-2-2009 «Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві» [31] та загальними нормами надійності й конструктивної безпеки споруд [5]. Оскільки зведення такого промислового об'єкта супроводжується залученням важкої підйомної техніки, обов'язковим є виконання вимог Правил охорони праці під час експлуатації вантажопідйомних кранів [26] та Кодексу цивільного захисту України [32] в частині попередження надзвичайних ситуацій (НС).

Стисла характеристика об'єкта проектування вказує на те, що він являє собою великопрогонну одноповерхову промислову будівлю цеху керамічних виробів, яка зводиться в умовах розвиненої промислової зони Кременчука. Конструктивна схема споруди визначається наявністю збірного залізобетонного каркаса з кроком крайніх колон 6,0 і 12,0 м, перекриттям сегментними кроквяними фермами прогоном 30,0 м, а також влаштуванням плоскої суміщеної покрівлі з використанням плитного екструдованого пінополістиролу та бітумно-полімерного євроруберойду. Особливістю функціонування об'єкта на етапі будівництва є одночасне залучення великої кількості важких гусеничних та ав-

томобільних монтажних кранів, виконання великоблочних підйомних операцій на висоті понад 12–14 метрів, а також проведення зварювальних і гідроізоляційних робіт із використанням відкритого вогню газових пальників.

З соціально-економічного погляду приділення прискіпливої уваги питанням охорони праці на законодавчому рівні є невід’ємною умовою ефективності всього інвестиційно-будівельного проєкту. Економічний аспект безпеки праці полягає в тому, що виникнення будь-якого нещасного випадку чи аварії призводить до значних фінансових збитків підрядної організації через виплати компенсацій потерпілим, тривалий простій кранів, штрафні санкції з боку органів Держпраці, а також потребу у прямих матеріальних витратах на відновлення пошкоджених конструкцій каркаса. Соціальне ж значення орієнтоване на збереження життя, здоров’я та стабільної працездатності кваліфікованих монтажників і мулярів, що безпосередньо покращує морально-психологічний клімат у колективі, знижує плинність кадрів і забезпечує суворе дотримання директивних термінів введення цеху в експлуатацію.

Виходячи із зазначених пріоритетів, законодавчо встановлені засади безпеки життєдіяльності на майданчику реалізуються через такі конкретні цілі та заходи щодо покращення умов праці й запобігання надзвичайним ситуаціям:

Безпека під час монтажу збірного залізобетонного каркаса: зважаючи на велику масу колон, тридцятиметрових ферм та ребристих плит покриття, до виконання стропувальних робіт допускаються лише особи, що пройшли спеціальне навчання [26]. Монтаж виконується за заздалегідь розробленим Проєктом виконання робіт (ПВР), а звільнення елементів від стропів крана дозволяється лише після їхнього надійного остаточного або тимчасового закріплення у склянках фундаментів та на опорних консолях.

Профілактика травматизму при роботах на висоті: укладання плит покриття, монтаж стінових панелей верхніх ярусів та облаштування покрівельного пирога відносяться до робіт із підвищеною небезпекою. Для запобігання падінню робітників з висоти, вздовж периметра диска покриття та на межах перепаду висот (понад 1,3 м) встановлюється тимчасове захисне огороження, а кожен

працівник зобов'язаний використовувати перевірені запобіжні пояси з кріпленням їх до страхувальних канатів [31].

Організація безпеки під час влаштування суміщеної покрівлі: застосування сучасного покрівельного пирога преміум-класу передбачає використання газопламенного обладнання (пальників). Для унеможливлення пожеж балони з пропаном розміщуються на спеціальних візках поза зонами нагріву, а робочі місця комплектуються вогнегасниками [32].

Електробезпека будівельного майданчика: живлення зварювальних апаратів, підйомників та систем тимчасового освітлення здійснюється через інвентарні розподільчі щити, оснащені пристроями захисного відключення (ПЗВ). Усі металеві корпуси силового обладнання та рейкові колії кранів підлягають обов'язковому заземленню [31].

Запобігання надзвичайним ситуаціям техногенного та природного характеру: з метою недопущення аварій або руйнувань каркаса будинку під час будівництва, впроваджується система моніторингу небезпечних метеорологічних явищ. При швидкості вітру понад 15 м/с, сильному снігопаді, ожеледиці чи грозі виконання будь-яких монтажних та покрівельних робіт імперативно припиняється, а стріли кранів та незакріплені елементи стінового огородження переводяться у безпечний стан [32,10].

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

Детальний аналіз умов праці та ідентифікація джерела потенційної небезпеки на об'єкті проєктування є базовим етапом превентивного інженерного захисту, що виконується з обов'язковим урахуванням архітектурно-конструктивних та організаційно-технологічних особливостей головного корпусу цеху керамічних виробів у місті Кременчук. Системне виявлення небезпечних виробничих чинників, які здатні призвести до травм чи раптового погіршення здоров'я, а також шкідливих факторів, що викликають захворювання чи зниження праце-

здатності, на робочих місцях здійснюється відповідно до вимог ДСТУ 2293:2014 «Охорона праці. Терміни та визначення основних понять» [34] з метою обґрунтування подальших технічних рішень щодо мінімізації або повного усунення ризиків безпосередньо у процесі виконання будівельно-монтажних робіт. Згідно з чинною в Україні Гігієнічною класифікацією праці за показниками шкідливості та небезпечності факторів виробничого середовища, важкості та напруженості трудового процесу, затвердженою Наказом МОЗ України № 248 [33], комплекс виявлених на даному об'єкті чинників підлягає ретельному аналізу для запобігання переведенню умов праці до шкідливого стану третього класу (від першого до четвертого ступеня) або небезпечного стану четвертого класу.

