

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
Факультет будівництва та транспорту
Кафедра будівельних конструкцій

До захисту
Допускається
Завідувач кафедри
Будівельних конструкцій
_____ Циганенко Л.А.
підпис
« ___ » _____ 2023 р.

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

за другим рівнем вищої освіти

**На тему: «Дослідження улаштування підлог виробничих будівель
з підвищеним рівнем зносостійкості»**

Виконав (ла)

(підпис)

Скорина К.О.

(Прізвище, ініціали)

Група

ПЦБ 2202м

(Науковий) керівник

(підпис)

Павлюченков М.В.

(Прізвище, ініціали)

Суми – 2023 р.

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра: будівельних конструкцій

Спеціальність: 192 "Будівництво та цивільна інженерія"

ЗАВДАННЯ

НА МАГІСТЕРСЬКУ КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

Скорина Костянтин Олегович

Тема роботи: Дослідження улаштування підлог виробничих будівель з підвищеним рівнем зносостійкості

Затверджено наказом по університету №3301-н від "27" жовтня 2023 р.

Строк здачі студентом закінченої роботи: "11" грудня 2023 р.

Вихідні дані до роботи:

Виконати дослідження улаштування підлог виробничих будівель з підвищеним рівнем зносостійкості. Об'єкт впровадження наукової складової - цех випробування продукції металургійного комбінату в м. Кривий Ріг.

Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, що підлягають розробці)

Опис архітектурно-конструктивного рішення, розрахунок та проектування об'єкта будівництва для виконання впровадження.

Теоретичні аспекти дослідження покриттів підлог виробничих

*будівель. Аналіз експлуатаційних характеристик
сталефібробетонних сумішей. Дослідження фізико-механічних
властивостей підлоги з шаром зносу зі сталефібробетону,
включаючи міцнісні характеристики і стираність.*

Перелік графічного матеріалу (з точною вказівкою обов'язкових креслень)
*Схема генплану, фасад в осях 1-12. План на відмітці 0,000, план на
відмітці +4,800. Фрагмент схеми каркасу, схеми покрівлі, схеми
розміщення плит покриття. Схеми розміщення елементів
фундаментів. Ригель Р-1, сходові клітини СК-1. Колона К-1, плита
перекриття. Мережевий графік виконання робіт. Будівельний
генеральний план. Дослідження конструктивних характеристик
зносоустійкого шару підлог виробничих будівель. Конструктивні
розрахунки запропонованого типу сталефібробетонного армування
підлоги. Техніко- економічна ефективність.*

Керівник :		Павлюченко М.В.
	(підпис)	(Прізвище, ініціали)
Консультант		Луцьковський В.М.
	(підпис)	(Прізвище, ініціали)
Завдання прийняв до виконання:		
Здобувач		Скорина К.О.
	(підпис)	(Прізвище, ініціали)

Анотація

Скорина Костянтин Олегович. Дослідження улаштування підлог виробничих будівель з підвищеним рівнем зносостійкості – Кваліфікаційна робота магістра на правах рукопису.

Кваліфікаційна робота магістра за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія». – Сумський національний аграрний університет, Суми, 2023.

Робота складається із змісту, загальної характеристики роботи та її кваліфікаційних ознак, огляд досліджень за обраною темою, розділів основної частини, висновки за результатами МКР.

Сформульовано мету, задачі, об'єкт та предмет дослідження, методи наукового дослідження.

Результати досліджень дозволяють зробити висновок, використання сталевібробетону у двошарових підлогах, які улаштовуються у виробничих приміщеннях зі збільшеним рівнем зносостійкості, дозволяє зменшити собівартість на 34% та 19% (при порівнянні із залізобетонними та з бетонними конструкціями). Важливим висновком є також і той факт, що використання сталевібробетону значно збільшує швидкість будівельного процесу.

Аналіз публікацій та досліджень встановив, що вибір конструктивних рішень сталевібробетонних конструкцій виконується виходячи з техніко-економічної доцільності застосування даних конструкцій в конкретних умовах будівництва з урахуванням максимального зниження їх матеріало-, трудо-, енергоємності та вартості, а також з урахуванням підвищення довговічності і збільшення міжремонтного ресурсу конструкції. Сталевібробетон рекомендується застосовувати в конструкціях будівель і споруд, для яких важливе значення мають зниження власної ваги, зменшення розкриття тріщин, забезпечення водонепроникності бетону.

В **основній частині** вказані будівельні параметри запроектованої будівлі, описані об'ємно-планувальні рішення проекту, наведено специфікації основних конструктивних елементів будівлі впровадження. Проведені дослідження сталевібробетонних сумішей з введенням різних видів сталевих фібр на міцність на стиск і стирання зразків, а також визначена техніко-економічна ефективність влаштування даних покриттів.

У **висновках** встановлено, що використання сталевібробетону у двохшарових підлогах, які улаштовуються у виробничих приміщеннях зі збільшеним рівнем зносостійкості, дозволяє зменшити собівартість на 34% та 19% (при порівнянні із залізобетонними та з бетонними конструкціями). Важливим висновком є також і той факт, що використання сталевібробетону значно збільшує швидкість будівельного процесу. Доведено, що при використанні дисперсного армування, відбувається ствердливий вплив на стираність та міцність бетону.

Ключові слова: міцність, стираність, стиск, підлоги, дисперсно-армовані конструкції, сталевібробетон.

Список публікацій та/або виступів на конференціях студента:

Скорина К.О., Павлюченков М.В. Застосування сталевібробетону при влаштуванні підлог виробничих будівель з підвищеним рівнем зносостійкості / Матеріали Всеукраїнської наукової конференції студентів і аспірантів, присвяченої Міжнародному дню студента (13-17 листопада 2023 р.). – Суми, 2023. – С. 124.

В **додатках** наведено; тези конференції, графічні матеріали.

Структура роботи. Робота складається з основного тексту на 80 сторінках, у тому числі 18 таблиць, 19 рисунків. Текст роботи містить загальну характеристику роботи, 3 розділи, висновки і рекомендації за результатами роботи, список з 31 використаних джерел, 2 додатків на 9 сторінках. Графічна частина складається з 6 аркушів креслень та 2 плакатів.

Зміст

Розділ 1. Загальна характеристика роботи	3
Розділ 2. Архітектурно-конструктивне рішення, розрахунок та проектування об'єкта будівництва для виконання впровадження	6
2.1 Загальні відомості	7
2.2 Опис схеми генплану	7
2.3 Об'ємно-планувальні рішення будівлі	7
2.4 Конструктивні рішення будівлі	8
2.5 Специфікації конструктивних елементів будівлі	9
2.6 Зовнішнє та внутрішнє опорядження будівлі	12
2.7 Техніко-економічні показники будівлі	12
2.8 Вихідні дані для розрахунку підземної частини об'єкта	13
2.9 Інженерно-геологічні умови будівельного майданчику	13
2.10 Визначення глибини закладання фундаменту	14
2.11 Визначення розмірів підшви фундаменту	17
2.12 Розрахунок основи по деформаціям	19
2.13 Конструювання фундаменту	22
2.14 Визначення армування підшви фундаменту	23
2.15 Армування підколонника та його стаканної частини	26
2.16 Розрахунок і конструювання ригеля перекриття	28
2.17 Розрахунок і конструювання ребристої плити перекриття	34
2.18 Розрахунок колони середнього ряду	36
Розділ 3. Дослідження технологічно-конструктивних характеристик зносостійкого шару підлог	41
3.1 Аналіз існуючих підходів щодо теми дослідження	41
3.2 Оцінка можливості застосування дисперсно-армованих бетонів і сталевібробетона при влаштуванні підлог	48
3.3 Аналіз експлуатаційних характеристик сталевібробетонних сумішей в шарі зносу	53
3.4 Визначення впливу технологічних характеристик сталевібробетонної суміші на процеси улаштування покриття із шаром зносу	58

3.5	Методика планування і проведення лабораторних експериментів	60
3.6	Технологія і техніко-економічна ефективність влаштування покриттів з підвищеним рівнем зносостійкості	64
3.7	Конструктивні розрахунки запропонованого типу сталевібробетонного армування підлоги	71
	Загальні висновки	76
	Список використаних джерел	78
	Додатки:	
	Додаток 1. Матеріали конференції	81
	Додаток 2. Графічні матеріали	82

РОЗДІЛ 1

ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОБОТИ

Актуальність теми та постановка задачі.

На сьогоднішній день для влаштування конструкцій підлоги у виробничих спорудах використовують сталеві фібробетон. Якісне зростання фізико-механічних характеристик сталеві фібробетону, (що дає можливість застосовувати його в якості гідроізоляційних і захисних шарів різноманітних конструкцій), відбувається, в силу особливостей сприйняття навантажень, які надає бетону-матриці фіброве армування в порівнянні із традиційно армованим бетоном. Дисперсне армування дозволяє отримати однакові фізико-механічні характеристики по всьому об'єму бетону. Тому включається в роботу не тільки об'єм бетону, що знаходиться в зонах безпосереднього впливу прикладених сил, а й що безпосередньо прилягають до нього, причому без розривів, без різкого відмінності величин напружень між зонами. Напруження в дисперсно-армованому бетоні плавно зменшуються від зон з безпосередньою дією сил до периферії, від максимальних до нульових. Тому механізми руйнування конструкцій з дисперсно-армованого сталевим волокном бетону (сталеві фібробетону) і конструкцій з дискретно армованого бетону (залізобетону) різні.

Фібробетон – це композитний матеріал, в якому цемент матриці і волокна є дискретними, тобто вони різного походження. У них підвищена тріщиностійкість, ударна в'язкість, міцність, опір стираності.

Конструкції і елементи з фібробетону допускається виготовляти без армування стрижневими сітками і каркасами, що при створенні певних умов може спростити технологію виготовлення виробу і значно знизити його трудомісткість.

Основними проблемами виробництва конструкцій із застосуванням фібробетону є забезпечення рівномірного розподілу армуючих волокон за обсягом елемента, а також їх орієнтація в такому напрямку, щоб більша частина фібр сприймала розтягуючі зусилля в розтягнутій зоні бетону.

Основною проблемою отримання якісного фібробетону є отримання

рівномірного розподілу волокон за обсягом. Державні стандарти, що регламентують технології виробництва фібробетону на основі мінеральної фібри, не дозволяють орієнтувати волокна в необхідному напрямку. Існуючі норми з проектування фібробетонів враховують модель зведення відхилених від горизонталі волокон до об'ємно-паралельного розташування.

На сьогоднішній день існує велика різноманітність армуючих волокон. Основна частина наукових досліджень присвячена фібробетонам на основі сталевих волокон, які володіють високою корозійною стійкістю у матриці з цементу, високого модуля пружності, а також високого ступеня освоєності виробництва поряд з іншими типами. З цієї ж причини практично всі існуючі будівельні норми і вітчизняні державні стандарти, відносяться до регулювання технологічних операцій по виробництву сталевіфібобетонів.

На даний момент в країнах Європейського Союзу, США та Японії діє нормативна документація, яка регулює проектування конструкцій з фібробетонів, а також визначає технологічні способи їх виготовлення, методи випробувань зразків і характеристик фібробетонних сумішей.

В Україні діє ряд рекомендаційних документів, які забезпечують процеси проектування і застосування конструкцій, що цікавлять нас в даному дослідженні. Практично всі рекомендації містять вказівки з проектування та розрахунку сталевіфібобетонних конструкцій по міцності, розкриттю тріщин і деформацій. Нормативні технічні матеріали, крім цього поширюються на технологію виготовлення фібробетонів з дротової фібри, різаної з листа або отриманої фрезеруванням сталевих слябів. Описано способи введення фібри в суху суміш і порційне введення в суміш, включаючи послідовність введення сипучих компонентів і схеми отримання суміші при використанні автобетонозмішувача.

Мета і завдання дослідження.

Метою роботи є дослідження улаштування підлог виробничих будівель з підвищеним рівнем зносостійкості.

Завдання дослідження:

- розглянути теоретичні аспекти дослідження покриттів підлог

виробничих будівель;

- провести аналіз експлуатаційних характеристик сталевібробетонних сумішей;

- провести дослідження фізико-механічних властивостей підлоги з шаром зносу зі сталевібробетону, включаючи міцнісні характеристики і стиранисть.

Об'єкт дослідження – технологія влаштування виробничих підлог з підвищеною зносостійкістю.

Предметом дослідження є технологічні параметри окремих операцій і процесу в цілому, які застосовуються при влаштуванні підлог виробничих будівель з підвищеним рівнем зносостійкості.

Методами дослідження стали аналіз, синтез, дедукція, а також узагальнення отриманої інформації.

Технічна новизна одержаних результатів.

Таким чином, використання сталевібробетону у двошарових підлогах, які улаштовуються у виробничих приміщеннях зі збільшеним рівнем зносостійкості, дозволяє зменшити собівартість на 34% та 19% (при порівнянні із залізобетонними та з бетонними конструкціями). Важливим висновком є також і той факт, що використання сталевібробетону значно збільшує швидкість будівельного процесу.

Практичне значення одержаних результатів.

Практична значимість роботи полягає в можливості влаштування підлог на існуючих або проєктованих промислових або виробничих будівлях зі сталевібробетонних сумішей, які мають підвищену міцність і зносостійкість.

Апробація та публікація результатів магістерської роботи.

Результати роботи опубліковано у збірнику матеріалів Всеукраїнської наукової конференції студентів та аспірантів, присвяченої Міжнародному дню студента (13-17 листопада 2023 р., Сумський НАУ) [31].

РОЗДІЛ 2

АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНЕ РІШЕННЯ, РОЗРАХУНОК ТА ПРОЕКТУВАННЯ ОБ'ЄКТА БУДІВНИЦТВА ДЛЯ ВИКОНАННЯ ВПРОВАДЖЕННЯ

2.1 Загальні відомості

Споруда розташовується на півночі міста Кривий Ріг. Цех для випробування готової продукції складається з чотирьох поверхів.

Місцю знаходження будівлі відповідає 2-й кліматичний район, який має наступні характеристики:

- максимальна сейсмічність району дорівнює шести балам;
- показники температури зовнішнього повітря:
- температура найбільш холодної п'ятиденки складає -22°C ;
- середньо-місячна температура за липень складає $+25^{\circ}\text{C}$;
- абсолютна мінімальна температура -37°C ;
- за даними інженерних вишукувань глибина промерзання ґрунту 1 м;
- вітри, які здебільшого діють протягом року:
- у січні – південно-східні 25%;
- у липні – північно-західні – 17% та західні і північно-східні – 16%;
- вітровий тиск, який діє на висоті до 10 метрів, для III вітрового району прийнято 35 МПа;
- вага снігового покриву, яка діє на 1 м^2 , відповідає II сніговому району та дорівнює 71 МПа.

Основою фундаментів під будівлю є суглинок льосовидний, твердий, макропористий, який просідає з параметрами:

- $\gamma_s = 1,74 \text{ тс/м}^3$;
- $c = 0,24 \text{ кгс/см}^2$;
- $\varphi_{II} = 21 = 21$, $E = 130 \text{ кгс/см}^2$.

На глибині 168,8-172 м зафіксовано встановлений рівень підземних вод.

При будівництві на ділянці відбувається захист водопониження. На глибині 1,3 м від планувальної позначки землі прийнято розрахунковий рівень підземних вод.

2.2 Опис схеми генплану

Споруда розташовується на півночі міста Кривий Ріг

Ділянка для будівництва споруди має спокійний рельєф з нахилом на північний захід з різницею висот від 0,5 м до 1 м.

Передбачено проведення робіт з озеленення майданчику.

2.3 Об'ємно-планувальні рішення будівлі

Спираючись на раціональні вимоги виробництва та навколишніх забудов об'ємно-планувальні рішення передбачають споруджування комплексу у який входять: виробничо-адміністративно-побутовий корпус, споруди інженерного забезпечення, інші будівлі та підсобно-виробничий корпус прохідного пункту.

Габаритні розміри цеху випробувань готової продукції 66000 мм по осях 1-12 та 24000 мм по осях А-Д, висота поверхів складає 4200 мм.

За відносну нульову позначку ($\pm 0,000$) зазначено рівень підлоги першого поверху. Висота будівлі складає +18,900 м.

На поверхах з першого по третій розташовуються зборочні, склади та відділи, четвертий поверх зайнятий службами інженерного забезпечення.

Для входу та виходу персоналу і робітників у будівлю передбачено входи у осях 2-3 та А-В. У споруді є два вантажних ліфта по $Q=2$ т кожен. Шахта ліфту має розміри 3200 мм на 3500 мм.

Виробничі приміщення проєктуються з одностороннім та двостороннім боковим природнім освітленням. Ситуаційне розміщення і розміри отворів пі вікна визначаються з найвигіднішого освітлення. Також монтується штучне освітлення згідно вимог. Вікна виконані з металопластику з одинарним склопакетом.

2.4 Конструктивні рішення будівлі

Конструктивна схема будівлі – каркасна. Несучий каркас споруди виконано зі збірних залізобетонних конструкцій.

Під кожен колону каркасу встановлюються фундаменти – стовпчасті з підколонниками стаканного типу, балки фундаментів виконано із збірного залізобетону.

Колони виконані із залізобетону, мають прямокутну форму з однією та двома консолями, розміри перерізу 400 мм на 600 мм.

Плити покриття і перекриття – із залізобетону ребристі з розмірами: довжина 6000 мм та ширина 1500 мм. Ригелі (горизонтальні балки) запроектовані залізобетонні «полицею до низу».

Несучі елементи покриття є прогони залізобетонні для покриття промислових будівель.

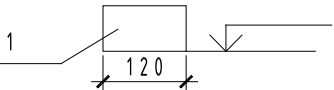
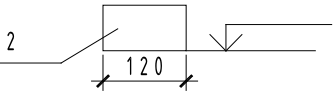
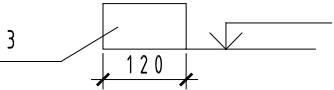
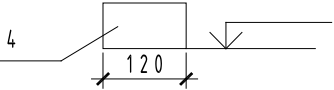
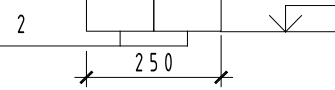
Стіни споруди виконано із стінових панелей висотою 1200 мм і 1800 мм.

Перегородки прийняті з керамічної цегли товщиною 120 мм.

Сходові марші та майданчики прийняті збірні залізобетонні.

Перемички під цегляні перегородки прийняті збірні залізобетонні, відомість перемичок наведено в таблиці 2.1 .

Таблиця 2.1 Перелік перемичок

Поз .	Схема перерізу
ПР - 1	 +11.670 +6.870 +2.070
ПР - 2	 +16.470 +11.670 +6.870 +2.070
ПР - 3	 +16.470 +11.670 +6.870 +2.070
ПР - 4	 +11.670 +6.870 +2.070
ПР - 5	 +11.670 +6.870 +2.070

Покрівля виконана з двох шарів рулонного руберойду.

Ворота обладнані комплектом приладів з ручним відкриванням з тепловою завісою.

Шахти ліфтів виконуються з керамічної цегли товщиною 380 мм.

2.5 Специфікації конструктивних елементів будівлі

Таблиця 2.2 Специфікація збірних залізобетонних елементів

Поз.	Найменування	Позначення	Кількість	Маса од., кг	Прм.
Фундаменті балки					
ФБ1	ДСТУ Б В.2.6-143:2010	ФБ6-12	12	800	
ФБ2		ФБ6-15	4	500	
ФБ3		ФБ6-16	2	1300	
ФБ4		ФБ6-17	10	1500	
ФБ5		ФБ6-18	1	1350	
ФБ6		ФБ6-18	2	650	
Колони					
К-1	ДСТУ Б В.2.6-60:2008	К17а-1	25	6600	
К-2		К18а-1	37	6800	
К-3		К79-1-5	4	3400	
К-4		К80-2	24	3600	
К-5		К11а-1	21	1600	
К-5		К12а-1	13	1800	
Ригелі					
Р-1	ДСТУ Б В.2.6-54:2008	РДП-2-90-56	15	1700	
Р-2		РДП-52-56	60	1700	
Р-3		РДП-52-53	14	3150	
Р-4		РДП-52-54	50	3200	
Плити перекриття					
П-1	ДСТУ Б В.2.6-59:2008	ПНС-1	58	1750	
П-2		ПНС-2	390	1600	
П-3		ПНС-3	36	1420	

Плити покриття					
ПП-1	ДСТУ Б В.2.6-59:2008	ПНС-1	22	2500	
ПП-2		ПНС-2	156	2450	
ПП-3		ПНП-2	11	2400	
ПП-4		ПНП-3	6	2500	
Сходові марші та майданчики					
МС-1	ДСТУ Б В.2.6-62:2008	СМФ-330-12	9	2190	
СМ-1		ІСП-25-18КВ	4	650	
Прогони покриття					
ПГ-1	ДСТУ Б В.2.6-141:2010	ПРГ 60.5.5-7	48	500	
Стінові панелі					
СП-1	ДСТУ Б В.2.6-64:2008	ПСЛ-12	112	1100	
СП-2		ПСЛ-18	184	2500	
СП-3		ПСЛ-8	30	880	
В'язі металеві					
ВМ-1	Індивідуальне рішення	ВМ-1	15		

Таблиця 2.3 Специфікація елементів заповнення дверних прорізів

Поз.	Позначення	Найменування	Кількість	Маса один. кг	Примітка
		Блоки дверні внутрішні			
Д2	ДСТУ БВ.2.6-15-2011	ДГ 21-7 ЛВП	19		
Д3	ДСТУ БВ.2.6-15-2011	ДГ 21-7 ВП	39		
Д4	ДСТУ БВ.2.6-15-2011	ДН 21-15 В	3		
Д5	ДСТУ БВ.2.6-15-2011	ДН 24-15 Б	30		
Д6	ДСТУ БВ.2.6-15-2011	ДВГ 21-15	29		
Д7	ДСТУ БВ.2.6-15-2011	ДВГ 21-15	25		

Таблиця 2.4 Специфікація елементів заповнення прорізів

Поз.	Позначення	Найменування	Кількість по фасадах					Маса од. кг	Примітка
			1-12	12-1	А-Д	Д-А	Всього		
		Вікна							
ВК-1	ДСТУ Б В.2.6-15-2011	ВК 21-15 В	32				24	360	
ВК-2	ДСТУ Б В.2.6-15-2011	ВК 21-15 ВН	32				24	360	
ВК-3	ДСТУ Б В.2.6-15-2011	ВК 21-15 Г				9	9	360	
ВК-4	ДСТУ Б В.2.6-15-2011	ВК 21-15 В				3	3	180	
ВК-5	ДСТУ Б В.2.6-15-2011	ВК 21-15 Г			16		16	180	
ВК-6	ДСТУ Б В.2.6-15-2011	ВК 12-15 В		24			24	240	
ВК-7	ДСТУ Б В.2.6-15-2011	ВК 12-15 ВН		8			8	120	
ВК-8	ДСТУ Б В.2.6-15-2011	ВК 12-15 ВН		12			12	120	
ВК-9	ДСТУ Б В.2.6-15-2011	ВК 18-18 В		4			4	120	
		Блоки дверні зовнішні							
ВР-1	ДСТУ EN 13241-1:2013	В А 3.6-3.0		1	2		3	780	
ДЗ	ДСТУ Б В.2.6-77:2009	ДМП ЕІ15 2 21-13 С В2		2		1	3	560	

2.6 Зовнішнє та внутрішнє опорядження будівлі

Навколо споруди улаштовується вимощення з бетону з розмірами: ширина 1200 м і ухилом 1:12.

Металеві елементи (сталеві драбини) – фарбуються масляними фарбами в два шари.

Зовнішні стіни облицьовуються декоративною штукатуркою.

По закінченню виконання усіх монтажних робіт внутрішня поверхня стін оштукатурюється, конструкції і стелю шпаклюють. В середині побутових приміщень (санвузлах) стіни обкладають керамічною плиткою, стелю ґрунтують проникними водо-нерозчинними сумішами і обшивають гіпсокартоном або пластиковою вагонкою.

2.7 Техніко-економічні показники будівлі

Найменування будівлі та її розташування – цех випробування продукції у місті Кривий Ріг.

1. Характер будівництва – нове будівництво.

2. Потужність об'єкта :

- Річний випуск основної номенклатури продукції – 7456од./рік.

- Місткість – 45 од.

- Пропускна спроможність – 24 од.

3. Будівельний об'єм , у тому числі , наземної та підземної частини будівлі $V_{\text{буд}}=29937,6 \text{ м}^3$.

4. Площа забудови $P_3=1678,9 \text{ м}^2$.

5. Площа приміщень адмінперсоналу – 1060 м^2 .

6. Площа санітарно-побутових приміщень – 2450 м^2 .

7. Площа виробничих приміщень – 8250 м^2 .

8. Кількість робочих місць на виробництві – 150 чол.

9. Загальна кількість працюючих – 300 чол.

2.8 Вихідні дані для розрахунку підземної частини об'єкта

Необхідно розрахувати фундамент стаканного типу під колону, яка знаходиться в середньому ряді, перерізом 400 мм на 600 мм.

Матеріали:

- бетон класу C12/15: $f_{cd}=8,5$ МПа; $f_{cdt}=0,75$ МПа; $E_c=23\times 10^3$ МПа;
- робоча арматура A240C: $f_{yd}=225$ МПа, $f_{ywd}=175$ МПа; $E_s=2,1\times 10^5$ МПа;
- конструктивна – A300C: $f_{yd}=300$ МПа; $f_{ywd}=225$ МПа; $E_s=1,9\times 10^5$ МПа.

Розрахунок виконуємо на найбільш небезпечну комбінацію зусиль при $\gamma_f > 1$.

$$M= 48,152 \text{ кН}\cdot\text{м}, N= 935,85 \text{ кН}, V_{ed}= 18,852 \text{ кН} - \text{стержень 5.}$$

2.9 Інженерно-геологічні умови будівельного майданчику

Вибір найближчого до верхньої поверхні шару ґрунту, який використовується у якості несучого шару – одна з основних задач в проектуванні фундаментів. В даному проекті необхідно виконати оцінку глинистих ґрунтів, що є основою будівельного майданчику. Насипний і рослинний ґрунти не використовують в якості несучих шарів.

В якості несучого шару ґрунту виступає - суглинок льосовидний, макропористий, твердий, просідаючий (шар № 3) (рис. 3.2)

Розрахунковий опір несучого шару ґрунту R визначаємо за методом інтерполяції в залежності від коефіцієнта пористості e типу ґрунта, та показника текучості I_L : $R_0 = 217$ кПа.

Всі дані по ґрунтам зводимо в таблицю 2.5.

Інженерно – геологічні умови майданчику:

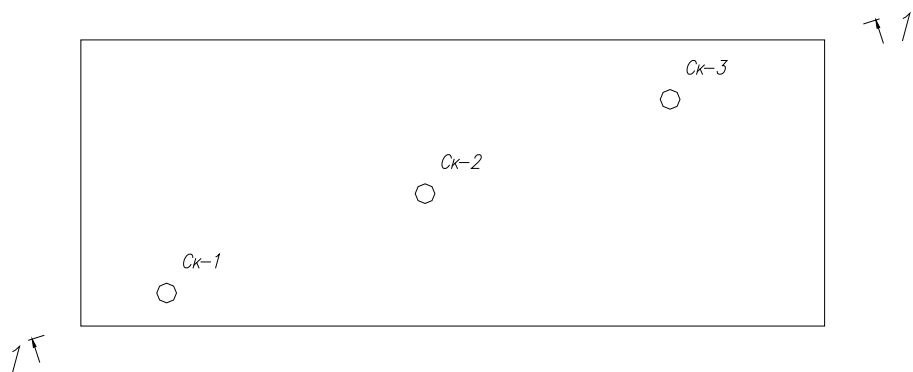


Рис. 2.1. Схема розміщення свердловин

2.10 Визначення глибини закладання фундаменту

Глибину закладання фундаменту d приймають з урахуванням наступних факторів:

а) інженерно-геологічних умов будівельного майданчику :

грунтовий та рослинний шари ґрунту необхідно зрізати, фундамент треба заглиблювати у несучий шар на глибину від 300 мм до 500 мм:

$$d = 0,7 + 0,6 + 0,5 = 1,8 \text{ м};$$

б) кліматичних особливостей району (глибини сезонного промерзання ґрунтів):

$$d_f = K_h d_{fn}, \quad (2.1)$$

де K_h – коефіцієнт впливу теплового обміну режиму споруди на промерзання ґрунту біля фундаментів зовнішніх стін;

d_{fn} – нормативна глибина промерзання, $d_{fn} = 0,8$,

$$d_f = 0,5 \cdot 0,8 = 0,4 \text{ м};$$

Приймаємо глибину закладання фундаменту на 0,2 м нижче розрахункової глибини промерзання ґрунтів $d = 0,4 + 0,2 = 0,6$ м;

в) конструктивних особливостей будівель чи споруд:

$$d = h_m + a_k + a_m + h_0, \quad (2.2)$$

де h_m – відмітка верхнього обрізу фундаменту;

a_k – більший із розмірів поперечного перерізу колони;

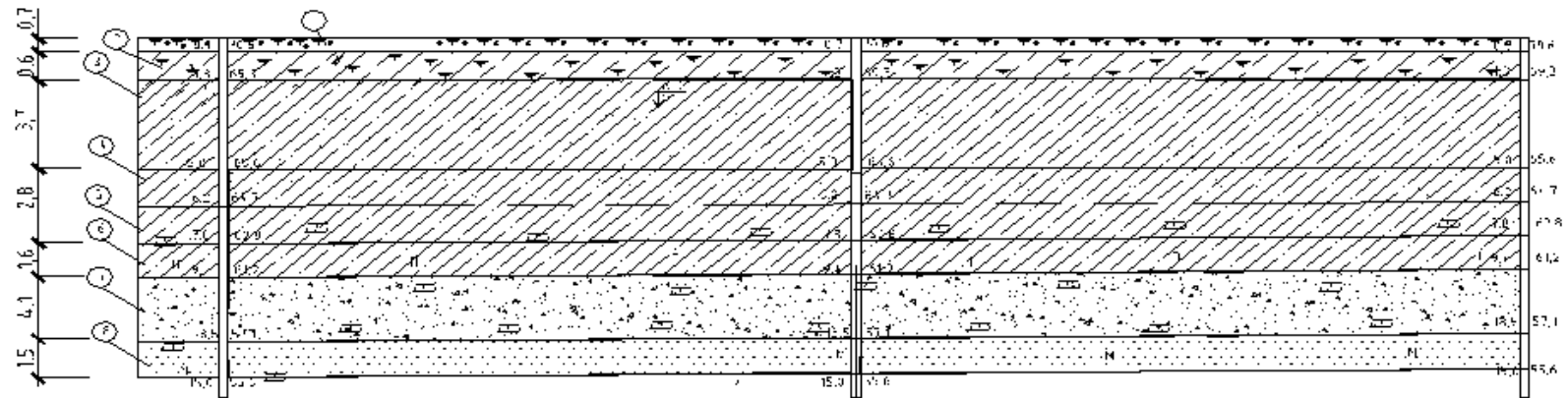
a_m – товщина бетонного шару при омоноличуванні колони у фундаменті;

h_0 – мінімальна висота нижньої сходинки фундаменту;

$$d = 0,15 + 0,6 + 0,05 + 0,3 = 1,1 \text{ м}.$$

На основі всіх факторів глибина закладання фундаменту приймається $d = 1,8$ м.

1-1



Найменування та номер свердловини	1-6	1-7	1-8
Відстань між св., м		20	50
Відмітка ґрунта, м	70,6	70,4	70,6

Умовні позначення







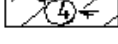

- | | | | |
|---|---|---|---|
|  | - Насипний шар |  | - Глина щільна, тверда, непросідаюча |
|  | - Сузлинки гумусовані, тверді, просідаючі |  | - Сузлинки льосовидні, макропористі, тверді, непросідаючі |
|  | - Сузлинки льосовидні, макропористі, тверді |  | - Супісок карбонатизований, пластичний, непросідаючий |
|  | - Сузлинки льосовидні, макропористі, тверді, непросідаючі |  | - Пісок м'який, середньої щільності |

Рис. 2.2. Геологічний розріз

Таблиця 2.5. Фізико-механічні характеристики ґрунтів

Номер шару	Найменування ґрунту	h, м	Питома вага ґрунту γ , кН/м ³	Коефіцієнт Пористості, e	Питоме зчеплення C_{12} , кПа	Границя текучесті I_L	Кут внутрішнього тертя φ , град	Модуль деформації E, МПа	Розрахунковий опір ґрунту, R_0 , кПа
1	Насипний ґрунт	0,7	16,3	-	-	-	-	-	-
2	Суглинок гумусований, твердий, просідаючий	0,6	16,9	-	-	-	-	-	-
3	Суглинок льосовидний, макропористий, твердий, просідаючий	3,7	17,7	0,9	15	-	23	13	217
4	Суглинок льосовидний, макропористий, твердий, непросідаючий	1,2	18,9	0,75	28	≤ 0	22	19	220
5	Глина щільна, тверда, непросідаюча	1,6	19,0	0,87	47	-	18	18	350
6	Суглинок льосовидний, макропористий, твердий, непросідаючий	1,6	19,8	0,75	28	-	22	19	220
7	Супісок карбонатизований, пластичний, непросідаючий	4,1	19,0	0,79	11	-	21	13	270
8	Пісок мілкий, середньої щільності	1,5	20,1	0,47	3	-	34	33	250

2.11 Визначення розмірів підшви фундаменту

Розміри підшви фундаменту визначаємо за розрахунковими зусиллями при $\gamma_f=1$, як центрально-завантаженого. Розрахунок ведемо методом послідовних наближень.