Серед фізичних небезпечних і шкідливих виробничих чинників, які є найбільш поширеними на будівельному майданчику промислового корпусу через насиченість робочих зон важким устаткуванням, особливу увагу привертає робота на висоті та використання вантажопідйомних механізмів, де параметри безпеки машин регламентуються ДСТУ EN ISO 12100 «Безпечність машин. Загальні принципи проектування. Оцінювання ризиків та зменшення ризиків» [37]. Цей фактор локалізується на покрівельних ділянках під час подачі автомобільними або гусеничними кранами піддонів із плитами екструдованого пінополістиролу щільністю тридцять п'ять кілограмів на метр кубічний та товщиною сто міліметрів, рулонів євроруберойду та цементно-піщаного розчину для влаштування стяжки товщиною тридцять міліметрів поверх несних залізобетонних ребристих плит перекриття висотою триста міліметрів, де причиною появи небезпеки є значна висота об'єкта та переміщення важких конструктивних елементів у просторі. Одночасно з цим на робочих місцях машиністів будівельних підйомників, розчинонасосів та операторів віброрейок при вирівнюванні цементно-піщаної стяжки марки М100 фіксується підвищений рівень виробничого шуму та локальної чи загальної вібрації, параметри яких аналізуються на відповідність вимогам ДСТУ EN ISO 9612 «Акустика. Визначення впливу професійного шуму. Інженерний метод» [35], а першопричиною їх виникнення виступають механічні удари, тертя та дисбаланс рухомих частин машин. Додатково на всіх ро-

бочих місцях, де експлуатується силове електрообладнання, включаючи інструмент для підрізання полімерів, компресори та зварювальні апарати для фіксації фасонних елементів, присутня постійна небезпека ураження електричним струмом через ймовірне пошкодження інструментом ізоляції струмоведучих частин або відсутність заземлювальних пристроїв, контроль та проєктування яких проводяться згідно з ДСТУ EN 61140 «Захист від ураження електричним струмом. Загальні аспекти щодо установок та обладнання» [37]. Також у зонах влаштування фінішного гідроізоляційного килима з двох шарів євроруберойду на бітумній мастиці товщиною двадцять міліметрів суттєву загрозу становлять термічні фактори у вигляді високої температури пальників чи гарячого в'язучого, що вимагає суворого дотримання протипожежних норм [32].

Хімічний та аерозольний вплив на організм працівників зумовлений специфікою використання сучасних шарів покрівельного пирога, процесами їх підігріву та обробки, що загрожує проникненню токсикантів через дихальні шляхи, травну систему чи шкірний покрив. Це першочергово проявляється у вигляді підвищеної загазованості повітря токсичними речовинами, зокрема продуктами термічного розпаду полімерів, парами вуглеводнів та оксидом вуглецю безпосередньо у зоні наплавлення євроруберойду газопламенними пальниками, які проникають в організм через дихальні шляхи, викликаючи загрозу гострих чи хронічних отруєнь і вимагаючи контролю гранично допустимих концентрацій [33]. Разом з тим при механічному підрізанні та укладанні великих обсягів плитного екструдованого пінополістиролу утеплювача можливе виділення дрібнодисперсного полімерного пилу, що викликає подразнення слизових оболонок очей та верхніх дихальних шляхів робітників. В умовах відкритого будівельного майданчика біологічні загрози можуть виражатися у можливому розвитку патогенної мікрофлори та пліснявих грибів під шаром теплоізоляції у разі пошкодження цілісності пароізоляційного бар'єра товщиною чотири міліметри, де головною причиною виступає проникнення внутрішнього вологого повітря з приміщення цеху та утворення конденсату на межі із залізобетонною плитою.

Вплив психофізіологічних факторів трудового процесу визначається організацією праці та загальною ергономікою робочих місць відповідно до принципів ДСТУ EN ISO 10075-1:2019 «Ергономічні принципи, пов'язані з розумовим навантаженням. Частина 1. Загальні питання та поняття, терміни та визначення» [38]. Це виражається у значній важкості праці та статико-динамічному перевантаженні покрівельників через потребу перенесення, розкочування та притискання рулонних матеріалів, ручного укладання легких, але габаритних плит утеплювача в умовах підвищеної вітрової активності на висоті, а також при влаштуванні цементно-піщаної стяжки, що змушує робітників тривалий час перебувати у незручній вимушеній робочій позі у вигляді нахилів тулуба чи роботи в напівприсіді. Напруженість праці, що супроводжується нервово-психічним та зоровим напруженням, є притаманною для машиністів кранів та стропальників, що зумовлюється високою щільністю надання сигналів, монотонністю праці при керуванні вантажопідйомними механізмами на висоті та підвищеною відповідальністю за безпеку кранових операцій поблизу межі перепаду висот будівельного майданчика [26].

Проведений аналіз виробничого середовища переконливо доводить, що повне й абсолютне усунення більшості зазначених факторів є технічно неможливим через специфіку будівельних процесів на висоті, проте за рахунок грамотного впровадження комплексу інженерно-технічних, архітектурно-планувальних та організаційних заходів відповідно до ДБН та ДСТУ цілком можливо суттєво зменшити their вплив до безпечних нормативних значень, повністю нівелювавши ризик виникнення виробничого травматизму чи аварійних надзвичайних ситуацій [31]. На основі цього для забезпечення безпеки на об'єкті проєктування формулюються завдання щодо подальшої розробки та обґрунтування ефективних рішень з виробничої санітарії, включаючи використання засобів індивідуального захисту органів дихання та очей, проєктування надійних суцільних захисних огорожень та індивідуальних страхувальних систем для безпечної роботи на висоті залізобетонних плит покриття, розробки схем заземлення електроустановок, а також обґрунтування комплексу протипожежних заходів із

розрахунком засобів пожежогасіння у зонах складування та наплавлення палих полімерних матеріалів ізоляції.

4.3 Дослідження ризику реалізації потенційних небезпек на об'єкті проєктування

Кількісна та якісна оцінка інженерних ризиків є головним інструментом забезпечення експлуатаційної надійності та безпеки праці під час зведення конструкцій покриття та виконання покрівельних робіт у головному корпусі цеху керамічних виробів у місті Кременчук. Обґрунтування ступеня прийнятності ризиків реалізації виявлених виробничих загроз виконується методом матричного аналізу відповідно до загальних методологічних принципів, регламентованих ДСТУ ISO 31000:2018 «Менеджмент ризиків. Принципи та настанови» [39], що дозволяє формалізувати суб'єктивні чинники та перевести їх у площину чітких математично-логічних індексів безпеки. Для побудови матриці оцінки ризику та проведення подальшого системного аналізу будівельних процесів покрівельної ділянки використовуються два базові критерії: категорія серйозності наслідків можливого нещасного випадку та рівень експлуатаційної ймовірності виникнення цієї небезпечної події.

За першим критерієм усі потенційні наслідки поділяються на чотири базові класи: катастрофічна небезпека першої категорії (призводить до смерті людей або повного зруйнування будівельної системи), критична небезпека другої категорії (спричиняє серйозні травми, стійкі професійні захворювання чи суттєві пошкодження конструктивних елементів), гранична небезпека третьої категорії (викликає незначні травми працівників, короточасні захворювання або локальні пошкодження в межах системи) та незначна небезпека четвертої категорії, наслідки якої є менш значними, ніж у попередньому класі. Другий параметр, що визначає частоту реалізації загрози, градуюється за п'ятьма рівнями: часта подія рівня А (велика ймовірність виникнення), можлива подія рівня В (може трапитися декілька разів протягом будівництва), випадкова подія рівня С (іноді може

відбутися за життєвий цикл корпусу), віддалена подія рівня D (малоймовірна подія) та неймовірна подія рівня E, яка є настільки малоймовірною, що можна обґрунтовано припустити її повне невиникнення.

Зведення цих параметрів у двовимірну матричну модель дозволяє отримати двозначний індекс ризику небезпеки, який класифікує загрози за чотирма рівнями прийнятності: неприпустимий або надмірний ризик (індекси 1A, 1B, 1C, 2A, 2B, 3A), небажаний або гранично допустимий ризик (індекси 1D, 2C, 2D, 3B, 3C), припустимий з обов’язковою перевіркою або прийнятний ризик (індекси 1E, 2E, 3D, 3E, 4A, 4B) та припустимий без додаткової перевірки чи знехтуваний ризик з індексами 4C, 4D, 4E. Першим етапом дослідження є безпосередній матричний аналіз технологічних процесів улаштування покрівельного пирога на залізобетонних плитах перекриття висотою триста міліметрів, який дозволяє встановити числові координати небезпек (табл. 4.1).

Таблиця 4.1 – Матричний аналіз технологічних ризиків покрівельних робіт

Етап покрівельних робіт та технологічне джерело загрози	Визначення вихідних параметрів (Категорія / Рівень)	Початковий матричний індекс ризику	Комплекс інженерно-технічних та організаційних заходів безпеки на об’єкті	Визначення залишкових параметрів (Категорія / Рівень)	Кінцевий матричний індекс ризику
1. Укладання пароізоляції та плит XPS (100 мм): Робота на висоті понад 12 м; загроза падіння покрівельника або матеріалів від вітру.	Категорія I Рівень C	1C	Встановлення суцільного захисного огороження периметра, використання анкерних ліній та страхувальних систем за	Категорія I Рівень D	3D
2. Влаштування стяжки М100 (30 мм): Робота у вологому середовищі, експлуатація віброрейок; загроза падіння на слизькому бетоні.	Категорія III Рівень B	3B	Організація безпечних проходів, обов’язкове використання спецвзуття з нековзною підошвою, захисні кожухи на механізмах.	Категорія III Рівень E	3E

3. Наплавлення євроруберойду (2 шари): Робота з газопламенними пальниками; загроза термічних опіків розплавленим бітумом, пожежа.	Категорія II Рівень D	2D	Захисний спецодяг, зворотні клапани на пальниках, наявність первинних засобів пожежогасіння (вогнегасники ВП-5) за НАПБ А.01.001-2014 [41].	Категорія II Рівень E	4C
---	--------------------------	----	---	--------------------------	----

Проведений матричний аналіз технологічних процесів, представлених у таблиці 4.1, дозволяє детально простежити логіку формування оціночних індексів безпеки окремо для кожного етапу робіт. При укладанні плит утепленого пирога XPS без превентивних загороджень перетин рядка «Рівень C (Випадкова ймовірність)» та стовпця «Категорія I (Катастрофічні наслідки)» дає підсумкову координату матриці 1C. Впровадження захисних огорожень та індивідуальних лямочних поясів за чинним НПАОП 0.00-1.15-07 «Правила охорони праці під час виконання робіт на висоті» [40] не змінює фізичну висоту, проте кардинально знижує частоту виникнення інциденту до віддаленої, що переміщує координату аналізу в точку 3D. На основі отриманих індексів виконується наступний етап – якісна матрична оцінка та визначення статусу прийнятності ризиків (таб. 4.2).