Нормативні значення навантажень:

$$M= 48,152/1,2 = 40,127 \text{ кН*м}, \quad N= 935,85/1,2 = 779,875 \text{ кН}.$$

Ширина підшви фундаменту:

$$b = \sqrt{\frac{N}{R_0 - \gamma_{cs} * d}}, \quad (2.3)$$

де $d=1,6$ м – відмітка низу фундаменту,

$\gamma_{cs} = 20 \text{ кН} / \text{м}^3$ – середнє значення питомої ваги матеріалу фундаменту і ґрунту на його уступах,

$$b = \sqrt{\frac{779,875}{217 - 20 * 1.8}} = 2.08 \text{ м}.$$

Приймаємо розміри фундаменту $L=2,7$ м; $b=1,8$ м.

Площа підшви фундаменту $A_f = L \cdot b$,

$$A_f = 2,7 \cdot 1,8 = 4,86 \text{ м}^2.$$

Момент опору підшви $W_f = b \cdot L^2 / 6$,

$$W_f = 1,8 \cdot 2,7^2 / 6 = 2,187 \text{ м}^3$$

Розрахунковий опір ґрунту на рівні підшви фундаменту дорівнює:

$$R = \frac{\gamma_{c_I} \gamma_{c_{II}}}{k} (M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_a d_I \gamma'_{II} + (M_g - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}), \quad (2.3)$$

де γ_{c_I} – коефіцієнт умов роботи ґрунтової основи для глинистих ґрунтів,

$$\gamma_{c_I} = 1,25, \text{ при } I_L \leq 0;$$

$\gamma_{c_{II}}$ – коефіцієнт умов роботи будівлі у взаємодії з основою при співвідношенні

його довжини до висоти:

$$\frac{l}{H} = \frac{66}{18,9} = 3,5 \rightarrow \gamma_{c_{II}} = 1,0;$$

k – коефіцієнт надійності, який приймається при визначенні розрахункових характеристик $k = 1,1$;

M_γ, M_g, M_C – коефіцієнти, які залежать від розрахункового значення кута внутрішнього тертя: при $\varphi_{II} = 23^\circ$, $M_\gamma = 0,69$, $M_g = 3,65$, $M_C = 6,24$;

γ_{II} – питома вага ґрунту нижче підшови фундаменту, $\gamma_{II} = 17,7$ кН/м³;

d_I – глибина закладення підшови фундаменту, $d_I = 1,8$ м;

γ'_{II} – середнє значення питомої ваги ґрунту :

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum \gamma \cdot h}{\sum h} = \frac{16,3 \cdot 0,7 + 16,9 \cdot 0,6 + 17,7 \cdot 0,5}{1,8} = 16,9 \text{ кН/м}^3;$$

c_{II} – значення питомого зчеплення суглинка, $c_{II} = 15$ кПа;

$k_z = 1$, тому що $b_0 = 1,8$ м < 10 м; [30]

$d_b = 0$ - для будівель без підвалу;

$$R_1 = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,1} \cdot (0,69 \cdot 1 \cdot 2,08 \cdot 17,7 + 3,65 \cdot 1,8 \cdot 16,9 + 6,24 \cdot 15) = 261,4 \text{ кПа.}$$

Перевіряємо умову $R_0 - R \leq 10$ кПа, $R_0 - R = 261,4 - 217 = 44,4$ кПа ≥ 10 кПа , отже розміри підшови фундаменту не достатні, уточнюємо ширину фундаменту.

$$b = \sqrt{\frac{779,875}{247,64 - 20 \cdot 1,8}} = 1,92 \text{ м} \quad (2.4)$$

$$R_2 = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,1} \cdot (0,69 \cdot 1 \cdot 1,95 \cdot 17,7 + 3,65 \cdot 1,8 \cdot 16,9 + 6,24 \cdot 15) = 259,18 \text{ кПа.}$$

Перевіряємо умову $R_1 - R_2 \leq 10$ кПа , $R_0 - R = 261,4 - 259,18 = 2,22$ кПа ≤ 10 кПа

Умова виконується, приймаємо ширину фундаменту кратну 0,3, $b = 2,1$ м.

Перевіряємо умову:

$$e_0 = \sum M/N \leq e_a = b/30$$

$$40,12/779,87 = 0,05 \text{ м} \leq 2,1/30 = 0,7 \text{ м.}$$

Отже підшва фундаменту буде квадратною. $b=l=2.1$ м.

$$\text{Тоді, } R = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,1} \cdot (0,69 \cdot 1 \cdot 2,1 \cdot 17,7 + 3,65 \cdot 1,8 \cdot 16,9 + 6,24 \cdot 15) = 261,68 \text{ кПа.}$$

Визначаємо тиск під підшвою фундаменту.

Тиск на ґрунт тиск під підшвою фундаменту:

$$p_n = \gamma_m \cdot d + \frac{N_f}{A_f} \pm \frac{M_f}{W_f} + V \cdot l, \quad (2.4)$$

Умова: $p_{n, \max} \leq 1,2R$; $p_{n, \min} \geq 0$; $p_n \leq R$

$$p_{n, \max} = 17,7 \cdot 1,8 + \frac{779,875}{2,1} + \frac{40,127}{1,54} = 242,23 \text{ кПа} < R = 261,68 \text{ кПа,}$$

$$p_{n, \min} = 17,7 \cdot 1,8 + \frac{779,875}{2,1} - \frac{40,127}{1,54} + 18,852 \cdot 1,8 = 268,29 \text{ кПа} < 1,2 \cdot R = 314,02 \text{ кПа,}$$

$$p_n = 17,7 \cdot 1,8 + \frac{779,875}{2,1^2} = 182,2 \text{ кПа} > 0$$

розміри підшви фундаменту задовольняють усім вимогам.

Остаточно приймаємо $l = 2.1$ м і $b = 2.1$ м.

2.12 Розрахунок основи по деформаціям

Осідання фундаменту визначається методом пошарового додавання. По-перше складається ескіз фундаменту з типовим геологічним розрізом. Вздовж осі фундаменту зліва будується епюра природного тиску ґрунту, починаючи від планувальної відмітки.

Ординати епюри σ_{zg} обчислюються в характерних точках за формулою:

$$\sigma_{zg} = \sum \gamma_i \cdot h_i \quad (2.5)$$

де γ_i – питома вага ґрунту, кН/м^3 ;

h_i – товщина шару ґрунту, м.

Визначаємо навантаження від власної ваги ґрунту у відповідних точках :

на підшві першого шару: $\sigma_{zg1} = 0,7 \cdot 16,3 = 11,41 \text{ кПа},$

на підшві другого шару: $\sigma_{zg2} = 11,41 + 0,6 \cdot 16,9 = 21,55 \text{ кПа},$

на рівні підшви фундаменту: $\sigma_{zg0} = 21,55 + 0,5 \cdot 17,7 = 30,4 \text{ кПа},$

на підшві третього шару: $\sigma_{zg3} = 21,55 + 3,7 \cdot 17,7 = 87,04 \text{кПа}$,

на підшві четвертого шару: $\sigma_{zg4} = 87,04 + 1,2 \cdot 18,9 = 109,72 \text{кПа}$,

на підшві п'ятого шару: $\sigma_{zg5} = 109,72 + 1,6 \cdot 19 = 140,12 \text{кПа}$,

на підшві шостого шару: $\sigma_{zg6} = 140,12 + 1,6 \cdot 19,8 = 171,8 \text{кПа}$,

на рівні підземних вод: $\sigma_{zg,wl} = 171,8 + 2 \cdot 19 = 209,8 \text{кПа}$,

на покрівлі сьомого шару: $\sigma_{zg7} = 209,8 + 2,1 \cdot (19 - 10) = 228,7 \text{кПа}$,

на підшві восьмого шару (з урахуванням тиску води):

$$\sigma'_{zg7} = 228,7 + 2,1 \cdot 10 = 249,7 \text{кПа}$$

на підшві восьмого шару: $\sigma_{zg8} = 249,7 + 1,5 \cdot 20,1 = 279,85 \text{кПа}$.

По вісі фундаменту справа будують епюру додаткового тиску.

Додатковий тиск на основу:

$$P_0 = P_{cp} - \sigma_{zg0} \quad (2.6)$$

де P_{cp} – середній тиск під подошвою фундаменту,

$$P_0 = 207,9 - 30,4 = 177,5 \text{кПа}.$$

Після знаходження P_0 обчислення ведеться в табличній формі (табл. 2.6).

Складається розрахункова схема для визначення осідання та розбивається здавлювана товща на елементарні шари (рисунок 2.3).

Визначаємо додаткові напруження на підшві і покрівлі елементарних шарів:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_0, \quad (2.7)$$

де α – коефіцієнт, що визначається в залежності від відносного заглиблення розглядаємої площі горизонтального перерізу $\xi = 2 \cdot z/b$.

Осідання кожного шару ґрунту обчислюється за формулою:

$$S_i = \sigma_{zpi} \cdot h_i \cdot \beta / E_i, \quad (2.8)$$

де коефіцієнт $\beta = 0,8$.

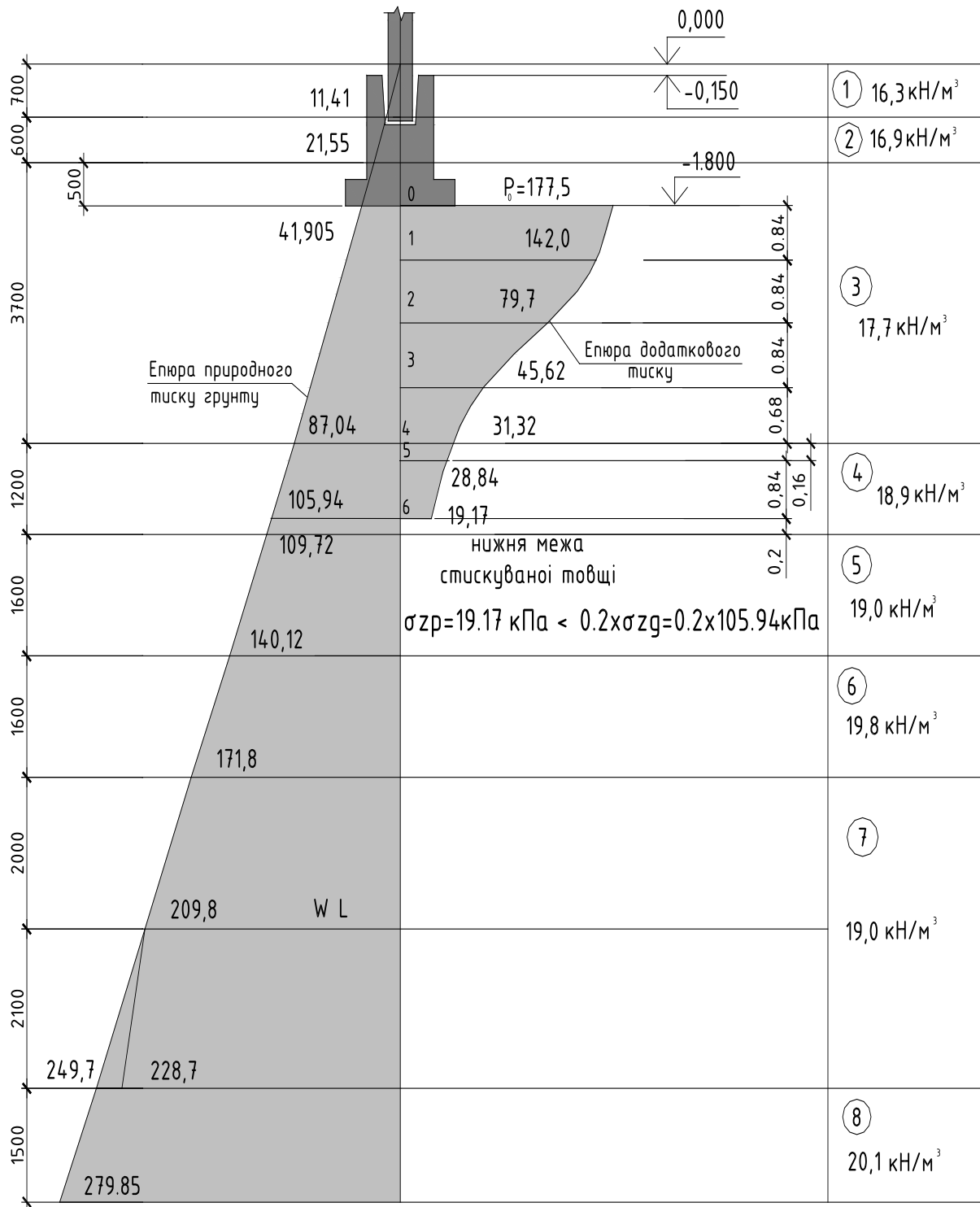


Рис. 2.3 Схема до розрахунку осідання фундаменту

Таблиця 2.6 Розрахунок осадки фундаменту

Номер точки	Глибина розміщення точки, яка розглядається від підлоги фундаменту $Z, \text{м}$	$\zeta_{\kappa} = \frac{2Z}{b}$	Коефіцієнт α	Напруга від власної ваги ґрунту, $\sigma_{zg}, \text{кПа}$	Додавкова напруга по глибині, $\sigma_{zp} = \alpha P_0, \text{кПа}$	Середнє значення додаткової напруги $\sigma_{zp, cp} = (\sigma_{zpi} + \sigma_{zpi-1})/2, \text{кПа}$	Товщина елементарного шару, $h_i, \text{см}$	Значення модуля деформації ґрунту, $E_i, \text{кПа}$	Осідання і-го шару $S_i = \beta(\sigma_{zp, cp} \cdot h_i)/E_i$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	0,00	0,00	1,0	30,4	177,5	159,75	84	13000	0,83
1	0,84	0,8	0,8	45,27	142,0				
2	1,68	1,6	0,449	60,14	79,7	110,85	84	13000	0,57
3	2,52	2,4	0,257	75,0	45,62	62,66	84	13000	0,32
4	3,2	3,17	0,177	87,04	31,42	61,33	68	13000	0,26
5	3,36	3,2	0,16	90,06	28,4	29,91	16	19000	0,02
6	4,2	4,0	0,108	105,94	19,17	23,79	84	19000	0,084

$$\sigma_{zp} = 19,97 \leq 0,2\sigma_{zg} = 0,2 \cdot 105,94 = 21,188 \quad \sum S_i = 2,084 \text{ см}$$

Порівнюємо величину отриманого значення осідання з середнім значенням гранично допустимого значення осідання основ для промислової споруди:

$$S = 2,084 \text{ см} < S_U = 8 \text{ см.}$$

2.13 Конструювання фундаменту

Враховуючи значне заглиблення фундаменту, приймаємо його конструкцію з підколонником стаканного типу та плитою. Товщина стінок стакану зверху прийнята 250 мм, зазор між колоною та стаканом 100 мм. Розміри перерізу колони $h_c=600$ мм, $b_c=400$ мм. Розміри підколонника в плані:

$$L_{cf}=600+2 \cdot 250+2 \cdot 100=1300 \text{ мм,}$$

$$b_{cf}=400+2 \cdot 250+2 \cdot 100=1100 \text{ мм.}$$

Прийнято одна сходинка по довжині висотою $h=0,6$ м і дві сходинки по ширині $h_1=h_2=0,3$ м.

Глибина стакана: $h_h=0,7+0,05=0,75$ м.

Розміри дна стакана в плані $b_h=0,5$ м і $L_h=0,7$ м. Конструкція фундаменту показана на рисунку 3.4.

При наявності бетонної підготовки товщина захисного шару бетону $a=0,05$ м. Робоча висота фундаменту:

- для сходинок 1 $d_{s01}=0,3-0,05=0,25$ м,
- для сходинок 2 $d_{s02}=0,6-0,05=0,55$ м,
- для підколонника $d_{s03}=1,65-0,05=1,6$ м.

При розрахунку тіла фундаменту за несучою здатністю використовуємо зусилля при $\gamma_f > 1$.

2.14 Визначення армування підшви фундаменту

Визначимо напруження в ґрунті у зоні під підшовою фундаменту у напрямку більшої сторони без врахування власної ваги ґрунту і фундаменту ґрунту на його уступах від розрахункових навантажень:

$$P_{min} = \frac{N_f}{A_f} = \frac{935.85}{4.41} = 212.02 \text{ кН/м}^3$$
$$P_{max} = \frac{N_f}{A_f} + \frac{M_f}{W_f} = \frac{935.85}{4.41} + \frac{48.152}{1.54} = 243.29 \text{ кН/м}^3$$
$$P = \frac{N_f}{A_f} + \frac{M_f}{W_f} * \frac{h - h_1}{h}, \quad (2.9)$$

$$P_{1-1} = 212.02 + 22.02 * \frac{1.8 - 0.55}{1.8} = 227.9 \text{ кН/м}^3$$

$$P_{2-2} = 212.02 + 22.02 * \frac{1.8 - 0.75}{1.8} = 224,87 \text{ кН/м}^3$$

Згинаючі моменти в перерізах на 1 метр ширини фундаменту:

$$M_{1-1} = \frac{(a - a_1)^2 (P_H + 2P_{max})}{24}, \quad (2.10)$$
$$M_{1-1} = \frac{(a - a_2)^2 (P_{1-1} + 2P_{2-2})}{24} = \frac{(2.1 - 1.3)^2 (227.9 + 2 * 230.98)}{24}$$
$$= 18.4 \text{ кН * м}$$

$$M_{2-2} = \frac{(a - a_3)^2 (P_{3-3} + 2P_{2-2})}{24} = \frac{(2.1 - 0.6)^2 (224.87 + 2 * 227.9)}{24}$$

$$= 72.6 \text{ кН} * \text{м}$$

Потрібна площа перерізу арматури класу А240С вздовж довшого боку підшви:

$$A_{s,1-1} = \frac{M_{1-1}}{0.9 \cdot h_{01} \cdot R_s} \quad (2.11)$$

$$A_{s,1-1} = \frac{M_{1-1}}{0.9 * d_s * f_{yd}} = \frac{18400 * (100)}{0.9 * 55 * 225 * (100)} = 1.65 \text{ см}^2$$

$$A_{s,2-2} = \frac{M_{2-2}}{0.9 * d_s * f_{yd}} = \frac{72600 * (100)}{0.9 * 85 * 225 * (100)} = 4.2 \text{ см}^2$$

Найбільш небезпечний переріз 2-2 - на грані підколонника. Приймаємо на 1 метр ширини 5 Ø12 А240С, $A_s=5.65 \text{ см}^2$, з кроком 200 мм.

В напрямку меншого боку підшви армування визначаємо за середнім тиском на ґрунт: $P_{mt}=(212.02+243.29)/2=227.655 \text{ кПа}$

$$M'_{1-1} = \frac{P_{mt}(b_1 - b_2)^2}{8}, \quad (2.12)$$

$$M'_{1-1} = \frac{P_{mt}(b - b_1)^2}{8} = \frac{227.655 * (2.1 - 1.7)^2}{8} = 4.55 \text{ кН} * \text{м}^2$$

$$M'_{2-2} = \frac{P_{mt}(b - b_2)^2}{8} = \frac{227.655 * (2.1 - 1.1)^2}{8} = 28.4 \text{ кН} * \text{м}^2$$

$$M'_{3-3} = \frac{P_{mt}(b - b_3)^2}{8} = \frac{227.655 * (2.1 - 0.4)^2}{8} = 82.24 \text{ кН} * \text{м}^2$$

Потрібна площа перерізу арматури вздовж короткого боку підшви:

$$A'_{s,1-1} = \frac{4550 * (100)}{0.9 * 25 * 225(100)} = 0.9 \text{ см}^2$$

$$A'_{s,2-2} = \frac{28460 * (100)}{0.9 * 55 * 225(100)} = 2.56 \text{ см}^2$$

$$A'_{s,1-1} = \frac{82240 * (100)}{0.9 * 85 * 225(100)} = 4.78 \text{ см}^2$$

Приймаємо на 1 метр довжини підшви 5 Ø12 А240С, $A_s=5.65 \text{ см}^2$, з кроком 200 мм.

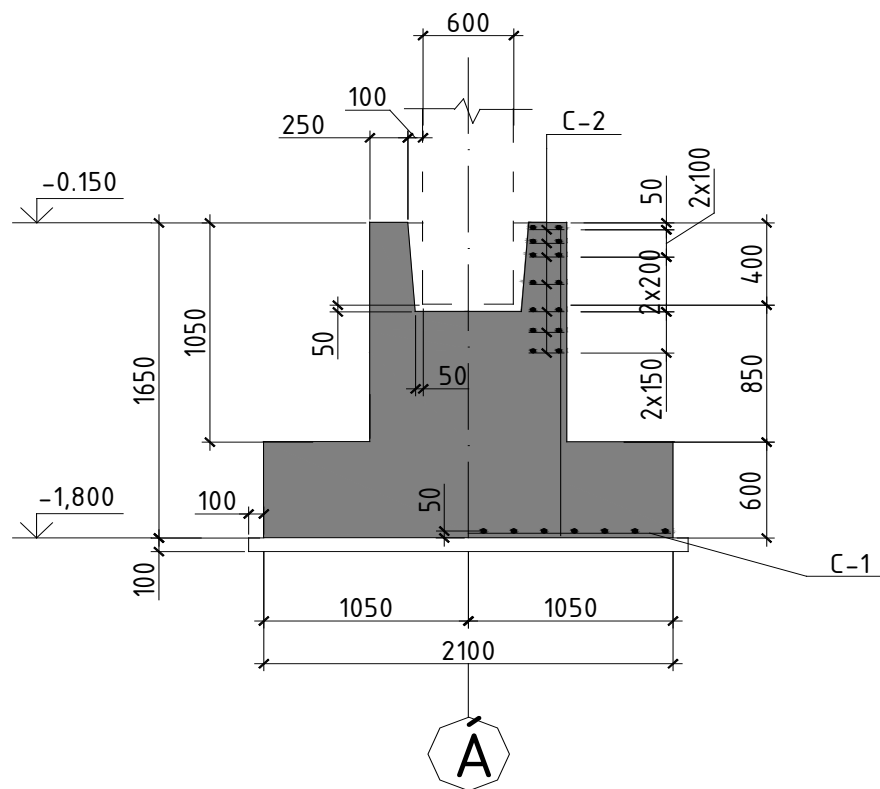
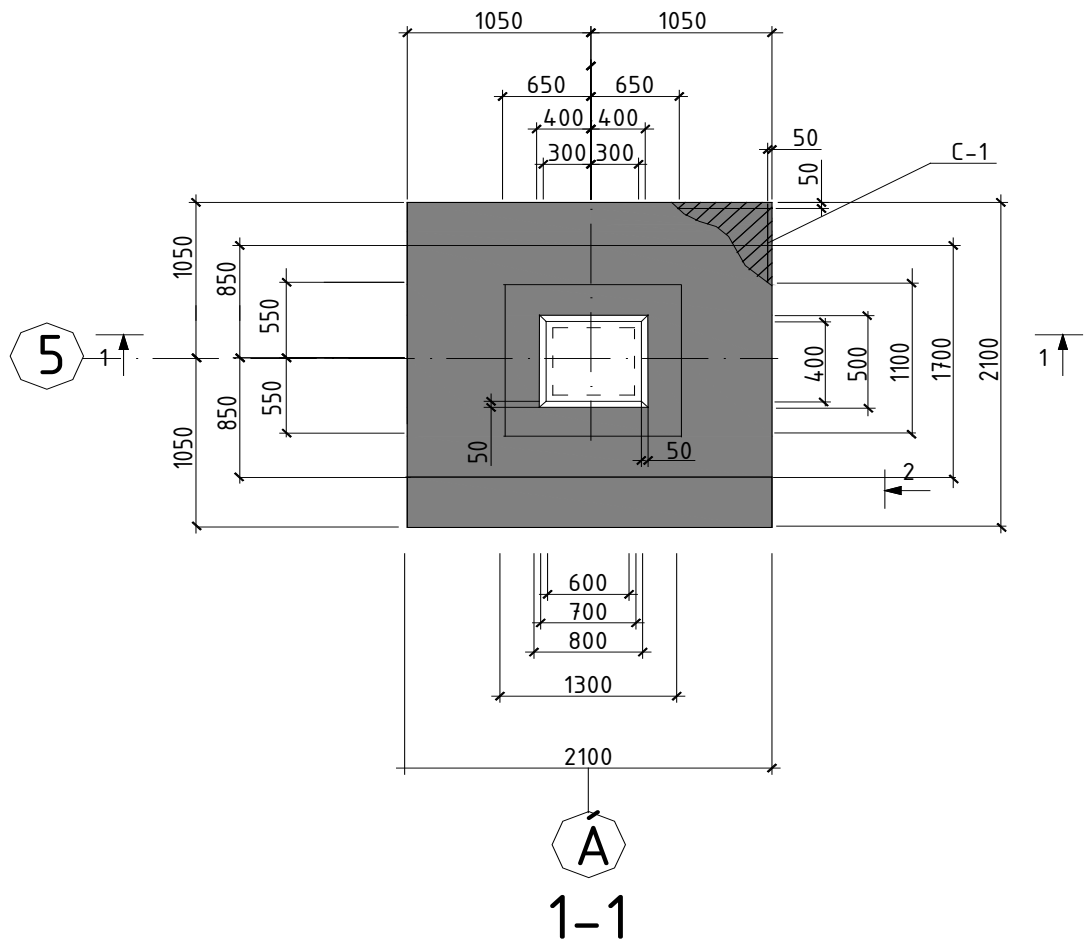


Рис. 2.4 Конструювання фундаменту

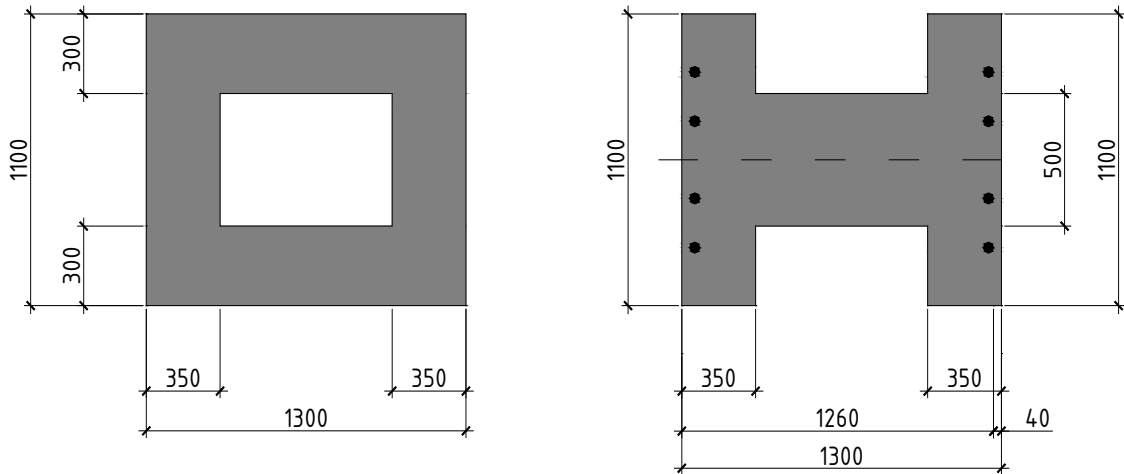


Рис. 2.5. Переріз 3-3 та приведений переріз

2.15 Армування підколонника та його стаканної частини

Визначаємо розрахункові зусилля в перерізі 3-3 при $\gamma_f > 1$:

$$M_1 = M + V_{Ed} \cdot h_h, \quad (2.13)$$

$$M_1 = 48,152 + 18,852 \cdot 0,65 = 60,41 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$N_1 = N = 935,85 \text{ кН}.$$

Розміри коробчастого перерізу стаканної частини приводимо до еквівалентного двотаврового (рисунок 3.4).

$$b_1 = 0,5 \text{ м}; \quad b_f = b'_f = 1,1 \text{ м}; \quad h_f = h'_f = 0,35 \text{ м}; \quad h = 1,3 \text{ м}; \quad a = a' = 0,04 \text{ м}; \quad d_s = 1,26 \text{ м};$$

$$\delta = \frac{a}{d_s} = \frac{0,04}{1,26} = 0,032.$$

Визначаємо ексцентриситет прикладання зусиль :

$$e_1 = 60,41 / 935,85 = 0,065 \text{ м}.$$

Перевіримо чи може полиця сприйняти момент:

$$M_{II} = f_{cd} \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (d_s - 0,5 \cdot h'_f) > N_1 \cdot e, \quad (2.14)$$

$$M_{II} = 8,5 \cdot 10^3 \cdot 1,1 \cdot 0,35 \cdot (1,26 - 0,5 \cdot 0,35) = 3550 \text{ кН} \cdot \text{м} > N_1 \cdot e = 60,41 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Умова виконується — нульова лінія проходить в полиці, переріз розраховуємо, як прямокутний шириною $b=b_f=1,1$ м.

Прийняте симетричне армування.

Відстань від центра ваги перерізу розтягнутої арматури до сили N :

$$e=e_1+0,5h-a,$$

$$e=0,065+0,5 \cdot 1,3-0,04=0,675 \text{ м.}$$

$$A_S = A'_S = \frac{f_{cd} * b * d_s * \phi_n - \bar{\phi}_n (1 - 0,5\phi_n)}{f_{yd}}, \quad (2.15)$$

$$\bar{\phi}_n = \frac{935,85}{8,5 * 10^3 * 1,1 * 1,26} = 0,079,$$

$$\phi_n = \frac{935,85 * 0,675}{8,5 * 10^3 * 1,1 * 1,26^2} = 0,043,$$

$$A_S = A'_S = \frac{8,5 * 1,1 * 1,26}{225} * \frac{0,043 - 0,079 * (1 - 0,5 * 0,043)}{1 - 0,032} < 0$$

Відповідно до конструктивних вимог:

$$A_S = A'_S = 0,0005 * b * d_s = 0,0005 * 110 * 126 = 6,93 \text{ см}^2$$

Прийнято з кожного боку підколонника 4 $\text{Ø}16$ А300С , $A_S=8,04 \text{ см}^2$.

Поперечне армування підколонника визначаємо за розрахунком на момент від діючих зусиль відносно осі, яка проходить через точку повороту колони.

Перевіряємо умову:

$$0,5h_c = 0,5 * 0,6 = 0,3 \text{ м} > e_1 = 0,065 < \frac{h_c}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,1 \text{ м}.$$

Умова не виконується, в цьому випадку хомути ставимо конструктивно.

Приймаємо діаметр для сіток стакану $\text{Ø}6$ А240С, $A_S=0,283 \text{ см}^2$.