Безпосередня якісна оцінка ризиків за допомогою матричної структури (табл. 4.2) наочно демонструє механізм управління безпекою на об'єкті. Вона підтверджує, що початковий стан покрівельної ділянки при укладанні XPS-плит є критичним (індекс 1C), що вимагає негайної зупинки процесів. Проте за рахунок зміщення координати ймовірності по матричній сітці після впровадження превентивних рішень, залишковий рівень небезпеки для всіх етапів переходить у безпечну зону функціонування об'єкта (індекси 3D, 3E, 4C), що є офіційно визнаним безпечним рівнем для ведення будівельно-монтажних робіт.

Таблиця 4.2 – Матрична оцінка та статус прийнятності покрівельних ризиків

Етап покрівельних робіт за технологією	Початковий індекс ризику	Якісна оцінка вихідного стану та допуск до робіт	Кінцевий індекс ризику	Якісна оцінка залишкового стану та статус прийнятності
1. Укладання пароізоляції та плит XPS (100 мм)	1C	Неприпустимий (надмірний) ризик. Роботи категорично заборонено до впровадження захисних заходів.	3D	Припустимий з перевіркою (прийнятний). Роботи дозволено за умови постійного використання засобів захисту.
2. Влаштування стяжки M100 (30 мм)	3B	Небажаний (граничний) ризик. Вимагає обов'язкового операційного контролю робочої зони.	3E	Припустимий (прийнятний). Ризик мінімізовано, додатковий інженерний контроль не потрібен.
3. Наплавлення євроруберойду (2 шари)	2D	Небажаний (гранично допустимий) ризик. Вимагає оформлення наряду-допуску та наявності засобів гасіння.	4C	Знехтуваний (безпечний). Повний захист системи, ризик відповідає безпечному нормативному рівню.

Зіставлення отриманих результатів комплексного дослідження за двома таблицями переконливо доводить, що за рахунок впровадження розробленого комплексу архітектурно-конструктивних та організаційно-технологічних заходів безпеки, початкові небезпечні індекси ризиків покрівельних робіт успішно знижуються до припустимих нормативних значень. Це повністю гарантує безпечне ведення БМР під час влаштування сучасного покрівельного покриття і виключає виникнення системних аварій чи травматизму серед виробничого персоналу головного корпусу цеху керамічних виробів.

4.4 Розробка організаційно-технічних, архітектурно-планувальних заходів, спрямованих на покращення умов праці на об'єкті проєктування

У даному розділі представлено комплекс обґрунтованих проектних рішень організаційного, технічного та архітектурно-планувального характеру, що спрямовані на створення безпечного виробничого середовища, мінімізацію ризиків виробничого травматизму та оптимізацію умов праці на покрівельній дільниці головного корпусу цеху керамічних виробів у місті Кременчук [65]. Розробка превентивних заходів безпеки базується на диференційованому підході до рівнів небезпеки, визначених у ході попереднього матричного аналізу відповідно до методологічних принципів ДСТУ ISO 31000:2018 «Менеджмент ризиків. Принципи та настанови» [39]. Для процесів із початковим надмірним і гранично допустимим ризиком (таких як укладання плитного утеплювача на висоті чи наплавлення євроруберойду) розробляються капітальні інженерно-технічні системи захисту. Для зон із припустимим та знехтуваним робочим ризиком (зокрема, загрози падіння на слизькій поверхні під час влаштування стяжки) закладаються раціональні організаційно-методичні та ергономічні рішення.

Для мінімізації та контролю ризиків, що мають статус припустимих або знехтуваних, впроваджується комплексна система організаційних заходів охорони праці. Першочерговим елементом виступає управління компетенціями та допуском персоналу до виконання будівельно-монтажних робіт. До виконання покрівельних процесів допускаються особи не молодше 18 років, які пройшли обов'язковий попередній медичний огляд, спеціальне навчання та щорічну перевірку знань з охорони праці відповідно до регламенту НПАОП 0.00-4.12-05 «Типове положення про порядок проведення навчання і перевірки знань з охорони праці» [42]. Програма підготовки включає вступний, первинний безпосередньо на робочому місці, повторний (який проводиться не рідше одного разу на 3 місяці для робіт із підвищеною небезпекою) та, за потреби, позаплановий інструктажі [42]. Покрівельники повинні мати підтверджену кваліфікацію, а також спеціальний допуск до виконання верхолазних робіт згідно з НПАОП 0.00-1.15-

07 «Правила охорони праці під час виконання робіт на висоті» [40] та робіт із вогневими апаратами. Робочі місця в повній мірі забезпечуються затвердженими інструкціями з охорони праці за професіями та за видами робіт (зокрема, при поводженні з газопламенними пальниками та балонами пропан-бутану відповідно до правил пожежної безпеки НАПБ А.01.001-2014 «Правила пожежної безпеки в Україні» [41]).

Важливе місце в організації трудового процесу посідає раціональний режим праці та відпочинку працівників, розроблений з урахуванням високої інтенсивності праці на відкритому повітрі. Встановлюється змінний графік тривалістю 8 годин із регламентованою обідньою перервою (45–60 хвилин) та щогодинними технологічними перервами тривалістю 10 хвилин для відпочинку та самоконтролю персоналу, які проводяться у спеціально обладнаному санітарно-побутовому приміщенні будівельного майданчика. Ергономічні вимоги до організації робочого місця передбачають, що розміщення будівельних матеріалів (плит екструдованого пінополістиролу XPS товщиною 100 мм та рулонів євроруберойду) на залізобетонному перекритті здійснюється з урахуванням мінімізації зайвих нахилів та переміщень робітників. Зони складування розташовують на відстані не менше 1,0 метра від межі перепаду висот із влаштуванням безперешкодних проходів завширшки не менше 1,0 метра. Додатково, відповідно до Технічного регламенту знаків безпеки і захисту працівників, межі небезпечних зон позначаються сигнальними стрічками жовто-чорного кольору та загороджувальними національними знаками («Обережно! Можливе падіння з висоти», «Прохід заборонено», «Працювати в захисній касці») згідно з ДСТУ ISO 3864-1:2005 «Графічні символи. Кольори та знаки безпеки. Частина 1. Принципи проектування знаків безпеки для робочих місць та місць громадського призначення» [52].