2.16 Розрахунок і конструювання ригеля перекриття

Таблиця 2.7 Збір навантажень на ригель

Навантаження	Характеристичне навантаження кН/м.п.	γ_{fm}	Розрахункове навантаження кН/м.п.
Постійне навантаження			
Вага плити перекриття та підлоги: $4,36 \cdot 6 = 75,7 \text{ кН/м}^2$	2,2	1,2	31,4
Власна вага ригеля: $(0,6 \cdot 0,3 + 0,35 \cdot 0,3) \cdot 2,5 \cdot 9,81 =$	8,5	1,1	9,35
Разом (g):	34,7		40,75
Тимчасове навантаження			
Короткочасної дії	1	1,2	1,2
Довготривалої дії	1	1,2	1,2
Разом(v):	2		2,4
Разом(g+v):	36,7		43,15

Попереднє визначення розмірів перерізів

$$h = \frac{1}{10} \div \frac{1}{15} \cdot l = \frac{1}{12} \cdot 6000 = 500 \text{ мм};$$

$$b = (0,3 \div 0,4) \cdot h = 200 \text{ мм};$$

$$b_{eff} = b = 200 \text{ мм}$$

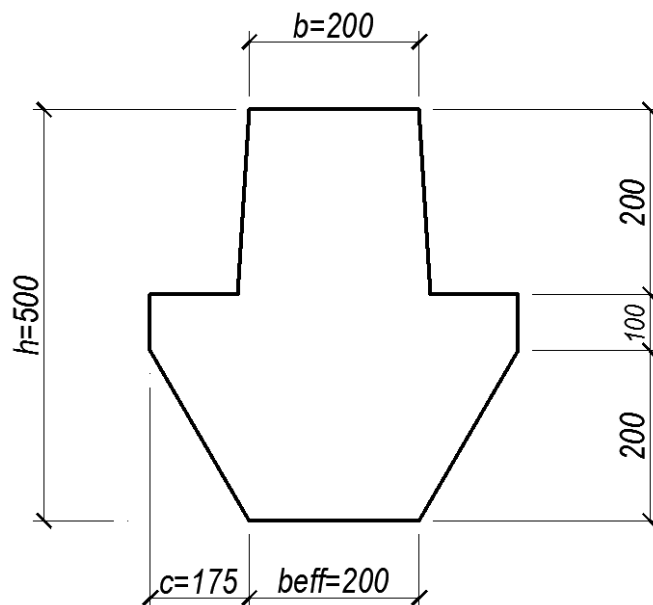


Рис. 2.6 Приведений переріз ригеля

Визначення розрахункового прольоту на довжину ригеля

Розрахунковий проліт:

$$l_0 = l_1 - 2 * \frac{h_k}{2} - 2 * t - 2 * \frac{h_{\text{кон}}}{2} \quad (2.15)$$

$$l_0 = 6000 - 2 * \frac{600}{2} - 2 * 60 - 2 * \frac{500}{2} = 4780 \text{ мм} = 4,78 \text{ м}$$

Опалубна довжина:

$$L_p = l_1 - 2 * \frac{h_k}{2} - t + c \quad (2.16)$$

$$L_p = 6000 - 2 * \frac{600}{2} - 2 * 60 = 5280 \text{ мм} = 5,28 \text{ м}$$

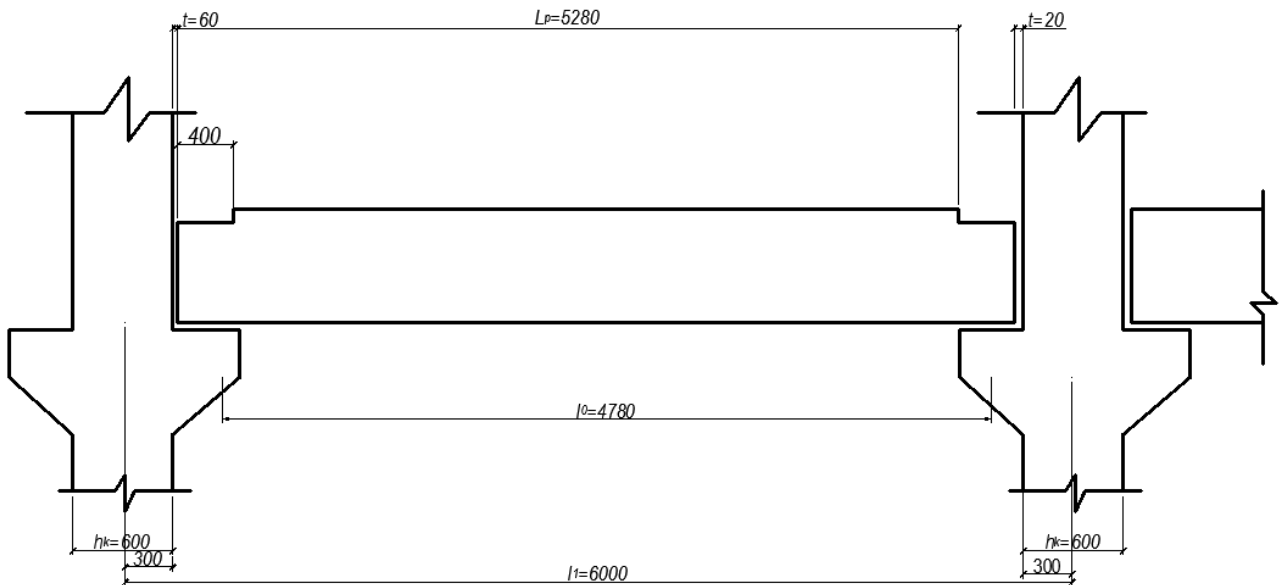


Рис. 2.7 Розрахункова довжина прольоту ригеля

Статичний розрахунок ригеля

$$M_o = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{43.142 * 4,78^2}{8} = 123.21 \text{ кН * м};$$

$$M_{оп} = 0.2 * M_o = 0,2 * 878.05 = 24.642 \text{ кН * м};$$

$$M_{пр} = M_o - 0.1M_o = 0.9M_o = 0,9 * 878.05 = 110.889 \text{ кН * м};$$

$$V_A = \frac{ql_0}{2} - \frac{M_{оп}}{l_0} = \frac{43.142 * 4,78}{2} - \frac{24,642}{4,78} = 97.95 \text{ кН};$$

$$V_B = \frac{ql_0}{2} + \frac{M_{оп}}{l_0} = \frac{43.142 * 4,78}{2} + \frac{24,642}{4,78} = 108.26 \text{ кН}$$

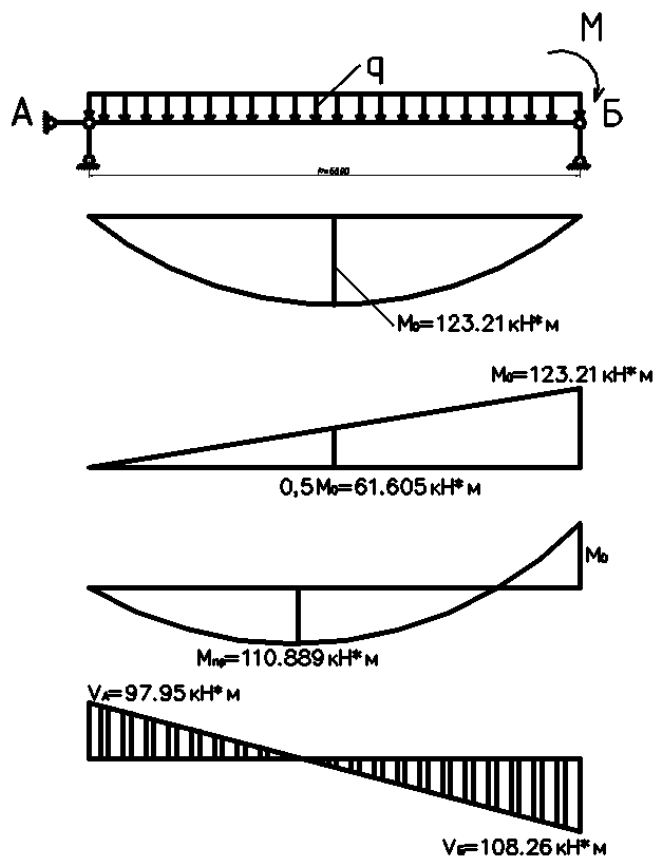


Рис. 2.8 Розрахункова схема ригелю та епюри внутрішніх зусиль

Підбирання матеріалів для ригелю

Бетон клас C20/25: $f_{cd}=14,5$; $f_{ck}=18,5$ МПа.

Арматура класу A500с (поздовжнє армування): $f_{yd}=435$ МПа; $f_{yk}=500$ МПа.

Арматура класу A240с (поперечне армування): $f_{ywd}=170$ МПа.

Розрахунки міцності нормальних перерізів

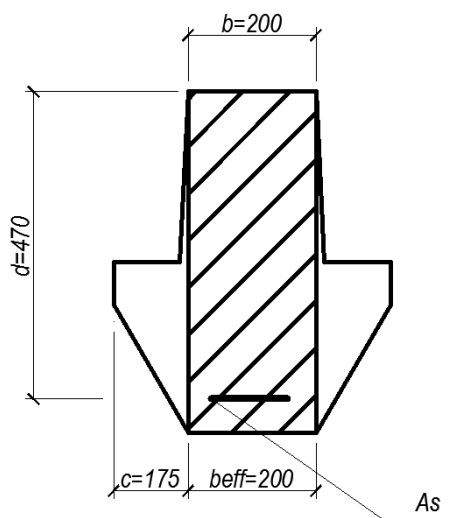


Рис. 2.9 Розрахункова площа перерізу в прольоті

Робоча висота перерізу: $d = h - a = 50 - 3 = 47$ см

Розрахункове зусилля: $M_d = M_{пр} = 110.889$ кН * м

Коефіцієнт стиснутої зони: $\alpha_m = \frac{M_d}{f_{cd} * b * d^2}$

$$\alpha_m = \frac{11088900}{14,5(100) * 20 * 47^2} = 0.17 < \alpha_r = 0.385$$

Коефіцієнт α_m не перевищує граничне значення α_r . Відповідно армувати двічі або збільшувати висоту перерізу немає необхідності.

$$\alpha_m = 0,17 \rightarrow \xi = 0,24$$

Необхідна кількість поздовжньої арматури:

$$A_s = \frac{M_d}{\xi * f_{yd} * d} = \frac{11088900}{0.6 * 415(100) * 47} = 23,68 \text{ см}^2$$

Приймаємо 4 $\varnothing 28$ A500с ($A_s = 24.63 \text{ см}^2$)

За сортаментом коефіцієнт армування :

$$p = \frac{A_s}{b * d} * 100\% = \frac{24.63}{20 * 47} * 100\% = 2.67\% < p_{max} = 4\%$$

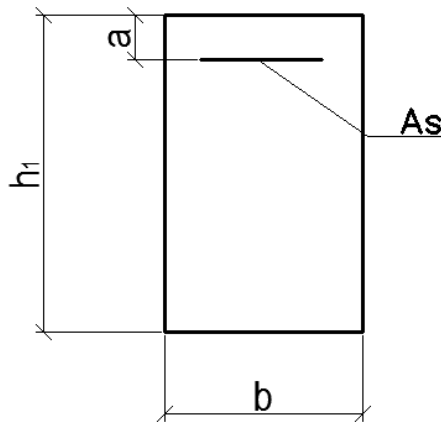


Рис. 2.10 Розрахункова площа перерізу на опорі

Висота перерізу: $h_1 = h - 15 = 50 - 15 = 35$ см

Робоча висота перерізу: $d = h_1 - a = 35 - 3 = 32$ см

Розрахункове зусилля: $M_d = M_{оп} = 210.8$ кН * м

Коефіцієнт стиснутої зони = $\frac{M_d}{f_{cd} * b * d^2}$:

$$\alpha_m = \frac{2464200}{14.5(100) * 20 * 32^2} = 0.0829$$

$$\alpha_m = 0,0829 \rightarrow \xi = 0,956$$

Необхідна кількість поздовжньої арматури

$$A_s = \frac{M_d}{\xi * f_{yd} * d_s} = \frac{2464200}{0.956 * 415(100) * 32} = 14.4 \text{ см}^2$$

Приймаємо 2 Ø22 A500C ($A_s = 15.2 \text{ см}^2$).

За сортаментом коефіцієнт армування:

$$p = \frac{A_s}{b*d} * 100\% = \frac{15.2}{20*32} * 100\% = 2.3\% > p_{min} = 0,13\%$$

Розрахунок перерізу з повною висотою

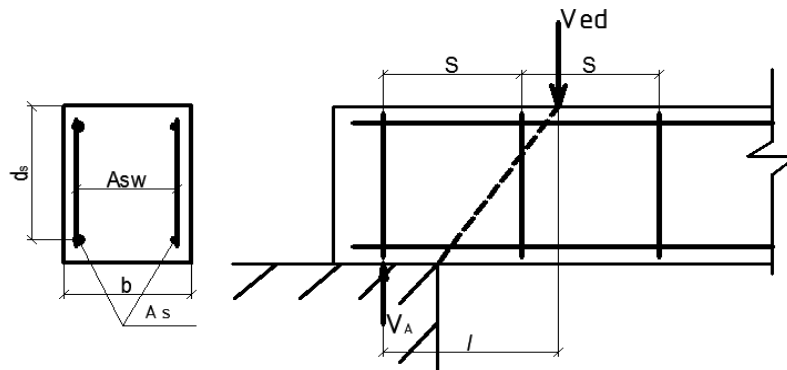


Рис. 2.11 Переріз для розрахунку із повною висотою

Висота перерізу повна $h=0,8 \text{ м}$, висота робоча $d = 0,77 \text{ м}$.

Найбільша поперечна сила на опорі з цегляної стіни $V_{max} = V_A = 97.95 \text{ кН}$

Поперечна сила для розрахунку на відстані від умовного шарніра :

$$l = 0.5 * h + 0.5 * c = 0.5 * (50 + 25) = 0.375 \text{ м}$$

$$V_{ed} = \frac{V_{max} * (0.5 * l_0 - l)}{0.5 * l_0} = \frac{97.95 * (0.5 * 4.78 - 0.375)}{0.5 * 4.78} = 82.58 \text{ кН}$$

Несуча здатність бетону:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd} * K * \sqrt[3]{100 * p_l * f_{ck} * b_w * d}$$

$$\text{де, } C_{Rd} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,3} = 0,1385$$

Коефіцієнт повздовжнього армування:

$$p_l = \frac{A_s}{b_w * d} = \frac{24.63}{20 * 47} = 0,026$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{470}} = 1.66 < 2$$

$$V_{Rd,c} = 0,1385 * 1,65 * \sqrt[3]{100 * 0,026 * 18,5 * 200 * 470} = 71660 \text{ Н}$$

$$= 71.66 \text{ кН},$$

$$V_{Rd,c} = V_{min} * b_w * d = 0.035 \sqrt{f_{ck} * K^3} * b_w * d_s;$$

$$V_{Rd,c} = 0.035 * \sqrt{18.5 * 1.65^3} * 200 * 470 = 63567.27 \text{ Н} = 63.57 \text{ кН}.$$

$$V_{Rd,c} = 71.66 \text{ кН} < V_{ed} = 82.6 \text{ кН}$$

Виходячи з конструктивних умовам для зварних каркасів діаметр поперечної арматури $d_w \geq \frac{d}{4} = \frac{32}{4} = 8 \text{ см}.$

Приймаються перерізи для хомутів 2 Ø8 A240С.

Крок хомутів визначається $S \leq 0.75 * d = 0.75 * 47 = 35.25 \text{ см}.$

Переріз поперечного армування

Загальна висота перерізу $h_l = 35 \text{ см}$, робоча висота $d = 32 \text{ см}.$

Найбільша поперечна сила на опорі з залізобетонною колоною

$$V_{max} = V_B = 108,26 \text{ кН}$$

Розрахункова поперечна сила по грані опори :

$$l = \frac{15 - 2}{2} = 6,5 \text{ см} = 0,065 \text{ м}$$

$$V_{ed} = \frac{V_{max} * (0.5 * l_0 - l)}{0.5 * l_0} = \frac{108,26 * (0.5 * 4.78 - 0.065)}{0.5 * 4.78} = 105,31 \text{ кН}$$

Несуча здатність бетону:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd} * K * \sqrt[3]{100 * \rho_l * f_{ck} * b_w * d_s}$$

Несуча здатність бетону з урахуванням поперечної сили:

$$V_{Rd,c} = 0,1385 * 1,79 * \sqrt[3]{100 * 0,0035 * 18,5 * 200 * 320} = 25632 \text{ Н} = 25,6 \text{ кН},$$

$$V_{Rd,c} = V_{min} * b_w * d = 0.035 \sqrt{f_{ck} * K^3} * b_w * d_s;$$

$$V_{Rd,c} = 0.035 * \sqrt{18.5 * 1.79^3} * 200 * 320 = 23073 \text{ Н} = 23,1 \text{ кН}.$$

$$V_{Rd,c} = 25.6 \text{ кН} < V_{ed} = 105.31 \text{ кН}$$

Приймаються перерізи для хомутів 2 Ø8 A240С.

Крок хомутів $S \leq 0,75 * d_s = 0,75 * 32 = 24 \text{ см}.$ Приймаємо $S = 20 \text{ см}.$

2.17 Розрахунок і конструювання ребристої плити перекриття

Таблиця 2.8 Перелік навантажень на 1 м² ребристої плити перекриття

Навантаження	Характеристичне навантаження кН/м ²	γ_f	Розрахункове навантаження кН/м ²
Постійне навантаження			
Ламінат $\delta = 25$ мм	0,6	1,2	0,72
Стяжка із цементно-піщаного розчину $\delta = 65$ мм	0,54	1,3	0,7
Легкий бетон $\delta = 120$ мм ($\rho = 1200$ кг/м ³): 0.12·0.6·9.81·0.95	1,34	1,3	1,74
З/б ребриста плита перекриття із замонолічуванням швів $\delta = 220$ мм	3	1,1	3,3
Вага перегородок	1	1,1	1,1
Разом (g):	6.48		7.56
Тимчасове навантаження			
Короткочасної дії	1	1,2	1,2
Довготривалої дії	1	1,2	1,2
Разом(v):	2		2,4
Разом(g+v):	8,48		9,76

Залізобетонна збірна ребриста плита перекриття має габаритні розміри: довжина 5,970 м, ширина 1,490 м, висота 300 мм, виготовляється по поточно-агрегатній технології із механічним натягуванням арматури на упори.

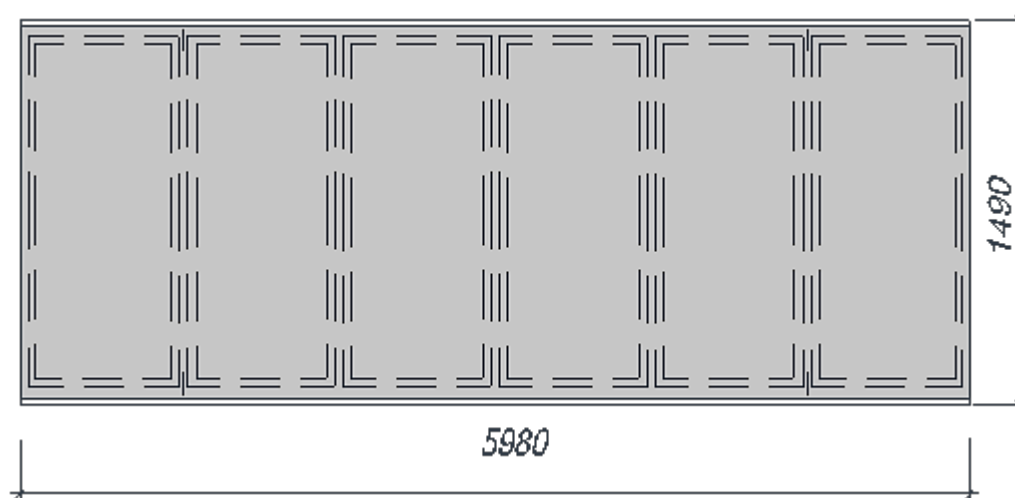


Рис. 2.12 Габаритні розміри плити перекриття

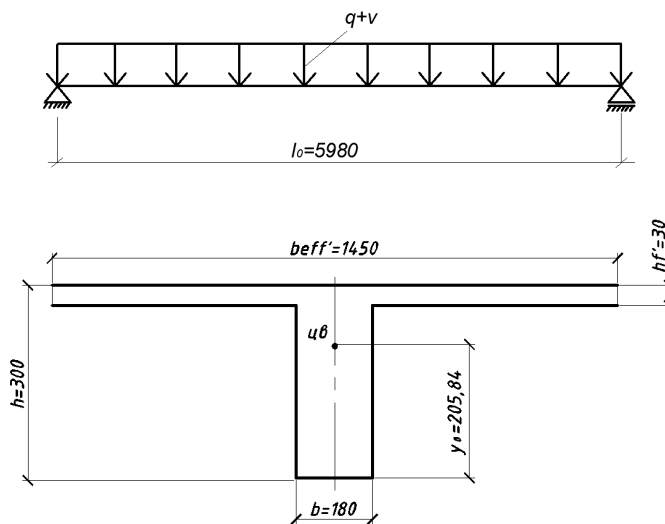


Рис. 2.13 Поздовжнє ребро та поперечний переріз ребристої плити

Проліт ребра, що розраховується по осях опор дорівнює:

$$l_0 = 5,98 - 2 \cdot 0,05 = 5,9 \text{ м.}$$

Навантаження на 1 п. м. плити при ширині плити 1,5 м з урахуванням коефіцієнту $\gamma_n = 0,95$:

- Розрахункове постійне $g = 7,562 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 10,77 \text{ кН / м}$;
- Розрахункове повне $(g + v) = 9,802 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 13,96 \text{ кН / м}$;
- Характеристичне постійне $g_n = 6,48 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 9,234 \text{ кН / м}$;
- Характеристичне повне $(g_n + v_n) = 8,48 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 12,084 \text{ кН / м}$;
- Характеристичне постійне і довготривале

$$(g_n + v_{lon,n}) = (6,48 + 1) \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 10,659 \text{ кН / м};$$

Матеріали з яких виготовляється плита:

Бетон С20/25: $f_{cd} = 14,5$; $f_{ck} = 18,5 \text{ Мпа}$, $f_{ctd} = 1,2 \text{ МПа}$, $f_{ctk} = 1,5 \text{ МПа}$; $E_{ct} = 30 \text{ МПа}$.
 Арматура класу А500С (поздовжнє армування): $f_{yd} = 435 \text{ МПа}$; $f_{yk} = 500 \text{ МПа}$,
 $E_s = 2,1 \text{ МПа}$. Арматура класу А240С (поперечне армування): $f_{ywd} = 170 \text{ МПа}$.

Визначаємо площу арматури :

$$A_s = \frac{M_d^{\max}}{f_{yd} \times \eta \times d_{sb}}$$

$$A_s = \frac{6030000}{435 \cdot 100 \cdot 0,98 \cdot 27} = 5,98 \text{ см}^2$$

Приймаємо 2 \emptyset 20 А500С, $A_s = 6,28 \text{ см}^2 > 5,98 \text{ см}^2$.

Розрахунок плити на міцність по похилим перерізам

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot K(100\rho_l f_{ck})^{1/3} + - k_1 \sigma_{cp}] b_w d ,$$

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,18/1,3 = 0,14$$

$$\rho_l = A_{sl} / b_w d = 226/180 \cdot 273 = 0,0045; f_{ck} = 18,5 \text{ МПа}$$

$$V_{Rd,c} = [0,1385 \cdot 1,4(100 \cdot 0,0045 \cdot 18,5)^{1/3} + 0,15 \cdot 0,493] 180 \cdot 273 = 29,8 \text{ кН}$$

$$V_{Rd,c} = 29,8 \text{ кН} < V_{Ed} = 41 \text{ кН}$$

Умова виконується, розрахунок хомутів не актуальний, але вони встановлюють в арматуру $\varnothing 10$ А240.

Для ребер висотою до 0,45 м на ділянці $\frac{1}{2}h \geq S \leq 150, \frac{l}{2}; \frac{3}{4}h \geq S \leq 500$.

На ділянці $\frac{l}{4}, 200 \geq S \leq 150$, приймаємо $S=150$ мм.

На ділянці $\frac{l}{2}, 300 \geq S \leq 500$, приймаємо $S=300$ мм.

Розрахунок збірної з/б ребристої плити перекриття на тріщиностійкість

По-перше визначається момент тріщиноутворення:

$$M_{crc} = 0,32 \cdot 1,5 \cdot 434,8 \cdot 10^3 + 61928,3 = 27063,2 \text{ кН}\cdot\text{см} = 270,6 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Зовнішній розрахунковий момент $M = 69,9 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

При розрахунку прогинів плити приймаємо відсутність тріщин.

При врахуванні характеристичного моменту

$$(M = 69,9 \text{ кН}\cdot\text{м} < M_{crc} = 270,6 \text{ кН}\cdot\text{м}) \text{ тріщини не з'являються.}$$

2.18 Розрахунок колони середнього ряду

Бетон С20/25:

$$f_{cd} = 14,5 \text{ МПа}; E_{cd} = 23 \cdot 10^3 \text{ МПа} = 2300 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

$$\varepsilon_{cz,d} = 0,00063; \varepsilon_{cu3,d} = 0,0031 \cdot [27]$$

Поздовжня арматура А500С:

$$f_{yd} = 435 \text{ МПа}; E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа} = 20000 \text{ кН}/\text{см}^2; \varepsilon_{s0} = 0,00217 [28].$$

Поперечна арматура А240С: $f_{yd} = 225 \text{ МПа}$ [28].

Значення розмірів перетину колони: $b = 400$ мм; $h = 600$ мм; $a = a' = 40$ мм;
 $d = 600 - 400 = 560$ мм.

Значення моменту інерції перерізу колони середнього ряду :

$$I = b \cdot h^3 / 12$$

$$I_2 = 0,4 \cdot 0,6^3 / 12 = 7,2 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

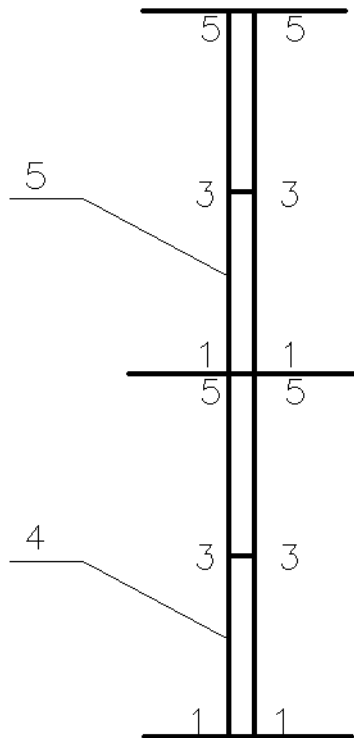


Рис. 2.14 Схема до розрахунку колони середнього ряду

Довжина розрахункова: $l_0 = 1,25H = 1,25 \cdot 9,6 = 12000$ мм.

Зусилля розрахункові: $M = 48,15$ кН*м; $N = 935,9$ кН;

Площа перетину бетону: $A_c = 40 \cdot 60 = 2400$ см² .

Осьова сила відносна:

$$n = \frac{N}{A_s \cdot f_{cd}} = \frac{935,85}{2400 \cdot 1,45} = 0,27$$

Гнучкість колони:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{1200}{0,289 \cdot 60} = 69,2$$

Гранична гнучкість колони :

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,71}{\sqrt{0,268}} = 21,12 < \lambda = 69,2$$

При розрахунку враховуються деформації другого порядку .

Переміщення першого порядку:

$$e_i \geq \frac{l_0}{600} = \frac{1200}{600} = 2 \text{ см}$$

$$e_i \geq \frac{h}{30} = \frac{60}{30} = 2 \text{ см} \geq 1 \text{ см}$$

Приймаємо випадковий ексцентриситет $e_i = 2 \text{ см}$

Критична сила :

$$N_B = \frac{\pi^2 * E * J}{l_0^2},$$

де, $E * J = K_c * E_{cd} * J_c + E_s * J_s$

Приведений коефіцієнт повзучості $\varphi_{ef} = 2$, тоді :

$$K_c = \frac{0.3}{1 + 0.5 * \varphi_{ef}} = \frac{0.3}{1 + 0.5 * 2} = 0.15$$

$$J_c = \frac{h^4}{12} = \frac{60^4}{12} = 10800 \text{ см}^4$$

Площа повздовжньої арматури у першому наближенні ($p_l = 1\%$)

$$A_s = 0.1 * A_c = 0.1 * 2400 = 24 \text{ см}^2.$$

Момент інерції арматури :

$$J_s = A_s * (0.5 * h - a)^2 = 24 * (0.5 * 60 - 3.5)^2 = 16854 \text{ см}^4$$

Номінальна жорсткість перерізу :

$$A * J = 0.15 * 2300 * 10800 + 20000 * 16854 = 340,8 * 10^6 \text{ кН} * \text{см}^2$$

Критична сила :

$$N_B = \frac{3,14^2 * 340,8 * 10^6}{1200^2} = 2333,439 \text{ кН}$$

Величина розрахункового ексцентриситету :

$$e_0 = \frac{\beta}{\left(\frac{N_B}{N}\right) - 1} = \frac{1.232}{\left(\frac{2333,439}{935,85}\right) - 1} = 0.81$$

де при відсутності поперечного навантаження $\beta = 1,232$

Координата ядрової точки перерізу:

$$r = \frac{h}{6} = \frac{60}{6} = 10 \text{ см} > e_0 = 0.82 \text{ см}$$

Далі розрахунки ведуться по першій формулі рівноваги.

Ексцентриситет відносно найменш стиснутої арматури:

$$e = e_0 + 0.5h - a = 0.82 + 0.5 * 60 - 3.5 = 27,32 \text{ см}$$

Фіброві деформації менш стиснутої грані перерізу:

$$\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{cr3} * 1 - \frac{e_0}{r} = 0.0031 * 1 - \frac{0.82}{10} = 0.00212$$

Умовна висота стиснутої зони бетону:

$$x = h * \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{c(2)}} = 60 * \frac{0.0031}{0.0031 - 0.00212} = 142.52 \text{ см}$$

Координати по висоті перерізу :

$$x^I = x * \frac{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu3}} = 142.52 * \frac{0.0031 - 0.00063}{0.0031} = 136.89 \text{ см} > h = 60 \text{ см}$$

В такому випадку по перетину напруження в бетоні $b_c = f_{cd}$.

Переміщення в найменш стиснутій арматурі при робочій висоті перетину:

$$d = h - a = 60 - 3.5 = 56.5 \text{ см}$$

$$\varepsilon_{s(2)} = \varepsilon_{cu3} * \frac{x - d}{x} = 0,0031 * \frac{142,52 - 56.5}{142,52} = 0,0021$$

Напруження в менш стиснутій арматурі:

$$\sigma_{s(2)} = E_{s(2)} * \varepsilon_s = 0.0021 * 21000 = 44,1 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} > f_{yd} = 43,5 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Тому приймаємо $\sigma_{s(2)} = f_{yd}$

Необхідне число арматури в більш і в менш стиснутих зонах:

$$A_s^I = \frac{N * e - f_{cd} * b * h * (0.5 * h - a)}{f_{yd} * (d - a)} =$$

$$= \frac{935,85 * 27,32 - 1.45 * 60 * (30 - 3.5)}{43,5 * (56.5 - 3.5)} = 10.089 \text{ см}^2$$

$$A_s = \frac{N - f * A_s^I - f_{yd} * b * h}{\sigma_{s(2)}} = \frac{935,85 - 43,5 * 10,89 - 1.45 * 60}{43,5} = 4,62 \text{ см}^2$$

Зкладаємо поздовжню арматуру колони 4 діаметра 22 мм А500С.

$$A_s^I + A_s = 15,2 \text{ см}^2 > 0,002 * A_c = 0.002 * 2400 = 4,8 \text{ см}^2$$

$$A_s^I + A_s > A_{s,min} = \frac{0.1 * N}{f_{yd}} = \frac{0.1 * 935,85}{43,5} = 13,64 \text{ см}^2$$

Діаметр поперечної арматури вздовж колони:

$$d_w \geq \frac{d_s}{4} = \frac{56,5}{4} = 14,125 \text{ мм} \geq 6 \text{ мм}$$

Крок поперечної арматури вздовж колони :

$$S \leq 20 * d_s = 20 * 56,5 = 1130 \text{ мм}$$

$$S \leq h = 500 \text{ мм}$$

Зкладаємо поперечну арматуру $\varnothing 8$ мм А240С, крок $S=0,5$ м.

Розрахунок арматури у консольній частині

Сили, що діють на консольні частини $V_{Rd,c} = 220,6 + 51,3 = 271,9$ кН.

Розміри консолі: $a=200$ мм; $h=650$ мм; $d=650-400=610$ мм.

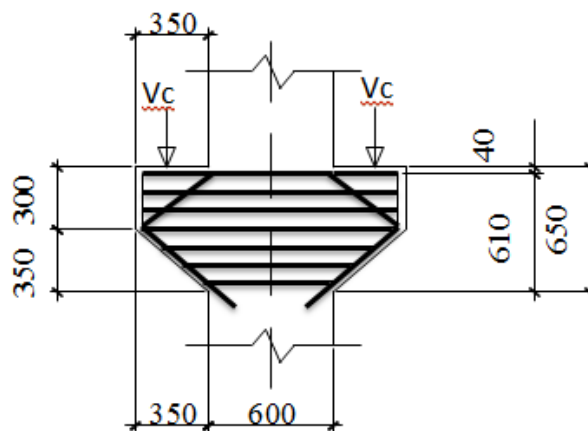


Рис. 2.15 Частина колони з консоллю

Поперечне армування консолі – відігнуті стержні та горизонтальні хомути. $h=1,45\text{м} > 2,5 \cdot a = 2,5 \cdot 0,2 = 500$ мм, закладаємо поперечне горизонтальне армування $\varnothing 10$ мм А240С $A_s = 3,4 \text{ см}^2$, крок $S = 100$ мм.

Приймаємо для відігнутих стрижнів 4 $\varnothing 14$ мм А500С $A_s = 6,16 \text{ см}^2$.

Площа перерізу поздовжньої арматури консольної частини визначається:

$$Q_c = 271,9 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

$$A_{ins} = \frac{0,271 \times 0,35}{0,61 \times 435} = 0,000357^2 = 3,6 \text{ см}^2$$

Приймаємо 2 $\varnothing 16$ мм А500С, $A_s = 4,02 \text{ см}^2$.

Аналогічне армування закладається і в стиснену зону. Поперечне армування приймається згідно конструктивних вимог.

РОЗДІЛ 3

ДОСЛІДЖЕННЯ ТЕХНОЛОГІЧНО-КОНСТРУКТИВНИХ ХАРАКТЕРИСТИК ЗНОСОСТІЙКОГО ШАРУ ПІДЛОГ

3.1. Аналіз існуючих підходів щодо теми дослідження

Армування композиційних матеріалів волокнами використовують з найдавніших часів. Тисячі років відомий такий матеріал, як саман, і будівлі, побудовані з нього, можуть прослужити кілька століть [15]. Цей матеріал, що представляє собою глинистий ґрунт з додаванням соломи і гною, можна вважати попередником фібробетону.

Фібробетон – композиційний матеріал, що містить гідравлічне в'язуче, невеликий, іноді, і крупний заповнювач, армований дисперсними волокнами. У якості армуючих фібр використовують різані волокна з різноманітних матеріалів з відмінною геометрією. Для забезпечення високих характеристик міцності конструкцій часом застосовують улаштування комбінованого армування дисперсною і стрижневою арматурою. При модулі пружності волокна більшому ніж у цементній матриці, вважається, що основну частину докладених напружень сприймають волокна.