Для ліквідації та зниження початкових надмірних і небажаних ризиків у проекті детально опрацьовано архітектурно-планувальні та інженерно-технічні заходи безпеки, спрямовані на нормалізацію умов праці відповідно до базових положень ДБН А.3.2-2-2009 [31]. Оскільки покрівельні роботи відносяться до

категорії середньої важкості (IIa–IIб), а процеси відбуваються на відкритому висотному майданчику, метеорологічні умови повністю залежать від кліматичної зони міста Кременчук. Для нормалізації мікроклімату повітря робочої зони та захисту від теплових ударів у літній період покрівельні роботи переносяться на ранкові та вечірні години (при температурі повітря вище +30°C), а робітники забезпечуються легким літнім спецодягом із хлібчатопаперових тканин, головними уборами та питною газованою водою із розрахунку 3–4 літри на людину в зміну відповідно до вимог ДСТУ EN ISO 13688:2016 «Одяг захисний. Загальні вимоги» [51].

Зниження рівнів шуму та вібрації від компресорних установок і ручних віброрейок, що використовуються при влаштування цементно-піщаної стяжки товщиною 30 мм, досягається за рахунок застосування малошумних агрегатів із віброізолюючими фундаментами поза межами робочої зони перекриття відповідно до ДБН А.3.2-2-2009 «Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення» [31]. Нормативний рівень шуму (до 80 дБА) додатково контролюється використанням індивідуальних протишумних навушників-вкладишів (берушів) із коефіцієнтом глушіння не менше 15 дБ за ДСТУ EN 352-2:2018 «Засоби захисту органів слуху. Загальні вимоги. Частина 2. Беруші» [50]. Вібраційне навантаження знижується за рахунок використання ручок із пружинними та гумовими амортизаторами на обладнанні, а також видачі робітникам спеціальних рукавиць із віброгасячими еластомірними прокладками згідно з ДСТУ EN ISO 10819:2018 «Вібрація та удар механічні. Вібрація локальна. Метод вимірювання та оцінювання властивості рукавиць передавати вібрацію на долоню» [49].

При виконанні робіт у вечірню зміну або в похмуру погоду, згідно з вимогами ДБН В.2.5-28:2018 «Природне і штучне освітлення» [53], мінімальна освітленість на робочих поверхнях під час влаштування покрівель повинна становити $E_{min} = 50$ лк. Для встановлення відповідності рівнів освітленості на робочому місці вимогам чинних нормативних документів виконаємо інженерний розрахунок необхідної кількості прожекторів типу ГО-06-400-01 (із металогалло-

генними лампами потужністю $P_l = 400$ Вт та світловим потоком $\Phi_l = 32000$ лм). Розрахунок штучного освітлення покрівельної дільниці (1) проводиться за методом світлового потоку (коефіцієнта використання) [43]:

$$N = \frac{E_{min} \cdot S \cdot k_z \cdot z}{\Phi_l \cdot \eta} \quad (1)$$

де S – площа покрівельної дільниці головного корпусу цеху керамічних виробів (приймаємо проектні габарити дільниці $S = 1440$ м²);

k_z – коефіцієнт запасу для відкритих будівельних майданчиків ($k_z = 1.5$) [69];

z – коефіцієнт нерівномірності освітлення (для прожекторного освітлення $z = 1.15$);

η – коефіцієнт використання світлового потоку прожектора для відкритих будівельних площ ($\eta = 0.35$).

Підставляємо вихідні проектні значення у математичну формулу (1):

$$N = \frac{50 \cdot 1440 \cdot 1.5 \cdot 1.15}{32000 \cdot 0.35} = \frac{124200}{11200} = 11.09 \text{ шт; приймаємо } 12 \text{ шт.}$$

На основі цього інженерного розрахунку встановлено, що для забезпечення нормативного рівня освітленості покрівельної дільниці відповідно до ДБН В.2.5-28:2018 [43] необхідно встановити 12 прожекторів потужністю по 400 Вт, розміщених рівномірно на 4 тимчасових прожекторних щоглах (по 3 прожектори на кожній щоглі), спрямованих під оптимальним кутом 45° до робочої поверхні.

Важливим кроком є забезпечення електробезпеки та захисту від електромагнітних випромінювань (ЕМВ) на майданчику, оскільки на покрівлі використовується значна кількість механізмів, що живляться від трифазної мережі напругою 380/220 В з глухозаземленою нейтраллю. Захисні заходи включають обов'язкове занулення всіх металевих неструмоведучих частин електроустановок шляхом їх підключення до захисного провідника РЕ системи живлення TN-S відповідно до ПУЕ:2017 [48]. При цьому опір повторного заземлення

не повинен перевищувати 4 Ом. Живлення ручного електроінструменту здійснюється через розподільчі щитки, обладнані пристроями захисного вимкнення (ПЗВ) або диференційними автоматами зі струмом спрацьовування не більше 30 мА та часом автоматичного відключення до 0.05 сек за ДСТУ EN 61008-1:2014 «Автоматичні вимикачі диференційного струму без умонтованого захисту від надструмів для побутового та аналогічного призначення (RCCBs). Частина 1. Загальні правила» [47]. Силові кабелі прокладаються в гнучких гофрованих трубах або підвішуються на спеціальних тимчасових опорах на висоті не менше 2.5 метрів від рівня ходової поверхні стяжки, що повністю виключає їх механічне пошкодження згідно з ДБН А.3.2-2-2009 [31]. Для захисту від ЕМВ промислової частоти силові розподільчі шафи екрануються заземленими металевими кожухами відповідно до вимог безпеки ДСТУ EN 62233:2014 «Методи вимірювання електромагнітних полів побутової техніки та аналогічних пристроїв з урахуванням впливу на здоров'я людини» [46].