Спосіб армування конструкційних матеріалів фіброю, як й іншими типами арматури, відомий з другої половини ХІХ століття. Вперше патент, який регламентує додавання до бетону відходів заліза в гранулах, був отриманий в 1874 році А. Берарді. З 1898 по 1933 рр. вченими з різних країн запатентовано кілька винаходів, що відносяться до пошуку оптимальної геометрії армуючого волокна, вибору матеріалів армуючого компонента і в'язучого, а також регламентують технології виготовлення фібробетону.

У різних країнах становлення технології дисперсного армування в якості альтернативи стрижневому армуванню відбувалося поступово. Тривалий час розвиток застосування фібробетону був ускладнений, оскільки виробництво фібробетону досить дорогою. Іншими проблемами був явний недолік теоретичної бази про даний композит, а також паралельне становлення виробництва залізобетонних конструкцій із застосуванням стрижневої арматури.

Щодо улаштування конструкцій підлог промислових будівель, то стосовно галузі виробництва і виду навантажень, можна виділити наступні різновиди:

- улаштування бетонних промислових підлог для приміщень з помірним навантаженням;
- улаштування бетонних промислових підлог для приміщень з високим навантаженням;
- улаштування бетонних промислових підлог для приміщень з надвисоким навантаженням [23].

Для конструкції підлог виробничих приміщень, що зроблені по ґрунту та по плиті перекриття, значно трудомістким є улаштування по ґрунту [16]. Поверх укладають гідроізоляційну мембрану, яка захищає підлогу від ґрунтових вод і різних рідин, що протікають через основу при виникненні аварій. Бетонна стяжка необхідна для вирівнювання поверхні, маскування систем каналізації та водопроводу, підготовки до укладання фінішного покриття. Вона розподіляє навантаження на нижчерозташовані шари. На неї кладуть спеціальну підкладку для зв'язки стяжки з фінішним настилом. Вид фінішного покриття, у свою чергу, залежить від технологічних моментів виробництва.

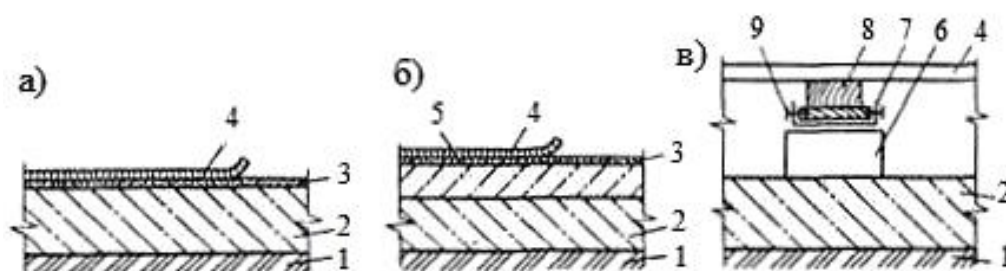


Рис.3.1. Види підлог по ґрунту: *а* – бетонна підготовка; *б* – утеплене покриття для підлоги; *в* – вид по лагам на стовпах; 1 – ґрунт, який ущільнюється; 2 – бетонна подушка; 3 – стяжка; 4 – накриття підлоги; 5 – утеплюючий шар; 6 – цегла; 7 – два шари руберойду; 8 – лага; 9 – антисептикована підкладка

Наразі, класичні бетонні підлоги з підвищеними характеристиками міцності зовнішнього шару - найбільш затребуваний тип підлог для гаражів, СТО та автомийок. Їх поверхня не пилить, міцна і доволі надійна.

Наливні підлоги для промислових будівель стійкі до механічних пошкоджень і хімікатів. Вони мають більш естетичний вигляд у порівнянні з топінгами, тому їх влаштовують у торгових центрах, офісних компаніях, адміністративних установах.

Полімерні підлоги затребувані в будівлях з підвищеними вимогами гігієни: фармацевтичних корпораціях, спорудах харчової промисловості тощо. Дана поверхня витримує систематичне прибирання та інертна до агресивних речовин. Наприклад, магнезіальні покриття - безшовні, вони ідеально підходять для складів і автопаркінгів. Монтовані різновиди укладають в офісах, магазинах, торгових приміщеннях, ресторанах і кафе. Даний тип полімерної поверхні не призначений для інтенсивного навантаження з використанням різної габаритної техніки.

Технологія укладання бетонної підлоги для промислових потреб – складний технологічний процес, виконувати який повинні тільки професіонали. Їх заливають або на існуючу основу, або безпосередньо на ґрунт після його ретельного трамбування по всій площі приміщення. Стару основу потрібно також ретельно підготувати: прибрати вибоїни, градації по висоті, тріщини та інші дефекти ремонтним розчином. Сильнозруйновану основу рекомендується повністю демонтувати, відновлювати її нерентабельно.

Використання чорної армованої стяжки, для стабілізації ґрунту, є досить трудомістким процесом [26, 29].

Також надійність промислових підлог безумовно залежить від якості виконання чорнових робіт. Класичні бетонні підлоги без спеціалізованої обробки не ергономічні, вони є джерелом пилу і бруду. Для більшості підприємств оптимальним рішенням стане укладання наливного або полімерного покриття. Така підлога витримує інтенсивне навантаження, легка у догляді, довговічна [14, 16].

На підлозі промислових будівель відбуваються всі технологічні процеси. Конструктивні особливості і матеріал підлогового покриття залежать від різновиду і ступеня механічного впливу і параметрів навантаження, ваги техніки і вантажу. Вони повинні відповідати загальноприйнятим нормативам:

- мати достатній опір на вигин, розтяг і стиск;
- бути зносостійкими, стійкими до ударів і агресивних хімікатів;
- поверхня повинна легко очищатися і підлягати ремонту;
- витримувати перепади температури, вплив вологи;
- бути безпечним для пересування транспорту та людей;
- зовнішній настил повинен бути гладким певні діелектричні властивості проти ковзання;
- настил не повинен виділяти шкідливі речовини, пилити.

Підлоги промислових будівель складаються з декількох шарів, які надають їм міцність і надійність. Нижній шар (грунтова основа) є надійною опорою, на яку припадають існуючі навантаження з підлоги. На нього укладають підстил, який рівномірно розподіляє навантаження. У якості підстелів застосовується ущільнений пісок. Далі необхідне улаштування тепло- і звукоізоляційного шару, який не тільки захищає бетонну основу промислових будівель від переохолодження, а й додатково усуває потрапляння ударного шуму на нижні поверхи і сусідні приміщення.

Також слід враховувати, що спочатку в місцях дверних отворів і розташування підлогових люків встановлюють опалубку, за допомогою нівеліра розмічають висоту найвищої точки підлоги. На ґрунтову основу засипають піщану подушку, потім щебінь, обидва прошарки ретельно трамбуєть. Після укладання тепло- і гідроізоляції необхідно виконати чорнову стяжку товщиною 4,5-5 см. На стяжку встановлюють маяки і укладають арматурну сітку. Вона необхідна для додання міцності бетону. У якості маяків підійдуть швелера, кутики, металеві профілі та подібні конструкції з бетону.

Конструктивні елементи сітки можна з'єднувати зварними швами або дротяним плетінням, формуючи чарунки 20×20 см. Далі вздовж усього периметра стін необхідно укласти поліпропіленову стрічку для формування осадочних швів. Такі шви не дозволяють розтріскуватися бетону через різницю просадки стін і підлоги. В процесі заливки бетону необхідно стежити, щоб розчин був однорідним і укладався без швів. На великих площах заливку виконують посекційно [18].

Утрамбовку виконують віброрейками або глибинним вібратором, в результаті видаляються повітряні бульбашки, поверхня ретельно вирівнюється. Допускається похибка до 3 мм, вона не впливає на експлуатаційні характеристики підлог, не помітна візуально. Після затвердіння бетону проводиться затирання спеціальним обладнанням [23].

Шви на бетоні є компенсаційними з'єднаннями. Вони необхідні для зниження ймовірності розтріскування бетонної основи при інтенсивному навантаженні і нерівномірності осідання стін і підлоги будинку. Їх нарізають по секціях відповідно до технологічної розмітки і межі заливки секцій спеціалізованим інструментом. Внутрішній простір швів заповнюють герметиком на основі поліуретану.

Фінішне покриття укладається в залежності від його типу. Класичні бетонні підлоги без полімерного покриття витримують помірне навантаження. При інтенсивному навантаженні необхідно влаштовувати додатковий зміцнений верхній шар. Для цього використовують спеціальну суміш - топінг. Крім цементного розчину і пластифікаторів в неї додають ущільнювач. Нанесення ущільнювача можливо тільки через 6 годин після заливки основної поверхні. По поверхні розсипають 2/3 потрібної кількості суміші, втираючи її бетонозгладжувальною машиною.

Не рекомендується розбавляти ущільнювач водою, це може погіршити зовнішній вигляд готової підлоги і технічні показники самого ущільнювача. Для додання блиску готовій підлозі на неї наносять спеціальний лак. Для підвищення стійкості покриття до подряпин рекомендується через кілька місяців нанести лак знову.

Для топінга можна нанести полімерне покриття, яке також придатне для інтенсивного використання в виробничих приміщеннях. Його можна укласти через місяць після заливки бетонної основи. Полімер можна наносити на покриття з високою вологістю. Щоб упевнитися в тому, що підлоги просохли можна на нього догори дном поставити банку. Якщо під нею зібралася волога, значить, підлоги не готова до подальших робіт. Полімер наносять трьома шарами з 6-годинним інтервалом між ними. Фарбу наносять на підлогу, коли вологість в приміщенні не

перевищує 70%, а температурний режим укладається в межах від +10°C до +30°C.

Наливне покриття промислових будівель укладають на підготовлену бетонну основу. Допускаються незначні градації по висоті. Перед заливанням всю площу обробляють ґрунтовкою глибокого проникнення і дають їй просохнути протягом доби. Вологість основи перед заливкою повинна складати 5%. Суміш виготовляють строго за рекомендацією виробника. Готовий розчин наливають частинами поруч з попередньою порцією, контролюючи товщину заливки. По закінченню роботи поверхню трамбують спеціальним валиком з голками, щоб суміш рівномірно просіла, і з неї відокремилися повітряні бульбашки.

В процесі висихання поверхні вологість повітря у виробничих приміщеннях не повинна перевищувати 60%. Температурний режим в будівлі краще дотримувати в межах +5°C - +25°C без сильних градацій. Наливні підлоги влаштовуються протягом місяця, але ходити по ним можна обережно через добу після заливки. У цей період не допускаються будь-які механічні дії і обробка хімікатами. У невеликих приміщеннях установку меблів і устаткування можна виконувати через 2 тижні. Правильний режим сушіння дозволить не допустити здуття і відшарування наливної покриття.

Відомо, що полімерні підлоги хімічно стійкі, достатньо міцні, витримують градації температур і значні удари. Покриття підбирається відповідно до вимог, які пред'являються до них і особливостям технологічних процесів на виробництві. Епоксидні виробничі підлоги затребувані в харчовій промисловості. Це бюджетний варіант полімерного покриття, що володіє меншою еластичністю в порівнянні з іншими аналогами [17].

Поліуретанові підлоги підійдуть для підприємств, які висувають вимоги підвищеної стійкості до механічних пошкоджень і агресивних препаратів. Для хімічних галузей такі підлоги стануть ідеальним варіантом.

Метилметакрилатні підлоги вигідно вирізняються поміж інших полімерних покриттів високими експлуатаційними характеристиками. Такі підлоги придатні до ходьби по ним через 2 години після заливки. Вони витримують сильні градації температур в приміщенні і можуть застосовуватися навіть в промислових морозильних камерах.

На підставі аналізу попередніх наукових робіт бетонні підлоги можна розділити на:

1. Топінгові підлоги - це підлоги, із зміцненим верхнім шаром. На рис. 3.2 наведена технологія влаштування бетонної підлоги з топінгом. Бетонні підлоги із зміцненим верхнім шаром (топінгом) мають наступні переваги:

- підвищену ударостійкість;
- зносостійкість (знижену стиранисть), що підвищує термін експлуатації поверхні в кілька разів (це є основною перевагою даного типу покриття);
- декоративність (дані підлоги естетично виглядають в промисловому і техно дизайні);
- хімічна пасивність (саме пасивність, а не хімічна стійкість) - топінг практично не вступає в реакції з хімічно активними речовинами;
- гігієнічність (поверхня має досить щільну структуру, яка виключає появу пилу);
- легкість прибирання.

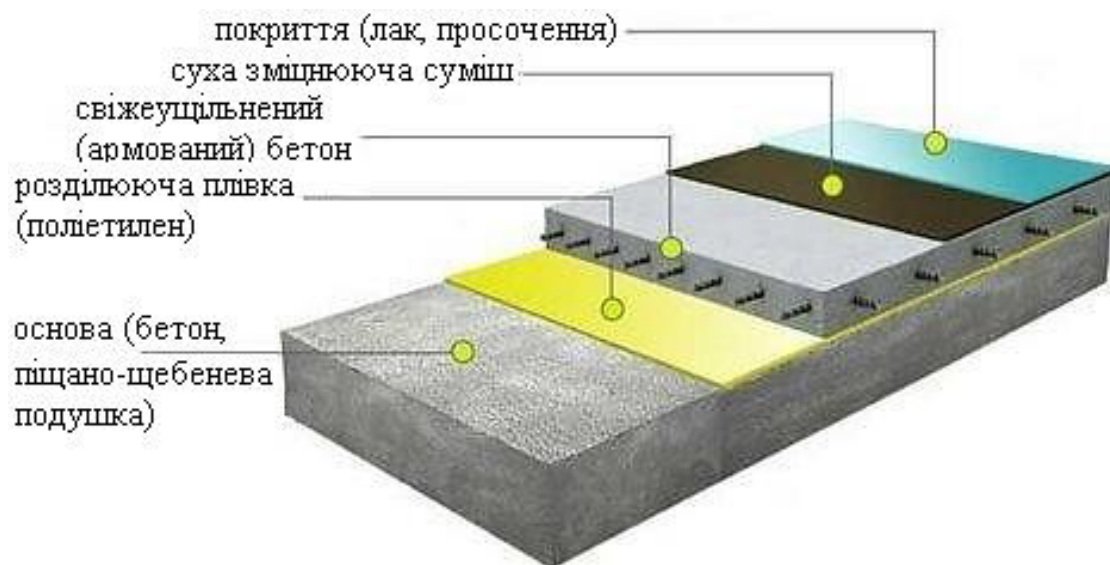


Рис. 3.2. Шари бетонних підлог з топінгом

2. Полімерні підлоги - це високоміцне покриття, яке наноситься на бетонну основу. На рис. 3.3 показана технологія улаштування полімерної наливної підлоги. Такі підлоги мають ряд власних переваг: міцність та довговічність; стійкість до хімічних речовин; герметичність; повну знепиленість; гігієнічність і простоту в догляді; гладкість та рівність.

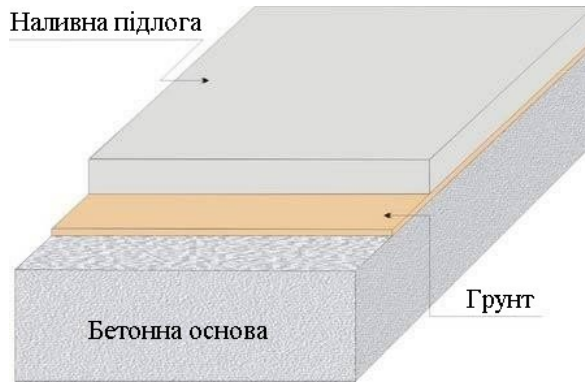


Рис. 3.3. Шари полімерних наливних підлог

За типом зв'язуючого, яке входить до складу полімерного покриття, виділимо кілька видів наливних підлог: поліуретанові; епоксидні.

Завдяки своїм високим технічним характеристикам і відсутністю пилу, такі підлоги ідеально підходять для наступних об'єктів: виробничі цехи; складські приміщення; гаражі, стоянки автомобілів; магазини і павільйони; торгово-виставкові зали; холодильні камери; підсобні приміщення.

3.2. Оцінка можливості застосування дисперсно-армованих бетонів і сталевібробетона при влаштуванні підлог

При влаштуванні підлог може бути використаний сталевібробетон [26].

На рис. 3.4 наведені конструктивні рішення промислових підлог по ґрунтах.

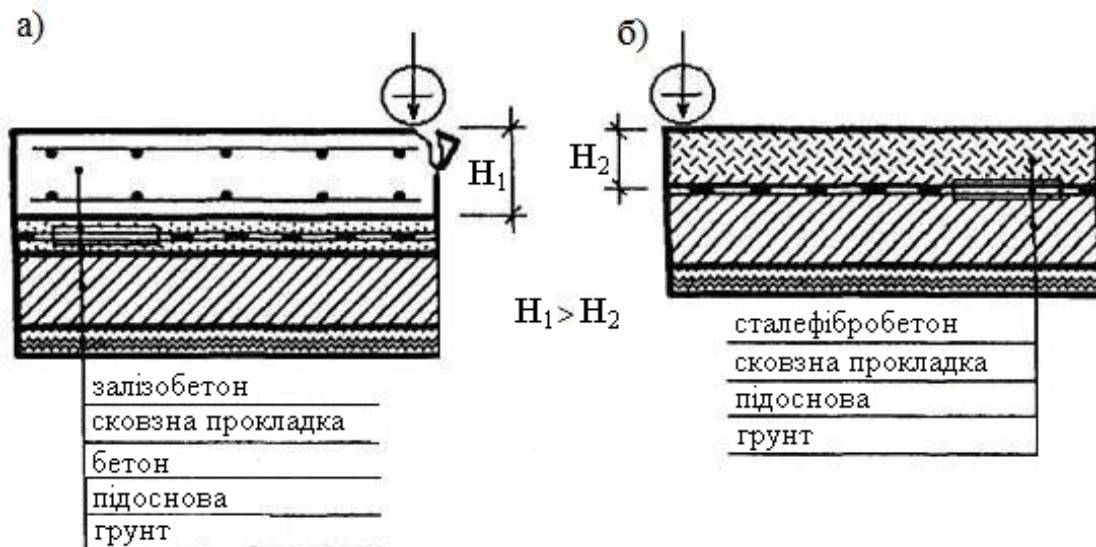


Рис. 3.4. Порівняльні конструктивні рішення промислових підлог по ґрунтах:

а - класична залізобетонна підлога; б - сталевібробетонна підлога

Сталевібробетонні конструкції по виду армування розглядаються як:

1) фібробетонні - при розрахунковому армуванні тільки фібрами, рівномірно розподіленими за обсягом елемента;

2) комбіновано-армовані - при їх розрахунковому спільному армуванні сталевими фібрами і сталевою стрижневою арматурою.

Відповідно до [27] сталефібробетон рекомендовано використовувати для конструкцій з метою отримання від нього його переваг:

- підвищену тріщиностійкість, ударну міцність, в'язкість руйнування, зносостійкість, морозостійкість;

- знижену усадку і повзучість;

- можливість використання більш ефективних конструктивних рішень ніж при традиційному стрижневому армуванні, наприклад, тонкостінних конструкцій, конструкцій без стрижневої розподільчої, непрямої або поперечної арматури;

- знижені трудовитрати на арматурні роботи;

- підвищення ступеня механізації і автоматизації виробництва.

Використання фібри в якості армуючого компонента доцільно при армуванні як у важких, так і легких бетонах. Тому в якості бетонної матриці можуть виступати такі матеріали як, дрібнозернистий бетон, цементний і гіпсовий камінь, а також пінобетон і багато різновидів пористих бетонів [27].

Використовуючі методи дисперсного армування, передбачаються можливості отримання спрямованої і довільної орієнтації волокон фібри в тілі бетону.

Спрямована орієнтація, як правило, характерна для безперервного армиуючого волокна, але при певних технологічних умовах можлива і при армуванні короткими волокнами. Довільна орієнтація здійснюється в основному при армуванні короткими волокнами. На практиці виділяються наступні види довільної орієнтації волокон:

- плоско-довільна, при якій волокна хаотично розподілені по площині;

- об'ємно-довільна, при якій волокна хаотично розподілені у всьому обсязі бетону;

- просторово-паралельна, при якій волокна розташовуються паралельно один щодо одного по всьому об'єму бетону;

- обмежено-довільна, яка характеризується обмеженням можливості вільної орієнтації.

Жорсткість і довжина волокна впливають на вибір способу введення фібри. Тому для різних матеріалів волокон доцільно застосовувати різноманітні технологічні процеси.

Сталефібробетонні конструкції можуть виготовлятися різними технологічними способами [22, 23].

У табл. 3.1, на підставі попередніх наукових досліджень, наведено порівняння характеристик традиційного бетону і сталефібробетону.

Таблиця 3.1 Характеристики сталефібробетону і традиційного бетону

Характеристика	Традиційний бетон	Сталефібробетон
Напруження, що викликає утворення тріщин при згині, МПа	2,0-5,5	3,5-15,5
Міцність на розтяг при згині, МПа	2,0-5,5	5,5-26,0
Міцність при стиску, МПа	21,0-35,0	35,0-120,0
Міцність при зсуві, МПа $\times 10^5$	2,0-3,5	2,5-5,5
Коефіцієнт теплового розширення	9,9-10,8	10,4-11,1
Ударна міцність, кг/см ²	4,8	13,8
Показник опору стиранню	1	2
Межа обмеженої витривалості (граничні значення)	0,5-0,55	0,8-0,95
Показник опору тріщин (при тестуванні на теплостійкість)	1	7

Сталеву фібру, як відомо, виготовляють із трьох основних матеріалів:

- низьковуглецевого дроту;
- холоднокатаного сталевих листа;
- зі сталевих слябів.

Так, можна виділити три основні види металевої фібри (рис. 3.5):

- анкерна;
- хвилеподібна;
- фібра з прямих відрізків.



a - анкерна; *б* - хвилеподібна; *в* - у вигляді прямих відрізків

Рис.3.5. Сталева фібра та її види

Використання сталевих фібр має ряд переваг перед застосуванням класичного армованого бетону. Так, при рівномірному додаванні 25-50 кг/м³ сталевих фібр в бетонну суміш формується тривимірна міцна структура бетонної суміші, що забезпечує більш якісне і надійне проведення будівельних робіт [23]. Подібна тривимірна міцна структура витримує різні розтяги і запобігає розривам мікротріщин, які найчастіше з'являються через негативний вплив вологого середовища та/або посиленних навантажувальних процесах.

На рис. 3.6 наведений зовнішній вид фібри, виготовленої з поліпропілену.



Рис. 1.6. Форма і текстура фібри, виготовленої з поліпропілену

Головними плюсами застосування фібри, виготовленої з поліпропілену є:

- поліпшений опір ударам, впливу важких предметів тощо;
- в порівнянні з сіткою з металу ця фібра більш ретельно армує розчин;
- поліпропіленова фібра утворює єдину масу;
- їй притаманне більш високе зчеплення з розчином;
- поліпропіленова фібра більш стійка до зносу;
- вона підсилює міцність бетону, коли він розтягується при згині;
- поліпропіленова фібра значно підсилює морозостійкість конструкції;

- бетону, з фіброю з поліпропілену, властива більш якісна адгезія;
- поліпропілен блокує мікрокапіляри бетону, завдяки чому останній стає більш водонепроникним [20].

На рис. 3.7 зображена фібра, виготовлена з полімерних волокон. Виготовлену з полімерних волокон фібру використовують для того, щоб підсилити властивості міцності стяжок, а також для підвищення міцності конструкцій фундаментів різних будівель, перекриттів для мостів тощо.



Рис. 3.7. Зовнішній вигляд фібри з полімерних волокон

Загальний вигляд вуглецевої фібри розміщений на рис. 3.8.

Основними плюсами застосування саме вуглецевої фібри є: підвищений ступінь зчеплення даної фібри із цементною матрицею; волокна вуглецевої фібри не руйнуються після різних видів взаємодії з навколишнім середовищем; вуглецева фібра є стійкою до солей, лужних розчинів і кислот; для неї характерні високі теплоізоляційні властивості; вуглецева фібра робить бетон довговічним і дуже міцним; добре протистоїть пошкодженням, пов'язаним зі змінами температур; негорюча.



Рис. 3.8. Зовнішній вигляд фібри з вуглецю

Головним мінусом використання вуглеволокна у якості фібри є його ціна на ринку будівельних матеріалів.

Базальтовою фіброю називаються фрагменти волокна, які виготовлені з природної гірської породи - базальту. Базальтова фібра використовується в будівництві для дисперсного армування бетонних та інших сумішей. Волокна базальтової фібри мають наступні параметри:

- довжина від 1 мм до 150 мм;
- діаметр - від 20 мкм до 500 мкм.

Даний вид фібри виготовляють з розплавів магматичної вулканічної породи при високому температурному режимі (він перевищує 1400°C) [22].

На рис. 3.9 представлено зображення зовнішнього вигляду традиційної базальтової фібри.



Рис. 3.9. Зовнішній вигляд фібри, виготовленої з порід базальту

3.3. Аналіз експлуатаційних характеристик сталевібробетонних сумішей в шарі зносу

Улаштування армованих підлог з бетону, призначених для сприйняття силових навантажень від обладнання і наземного транспорту в промислових цехах, на складах, цивільних будівлях, паркінгах тощо, розповсюджено як при будівництві нових будівель і споруд, так і при реконструкції існуючих. Прекрасні механічні характеристики армованого бетону (залізобетону) дозволяють забезпечити таким підлогам необхідний опір силовим навантаженням протягом тривалого часу [22].

Однак, бетонні армовані підлоги не позбавлені ряду недоліків, які обмежують їх застосування без улаштування будь-яких додаткових захисних покриттів. При

традиційному способі укладання бетонної суміші в конструкцію підлоги за допомогою бетононасосів, зазвичай, використовують досить рухливі бетонні суміші при їх вібраційному укладанні з використанням глибинних або поверхневих вібраторів. При цьому велика частина води та дрібних фракцій, переміщається у верхню площину плити з бетону, що сприяє утворенню додаткових пор, капілярів і мікротріщин, що знижує міцність бетону на стиск і розтяг [22].

Недоліком традиційних бетонних підлог є також систематичне руйнування бетону у організованих (штучно створюваних) температурно-усадочних швах, які розділяють підлогу на окремі плити [25].

Уникнути зазначених недоліків традиційних бетонних армованих підлог можливо застосувавши нове конструктивне рішення – улаштування бетонних армованих підлог із шаром зносу зі сталевібробетону. Такі підлоги являють собою двошарову бетонну плиту, нижній шар якої армований стрижневою арматурою, а верхній шар, схильний до експлуатаційних навантажень, виконується з сталевібробетону. Така конструкція поєднує в собі переваги як армованих підлог з їх високою міцністю на стиск і розтяг, здатністю перерозподіляти зусилля від зосереджених навантажень на великі площі, так і сталевібробетону з його високою міцністю на розтяг, підвищеним рівнем тріщиноутворення, ударною міцністю і зносостійкістю, де зазначені характеристики сталевібробетону використовуються найбільш ефективно.

Шар зносу, виконаний зі сталевібробетону також актуальний при ремонті існуючих, сильно зруйнованих бетонних підлог, коли стоїть питання про демонтаж існуючої підлоги. Після відповідної підготовки, укладання сталевібробетону у якості верхнього шару зносу може не тільки істотно знизити вартість ремонту підлог, але також й скоротити терміни ремонту.

При загальній товщині бетонної підлоги 200-220 мм, шар зносу зазвичай становить 50-80 мм. Для менш важких навантажень, наприклад, при влаштуванні або ремонті підлог паркінгів, шар зносу може бути виконаний товщиною 40-50 мм, і при використанні напружуваного цементу - не більше 35-40 мм [22]. З метою забезпечення спільної роботи шарів бетонної підлоги, шар зносу зі сталевібробетону укладається на ще незчеплений бетон нижнього силового шару

з обов'язковою поверхневою вібрацією шару зносу. При поверхневому вібраційному ущільненні шару зносу відбувається проникнення сталевібробетону в бетон нижнього шару на 10-15 мм з механічним змішуванням і зчепленням шарів та їх хімічне зрощування при спільній гідратації цементу і взаємопроникнення новоутворень в контактній зоні [22]. Крім того, при поверхневій вібрації верхнього шару сталева фібра приймає переважно односпрямоване горизонтальне або близьке до нього положення по всій товщині шару зносу, що істотно підвищує міцність сталевібробетону на розтяг.

Бетонна суміш для укладання в шар зносу має склад компонентів аналогічний складу бетонної суміші нижнього шару плити підлоги. Для армування фіброю шару зносу використовується сталева фрезерована фібра марки "ArmoTec" з витратою 40-120 кг/м³ бетонної суміші. Довжина різаної фібри повинна бути принаймні в два рази більше максимальної крупності заповнювача. При невисоких навантаженнях на підлогу, шар зносу може бути виконаний із застосуванням базальтової фібри замість сталеві (базальтофібробетону).

Для подолання технологічних труднощів, пов'язаних з укладанням в конструкцію підлоги одночасно бетонної і сталевібробетонної сумішей, бетонну суміш з включенням сталевібробетону (сталевібробетон) виготовляють безпосередньо на місці укладання за допомогою змішувачів примусового перемішування. При цьому всі компоненти сталевібробетонної суміші пропускаються через ваги, що забезпечує необхідну точність дозування. По досягненню необхідного часу поверхня бетонної підлоги затирається двохроторною або однороторною бетонозатирочною машиною або піддається шліфуванню.

Шар зносу, виконаний зі сталевібробетону за описаною технологією, значно покращує фізико-механічні характеристики бетонної підлоги в цілому, підвищує параметри її довговічності, дозволяє знизити як поточні, так і експлуатаційні витрати на улаштування підлог. Застосування запропонованої технології дозволяє скоротити витрату арматурної сталі на армування підлоги на 10-20% при загальному скороченні витрат на 15-20% [28].

Для підвищення стійкості підлоги до пилевиділення, поверхня шару зносу може бути підсилена топінгом (підлоги зі зміцненим верхнім шаром) або по цій поверхні виконано полімерне покриття (наливна або високонаповнена полімерна підлога).

З метою забезпечення необхідного контакту старого бетону з шаром зносу, проводиться піскоструйна (гідропіскоструйна) обробка поверхні бетонної підкладки. Товщина шару сталевібробетону, що укладається на існуючий бетонній підлозі, визначається навантаженнями на підлогу і зазвичай становить 40-100 мм. Укладання тонких шарів сталевібробетону (менше 50 мм), як правило, проводиться на клейову підготовку з латексно-цементної суміші, епоксидного або поліуретанового клею [18].

У дослідженні [25] доведено, що значні переваги досягаються при укладанні в шар зносу піщаного базальтофібробетону або базальтофібробетону на великих заповнювачах з використанням замість портландцементу напружуючого цементу марки НЦ-20 або НЦ-10. Фібробетони на напружуючому цементі мають характеристики по зносостійкості в 1,5-2,5 рази вище, ніж бетони на основі портландцементу. Такі підлоги практично не пилоутворюють, навіть без будь-якого захисного покриття, часто досить лише полімерного просочення епоксидними або поліуретановими композиціями для забезпечення тривалого терміну служби таких підлог без поточних і капітальних ремонтів. Базальтофібробетони на основі напружуючих цементів за рахунок самоупругення, здатні створювати покриття бетонних підлог високої водонепроникності і тріщиностійкості, а, отже, й довговічності [19].

Виробництво інженерних фібр (волокон) для армування бетонів, розчинів, стяжок, штукатурок, бітумних матеріалів включає в себе:

- поліефірну ПЕТ 6 мм, 12 мм та 20 мм;
- базальтову 6 мм, 12 мм, 18 мм та 24 мм;
- поліпропіленову 12 мм та 20 мм.

Збільшення вмісту фібри в бетонній суміші призводить до зростання деформації при розтязі, однак при цьому існує максимум розтяжності матеріалу, після якого починається зниження цього показника зі збільшенням

дозування фібри. Такий максимум був отриманий для порошкового бетону на фібрі довжиною 12,7 мм з її вмістом 1,6% при використанні волокна з довжиною 16 мм. Це значення виявилось оптимальним і по міцності, і по граничному розтягу. У разі використання довшої фібри, її оптимального вмісту не було отримано. Цілком ймовірно, що він знаходиться вище використаних в дослідженнях значень.

Також підтверджено позитивний вплив дисперсного армування на ударну в'язкість бетону. Незалежно від типу бетону ударна в'язкість різко зростає зі збільшенням вмісту фібри. Збільшення довжини волокон також підвищує ударну в'язкість. Порошкові бетони, що містять за об'ємом 3,24% базальтових волокон, мали ударну міцність в 3-3,5 рази вище, ніж бетон контрольного складу (без дисперсного армування). У важких бетонів ці показники різняться тільки в 2-2,5 рази.

Для досягнення найбільшої міцності при розтязі і згині необхідно надати волокнам об'ємно-паралельну орієнтацію, так як їх ефективна робота обумовлена повним сприйняттям зусиль розтягу при напрямку, сонаправленому дії розтягуючих напружень конструкції. Всі вивчені попередні наукові розробки по виготовленню фібробетонів не пропонують вирішення цього завдання для фібробетонів на основі мінеральних волокон.

Незважаючи на існуючі наукові дослідження, в нашій країні відсутні нормативні документи, які стосуються проектування і застосування фібробетонів на основі таких волокон, як базальт. Крім того, незважаючи на чинні нормативи з проектування і застосування фібробетону, сьогодні цей матеріал недостатньо розвинений в плані застосування на ринку будівельними організаціями, незважаючи на успішний закордонний досвід.