Архітектурно-планувальні рішення захисту від падіння з висоти є ключовими, оскільки улаштування ізоляційних шарів та цементної стяжки виконується на висотній відмітці понад 12 метрів [40]. По всьому периметру покриття будівлі цеху монтується тимчасове захисне інвентарне огородження висотою не менше 1.1 метра, обладнане суцільною бортовою дошкою заввишки 150 мм для запобігання падінню матеріалів та інструменту на землю згідно з ДБН А.3.2-2-2009 «Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення» [31]. Для надійного кріплення карабінів страховальних стропів покрівельників уздовж поздовжніх осей будівлі монтуються жорсткі тимчасові анкерні лінії (сталеві канати діаметром 8.7 мм), що надійно фіксуються до капітальних конструкцій (колон та залізобетонних балок перекриття) відповідно до правил охорони праці під час виконання робіт на висоті НПАОП 0.00-1.15-07 «Правила охорони праці під час виконання робіт на висоті» [40].

Окремим обов'язковим блоком у складі розділу виступає розробка організаційно-технічних заходів безпеки в умовах військової агресії відповідно до

Кодексу цивільного захисту України та Закону України «Про організацію трудових відносин в умовах воєнного стану». Виконання будівельно-монтажних робіт у місті Кременчук вимагає суворого врахування ризиків, пов'язаних із веденням бойових дій, ракетними ударами та застосуванням БПЛА. Робота на відкритому висотному майданчику робить персонал вразливим, тому на об'єкті впроваджується триступенева система безпеки.

По-перше, будівельний майданчик забезпечується автономною системою гучномовного зв'язку, що дублює сигнали загальнодержавної системи цивільного захисту «Увага всім! Повітряна тривога», а на покрівельній ділянці призначається відповідальний черговий інженерно-технічний працівник (виконроб), який здійснює постійний моніторинг офіційних інформаційних каналів Повітряних Сил ЗСУ.

По-друге, визначено чіткий порядок дій персоналу та евакуації при сигналі тривоги: у разі оголошення повітряної тривоги всі роботи на покрівлі негайно припиняються. Робітники зобов'язані впродовж 2–3 хвилин здійснити безпечну зупинку технологічного обладнання, повністю вимкнути електроживлення розподільчих щитів та перекрити вентилі газових балонів, що використовуються для наплавлення руберойду згідно з вимогами НАПБ А.01.001-2014 «Правила пожежної безпеки в Україні» [41]. Евакуація з висоти понад 12 м здійснюється за заздалегідь розробленими та позначеними маршрутами через сходові клітки головного корпусу цеху керамічних виробів відповідно до схем евакуації ДСТУ ISO 23601:2019 «Ідентифікація безпечності. Знаки на планах евакуації» [45]. Використання вантажопідйомних ліфтів, підйомників чи кошиків під час тривоги суворо заборонено. Персонал негайно прямує в облаштоване протирадіаційне укриття (ПРУ) або бомбосховище, розташоване на території підприємства на відстані не більше 100 метрів від корпусу. Укриття в обов'язковому порядку забезпечується аптечками першої допомоги, запасом питної води із розрахунку 3 літри на особу на добу, автономним освітленням та засобами зв'язку.

По-третє, реалізується захист будівельної інфраструктури від вторинних факторів ураження: балони з пропан-бутаном у неробочий час та під час повітря-

ної тривоги переміщуються у заглиблені захищені склади (металеві шафи поза зоною можливого завалу конструкцій) відповідно до ДБН В.2.5-20:2018 «Газо-постачання»[44]. По периметру будівельного майданчика розміщуються додаткові пости з первинними засобами пожежогасіння (посилені ящики з піском, шанцевий інструмент, вогнегасники), призначені для ліквідації можливих загорянь внаслідок падіння уламків за правилами НАПБ А.01.001-2014 «Правила пожежної безпеки в Україні» [41], а весь персонал на майданчику забезпечується засобами індивідуального бронезахисту (армійські бронежилети класу захисту не нижче 3-го за ДСТУ 8782:2018 «Засоби індивідуального захисту. Бронежилети. Класифікація. Загальні технічні умови» [43] та балістичні каски), носіння яких є обов'язковим за наявності відповідних розпоряджень військової адміністрації.

На основі проведеного комплексного інженерного дослідження, для успішного практичного впровадження розроблених систем захисту на об'єкті проектування надаються наступні обов'язкові рекомендації щодо впровадження технічних заходів, спрямованих на покращення умов праці [41]:

1. Генеральному підряднику будівельних робіт перед початком укладання елементів покрівельного пирога розробити та затвердити Проект виконання робіт на висоті (ПВРв) згідно з вимогами НПАОП 0.00-1.15-07 «Правила охорони праці під час виконання робіт на висоті» [40]. Першочергово виконати повний монтаж периметрального захисного огородження та натягування сталевих анкерних канатів до початку масового підйому будівельних матеріалів на відмітку покриття.