При проведенні експериментальних досліджень з вивчення впливу способу перемішування на міцність фібробетону був випробуваний принципово новий тип змішування в бігунцевому змішувачі. Межа міцності при вигині фібробетонних зразків, виготовлених за цим методом, вище на 5-12%, ніж у зразків, виготовлених в лопатному змішувачі. Звідси можна зробити висновок про ефективність застосування цих пристроїв для забезпечення паралельної

орієнтації волокон у фібробетоні [28].

Також були випробувані пристрої для додання фібри спрямованої орієнтації. Межа міцності при вигині фібробетонних зразків, виготовлених цим методом, вище на 5-12%, ніж у зразків, виготовлених в лопатному змішувачі. Звідси можна зробити висновок про ефективність застосування цих пристроїв для забезпечення паралельної орієнтації волокон в обсязі, який доцільний в конструкціях сприймаючих згинальні навантаження.

Тобто існує значення дозування фібри, яке є оптимальним. Оптимальний вміст армуючих волокон залежить від їх довжини, а також від складу бетону. У разі міцності при стиску незалежно від складу фібробетону і способу перемішування, фактор водоцементного співвідношення домінує над фактором процентного вмісту армируючого волокна, і зі збільшенням частки фібри межа міцності при стиску знижується [28].

3.4. Визначення впливу технологічних характеристик сталеві фібробетонної суміші на процеси улаштування покриття із шаром зносу

Вибір конструктивних рішень сталеві фібробетонних конструкцій виконується виходячи з техніко-економічної доцільності застосування даних конструкцій в конкретних умовах будівництва з урахуванням максимального зниження їх матеріало-, трудо-, енергоємності та вартості, а також з урахуванням підвищення довговічності і збільшення міжремонтного ресурсу конструкції.

У конструкціях споруд де є основними пріоритетами зниження розмірів розкриття тріщин, зменшення власної ваги та водонепроникливість бутону рекомендується застосовувати сталеві фібробетон.

Так, ґрунтуючись на зарубіжному практичному досвіді, підкріпленому результатами вітчизняних досліджень, було визначено, що рівномірний розподіл сталевих фібр в обсязі матриці залежить від наступних факторів:

- розмірів фібри (особливо співвідношення довжини фібри до її діаметру);
- коефіцієнта об'ємного армування;
- марки за легкоукладальністю сталеві фібробетонної суміші з [8];

- класу бетону матриці по [9];
- послідовності введення компонентів і режиму перемішування сталевіфробетонної суміші;
- способу подачі сталевих фібр в змішувач;
- типу використовуваного змішувача.

До числа типів фібри марки ArmoТес, найбільш стійкі до появи неоднорідності (появи так званих “їжаків”) це:

- фібра анкерна із співвідношенням рівним 43; 50 і 60 (довжина 30 мм, діаметр 0,5; 0,6 і 0,7 мм) за умови її введення не більше 0,015 (1,5%);
- фібра анкерна із співвідношенням рівним 45 і 50 (довжина 50 мм, діаметр 1,0 і 1,1 мм) за умови її введення не більше 0,01 (1,0%);
- фібра анкерна із співвідношенням рівним 55 (довжина 60 мм, діаметр 1,1 мм) за умови її введення не більше 0,01 (1,0%);
- фібра хвилеподібного профілю із співвідношенням рівним 30; 31; 36 і 38 (довжина відповідно 18; 22; 18; 15 мм, діаметри відповідно 0,6, 0,7, 0,5, 0,4 мм) за умови їх введення не більше 0,005 (0,5% за обсягом або до 40 кг/м³);
- фібра пряма (мікрофібра) із співвідношенням рівним 37 і 43 (довжина 13 мм, діаметри відповідно 0,35; 0,3 мм) за умови їх введення в кількості не більше 0,015 (1,5% за обсягом);
- фібра пряма (мікрофібра) із співвідношенням рівним 52 (довжина 13 мм, діаметр 0,25 мм) за умови її введення в кількості не більше 0,01 (1,0% за обсягом).

При приготуванні сумішей із застосуванням фібри з істотними обмеженнями, слід застосовувати механізовані способи, з використанням спеціальних пристроїв, що забезпечують необхідну продуктивність (швидкість) подачі і рівномірний розподіл фібри в бетоні при подачі в змішувач.

У практиці застосовують два основні способи приготування СФБ-суміші:

- за традиційною технологією - рівномірне введення фібрової арматури в готову бетонну суміш; змішування фібри із сумішшю і вивантаження;
- приготування сухої суміші (наповнювачі, в'язуче, фібра); подача води і добавок в працюючий змішувач; змішування і вивантаження.

3.5. Методика планування і проведення лабораторних експериментів

Виготовлення та випробування зразків проводилося відповідно до [10]. У дослідженнях використовувалась фібра дротова гладка, токарна, листовая з анкерами на кінцях та фрезерована. Для приготування суміші був обраний метод перемішування в бігунцевому розчинозмішувачі. Фібра вводилась поступово в готову цементно-піщану суміш, з паралельною орієнтацією за рахунок встановленої в чаші сталевий решітки. Решітка мала вигляд сталевий листа з паралельно розташованими відрізками шириною 20 мм, товщиною 1 мм з кроком 20 мм, при цьому сталевий фібробетонна суміш вільно проходила через неї.

Розміри лабораторних зразків були прийняті 100×100×100 мм. Клас бетону був призначений С20/25, із співвідношенням компонентів: Ц:П = 1:2,0; В/Ц = 0,40. Лабораторні зразки тверднули в нормальних умовах, при $t = 20^{\circ}\text{C}$. За контрольні точки були взяті 7 і 28 доби.



1 – дротові волокна для дисперсного армування зразків; 2 – готовий СФБ куб

Рис. 3.10. Підготовка до випробувань дослідних зразків:



Рис. 3.11. Випробування зразків зі сталевий фібробетону на стиск

Міцнісні випробування зразків проводились на гідравлічному пресі ПСУ - 250 (рис. 3.11).

При випробуванні велися спостереження за характером руйнування зразків зі сталевібробетону. Руйнування матеріалу із дротової гладкої і токарної фібри проходило плавно і в'язко без втрати форми зразка, із фрезерованої фібри - крихке з характерним тріском і помітними руйнуваннями зразка, із листової фібри - робота сталевібробетону мала середній характер між СФБ із дротової і фрезерованої фібри (рис. 3.12)

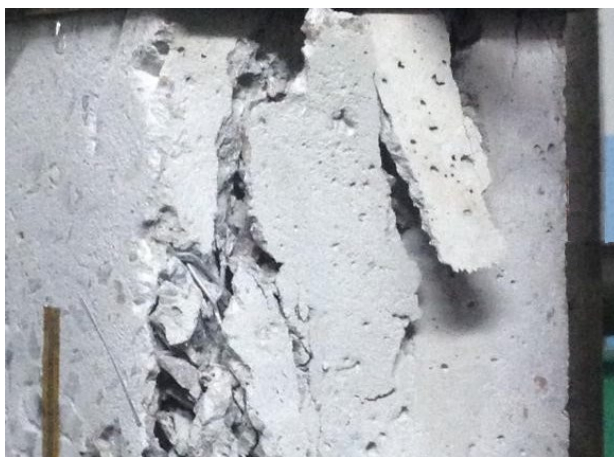


Рис. 3.12. Характер руйнування дослідного зразка із дротовою сталевіброю після випробувань на міцність на стиск

Характеристики зразків з контрольного складу (бетон) і складів з введеною сталевіброю наведені в таблиці 3.2.

Таблиця 3.2 Характеристики зразків з контрольного складу і складів з введеною сталевіброю при випробуванні на міцність на стиск

Параметри	№	Контрольний зразок (бетон)	Склад № 1 (листова фібра)	Склад № 2 (фрезерована фібра)	Склад № 3 (токарна фібра)	Склад № 4 (дротова фібра)
Межа міцності на стиск зразків у віці 7 діб, МПа	1	32,64	33,84	33,14	34,05	34,16
	2	31,82	32,92	33,02	34,14	35,74
	3	32,18	33,45	34,23	35,27	34,84
Межа міцності на стиск зразків у віці 28 діб, МПа	1	46,23	48,34	47,34	48,64	48,79
	2	45,85	47,02	47,17	48,77	51,06
	3	45,97	47,78	48,92	50,38	49,77

Випробування на міцність на стиск зразків кубів $10 \times 10 \times 10$ см у віці 7 діб показало незначні збільшення міцності зразків зі сталевібробетону в порівнянні з контрольним зразком. Зразки із введеними сталевими фібрами мають найбільшу міцність на стиск у віці 28-ми діб, що вище, ніж в контрольному зразку. Також спостерігалось, що СФБ суміш із дротої фібри показує більш високі міцнісні результати в порівнянні з іншими видами фібр.

Також були проведені випробування на стиранисть за методикою ДСТУ Б В.2.7-212:2009 “Бетони. Методи визначення стиранисті” на певних кубічних зразках на лабораторному колі стирання ЛКІ-3 (рис. 8.4).



Рис. 8.4. Лабораторне коло для визначення стиранисті ЛКІ-3

Дані дослідження були проведені для якісної оцінки впливу різного виду сталевібробетону на його стиранисть.

Для проведення даного експерименту були використані:

- 1) сталеві фібри: дротова, фрезерована, токарна, листова
- 2) бетон класу С20/25
- 3) абразивний матеріал - пісок з Безлюдівського кар'єру (м. Харків).

Витрати сталеві фібри були: 25 кг на 1 м² бетонної суміші. Виходячи з попередніх досліджень [22] при введенні до 25 кг сталеві фібри на 1 м² бетону: стиранисть знижується на 20% з 0,601 г/см² до 0,478 г/см². Подальше збільшення вмісту фібри в сталеві фібробетоні з 25 кг до 100 кг дозволяє знизити стиранисть тільки на 18% з 0,478 г/см² до 0,392 г/см².

Результати випробувань сталеві фібробетонних зразків на стиранисть наведені в табл. 3.3.

Таблиця 3.3 Результати випробувань зразків сталеві фібробетону на стиранисть

Маркування зразка	Стиранисть, г/см ²	Середня величина стиранисті, г/см ²
Фібробетон з концентрацією фрезерованої фібри		
Ф-1	0,77	0,79
Ф-2	0,79	
Ф-3	0,79	
Фібробетон з концентрацією листової фібри		
Л-1	0,85	0,81
Л-2	0,77	
Л-3	0,82	
Фібробетон з концентрацією токарної фібри		
Т-1	0,77	0,77
Т-2	0,76	
Т-3	0,77	
Фібробетон з концентрацією дротової фібри		
Д-1	0,70	0,70
Д-2	0,68	
Д-3	0,73	

Велике зниження стиранисті бетону спостерігається при додаванні у процесі улаштування у сталеві фібробетонну суміш дротової фібри. Наявність згаданої фібри призводить до підвищення міцності і зниження стиранисті в порівнянні зі зразками інших фібр. Отримані результати дозволяють віднести сталеві фібробетон із дротової фібри до марки за стиранистю G1 (низький ступінь

стираності, відповідає умовам великої завантаженості підлог) і рекомендувати для конструкцій, що підлягають підвищеній інтенсивності руху та зносу.

Застосування технології армування з фіброю знижує трудомісткість робіт та час виконання, тому що не в'яжеться арматура та не укладаються сітки.

3.6. Технологія і техніко-економічна ефективність влаштування покриттів з підвищеним рівнем зносостійкості

Суміш для виробництва дрібнозернистого сталевібробетону, яка включає в'яжуче, заповнювач, сталеву фібру, суперпластифікатор С-3 і воду, відрізняється тим, що в якості в'яжучого використовують в'яжуче з низькою водо потребою (наприклад, марки ВНВ-70) на основі відходів мокрої магнітної сепарації, а в якості заповнювача - відсів дроблення кварцитопіщаника фракції не більше 5 мм і піску при наступних співвідношеннях компонентів суміші, кг/м³ (табл. 8.3).

Таблиця 3.4 Компоненти сталевібробетонної суміші

№ п/п	Найменування компонента суміші	Кількість, кг/м ³
1	В'яжуче з низькою водо потребою	280-290
2	Відсів дроблення кварцитопіщаника	860
3	Пісок	540
4	Суперпластифікатор С-3	1,6-1,7
5	Сталева фібра	60-65
6	Вода	решта

Відсів дроблення кварцитопіщаника утворюється при дробленні щебеню. Він являє собою частинки пилоподібної фракції (що не перевищує п'яти міліметрів) з високим вмістом кремнезему. Характерною властивістю відсіву дроблення можна вважати кутоподібну форму зерен, які сприяють підвищеній адгезії до них цементного каменю.

При цьому значна частина води і маленьких фракцій, пересувається у верхню частину бетонної плити. Надлишки води при випаровуванні, створюють в верхньому шарі плити додаткові пори, капіляри і мікротріщини,

що знижує міцність бетону на стиск і розтяг та збільшують здатність поверхневого шару бетону до підвищеного пилоутворення. Збільшена пористість бетону у верхніх шарах плит і відносне збільшення в цих шарах маленьких частинок піску і цементу призводить до збільшеної усадки бетону при затвердінні і до підвищеного утворення тріщин бетону в цьому місці, низької морозостійкості, а також до збільшеної стиранності і пилення [16].

Для оцінки якості використовуваних наповнювачів були проаналізовані їх основні фізико-механічні характеристики (табл. 3.5).

Таблиця 3.5 Фізико-механічні властивості наповнювачів

№ п/п	Найменування показника	Од. вим.	Відсів КП	Відходи ММС	Пісок
1	Модуль крупності, $M_{кр}$	-	3,50	0,63	1,12
2	Насипна щільність в неуцільненому стані, $\rho_{нас}$	кг/м ³	1415	1300	1467
3	Насипна щільність в ущільненому стані, $\rho_{нас\ уц}$	кг/м ³	1490	1630	1648
4	Дійсна щільність, ρ_d	кг/м ³	2710	3000	2630
5	Пустотність, $V_{м.п.}$	%	47,8	59,3	44,2
6	Водопотреба, $V_{нотр}$	%	5,5	25	11
7	Цементопотреба, $C_{нотр}$	-	0,530	1,95	0,63

У якості фібри була прийнята фібра сталева фрезерована марки ArmoТес. Фібра має характерний синюватий відтінок через окисний шар, що перешкоджає в процесі її зберігання утворенню та розвитку корозії. Довжина фібри – 32 мм, ширина – 3,8 мм.

При проведенні експериментальних досліджень по вивченню впливу способу перемішування на міцність фібробетону був випробуваний принципово новий тип змішування в бігунцевому змішувачі. Також були випробувані пристрої для додання фібри спрямованої орієнтації. Межа міцності при вигині фібробетонних зразків, виготовлених цим методом, вище на 5-12%, ніж у зразків, виготовлених в лопатному змішувачі. Звідки можна зробити

висновок про ефективність застосування цих пристроїв для забезпечення паралельної орієнтації волокон в обсязі, яка доцільна в конструкціях, що сприймають згинальні навантаження.

Після цього суміш механізованим способом була добре перемішана і за допомогою ручної роботи укладена в форми, які були не тільки добре очищені, але й якісно змащені маслом. Ущільнення фібробетонної суміші було виконано на вібростолі до появи цементного молока (табл. 3.6).

Таблиця 3.6 Склад фібробетонної суміші

Склад суміші на 1 м ³	Склад 1	Межа міцності при стиску, МПа	Межа міцності при вигині, МПа	Склад 2	Межа міцності при стиску, МПа	Межа міцності при вигині, МПа
ВНВ-70	280	86,2	24,2	290	94,8	25,8
Відсів КВП	860	860	-	-	-	-
Пісок	540	540	-	-	-	-
С-3	1,6	1,7	-	-	-	-
Фібра	60	65	-	-	-	-
Вода	140	160	-	-	-	-

Створений склад сталеві фібробетону із застосуванням в'язучого низької водопотреби (ВНВ-70) і відсіву дроблення кварцитопіщаника дав можливість сформувати бетони з межею міцності при стиску 94,8 МПа, з міцністю на вигин до 25,8 МПа, що вище майже на чверть в порівнянні з прототипом.

Трудовитрати для виготовлення сталеві фібробетонних зразків розраховуються за формулою (8.1):

$$T_p = \frac{H_q \times V \times K_n}{t_{зм}} = \frac{0,62 \times 873,6 \times 1,18}{8} = 79,89 \text{ люд/змін} \quad (3.1)$$

де: H_q – норма часу, люд/год або маш/год;

V – об'єм робіт;

$t_{зм} = 8$ год – тривалість зміни.

Тривалість робіт розраховується за формулою (3.2):

$$T_{зм} = \frac{H_q \times V \times K_n}{R \times t_{зм} \times n} = \frac{0,62 \times 873,6 \times 1,18}{2 \times 8 \times 4} = 9,98 \text{ змін} \quad (3.2)$$

де: R – кількісний склад ланки;

n – кількість ланок.

Оскільки ми встановлюємо горизонтальні і вертикальні арматурні сітки і каркаси, отже потрібно обчислити тривалість робіт, а також витрати трудових ресурсів і для вертикальних каркасів, і для горизонтальних сіток.

$$p.з. = \frac{H_q \times V \times K_n}{t_{зм}} = \frac{0,42 \times 70 \times 1,18}{8} = 4,34 \text{ маш/змін} \quad (3.3)$$

$$T_{p.з.} = \frac{H_q \times V \times K_n}{t_{зм}} = \frac{0,79 \times 140 \times 1,18}{8} = 16,3 \text{ змін} \quad (3.4)$$

$$T_{зм.з.} = \frac{H_q \times V \times K_n}{R \times t_{зм} \times n} = \frac{0,42 \times 70 \times 1,18}{2 \times 8 \times 2} = 1,08 \text{ змін} \quad (3.5)$$

$$T_{зм.б.} = \frac{H_q \times V \times K_n}{R \times t_{зм} \times n} = \frac{0,42 \times 70 \times 1,18}{2 \times 8 \times 2} = 4,07 \text{ змін} \quad (3.6)$$

$$T_{зм} = \frac{(1,08 + 4,07)}{2} = 5,15 \text{ см} \quad (3.7)$$

Обсяг робіт з укладання бетонної суміші автобетононасосом:

$$T_p = \frac{H_q \times V \times K_n}{t_{зм}} = \frac{0,34 \times 219,1 \times 1,18}{8} = 10,2 \text{ маш/змін} \quad (3.8)$$

$$T_{зм} = \frac{H_q \times V \times K_n}{R \times t_{зм} \times n} = \frac{0,34 \times 219,1 \times 1,18}{1 \times 8 \times 4} = 1,37 \text{ змін} \quad (3.9)$$

Обсяг робіт зі покриття бетонної поверхні утеплювачем:

$$T_p = \frac{H_q \times V \times K_n}{t_{зм}} = \frac{0,21 \times 35,36 \times 1,18}{8} = 1,1 \text{ люд/змін} \quad (3.10)$$

$$T_{зм} = \frac{H_q \times V \times K_n}{R \times t_{зм} \times n} = \frac{0,21 \times 35,36 \times 1,18}{1 \times 8 \times 2} = 0,55 \text{ змін} \quad (3.11)$$

Обсяг робіт зі зняття утеплювача з бетонної поверхні:

$$T_p = \frac{H_q \times V \times K_n}{t_{зм}} = \frac{0,22 \times 35,36 \times 1,18}{8} = 1,45 \text{ люд/змін} \quad (3.12)$$

$$T_{зм} = \frac{H_q \times V \times K_n}{R \times t_{зм} \times n} = \frac{0,22 \times 35,36 \times 1,18}{1 \times 8 \times 2} = 0,57 \text{ змін} \quad (3.13)$$

Обсяг робіт з демонтажу опалубки:

$$T_p = \frac{H_q \times V \times K_n}{t_{зм}} = \frac{0,15 \times 873,6 \times 1,18}{8} = 19,3 \text{ люд/змін} \quad (3.14)$$

$$T_p = \frac{H_q \times V \times K_n}{R \times t_{зм} \times n} = \frac{0,15 \times 873,6 \times 1,18}{2 \times 8 \times 4} = 2,4 \text{ змін} \quad (3.15)$$

Висновки і розрахунки з порівняльного аналізу тимчасових і грошових витрат представлені в табл. 3.7, 3.8, 3.9.

Таблиця 3.7 Порівняльний аналіз техніко-економічних показників на зведення монолітних підлог (в розрахунку на 100 м²)

Тип конструкції	Показники		
	Трудомісткість, люд/год	Вартість, грн./год	Оплата праці, грн.
Бетонна плита	36	135	4860
Сталефібробетонна плита	27	135	3645
Відхилення	-9	-	1215
Відхилення, %	-25	-	-25
Залізобетонна плита	68	135	9180
Сталефібробетонна плита	27	135	3645
Відхилення	-40	-	5535
Відхилення, %	-60	-	-60

Таблиця 3.8 Порівняльний аналіз витрат на зведення монолітних підлог
(в розрахунку на 100 м²)

Тип конструкції	h, м	Витрати матеріалів						Загальні витрати матеріалів, грн.
		Бетон			Сталь			
		Витрати, м ³	Вартість, грн./м ³	Вартість усього, грн.	Витрати, т	Вартість, грн./т	Вартість усього, грн.	
Бетонна плита	0,26	26,52	1120	29700	-	-	-	29700
СФБ-плита	0,16	16,32	1120	18270	0,48	12220	5860	24130
Відхилення	-0,1	-10,2	-	-11430	-0,48	-	-5860	-5570
Відхилення, %	-38	-38	-	-38	-	-	-100	-18
З/б плита	0,18	18,36	1120	20560	1,65	7400	12210	32770
СФБ-плита	0,16	16,32	1120	18280	0,48	12220	5860	24140
Відхилення	-0,02	-2,04	-	-2280	-1,17	4820	-6350	8630
Відхилення, %	-11	-11	-	-11	-70	65	-51	-26

Таблиця 3.9 Калькуляція трудовитрат (в розрахунку на 100 м²)

Обґрунтування (згідно АВК 3.5.0)	Найменування робіт	Од. вим.	Обсяг робіт	Норма часу		Трудовитрати		Склад ланки	Тривалість зміни
				люд.-год	маш.-год	люд.-діб	маш.-діб		
Е 4-1-34	Установка дерев'яної опалубки	1 м ²	873,6	0,62		79,89		Тесляр: - 4 р. – 2 - 2 р. – 2	9,98
Е 4-1-44	Монтаж арматури краном КС-55713	а) шт	70		0,42		4,34	Арматурник: - 4 р. – 2 - 2 р. – 2	1,08
		б) шт	70		0,79		16,31	Арматурник: - 4 р. – 2 - 2 р. – 2	4,07
Е 4-1-49	Укладка бетонної суміші (АБС)	1 м ³	219,1		0,31		10,02	Машиніст: - 4 р. – 2 Слюсар: - 2 р. – 2	1,37
Е 4-1-54	Покриття бетонною сумішшю (АБС)	100 м ²	35,36	0,21		1,1		Бетонувальник: - 2 р. – 2	0,55
Е 4-1-54	Зняття з бетонної поверхні утеплювача	100 м ²	35,36	0,22		1,15		Бетонувальник: - 2 р. – 2	0,57
Е 4-1-34	Демонтаж опалубки	1 м ²	873,6	0,15		19,3		Тесляр: - 4 р. – 2 - 2 р. – 2	2,4

Проведено порівняльний аналіз різних варіантів конструкцій підлог, який показав, що економічно вигідним і ефективним при улаштуванні підлог у виробничих будівлях є використання саме сталевібробетону. Якщо проводити порівняння з бетонною і залізобетонною підлоговими плитами, то в результаті розрахунків доведено, що застосування сталевібробетону дозволяє зекономити об'єм бетону на 38% та 10% відповідно. У порівнянні з конструкцією підлоги, яка виготовлена з залізобетону, при застосуванні сталевібробетону отримуємо результат у вигляді 70% заощаджень на сталь. В цей же час, трудовитрати знижуються на 60% для конструкції підлоги із залізобетону та на 25% для конструкції підлоги із бетону.

Таким чином, використання сталевібробетону у двошарових підлогах, які улаштовуються у виробничих приміщеннях зі збільшеним рівнем зносостійкості, знижує дозволяє зменшити собівартість на 34% та 19% (при порівнянні із залізобетонними та з бетонними конструкціями). Важливим висновком є також і той факт, що використання сталевібробетону значно збіль

Отже, дані розрахунки підтверджують тезу про економічну вигоду використання сталевібробетону при влаштуванні підлог виробничих будівель з підвищеним рівнем зносостійкості.

3.7. Конструктивні розрахунки запропонованого типу сталевібробетонного армування підлоги

Для того щоб оптимально зіставити показники різноманітних видів конструкцій підлоги були проведені наступні розрахунки. При виконанні даних розрахунків було враховано основні конструктивні характеристики матеріалів, необхідних для зведення конструкції плити і підстиляючої основи:

- для конструкції плити був обраний важкий бетон класу C20/25 ($E_{cm} = 30000$ МПа, $f_{cd} = 14,5$ МПа, $f_{ctk} = 1,5$ МПа);
- фіброве армування - сталева дротова фібра марки ArmoТес (табл. 8.9);
- стрижнева арматура періодичного профілю класу А400 ($E_s = 30000$ МПа, $R_s = 355$ МПа);
- в якості ґрунтової основи були обрані щільні піски середньої крупності.

Таблиця 3.10 Базові показники сталеві фібри ArmoТес

Вид фібрової арматури	Нормативні опори розтягу R_{fn} і розрахункові опори розтягу для граничних станів другої групи $R_{fn, ser}$, МПа	Коефіцієнт надійності фібрової арматури γ_f при розрахунку конструкцій за граничними станами		Розрахункові опори розтягу фібрової арматури для граничних станів першої групи R_f , МПа
		I-ої групи граничних станів	II-ої групи граничних станів	
Сталева фібра марки ArmoТес (ТУ 0991-123-53832025)	1100	1,1	1,0	1050

У таблиці 3.10 представлені основні характеристики сталеві фібри різаної з дроту (разом з розмірами). Початковий модуль пружності даного виду фібрової арматури $E_f = 2,105$ МПа (ТУ 1211-205-46854090-2005).

Розрахунки проводились у відповідності з вимогами ДБН В.2.6-98:2009. [1] і ДСТУ-Н Б А.3.1-23:2013 [12]. Вимоги даних документів передбачають застосування “моделі місцевих пружних деформацій з призначенням в якості характеристики жорсткості основи коефіцієнта постелі (K_0)”. Нехтуючи для чисельного аналізу різними факторами, що впливають на значення даного коефіцієнта, приймаємо для подальших розрахунків $K_0 = 65$ МН/м³, що відповідає вимогам ДБН В.2.1-10:2018 «Для піщаних ґрунтів середньої крупності при відсутності ґрунтових вод» [12].

Кожному з варіантів в якості розрахункового було визначене зосереджене навантаження, яка дорівнює $P_p = 100$ кН. Дане навантаження було однаково розподілене по прямокутному сліду, розмір якого можна обчислити за формулою $a \times b = 0,1 \times 0,1 = 0,01$ м². Параметри подібного навантаження можна в повній мірі вважати властивими більшості об'єктів (маються на увазі саме промислові об'єкти). Коефіцієнт надійності по навантаженню дорівнює $\gamma_{fn} = 1,2$. Щоб спростити розрахунки, приймаємо коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$. Варто відзначити, що вплив суміжних навантажень в наших розрахунках не враховувався.

Відповідно до положень вітчизняних стандартів, щоб розрахувати конструкцію бетонної підлоги, необхідно застосувати метод граничних станів.

Даний метод найбільш детально і точно враховує особливості їх стану, на яке певним чином впливають експлуатаційні навантаження.

Так, базове рівняння міцності ми можемо записати у вигляді:

$$M_d < M_{ult} \quad (3.16)$$

де: M_d – розрахунковий згинальний момент, який виникає в плиті при дії розрахункового навантаження, кН×м;

M_{ult} – гранично допустимий для даного перетину згинальний момент, кН×м.

При здійсненні розрахунків конструкцій підлоги із залізобетону, враховують можливість збільшення тріщин в розмірі, разом з умовою (8.16) також потрібно не забувати про наступну умову (8.17):

$$a_{crc} < a_{crc,ult} \quad (3.17)$$

де: a_{crc} – розрахункова ширина розкриття тріщин в перерізі плити при впливі визначених експлуатаційних навантажень, мм;

$a_{crc,ult}$ – гранично можлива ширина розкриття тріщин, приймається 0,3 мм.

Для розрахунку згинального моменту M_l потрібно згідно [12] застосувати наступну формулу:

$$M_l = P_p K_l \quad (3.18)$$

де: P_p – розрахункове навантаження на слід, прикладене в розрахунковому центрі, кН;

K_l – коефіцієнт, що приймається в залежності від співвідношення (8.19):

$$a = \frac{a_p}{L}; \beta = \frac{\beta_p}{L} \quad (3.19)$$

де: a_p і β_p – довжина і ширина розрахункового сліду, м;

L – пружна характеристика гнучкості плити, яку розраховується за формулою:

$$L = 4 \sqrt{\frac{B}{K_0}} \quad (3.20)$$

де: B – жорсткість перетину плити на одиницю ширини перетину;

K_0 – еквівалентний коефіцієнт постелі основи, МН/м³.

Щоб обчислити ширину збільшення тріщин a_{crc} в розрахунковому перерізі плити, армованої ненапруженою арматурою, потрібно зробити обчислення за наступною формулою [1]:

$$a_{crc} = 1000\psi_b \left(\frac{\sigma_s}{E_s} \right) a_c \quad (3.21)$$

де: ψ_b – коефіцієнт, що враховує роботу бетону між тріщинами в розтягнутій зоні;

σ_s – величина напруження в розтягнутій арматурі, МПа;

E_s – модуль пружності стрижневої арматури, МПа;

a_c – відстань між тріщинами, м.

Граничний згинальний момент M_{ult} на одиницю ширини перетину для різних видів конструкцій, характерні риси яких розглянуті раніше, можна розрахувати за наступними формулами (3.22), (3.23) і (3.24):

- для бетонних плит підлог (у відповідності з пружно-пластичним моментом опору):

$$M_{ult} = \frac{f_{ctk} h^2}{3,5} \quad (3.22)$$

- для залізобетонних плит з ненапруженою арматурою:

$$M_{ult} = \gamma_c A_s R_s \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (3.23)$$

- для плит, армованих фібровою арматурою:

$$M_{ult} = R_{fn} b 0,5h \quad (3.24)$$

де: f_{ctk} – розрахунковий опір бетону при осьовому розтязі, МПа;

h – висота перерізу, м;

γ_c – коефіцієнт умов роботи (для того, щоб спростити обчислення вважаємо його рівним одиниці);

A_s – площа перерізу розтягнутої арматури в перетині, м²;

R_s – розрахунковий опір стрижневої арматури розтягу, МПа;

h_0 – робоча висота перерізу, м;

x – висота стиснутої зони бетону, м;

R_{fn} – розрахунковий опір сталевібробетону при стиску, (знаходиться розрахунковим шляхом), МПа;

b – ширина перерізу, яка дорівнює 1,0 м.

Важлива додаткова умова, про яку не можна забувати при створенні проектів елементів зі сталевібробетону, це обмеження щодо мінімального армування. У виробничих будівлях для підлог рекомендований вміст фібр в конструкціях зі сталевібробетону дорівнює $20-40 \text{ кг/м}^3$ ($0,0025 \leq \mu_{fv} \leq 0,005$) [26].

Мінімальні значення коефіцієнта армування фіброю, відповідно до нормативів [20], рекомендується приймати дотримуючись наступної умови (3.25):

$$\mu_{\min} = \frac{1,5Cf_{ctk}}{R_{fn}k_{or}\left(1 - \frac{30}{R_f - \frac{l_{f,an}}{l_f}}\right)} \quad (3.25)$$

де: C – коефіцієнт, який для згинальних елементів дорівнює $C = 0,6$;

k_{or} – коефіцієнт орієнтації фібр, що приймається інтерполяцією значень;

l_f – довжина фібр; для використовуваної фібри $l_f = 54 \text{ мм}$;

$l_{f,an}$ – довжина закладання фібри в бетоні, м, що забезпечує її розрив при висмикуванні, визначається за формулою (3.26):

$$l_{f,an} = \frac{n_f d_{f,red} R_{fn,ser}}{f_{ctk}} \quad (3.26)$$

де: $n_f = 0,7$ - коефіцієнт, що враховує анкеровку фібри;

$d_{f,red} = 1,0 \text{ мм}$ - приведений діаметр використовуваної фібри;

$R_{fn,ser} = 1100 \text{ МПа}$ - нормативний опір розтягу фібр;

$f_{ctk} = 1,5 \text{ МПа}$ – нормативний опір бетону осьовому розтягу.

Якщо підставити в формулу (3.26) зазначені чисельні значення, то в результаті отримуємо:

$$l_{f,an} \approx 0,00498 \text{ м},$$

$$\mu_{\min} \approx 0,003665(0,3665\%).$$

Тоді мінімальна масова частка сталевібробетону дорівнює:

$$\mu_{fm,\min} \approx 28,77 \text{ кг/м}^3.$$

Щоб продовжити наші розрахунки, приймаємо 30 кг/м^3 ($\mu_{fv} = 0,00375\%$) як масовий вміст сталевібробетону в бетоні. Це дозволить дотримати умову вмісту даного виду фібри в бетоні вище мінімально потрібного рівня.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

В результаті проведеної роботи вирішені наступні завдання: розглянуто теоретичні аспекти дослідження покриттів підлог виробничих будівель; виконано порівняння характеристик сталевібробетонних сумішей при експлуатації; виконано дослідження сталевібробетонних сумішей з додаванням різноманітних сталевих фібр на міцність при дії стискаючих силових факторів та на стирання зразків.

Технологічний процес виробництва фібробетону залежить від наступних факторів: способу введення і змішування, часу змішування, геометричних та деформативних характеристик волокон, що впливають на розподілення та направлення волокон в об'ємі і на фізико-механічні властивості фібробетону. В цей час значна частина води і маленьких фракцій, пересувається у верхню частину бетонної плити. Надлишки води при випаровуванні, створюють в верхньому шарі плити додаткові пори, капіляри і мікротріщини, що знижує міцність бетону на стиск і розтяг та збільшують здатність поверхневого шару бетону до підвищеного пилоутворення. Збільшена пористість бетону у верхніх шарах плит і відносне збільшення в цих шарах маленьких частинок піску і цементу призводить до збільшеної усадки бетону при затвердінні і до підвищеного утворення тріщин бетону в цьому місці, низької морозостійкості, а також до збільшеної стираності і пилення.

Послаблення зони швів можливе у наслідок додаткового осідання основи при вимиванні ґрунту в місці шва. У такому випадку плита підлоги працює як консоль і в додаванні з великими динамічними впливами це може привести до появи тріщин в місцях швів.

Такі підлоги представляють собою двошарову бетонну плиту, нижній шар якої армований стрижневою арматурою, а верхній шар, схильний до експлуатаційних навантажень, виконується зі сталевібробетону.

Проведено порівняльний аналіз різних варіантів конструкцій підлог, який показав, що економічно вигідним і ефективним при улаштуванні підлог у виробничих будівлях є використання саме сталевібробетону. Якщо проводити

порівняння з бетонною і залізобетонною підлоговими плитами, то в результаті розрахунків доведено, що застосування сталевібробетону дозволяє заощадити бетон на 38% і 11% відповідно. У порівнянні з конструкцією підлоги, яка виготовлена з залізобетону, при застосуванні сталевібробетону отримуємо результат у вигляді 70% заощаджень на сталь. В цей же час, трудовитрати знижуються на 60% для конструкції підлоги із залізобетону та на 25% для конструкції підлоги із бетону.

Таким чином, використання сталевібробетону у двошарових підлогах, які улаштовуються у виробничих приміщеннях зі збільшеним рівнем зносостійкості, дозволяє зменшити собівартість на 34% та 19% (при порівнянні із залізобетонними та з бетонними конструкціями). Важливим висновком є також і той факт, що використання сталевібробетону значно збільшує швидкість будівельного процесу.

Доведено, що при використанні дисперсного армування, відбувається ствердливий вплив на стиранисть та міцність бетону.

Велике зниження стиранисті бетону спостерігається при додаванні у процесі улаштування у сталевібробетонну суміш дротової фібри. Наявність згаданої фібри призводить до підвищення міцності і зниження стиранисті в порівнянні зі зразками інших фібр. Отримані результати дозволяють класифікувати сталевібробетон із дротової фібри як марку за стиранистю G1 (низький ступінь стиранисті, відповідає умовам великої завантаженості підлог) і рекомендувати для конструкцій, що працюють в умовах підвищеної інтенсивності руху і зносу.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
2. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с.
3. ДСТУ Б В.2.6-2:2009. Конструкції будинків і споруд. Вироби бетонні і залізобетонні. Загальні технічні умови. – К.: Мінрегіонбуд, 2010. – 34 с.
4. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 (ГОСТ 10922-90, MOD). Арматурні та закладні вироби зварні, з'єднання зварні арматури та закладних деталей виробів залізобетонних конструкцій. – К.: Мінрегіон України, 2012. – 43 с.
5. ДСТУ Б В.2.6-205:2015. Настанова з проектування монолітних бетонних і залізобетонних конструкцій будівель і споруд. – Київ: Мінрегіон України, 2015. – 28 с.
6. ДСТУ-Н Б В.2.6-78:2009 Настанова з проектування та виготовлення сталевібробетонних конструкцій. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 46 с.
7. ДСТУ-Н Б В.2.6-218:2016 Настанова з проектування та виготовлення конструкцій з дисперсноармованого бетону. – К.: ДП УкрНДНЦ, 2016. – 52 с.
8. ДСТУ Б В.2.7-176:2008 Суміші бетонні та бетон. Загальні технічні умови. – К.: Мінрегіонбуд, 2010. – 109 с.
9. ДСТУ Б В.2.7-25:2011 Бетони важкі лужні. Технічні умови. – К.: Мінрегіон України, 2011. – 22 с.
10. ДСТУ Б В.2.7-214-2009 Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками. – К.: Мінрегіон України, 2010. – 43 с.
11. ДСТУ Б В.2.7-212:2009 Бетони. Методи визначення стираності. – К.: Мінрегіонбуд, 2010. – 13 с.
12. ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель і споруд. Основні положення. – К.: Мінрегіобуд України, 2018. – 43 с.

13. ДСТУ-Н Б А.3.1-23:2013 Проведення робіт з улаштування ізоляційних, оздоблювальних, захисних покриттів стін, підлог і покрівель. – К.: Мінрегіон України, 2013. – 44 с.
14. Бліхарський З.Я. Реконструкція та підсилення будівель і споруд / З.Я. Бліхарський. – Львів: НУ “Львівська політехніка”, 2008. – 108 с.
15. Баженов Ю.М. Матеріали та технології для ремонтно-відновлювальних робіт у будівництві: монографія / Ю.М. Баженов. Комтех, 2000. – 233 с.
16. Гапонова Л.В., Золотов М.С., Волювач С.В. Влияние механических воздействий на прочность покрытия полов из акрилбетона // Коммунальное хозяйство городов: Науч.-техн. сб. Вып.27. – К.: Техніка, 2001. – С.167-171.
17. Золотов М.С., Гапонова Л.В., Мороз Н.В. Акриловые полимеррастворы для монолитных наливных полов // Материалы междунар. Интернет-конф. «Применение пластмасс в строительстве и городском хозяйстве». – Х.: ХНАГХ, 2010. – С.104-106.
18. Неутов С.Ф. Вплив сталевोї фібри на міцнісні та деформативні властивості фібробетону / С.Ф. Неутов, І.Б. Корнеєва // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури “Будівельні конструкції”. – Одеса: ОДАБА, 2019. – Вип. № 76. – с. 63-69.
19. Золотов М.С., Гапонова Л.В. Математическая модель продолжительности старения покрытия полов из акриловых полимеров // Коммунальное хозяйство городов: Науч.-техн. сб. Вып.39. – К.: Техніка, 2002. – С.352-357.
20. Баженов Ю.М. Технологія бетона. Вища школа, 2002. – 415 с.
21. Дорошенко О.Ю., Дорошенко Ю.М. Дисперсно-армований бетон – надійний та ефективний матеріал для транспортного будівництва // Транспортное строительство Украины. – 2006. – № 4. – С. 23 – 25.
22. Рабинович Ф.Н. Композити на основі дисперсно армованих бетонів // Питання теорії та проектування, технологій, конструкцій. АСВ, 2004. – 560 с.

23. Марчук С.М. Вплив технології виконання робіт на несучу здатність технічної підлоги з сталевібробетону / С.М. Марчук, О.М. Чернухін, В.М. Хоменко // Збірник наукових праць “Будівельне виробництво”. – К.: НДІБВ, 2020. - № 69. – с. 58-60.
24. Довженко О.О. Застосування фібробетону в Україні. Властивості дисперсно армованих бетонів / О.О. Довженко, І.А. Юрко, В.В. Кравченко // Комунальне господарство міст. – Харків: ХНАМГ, 2009. – Вип. 90. – с. 267-272.
25. Ключев С.В. Високоміцний фібробетон для промислового та цивільного будівництва / Ключев С.В. – Журнал цивільного будівництва, 2012, №8 – с.61-66.
26. Давиденко М.А. Исследование физико-механических характеристик фибробетона, армированного микрокристаллической фиброй / М.А. Давиденко, Е.В. Давиденко, Е.А. Лимарь, А.С. Великодний // Будівельні конструкції: зб. наук. праць. – К.: НДІБК, 2009. – Вип. 72. – С. 635 - 639.
27. Дворкін Л.Й. Основи бетонознавства: монографія / Л.Й. Дворкін, О.Л. Дворкін. – Київ: «Основа», 2007. – 616 с.
28. Дворкін Й.Л. Проектування складів фібробетону із застосуванням експериментально-статистичних методів / Й.Л. Дворкін, Є.М. Бабич, Ю.О. Степасюк, Т.В. Ковальчук // Збірник наукових праць “Сучасні технології та методи розрахунку в будівництві”. Луцьк: ЛНТУ. – 2016. – Вип. 5. – с. 45-58.
29. Семенюк, С. Д. Применение сталефибробетона для усиления сжатой зоны железобетонных балок методом наращивания / С. Д. Семенюк, Ю. Г. Болошенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне, 2011. – Вип. 21. – С. 402–407.
30. Толмачов С. М. Стираність дорожніх бетонів як критерій прогнозування їх довговічності / С. М. Толмачов // Вісник НУВГП. Технічні науки : зб. наук. праць. – Рівне : НУВГП, 2019. – Вип. 4(88). – С. 157-171.
31. Скорина К.О., Павлюченков М.В. Застосування сталевібробетону при влаштуванні підлог виробничих будівель з підвищеним рівнем зносостійкості / Матеріали Всеукраїнської наукової конференції студентів і аспірантів, присвяченої Міжнародному дню студента (13-17 листопада 2023 р.). – Суми, 2023. – С. 124.

Додаток 1. Матеріали конференції

Сумський національний аграрний університет

Матеріали Всеукраїнської наукової конференції студентів та аспірантів, присвяченої Міжнародному дню студента (13-17 листопада 2023 р.)

ЗАСТОСУВАННЯ СТАЛЕФІБРОБЕТОНУ ПРИ ВЛАШТУВАННІ ПІДЛОГ ВИРОБНИЧИХ БУДІВЕЛЬ З ПІДВИЩЕНИМ РІВНЕМ ЗНОСОСТІЙКОСТІ

Скорина К.О., здобувач 2м курсу, спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія», ФБТ
Павлюченков М.В., к.т.н., доцент кафедри будівельних конструкцій
Сумський НАУ

Армування композиційних матеріалів волокнами використовують з найдавніших часів. Тисячі років відомий такий матеріал, як саман, і будівлі, побудовані з нього, можуть прослужити кілька століть. Цей матеріал, що представляє собою глинистий ґрунт з додаванням соломи і гною, можна вважати попередником фібробетону.

Фібробетон - композиційний матеріал, що містить гідралічне в'язуче, невеликий, іноді, і крупний заповнювач, армований дисперсними волокнами. У якості армуючих фібр використовують різані волокна з різноманітних матеріалів з відмінною геометрією. Для забезпечення високих характеристик міцності конструкцій часом застосовують улаштування комбінованого армування дисперсною і стрижневою арматурою. При модулі пружності волокна більшому ніж у цементній матриці, вважається, що основну частину докладених напружень сприймають волокна, а загальна міцність композиційного матеріалу пропорційна їх об'ємному вмісту.

Конструкції і елементи з фібробетону допускається виготовляти без армування стрижневими сітками і каркасами, що при створенні певних умов може спростити технологію виготовлення виробу і значно знизити його трудомісткість.

Основними проблемами виробництва конструкцій із застосуванням фібробетону є забезпечення рівномірного розподілу армуючих волокон за обсягом елемента, а також їх орієнтація в такому напрямку, щоб більша частина фібр сприймала розтягуючі зусилля в розтягнутій зоні бетону.

При проведенні експериментальних досліджень по вивченню впливу способу перемішування на міцність фібробетону був випробуваний принципово новий тип змішування в бігунцевому змішувачі. Також були випробувані пристрої для додання фібри спрямованої орієнтації. Межа міцності при вигині фібробетонних зразків, виготовлених цим методом, вище на 5-12%, ніж у зразків, виготовлених в лопатному змішувачі. Звідки можна зробити висновок про ефективність застосування цих пристроїв для забезпечення паралельної орієнтації волокон в обсязі, яка доцільна в конструкціях, що сприймають згинальні навантаження. Звідки можна зробити висновок про ефективність застосування цих пристроїв для забезпечення паралельної орієнтації волокон в обсязі, яка доцільна в конструкціях, що сприймають згинальні навантаження. Після цього суміш механізованим способом була добре перемішана і за допомогою ручної роботи укладена в форми, які були не тільки добре очищені, але й якісно змащені маслом. Ущільнення фібробетонної суміші було виконано на вібростолі до появи цементного молока.

Підлоги, із застосуванням сталефібробетону представляють собою двошарову бетонну плиту, нижній шар якої армований стрижневою арматурою, а верхній шар, схильний до експлуатаційних навантажень, виконується зі сталефібробетону.

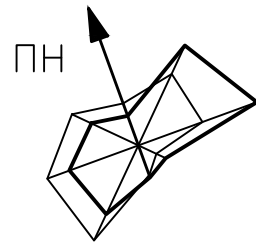
Проведено порівняльний аналіз різних варіантів конструкцій підлог, який показав, що економічно вигідним і ефективним при улаштуванні підлог у виробничих будівлях є використання саме сталефібробетону. Якщо проводити порівняння з бетонною і залізобетонною підлоговими плитами, то в результаті розрахунків доведено, що застосування сталефібробетону дозволяє заощадити бетон на 38% і 11% відповідно. У порівнянні з конструкцією підлоги, яка виготовлена з залізобетону, при застосуванні сталефібробетону отримуємо результат у вигляді 70% заощаджень на сталь. В цей же час, трудовитрати знижуються на 60% для конструкції підлоги із залізобетону та на 25% для конструкції підлоги із бетону.

Таким чином, використання сталефібробетону у двошарових підлогах, які улаштовуються у виробничих приміщеннях зі збільшеним рівнем зносостійкості, знижує дозволяє зменшити собівартість на 34% та 19% (при порівнянні із залізобетонними та з бетонними конструкціями). Важливим висновком є також і той факт, що використання сталефібробетону значно збільшує швидкість будівельного процесу.

Доведено, що при використанні дисперсного армування, відбувається ствердливий вплив на стиранисть та міцність бетону

Велике зниження стиранисті бетону спостерігається при додаванні у процесі улаштування у сталефібробетонну суміш дротової фібри. Наявність згаданої фібри призводить до підвищення міцності і зниження стиранисті в порівнянні зі зразками інших фібр. Отримані результати дозволяють віднести сталефібробетон із дротової фібри до марки за стиранистю G1 (низький ступінь стиранисті, відповідає умовам великої завантаженості підлог) і рекомендувати для конструкцій, що працюють в умовах підвищеної інтенсивності руху і зносу.

Додаток 2. Графічні матеріали



Фасад 1-12

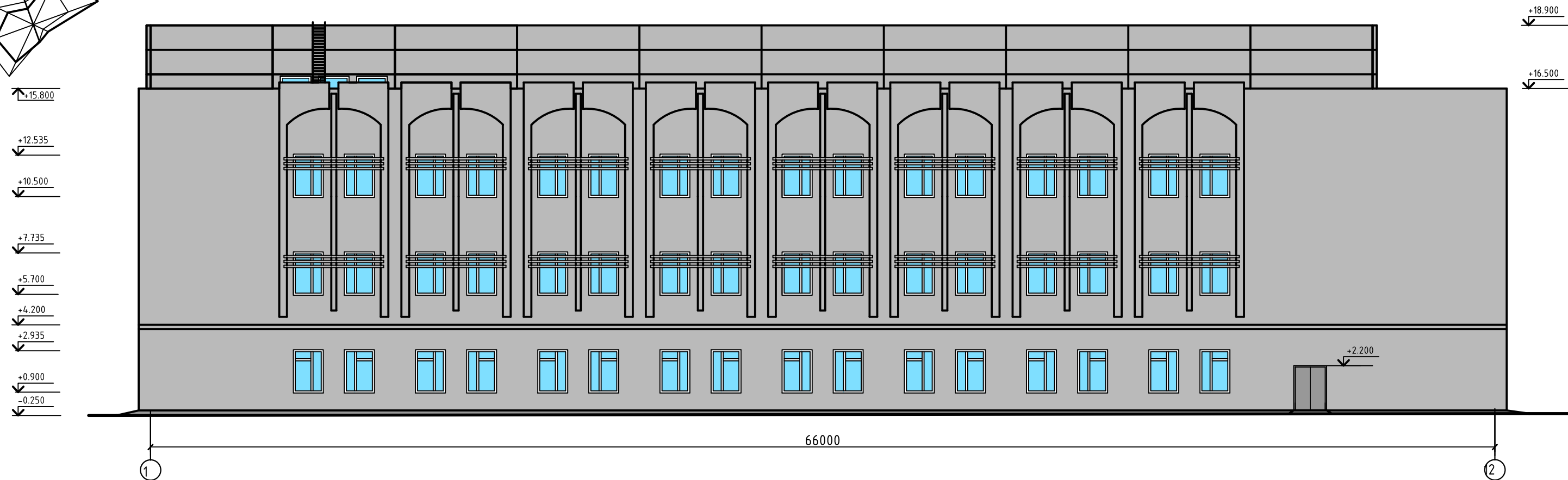
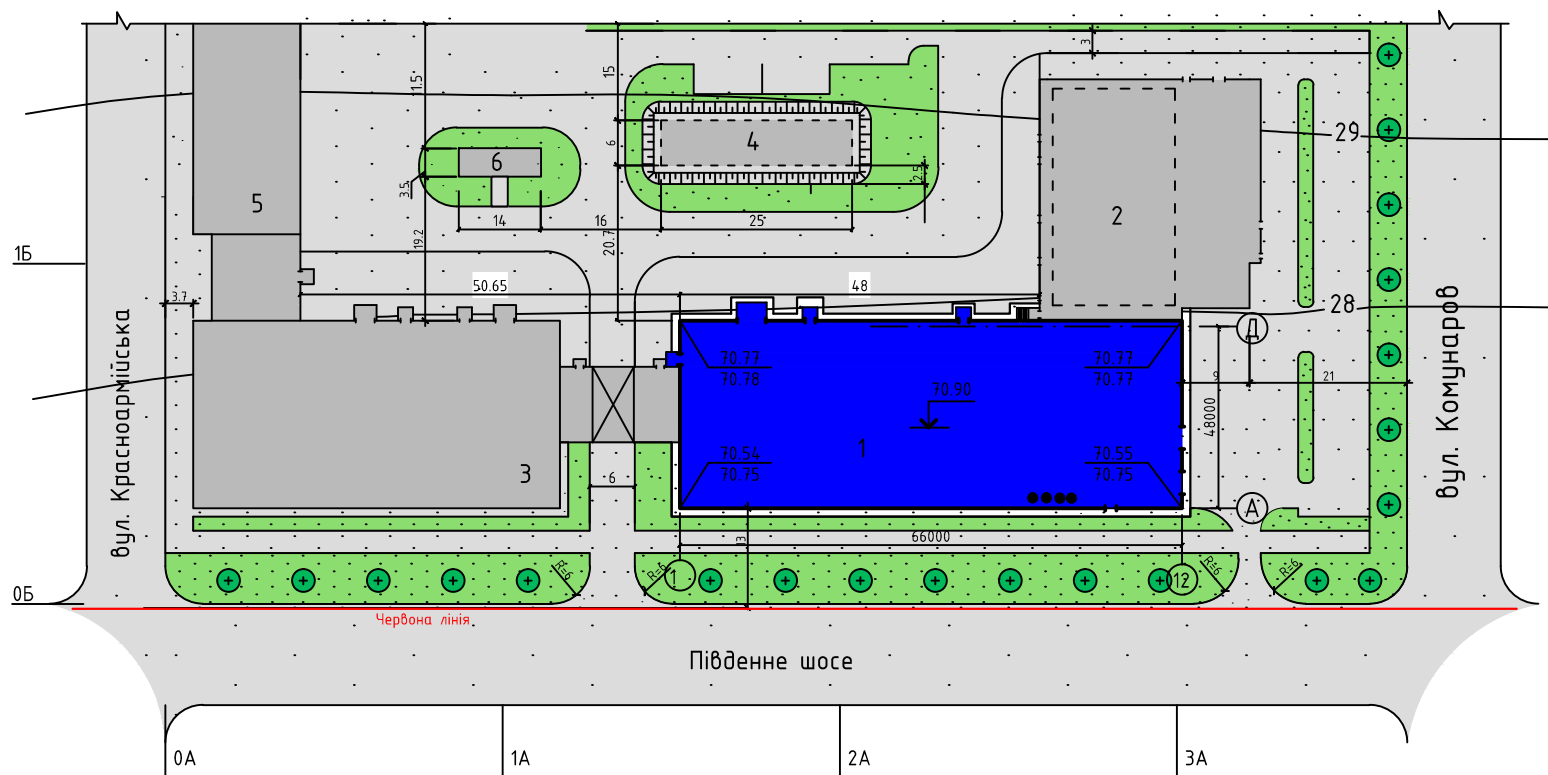


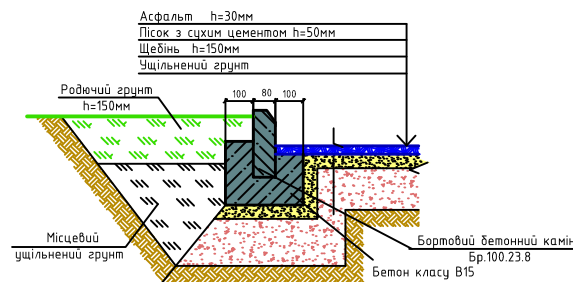
Схема генплану



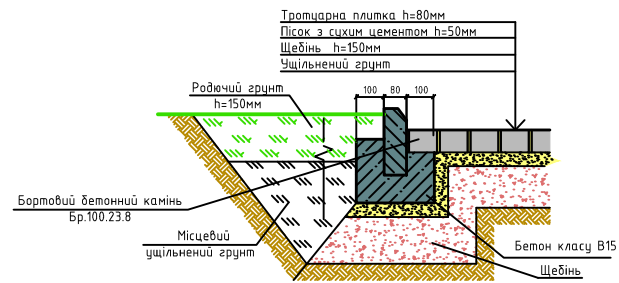
Умовні позначення

- Будівля, що проектується
- Існуюча будівля
- Газон
- Асфальтобетонне покриття
- Дерево
- Проїзд, прохід
- Виїмка

Вузол примикання бордюру до дорожнього покриття



Вузол примикання бордюру до тротуарної плити



Експлікація будівель та споруд

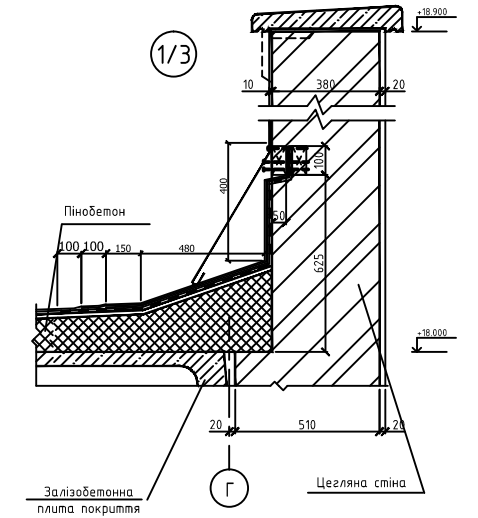
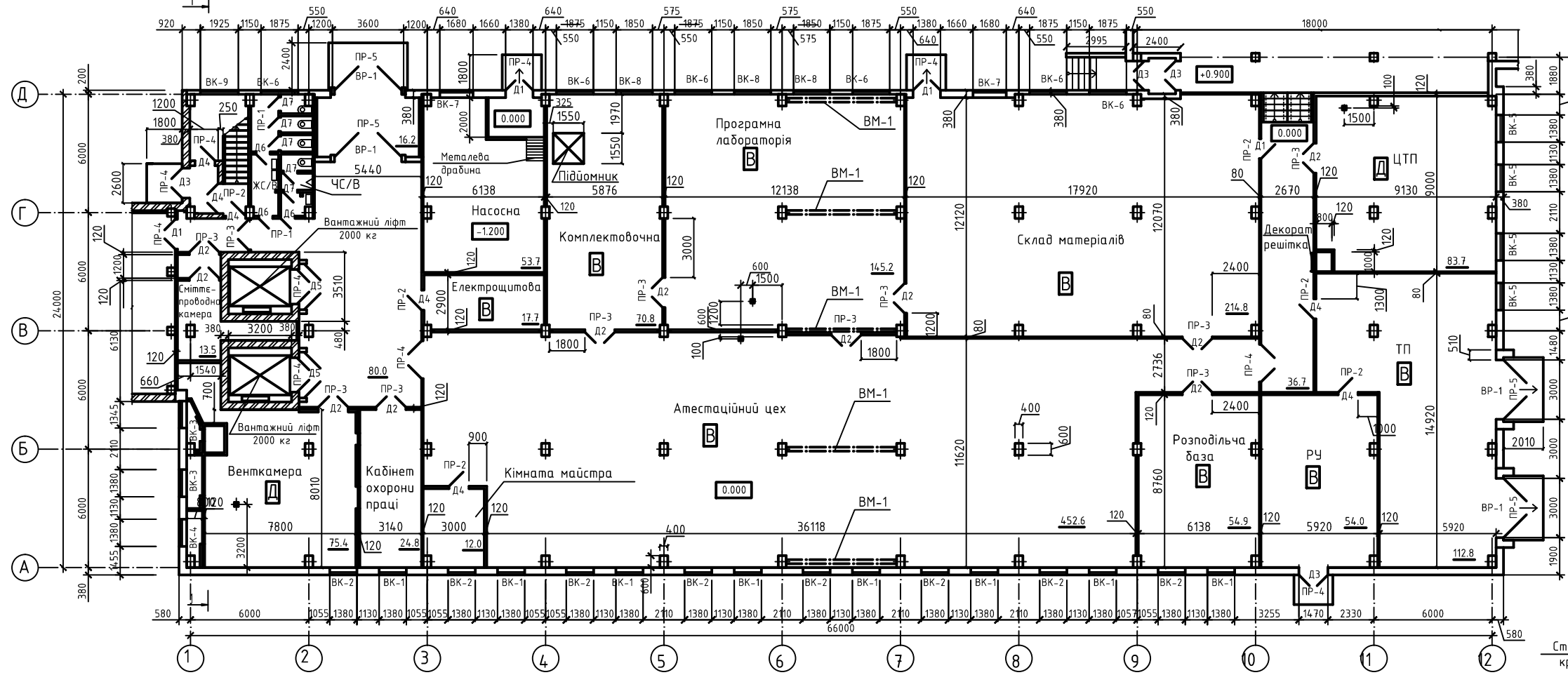
Номер на плані	Найменування	Повер-ховість	Площа забудови, м²	Координати квадрата сітки
1	Цех випробування продукції Запорізький металургійний комбінат, м. Запоріжжя	4	1678.6	0Б+13/1А+20
2	Допоміжний підсобний корпус	1	865.4	0Б+40/2А+30
3	Підсобно-виробничий корпус	1	1254.6	0Б+15/0А+5
4	Резервуар для води	-	150	1Б+12/1А+18
5	Складське приміщення	1	542,6	1Б+5/0А+5
6	Майданчик для відпочинку	-	49	1Б+20/2А+3

Техніко-економічні показники

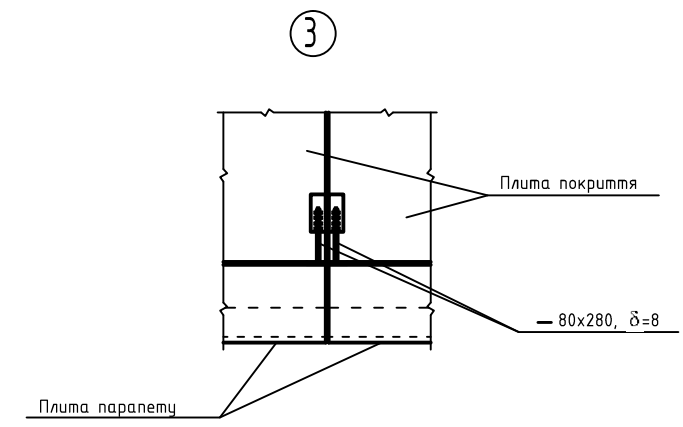
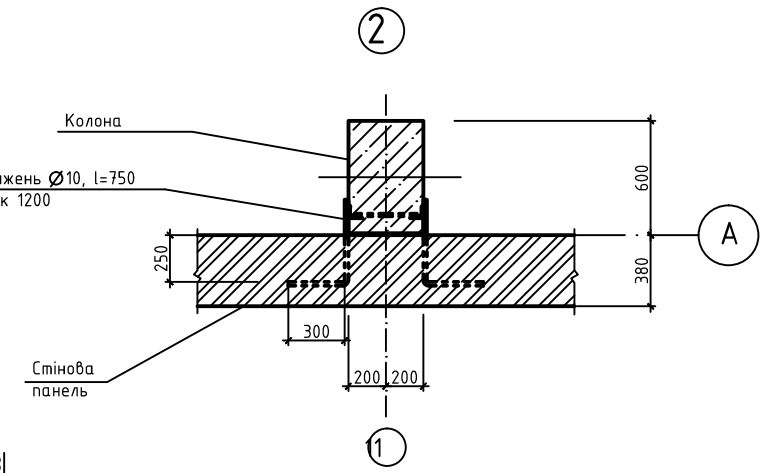
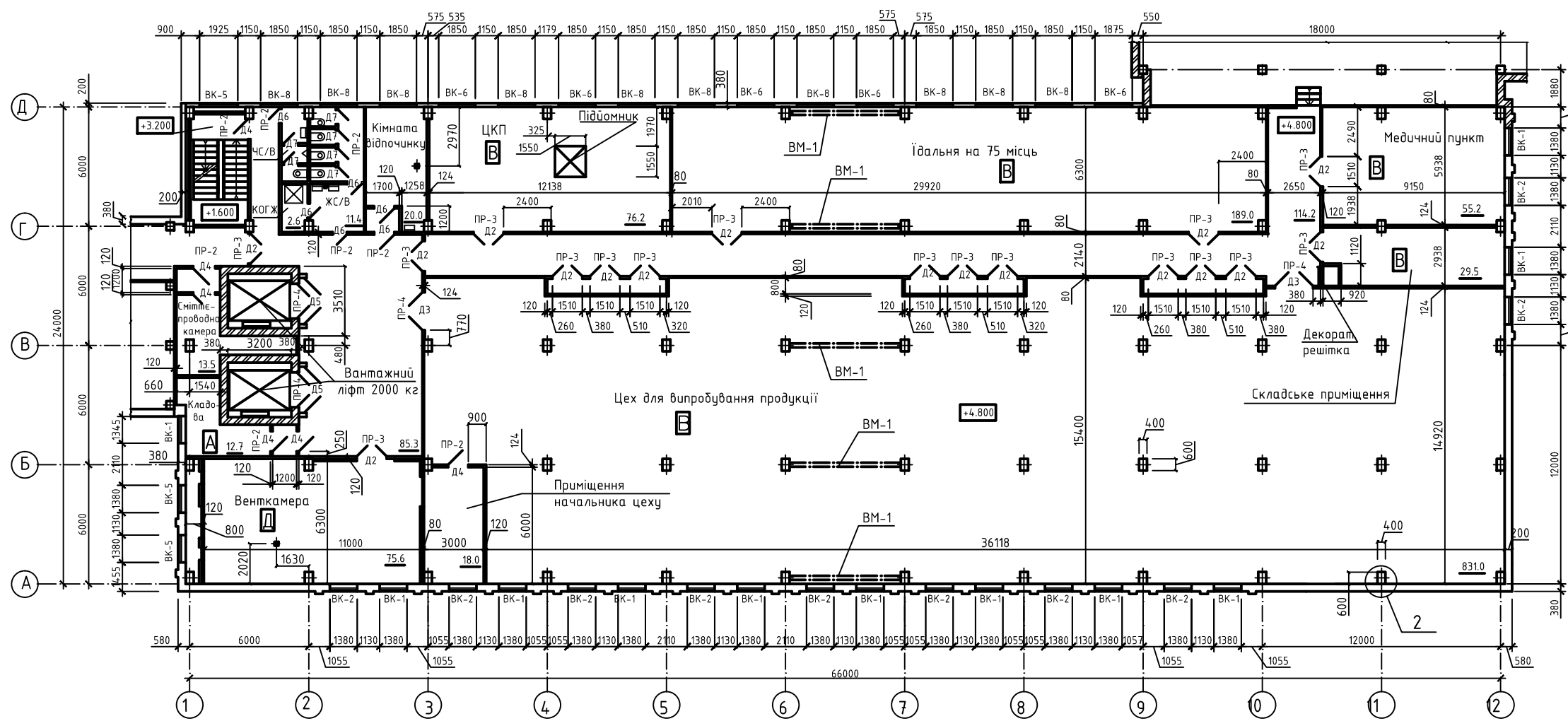
Номер пок.	Найменування	Од. вим.	Значення
1	Загальна площа майданчика	м²	11760
2	Площа забудови	м²	1678,6
3	Відсоток забудови	%	46,1
4	Площа асфальтове покриття	м²	4210
5	Площа озеленення	м²	1940
6	Відсоток озеленення	%	18,2
7	Відсоток асфальтового покриття	%	35,7

МР 53.23.БК ДР					Лит	Маса	Масштаб
Зм	Арк	№ док.м.	Підпис	Дата	Дослідження улаштування підлог виробничих будівель з підвищеним рівнем зносостійкості		
Виконав	Скаріна К.О.				Арк.ш. 1		Арк.ш.ш. В
Керівник	Павличенко				Фасад 1-12, схема генплану, експлікація будівель і споруд, умовні позначення, ТЕП		
Консульт	Львівський				СНАУ гр. пцБ 2202н		
Н. контр.	Розабий С.І.						
Затвердив	Циганенко Л.А.						