2. Враховуючи високу горючість бітумних матеріалів, наплавлення євроруберойду здійснювати виключно ланками з двох чоловік відповідно до НАПБ А.01.001-2014 «Правила пожежної безпеки в Україні» [41], де другий робітник виконує функцію безпосереднього контролера вогневого факела та забезпечений готовим до дії порошковим вогнегасником ВП-5.

3. Категорично заборонити експлуатацію будівельних машин, загладжувальних механізмів та ручних віброрейок без попереднього інструменталь-

ного вимірювання опору ізоляції та перевірки швидкості спрацьовування диференційних автоматів захисту з фіксаційсicht результатів у журналі техніки безпеки згідно з ДБН А.3.2-2-2009 «Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення» [31].

Впровадження запропонованого комплексу організаційних, архітектурно-планувальних та технічних превентивних заходів дозволяє повністю перевести виробничий процес улаштування покриття головного корпусу цеху керамічних виробів у місті Кременчук у зону припустимого (безпечного) інженерного ризику, повністю виключаючи виробничий травматизм [39, 41].

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ ІНФОРМАЦІЇ

1. Закон України «Про регулювання містобудівної діяльності» (або Програма комплексного ві//дновлення територій). URL. <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/3038-17#Text>, (дата звернення: 04.06.2026).
2. ДСТУ Б В.2.7-36:2008 Будівельні матеріали. Цегла та камені стінові безцементні. Технічні умови. Чинний від 2009-01-01. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. 18 с.
3. ДБН В.2.2-28:2010 Будинки і споруди. Будинки адміністративного та побутового призначення. Чинний від 2011-01-01. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. 33 с.
4. ДБН В.2.5-67:2013 Опалення, вентиляція та кондиціонування. Чинний від 2014-01-01. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2013. 141 с.
5. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Зі Зміною № 1. Чинний від 2019-01-01. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2018. 30 с.
6. ДСТУ Б В.2.6-2:2009 Конструкції будинків і споруд. Вироби бетонні і залізобетонні. Загальні технічні умови. Чинний від 2010-01-01. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. 27 с.
7. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. Чинний від 2022-09-01. Вид. офіц. Київ: УкрНДНЦ, 2021. 27 с.
8. ДБН Б.2.2-12:2019 Планування та забудова територій. Чинний від 2019-10-01. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2019. 182 с.
9. ДБН В.2.3-4:2015 Автомобільні дороги. Частина І. Проектування. Частина ІІ. Будівництво. Чинний від 2016-01-01. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2015. 112 с.
10. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зміна № 1. Чинний від 2007-01-01. Вид. офіц. Київ: УкрНДНЦ, 2007. 70 с.

11. ДБН В.2.1-10:2018. Основи та фундаменти споруд. Основні положення / Мінрегіон України. – Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2018. – 46 с.
12. Саницький М. А., Шевчук Г. Й. Технологія кераміки, вогнетривів і скла : підручник. – Львів : Видавництво Львівської політехніки, 2014. – 312 с.
13. Рудь В. Д., Самчук Л. М. Проектування та обладнання підприємств будівельної кераміки : навч. посіб. – Луцьк : ЛНТУ, 2016. – 240 с.
14. Пащенко В. М. Геоморфологія та четвертинні відклади лівобережних терас Середнього Дніпра. – Київ: Наукова думка, 2011. – 186 с.
15. ДСТУ-Н Б EN 1997-1:2010. Єврокод 7: Геотехнічне проектування. Частина 1. Загальні правила (EN 1997-1:2004, IDT) / Мінрегіонбуд України. – Київ : ДП «Укрархбудінформ», 2011. – 101 с.
16. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва / Мінрегіон України. – Київ : ДП «Укрархбудінформ», 2016. – 54 с.
17. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія / Мінрегіонбуд України. – Київ, 2011. – 128 с.
18. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення / Мінрегіонбуд України. – Київ, 2009. – 71 с.
19. Шаповал В. Г., Гасенко А. В., Шаповал Д. В. Взаємодія фундаментів промислових споруд з неоднорідною та слабкою основою: монографія. – Полтава: ТОВ «АСМІ», 2015. – 215 с.
20. ДБН В.1.2-12:2008. Будівельні конструкції. Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки / Мінрегіонбуд України. – Київ, 2009. – 43 с.
21. Шимановський О. В., Моргун А. С., Смирнов В. О. Основи розрахунку будівельних конструкцій за методом скінченних елементів: навч. посіб. – Вінниця: ВНТУ, 2013. – 212 с.
22. ДБН В.2.6-163:2010. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення та монтажу / Мінрегіонбуд України. – Київ, 2011. – 103 с.

23. Шокарев В. С., Сєдін В. Л., Корнієнко М. В. та ін. Геотехнічне проектування в міських умовах згідно з сучасними нормативними вимогами: монографія. – Дніпро: Середняк Т. К., 2019. – 312 с.
24. Самородов О. В. Надійність геотехнічних систем у складних ґрунтових умовах: монографія. – Харків: ХНАДУ, 2016. – 284 с.
25. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія / Мінрегіонбуд України. – Київ, 2011. – 128 с.
26. НПАОП 0.00-1.80-18. Правила охорони праці під час експлуатації вантажопідіймальних кранів, підіймальних пристроїв і відповідного обладнання / Мінсоцполітики України. – Київ, 2018. – 126 с.
27. ДСТУ Б В.2.6-2:2009. Конструкції будинків і споруд. Вироби бетонні та залізобетонні. Загальні технічні умови / Мінрегіонбуд України. – Київ, 2010. – 39 с. *(Додано за запитом)*.
28. ДСТУ EN 10255:2022. Труби зі нелегованої сталі, придатні для зварювання та нарізування нарізі. Технічні умови постачання (EN 10255:2004 + A1:2007, IDT) / ДП «УкрНДНЦ». – Київ, 2023. – 24 с.
29. Закон України «Про охорону праці»: станом на 2026 р. – Київ: Парламентське видавництво, 2026. – 48 с.
30. Кодекс законів про працю України: офіц. текст. – Київ: Право, 2026. – 96 с.
31. ДБН А.3.2-2-2009. Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення / Мінрегіонбуд України. – Київ, 2009. – 64 с.
32. Кодекс цивільного захисту України: офіц. текст. – Київ: Юрінком Інтер, 2025. – 112 с.
33. Гігієнічна класифікація праці за показниками шкідливості та небезпечності факторів виробничого середовища, важкості та напруженості трудового процесу / МОЗ України. – Київ, 2014. – 35 с.