План на відмітці 0,000



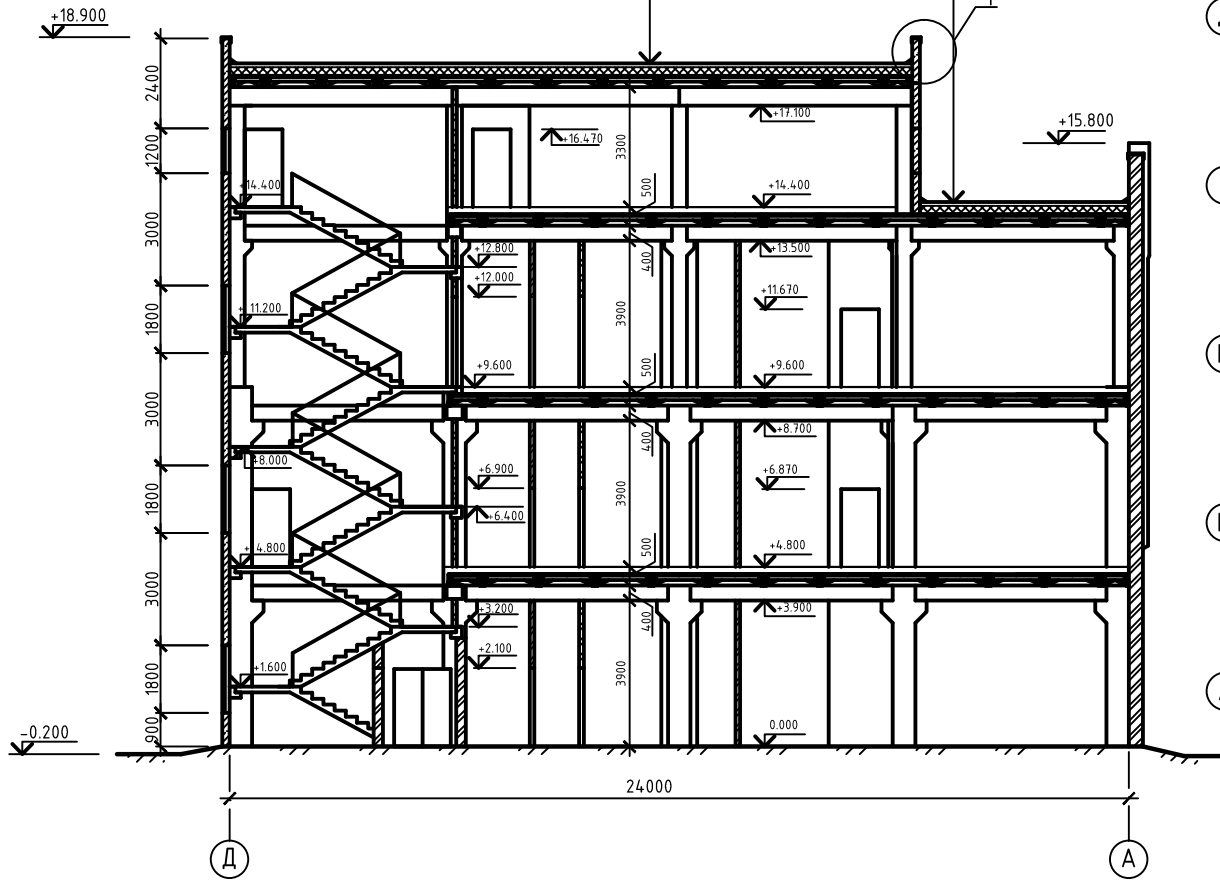
План на відмітці +4.800



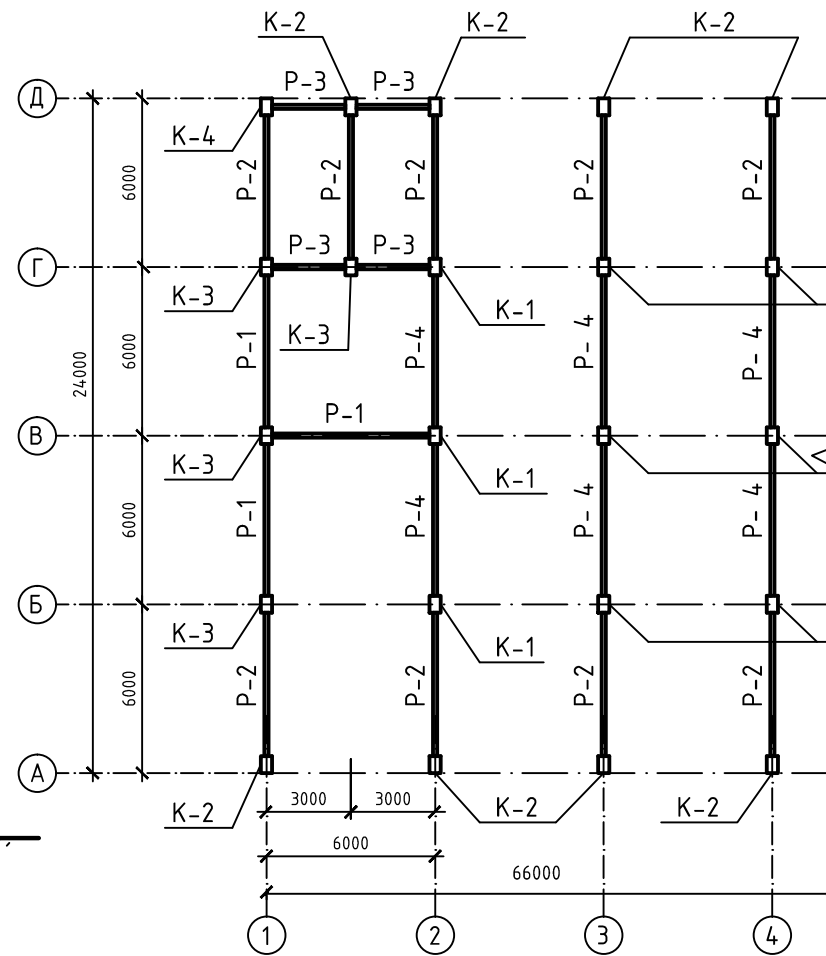
					МР 53.23.БК ДР		
Зн	Арх	№ док.	Підпис	Дата	Дослідження улаштування підлог виробничих будівель з підвищеним рівнем зносостійкості		
Виконав	Скорина К.О.				Лит	Маса	Масштаб
Керівник	Павличенко				Аркуш 2	Аркуш 8	
Консульт	Львівський						
Н. контр.	Розвий С.І.	План на відмітці 0,000, план на відмітці +4,800 конструктивні вузли				СНАУ зр. ПЦБ 2202н	
Затвердив	Циганко Л.А.						

Розріз 1-1

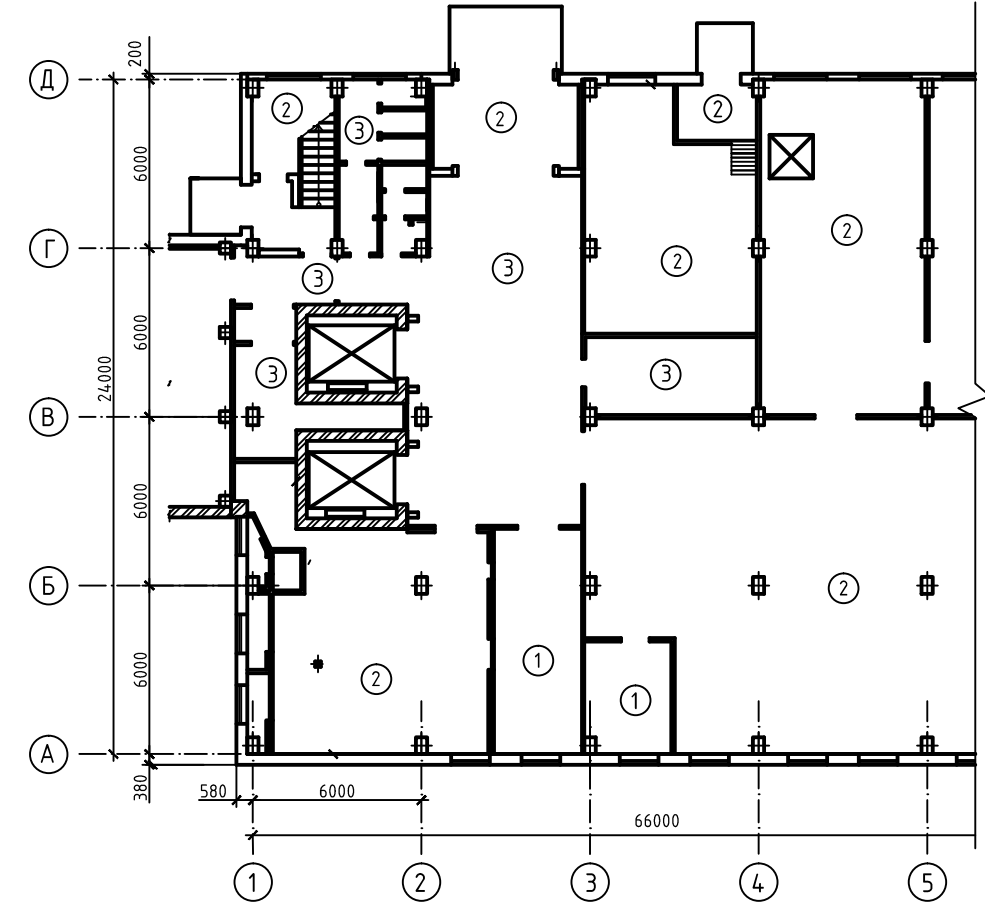
2 шари наплавленого руберойду
 Цементне стягнення 60 мм
 Сітка із стрижнів $\Phi 6$ А240с
 Утеплювач - мінераловатні плити, 250 кг/м³, 120мм
 Пароізоляція - 2 шари бітумної мастики
 Збірні з/б ребристі плити покриття 300мм



Фрагмент схеми розташування елементів каркасу на відмітці +4.800

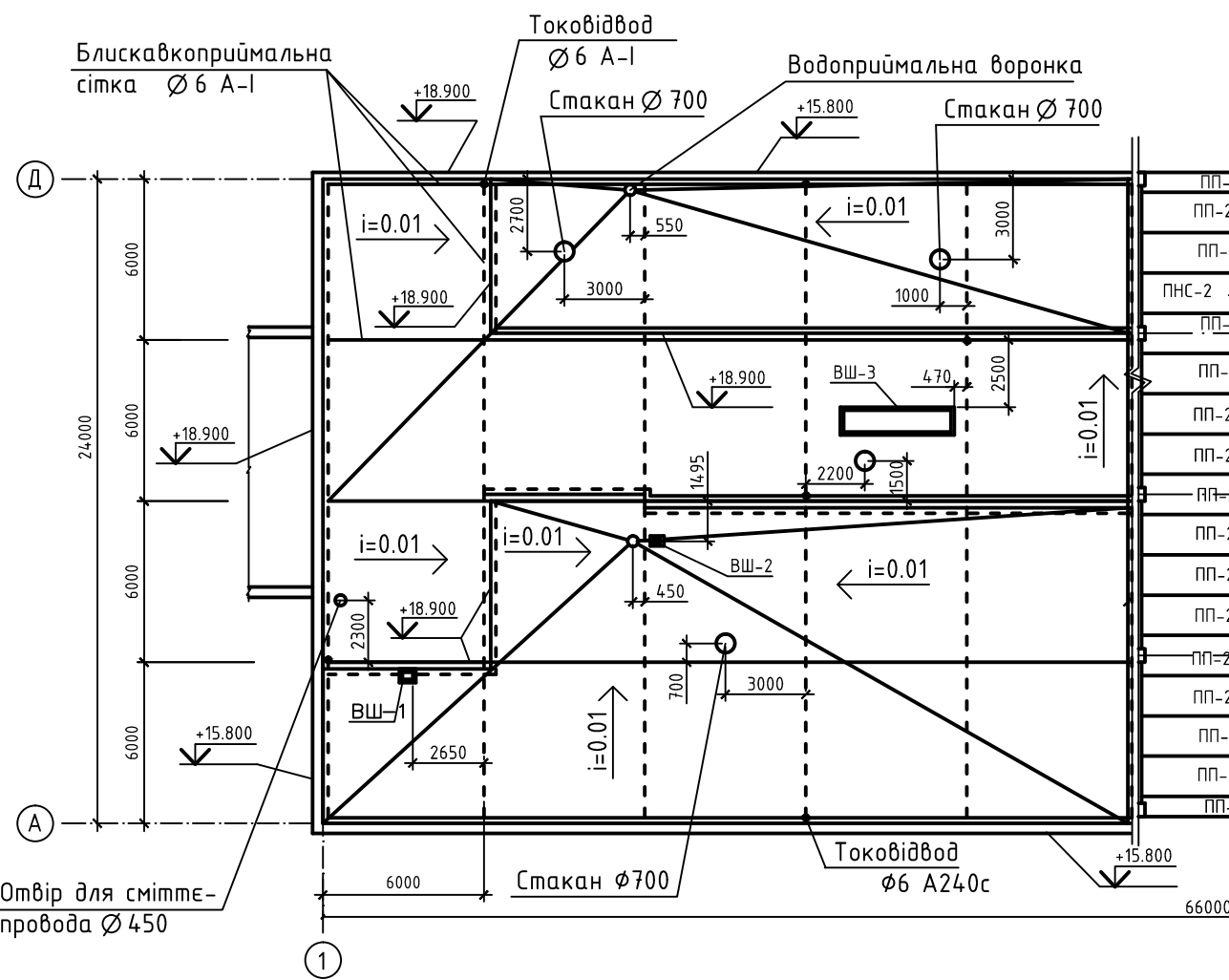


Фрагмент плану підлоги

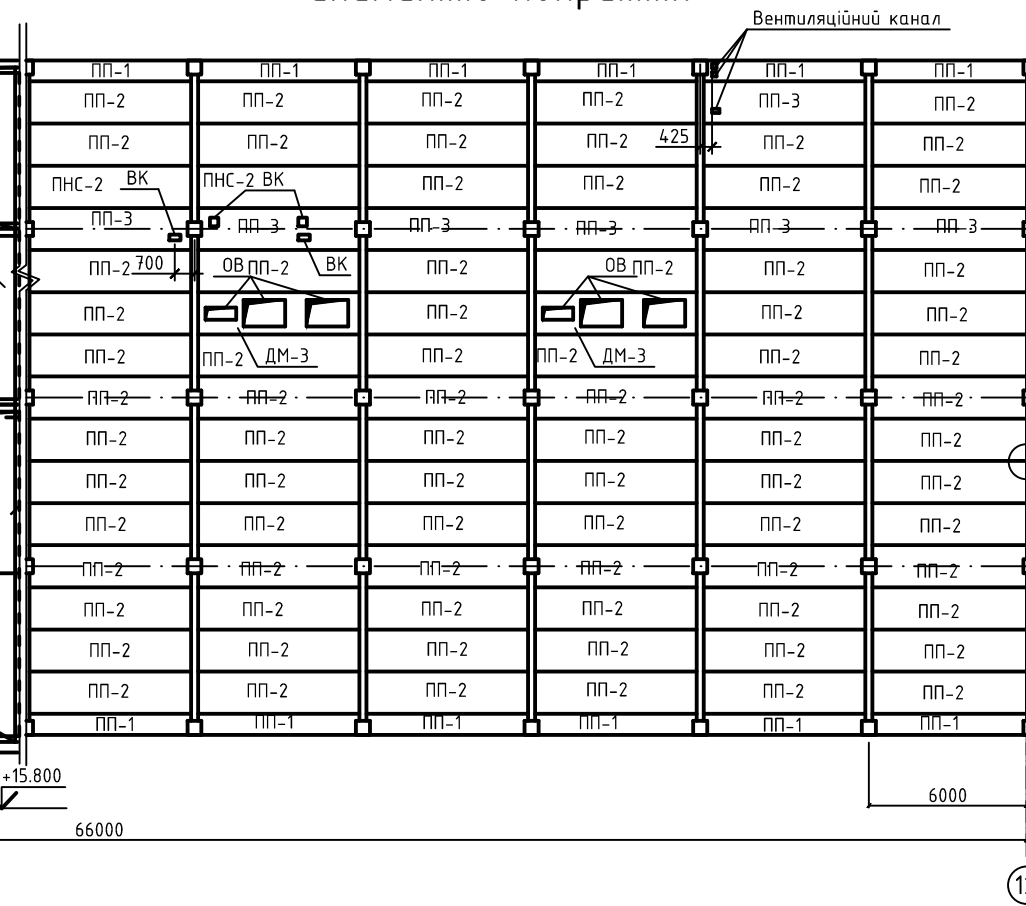


Експлікація підлог

Фрагмент плану покрівлі



Фрагмент схеми розміщення елементів покриття



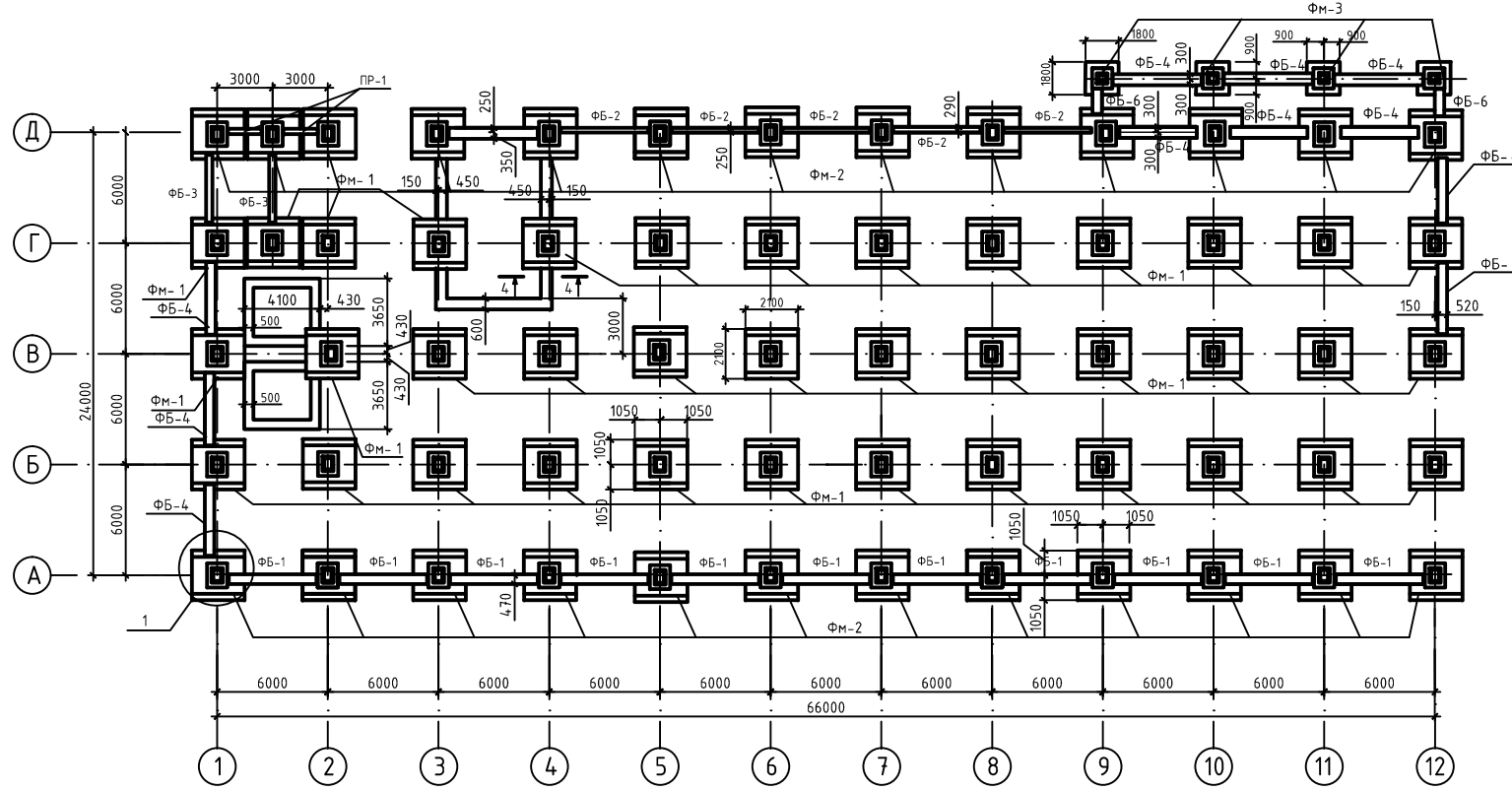
Номер прим.	Тип підлоги	Схема підлоги або тип за серією	Дані елементів підлоги, мм	Площа підлоги, м ²
Приміщення управління, каб. охорони праці, кімната майстра	1		Ламінована підлога Підлога з вспіненого політилену Цементний розчин на рідкому склі Промазка бітумою Бетонна підготовка 120 Ущільнений ґрунт із щебнем	763.28
Тамбур, коридори, гардероб, венткамера, кладова	2		Мозачне покриття класу С-15, 25 Підстилюючий шар бетону класу С-7.5, 120 Ущільнений ґрунт із щебнем	2012.8
Прим. ідальні, сміттєпривідна камера, гардероб для персоналу, електроощтоба, медичний пункт	3		Керамічна плитка на цементному розчині, 20 Два шари гідрозолу Залізобетонна плита Ущільнений ґрунт із щебнем	104.2
Кімната майстра, бюро пропусків, камера збереження особистих речей	4		Лінолеум Бітумна мастика 2 шари гідроізола, 20 Залізобетонна плита	249.7

				МР 53.23.БК ДР		
Зм	Арк	№ докум.	Підпис	Дата	Лит	Маса
Виконав		Скорина К.О.				
Керівник		Павличенко				
Консульт.		Львівський			Аркуш 3	Аркушів 8
Н. контр.		Розабий С.І.			СНАУ гр. ПЦБ 2202м	
Затвердив		Штанько Л.А.				

Дослідження улаштування підлог виробничих будівель з підвищеним рівнем зносостійкості

Фрагмент схеми розташування каркасу на відмітці +4.800, фрагменту схеми покриття, фрагменту схеми розміщення плит покриття, фрагменту плану покриття, експлікації підлог

Схема розміщення елементів фундаменту

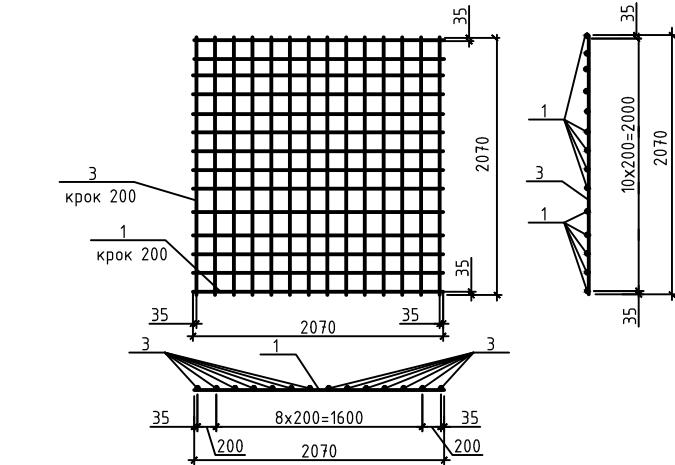
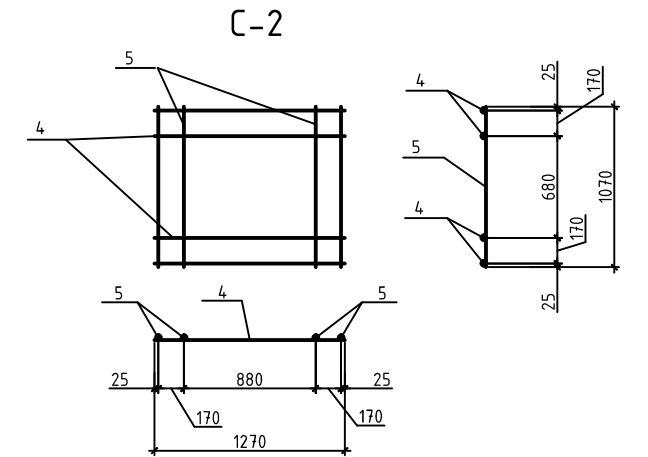
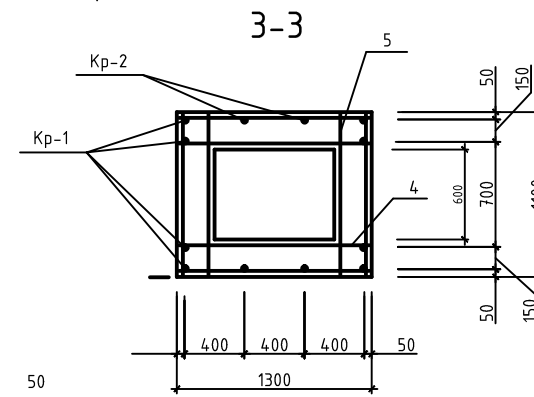
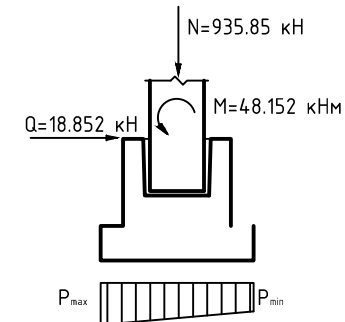
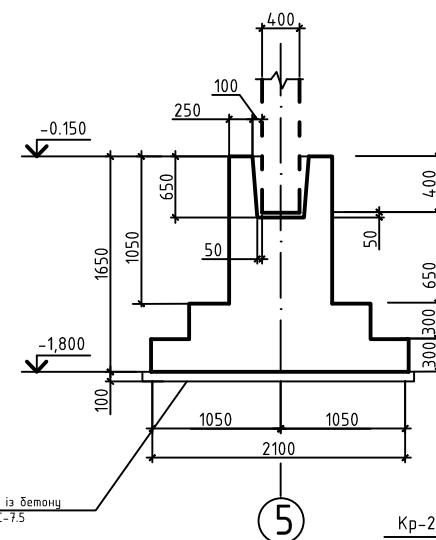
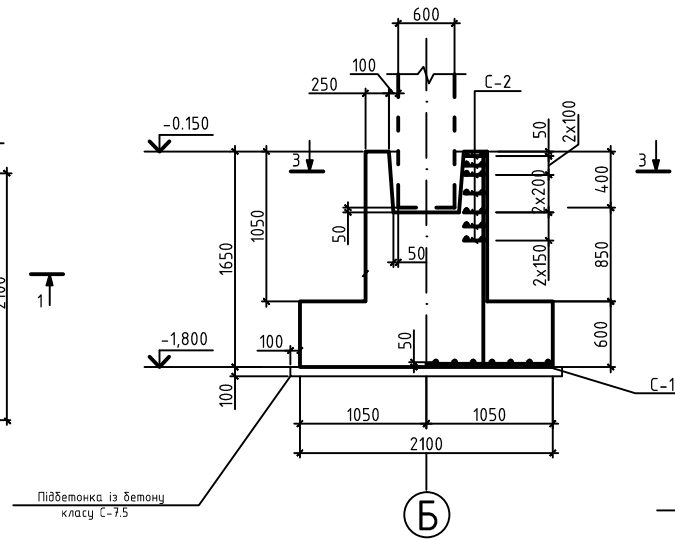
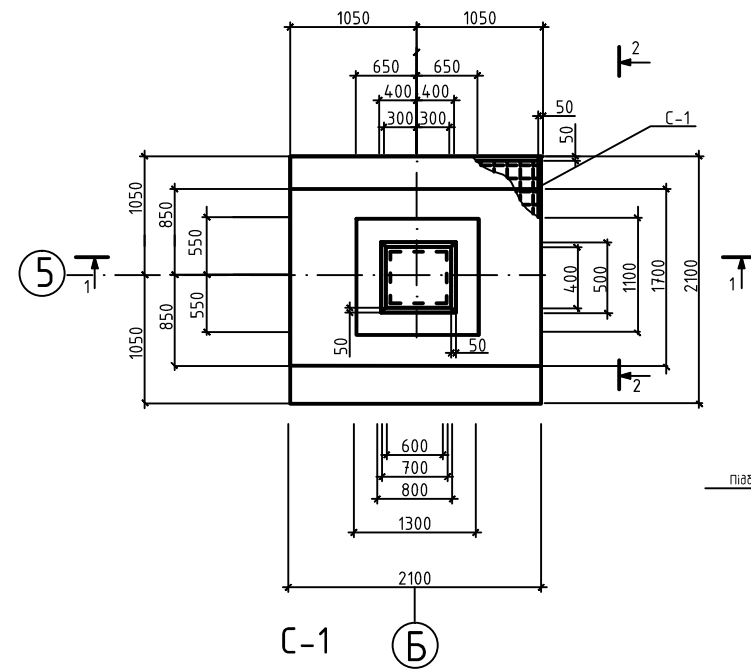


Фундамент ФМ-1

1-1

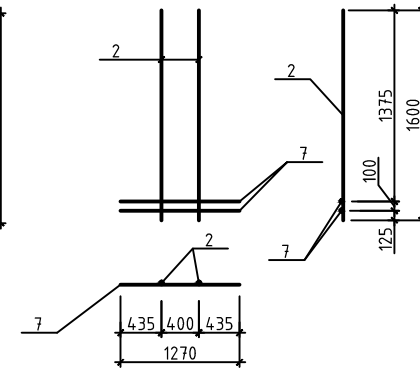
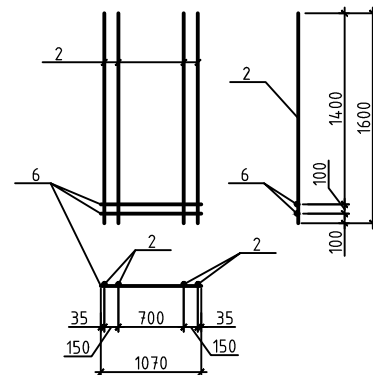
2-2

Розрахункова схема



Кр-1

Кр-2



Відомість витрат сталі на елемент, кг

Марка елемента	Вироби арматурні						Загальні витрати
	Арматура класу						
	A240c			B500			
ФМ-1	ДСТУ 3760:2006						82,97
	Ø10	Ø12	Ø16	Разом	Ø4	Разом	
	5,76	40,48	30,24	76,48	6,49	6,49	

Специфікація елементів

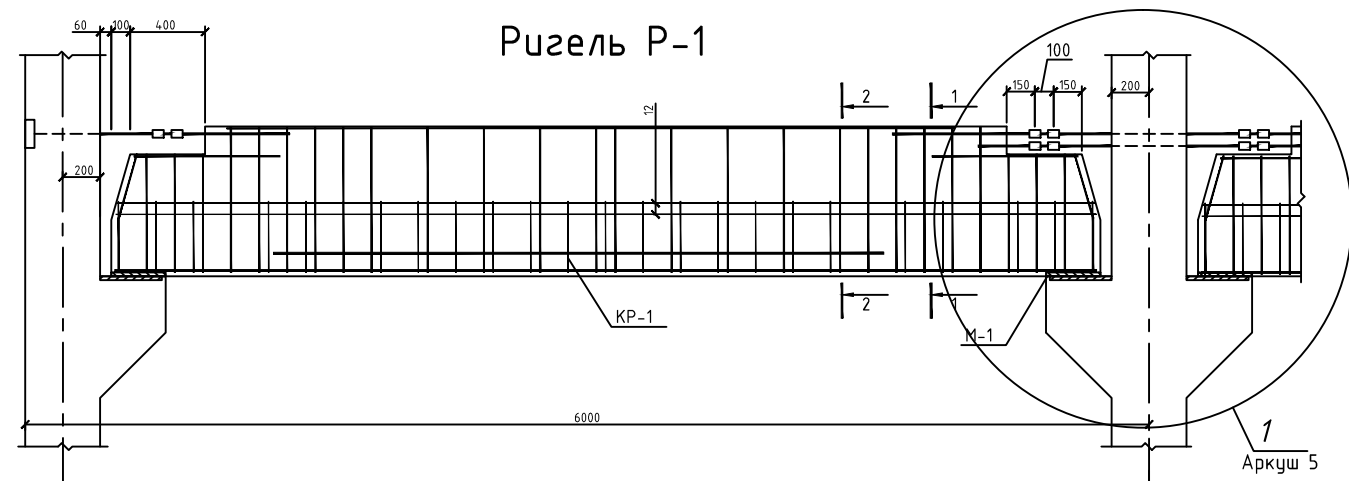
Поз.	Позначення	Найменування	Кіл.	Прим.
		Фундамент ФМ-1	1	
		Каркас Кр-1	2	
6	ДСТУ 3760:2019	Ø10 A240c l=1070	2	0,66
2	ДСТУ 3760:2019	Ø16 A240c l=1600	4	2,53
		Каркас Кр-2	2	
7	ДСТУ 3760:2019	Ø10 A240c l=1270	2	0,78
2	ДСТУ 3760:2019	Ø16 A240c l=1600	2	2,53
		Сітка С-1	1	
3	ДСТУ 3760:2019	Ø12 A240c l=2070	14	1,56
1	ДСТУ 3760:2019	Ø12 A240c l=2070	9	1,35
		Сітка С-2	7	
4	ДСТУ 3760:2019	Ø4 B500 l=1270	4	0,13
5	ДСТУ 3760:2019	Ø4 B500 l=1070	4	0,11
		Матеріал:		
		Бетон класу C12/15	4,5	м³