34. ДСТУ 2293:2014. Охорона праці. Терміни та визначення основних понять / Мінекономрозвитку України. – Київ: Держспоживстандарт, 2015. – 28 с.
35. ДСТУ EN ISO 9612:2019. Акустика. Визначення впливу професійного шуму. Інженерний метод (EN ISO 9612:2009, IDT; ISO 9612:2009, IDT) / ДП «УкрНДНЦ». – Київ, 2020. – 42 с.
36. ДСТУ EN 61140:2019. Захист від ураження електричним струмом. Загальні аспекти щодо установок та обладнання (EN 61140:2016, IDT; IEC 61140:2016, IDT) / ДП «УкрНДНЦ». – Київ, 2020. – 36 с.
37. ДСТУ EN ISO 12100:2016. Безпечність машин. Загальні принципи проектування. Оцінювання ризиків та зменшення ризиків (EN ISO 12100:2010, IDT; ISO 12100:2010, IDT) / ДП «УкрНДНЦ». – Київ, 2017. – 78 с.
38. ДСТУ EN ISO 10075-1:2022. Ергономічні принципи, пов'язані з розумовим навантаженням. Частина 1. Загальні питання та поняття, терміни та визначення (EN ISO 10075-1:2017, IDT; ISO 10075-1:2017, IDT) / ДП «УкрНДНЦ». – Київ, 2023. – 22 с.
39. ДСТУ ISO 31000:2018. Менеджмент ризиків. Принципи та настанови (ISO 31000:2018, IDT) / ДП «УкрНДНЦ». – Київ, 2019. – 24 с.
40. НПАОП 0.00-1.15-07. Правила охорони праці під час виконання робіт на висоті / Держгірпромнагляд України. – Київ, 2007. – 58 с.
41. НАПБ А.01.001-2014. Правила пожежної безпеки в Україні / МВС України. – Київ, 2015. – 94 с.
42. НПАОП 0.00-4.12-05. Типове положення про порядок проведення навчання і перевірки знань з охорони праці / Держнаглядохоронпраці України. – Київ, 2005. – 32 с.
43. ДСТУ 8782:2018. Засоби індивідуального захисту. Бронежилети. Класифікація. Загальні технічні умови / ДП «УкрНДНЦ». – Київ, 2019. – 34 с.
44. ДБН В.2.5-20:2018. Газопостачання. З урахуванням Зміни № 1 / Мінрегіон України. – Київ : ДП «Укрархбудінформ», 2019. – 132 с.

45. ДСТУ ISO 23601:2019. Ідентифікація безпечності. Знаки на планах евакуації (ISO 23601:2009, IDT) / ДП «УкрНДНЦ». – Київ, 2020. – 26 с.
46. ДСТУ EN 62233:2015. Методи вимірювання електромагнітних полів побутової техніки та аналогічних пристроїв з урахуванням впливу на здоров'я людини (EN 62233:2008, IDT) / ДП «УкрНДНЦ». – Київ, 2016. – 38 с.
47. ДСТУ EN 61008-1:2014. Автоматичні вимикачі диференційного струму без умонтованого захисту від надструмів для побутового та аналогічного призначення (RCCBs). Частина 1. Загальні правила (EN 61008-1:2012, IDT) / Мінекономрозвитку України. – Київ, 2015. – 84 с.
48. ПУЕ:2017. Правила улаштування електроустановок / Міненерговугілля України. – Харків: Форт, 2017. – 760 с.
49. ДСТУ EN ISO 10819:2018. Вібрація та удар механічні. Вібрація локальна. Метод вимірювання та оцінювання властивості рукавиць передавати вібрацію на долоню (EN ISO 10819:2013, IDT; ISO 10819:2013, IDT) / ДП «УкрНДНЦ». – Київ, 2019. – 29 с.
50. ДСТУ EN 352-2:2022. Засоби захисту органів слуху. Загальні вимоги. Частина 2. Беруші (EN 352-2:2020, IDT) / ДП «УкрНДНЦ». – Київ, 2023. – 18 с.
51. ДСТУ EN ISO 13688:2016. Одяг захисний. Загальні вимоги (EN ISO 13688:2013, IDT; ISO 13688:2013, IDT) / ДП «УкрНДНЦ». – Київ, 2017. – 24 с.
52. ДСТУ ISO 3864-1:2005. Графічні символи. Кольори та знаки безпеки. Частина 1. Принципи проектування знаків безпеки для робочих місць та місць громадського призначення (ISO 3864-1:2002, IDT) / Держспоживстандарт України. – Київ, 2006. – 21 с.
53. ДБН В.2.5-28:2018. Інженерне обладнання будинків і споруд. Природне і штучне освітлення / Мінрегіон України. – Київ : ДП «Укранхбудінформ», 2018. – 138 с.