Таблиця визначення осадки фундаменту

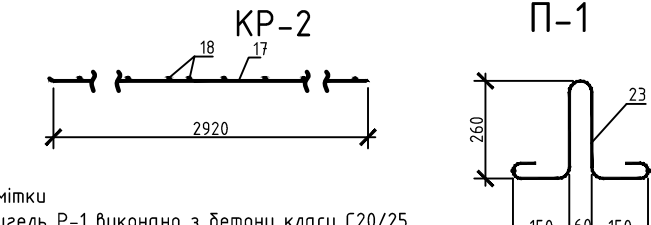
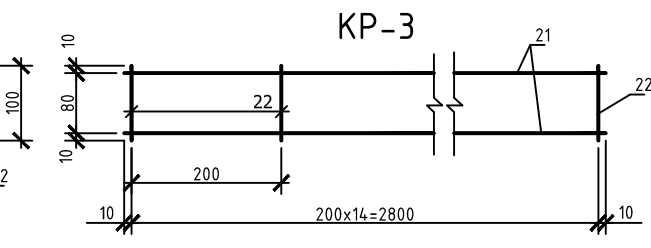
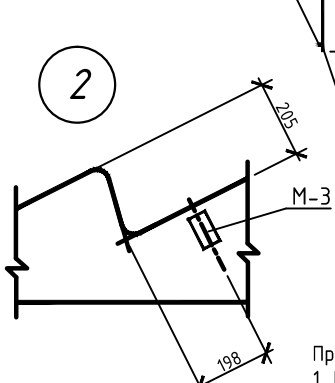
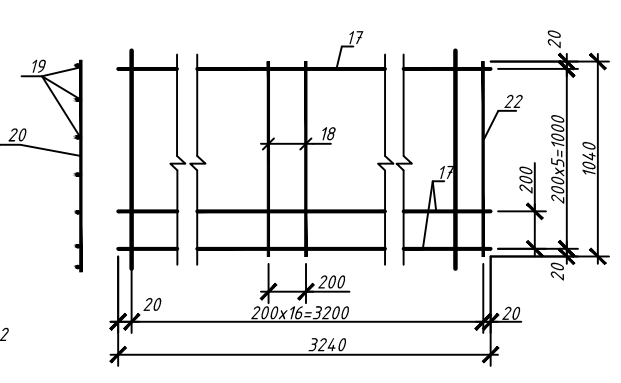
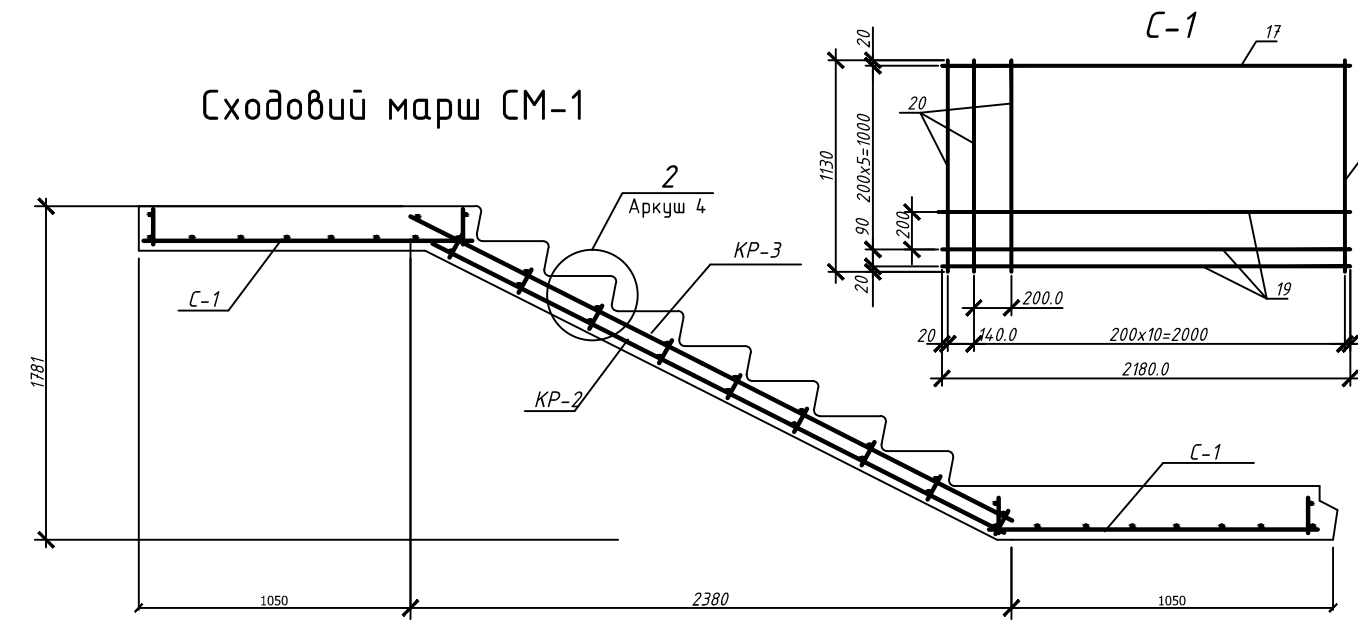
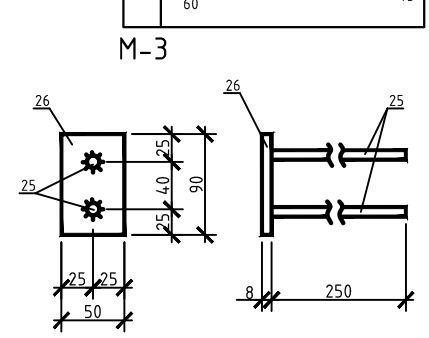
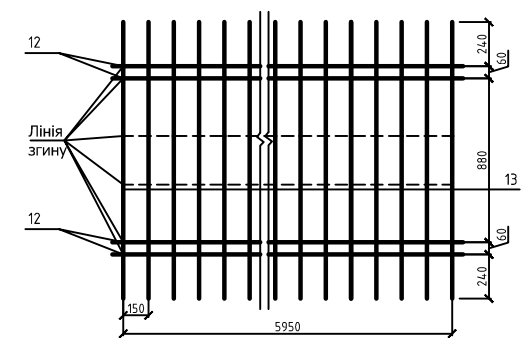
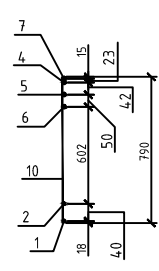
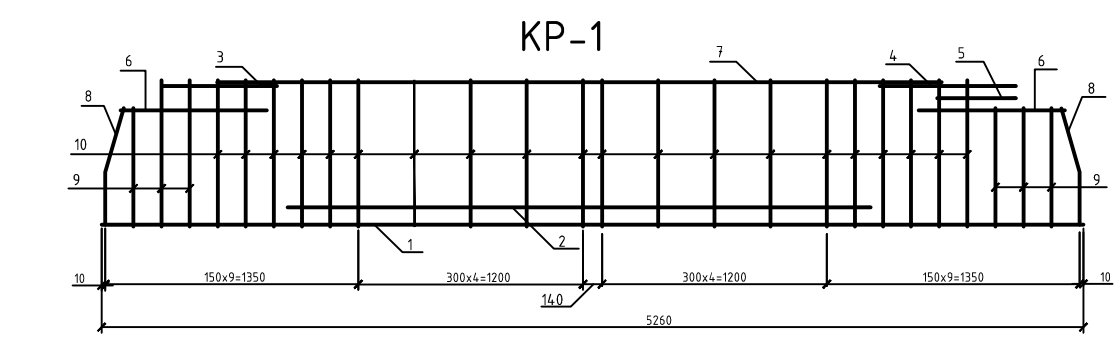
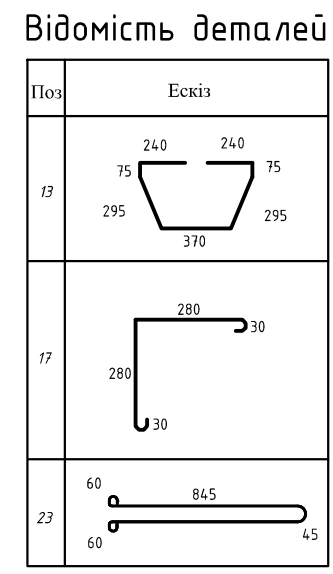
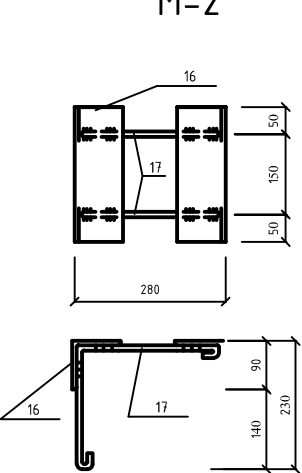
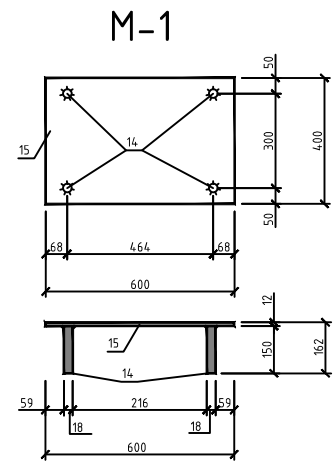
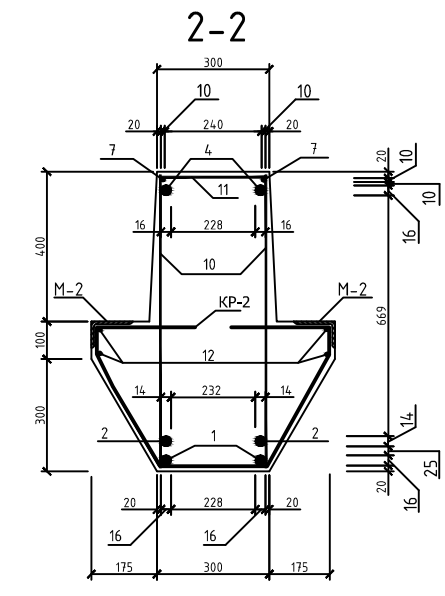
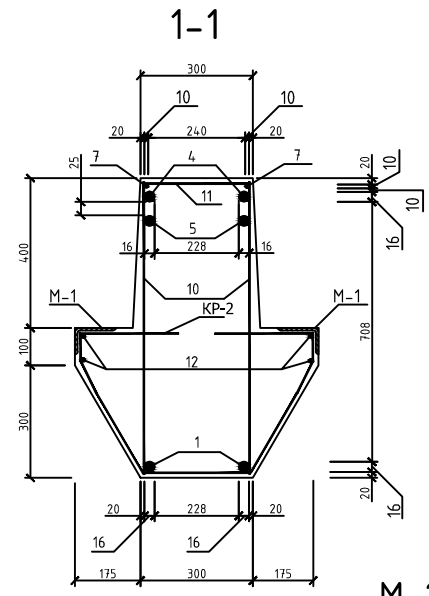
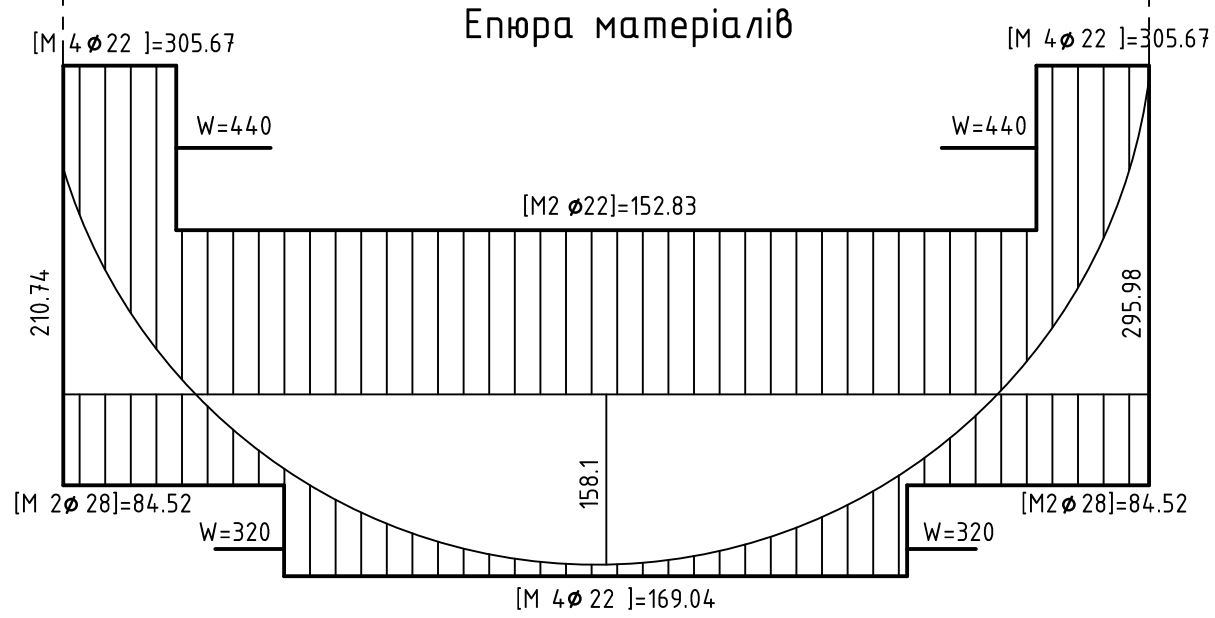
Номер точки	Глибина розміщення точки, яка розглядається від підстави фундаменту	$Z, м$	$\sigma_{zp} = \frac{\sum F_i}{Z}$	Коефіцієнт α	Напруження від власної ваги ґрунту, σ_{zg} , кПа	Додаткова напруження по глибині, σ_{zp} , кПа	Середнє значення додаткової напруги $\sigma_{zp} = \frac{\sigma_{zp} + \sigma_{zp-1}}{2}$, кПа	Товщина елементарного шару, $h, см$	Значення модуля деформації ґрунту, E_s , кПа	Осадка i-го шару $S_i = \beta(\sigma_{zp} - h_i)/E_s$
1	0,00	0,00	1,0	30,4	177,5	159,75	84	13000	0,83	
1	0,84	0,8	0,8	45,27	142,0	110,85	84	13000	0,57	
2	1,68	1,6	0,449	60,14	79,7	62,66	84	13000	0,32	
3	2,52	2,4	0,257	75,0	45,62	61,33	68	13000	0,26	
4	3,2	3,17	0,177	87,04	31,42	29,91	16	19000	0,02	
5	3,36	3,2	0,16	90,06	28,4	23,79	84	19000	0,084	
6	4,2	4,0	0,108	105,94	19,17					
$\Sigma S = 2,08 см$										

- За відносну відмітку 0.000 прийнята відмітка чистої підлоги першого поверху цеху виробувань продукції, що відповідає абсолютній відмітці +70,900м на генплані.
- Арматурно-опалубкові креслення виконані у відповідності із ДБН В.2.1-10-2009
- Зварювання виконати згідно ДСТУ Б В.2.6-169:2011 електродами Е 42.
- Під фундаментом виконується бетонна основа товщиною 100 мм з бетону класу С-7,5.

				MR 53.23.БК ДР			
Зм	Арк	№ докум.	Підпис	Дата	Лист	Маса	Масштаб
Виконав		Скаріна К.О.					
Керівник		Павличенко					
Консульт		Львівський			Аркуш 4		Аркушів 8
Н. контр.		Роздобий С.І.			СНАУ гр. ПЦБ 2202м		
Затвердив		Циганенко Л.А.					



Ригель Р-1



Примітки
 1. Ригель Р-1 виконано з бетону класу С20/25
 2. Сходові марші СМ-1 виконано з бетону класу С20/25
 3. Петлю П-1 виконано з арматури класу А240с

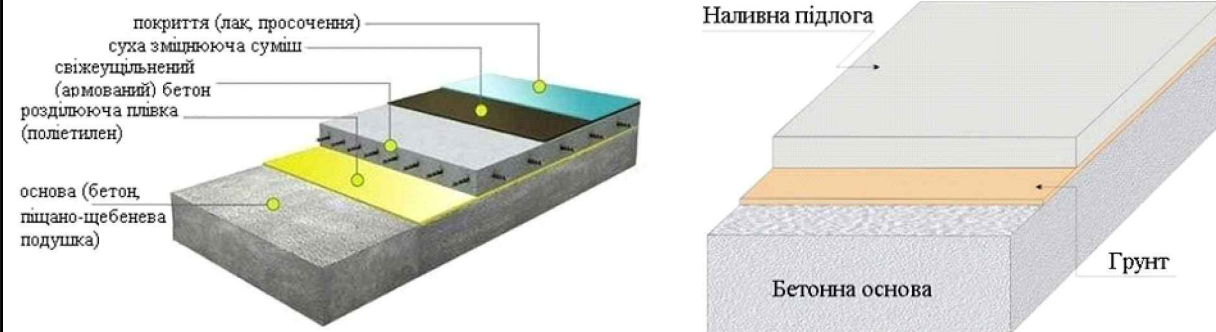
Відомість витрат сталі на 1 елемент, кг

Марка елемента	Вироби арматурні						Вироби закладні				
	Арматура класу						Арматура класу		Прокат марки		
	А500с			А240с			А240с		ВСтЗКП2		
Ригель Р-1	ДСТУ 3760-2006			ДСТУ 3760-2006			ДСТУ 3760-2006		БВ.2.6-168:2011		236,8
	Ø8	Ø10	Ø16	Заг.	Ø6	Заг.	Ø10	Заг.	—12	Заг.	
Сходовий марш СМ-1	-			17,78			1,2		1,2		17,5

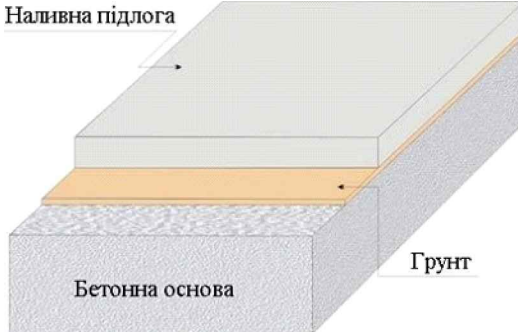
Специфікація елементів				
Поз	Позначення	Найменування	Кіл	Прим.
		Ригель Р-1		
		Збірні одиниці та деталі		
		Каркас КР-1	2	
1	ДСТУ 3760:2019	Ø28А500с l=5260	1	1,75
2	ДСТУ 3760:2019	Ø28А500с l=3112	1	0,03
3	ДСТУ 3760:2019	Ø8 А240с l=575	1	1,75
4	ДСТУ 3760:2019	Ø28А500с l=788	1	0,04
5	ДСТУ 3760:2019	Ø28А500с l=420	1	0,66
6	ДСТУ 3760:2019	Ø22А500с l=750	2	3,64
7	ДСТУ 3760:2019	Ø28А500с l=3890	1	0,06
8	ДСТУ 3760:2019	Ø8 А240с l=660	2	1,24
9	ДСТУ 3760:2019	Ø8 А240с l=630	6	0,028
10	ДСТУ 3760:2019	Ø8 А240с l=790	35	0,013
11	ДСТУ 3760:2019	Ø8 А240с l=290	42	5,84
		Каркас КР-2	2	
12	ДСТУ 3760:2019	Ø22 А500с l=8260	4	0,145
13	ДСТУ 3760:2019	Ø8 А240с l=1000	40	0,145
		Деталі		
		М-1		
14	ДСТУ 3760:2019	Ø10 А240с l=1110	4	0,068
15	ДСТУ Б В.2.6-168:2011	- 600x400x12	4	2,7
		Деталі		
		М-2		
16	ДСТУ Б В.2.6-168:2011	└ 110x90x7 l=250	1	2,7
17	ДСТУ 3760:2019	Ø10 А240с l=620	1	0
		Матеріали		
		Бетон класу С20/25	0,72	м³
		Сходовий марш СМ-1		
		Збірні одиниці та деталі		
		Каркас КР-2	1	
18	ДСТУ 3760:2019	Ø16 А500с l=3240	6	0,36
19	ДСТУ 3760:2019	Ø6 А240с l=1040	17	0,24
		Сітка С-1	2	
20	ДСТУ 3760:2019	Ø16 А500с l=2180	7	9,16
21	ДСТУ 3760:2019	Ø16 А500с l=1130	12	0,24
		Каркас КР-3	1	
22	ДСТУ 3760:2019	Ø6 А240с l=2820	2	0,3600
23	ДСТУ 3760:2019	Ø6 А240с l=100	15	0,1970
		Деталі		
		Петля П-1	1	
24	ДСТУ 3760:2019	Ø6 А240с l=820	4	0,123
		Деталі		
		М-3	1	
25	ДСТУ 3760:2019	Ø8 А240с l=250	1	0,068
26	ДСТУ Б В.2.6-168:2011	- 50x90x8	2	2,7
		Матеріали		
		Бетон класу С20/25	1,2	м³

Зм					№ док.			Підпис			Дата									
МР 53.23.БК ДР												Лит			Маса			Масштаб		
Дослідження улаштування підлог виробничих дудівель з підвищеним рівнем зносостійкості												Аркуш 5			Аркуш 8					
Ригель Р-1, сходові клітини СК-1												СНАУ гр. півб 2202г								

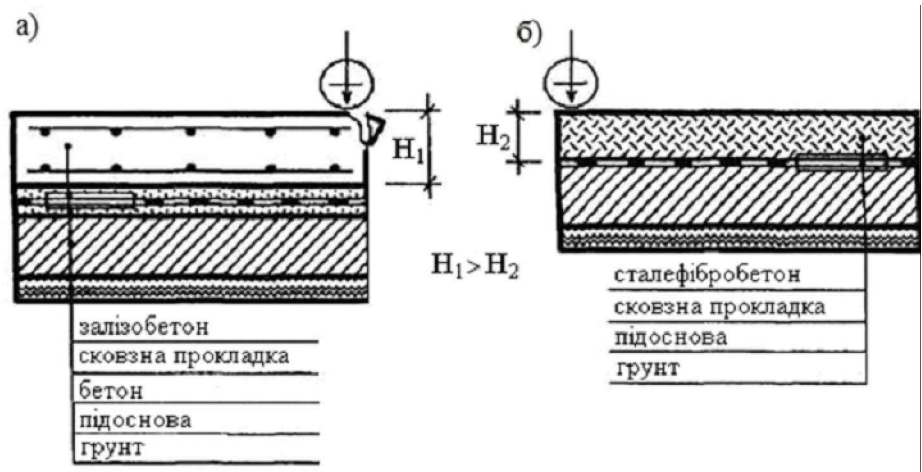
ОЦІНКА МОЖЛИВОСТІ ЗАСТОСУВАННЯ ДИСПЕРСНО-АРМОВАНИХ БЕТОНІВ ПРИ УЛАШТУВАННІ ПІДЛОГ ВИРОБНИЧИХ БУДІВЕЛЬ



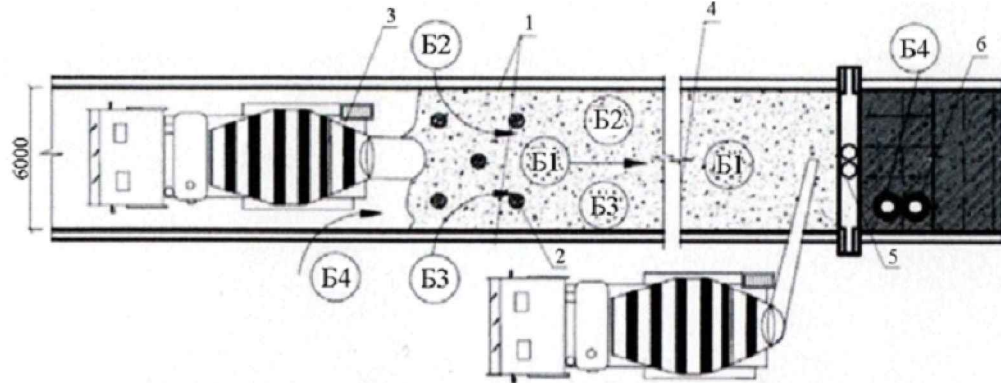
Шари бетонних підлог виробничих будівель з топіномг



Шари полімерних наливних підлог



Порівняльні конструктивні рішення промислових підлог по грунтах: а - класична залізобетонна підлога; б - сталеві фібробетонна підлога



Технологічна схема влаштування бетонних армованих підлог: 1 - направляючі; 2 - маяки; 3 - автобетонозмішувач; 4 - формування шару зносу; 5 - віброрейка; Б1, Б2, Б3, Б4 - бетонувальники



Види фібри для дисперсного армування конструкцій: а - стальна анкерна; б - стальна хвилеподібна; в - у вигляді прямих відрізків; в - з поліпропілену; г - з полімерних волокон; д - з вуглецю; е - з базальту

ДОСЛІДЖЕННЯ КОНСТРУКТИВНИХ ХАРАКТЕРИСТИК ЗНОСОСТІЙКОГО ШАРУ ПІДЛОГ ВИРОБНИЧИХ БУДІВЕЛЬ

Порівняльні характеристики сталеві фібробетону і традиційного бетону

Характеристика	Традиційний бетон	Сталеві фібробетон
Напруження, що викликає утворення тріщин при згині, МПа	2,0-5,5	3,5-15,5
Міцність на розтяг при згині, МПа	2,0-5,5	5,5-26,0
Міцність при стиску, МПа	21,0-35,0	35,0-120,0
Міцність при зсуві, МПа×10 ³	2,0-3,5	2,5-5,5
Коефіцієнт теплового розширення	9,9-10,8	10,4-11,1
Ударна міцність, кг/см ²	4,8	13,8
Показник опору стиранию	1	2
Межа обмеженої витривалості (граничні значення)	0,5-0,55	0,8-0,95
Показник опору тріщин (при тестуванні на теплостійкість)	1	7



Дротова стальна фібра марки ArmoTec

Сталеві фібробетонний куб



Випробування зразків сталеві фібробетону на стиск



Характер руйнування дослідного зразка із фрезерованою сталеві фіброю після випробувань на міцність на стиск

Характеристики зразків контрольного складу і з введеною сталеві фіброю при випробуванні на міцність на стиск

Параметри	№	Контрольний зразок (бетон)	Склад № 1 (листова фібра)	Склад № 2 (фрезерована фібра)	Склад № 3 (токарна фібра)	Склад № 4 (дротова фібра)
Межа міцності на стиск зразків у віці 7 дб, МПа	1	32,64	33,84	33,14	34,05	34,16
	2	31,82	32,92	33,02	34,14	35,74
	3	32,18	33,45	34,23	35,27	34,84
Межа міцності на стиск зразків у віці 28 дб, МПа	1	46,23	48,34	47,34	48,64	48,79
	2	45,85	47,02	47,17	48,77	51,06
	3	45,97	47,78	48,92	50,38	49,77



Лабораторне коло для визначення стирания з дослідними зразками

Результати випробувань зразків сталеві фібробетону на стирания

Маркування зразка	Стирания, г/см ²	Середня величина стирания, г/см ²
Фібробетон з концентрацією фрезерованої фібри		
Ф-1	0,77	0,79
Ф-2	0,79	
Ф-3	0,79	
Фібробетон з концентрацією листової фібри		
Л-1	0,85	0,81
Л-2	0,77	
Л-3	0,82	
Фібробетон з концентрацією токарної фібри		
Т-1	0,77	0,77
Т-2	0,76	
Т-3	0,77	
Фібробетон з концентрацією дротової фібри		
Д-1	0,70	0,70
Д-2	0,68	
Д-3	0,73	

MP 53.23.БК ДР

Дослідження влаштування підлог виробничих будівель з підвищеним рівнем зносостійкості

Літ: _____ Маса: _____ Масштаб: _____

Виконав: Скорина К.О. Керівник: Павлюченко Консульт: Ульчицький

Архив: 7 Архив: 8

Затвердив: Шогенко Л.А.

Дослідження конструктивних хар-тик зносостійкого шару підлог виробничих будівель

СНАУ гр. ПЦБ 2202н

КОНСТРУКТИВНІ РОЗРАХУНКИ ЗАПРОПОНОВАНОГО ТИПУ СТАЛЕФІБРОБЕТОННОГО АРМУВАННЯ ПІДЛОГИ. ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНА ЕФЕКТИВНІСТЬ

При виконанні даних розрахунків було враховано основні конструктивні характеристики матеріалів, необхідних для зведення конструкції плити і підстилкової основи:

- для конструкції плити був обраний важкий бетон класу C20/25 ($E_{cm} = 30000$ МПа, $f_{ctd} = 14,5$ МПа, $f_{ctk} = 1,5$ МПа);
- фіброве армування - сталеве дротова фібра марки АптоТес (табл. 2),
- стрижнева арматура періодичного профілю класу А400 ($E_s = 30000$ МПа, $R_s = 355$ МПа);
- в якості ґрунтової основи були обрані щільні піски середньої крупності.

Таблиця 2

Базові показники сталеві фібри АптоТес

Вид фібрової арматури	Нормативні опори розтягу R_{ft} і розрахункові опори розтягу для граничних станів другої групи $R_{ft,ser}$, МПа	Коефіцієнт надійності фібрової арматури γ_f при розрахунку конструкцій за граничними станами		Розрахункові опори розтягу фібрової арматури для граничних станів першої групи R_s , МПа
		I-ої групи граничних станів	II-ої групи граничних станів	
Сталева фібра марки АптоТес (ТУ 0991-123-53832025)	1100	1,1	1,0	1050

Початковий модуль пружності даного виду фібрової арматури $E_f = 2,105$ МПа. Розрахунки проводились у відповідності з вимогами ДБН В.2.6-98:2009 та ДСТУ-Н Б А.3.1-23:2013. Вимоги даних документів передбачають застосування "моделі місцевих пружних деформацій з призначенням в якості характеристики жорсткості основи коефіцієнта постелі (K_0)". Нехтуючи для чисельного аналізу різними факторами, що впливають на значення даного коефіцієнта, приймаємо для подальших розрахунків $K_0 = 65$ МН/м², що відповідає вимогам ДБН В.2.1-10:2018 "для піщаних ґрунтів середньої крупності при відсутності ґрунтових вод".

Кожному з варіантів в якості розрахункового було визначено зосереджене навантаження, яка дорівнює $P_p = 100$ кН. Дане навантаження було однаково розподілене по прямокутному сліду, розмір якого можна обчислити за формулою $a \times b = 0,1 \times 0,1 = 0,01$ м². Параметри подібного навантаження можна в повній мірі вважати властивими більшості об'єктів (маються на увазі саме промислові об'єкти). Коефіцієнт надійності по навантаженню дорівнює $\gamma_m = 1,2$. Щоб спростити розрахунки, приймаємо коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$.

Відповідно до положень вітчизняних стандартів, щоб розрахувати конструкцію бетонної підлоги, необхідно застосувати метод граничних станів.

Так, базове рівняння міцності ми можемо записати у вигляді:

$$M_d < M_{ult} \quad (1)$$

де: M_d - розрахунковий згинальний момент, який виникає в плиті при дії розрахункового навантаження, кН×м;

M_{ult} - гранично допустимий для даного перетину згинальний момент, кН×м.

При здійсненні розрахунків конструкцій підлоги із залізобетону, враховують можливість збільшення тріщин в розмірі, разом з умовою (1) також потрібно не забувати про наступну умову (2):

$$a_{cr} < a_{cr,ult} \quad (2)$$

де: a_{cr} - розрахункова ширина розкриття тріщин в перерізі плити при впливі визначених експлуатаційних навантажень, мм;

$a_{cr,ult}$ - гранично можлива ширина розкриття тріщин, приймається 0,3 мм.

Для розрахунку згинального моменту M_1 застосовується формула:

$$M_1 = P_p K_1 \quad (3)$$

де: P_p - розрахункове навантаження на слід, прикладене в розрахунковому центрі, кН;

K_1 - коефіцієнт, що приймається в залежності від співвідношення (4):

$$\alpha = \frac{a_p}{L}; \beta = \frac{\beta_p}{L} \quad (4)$$

де: a_p і β_p - довжина і ширина розрахункового сліду, м;

L - пружна характеристика гнучкості плити, яку розраховується за формулою:

$$L = 4 \sqrt{\frac{B}{K_0}} \quad (5)$$

де: B - жорсткість перетину плити на одиницю ширини перетину;

K_0 - еквівалентний коефіцієнт постелі основи, МН/м².

Щоб обчислити ширину збільшення тріщин a_{cr} в розрахунковому перерізі плити, армованої ненапруженою арматурою, потрібно зробити обчислення за наступною формулою:

$$a_{cr} = 1000 \psi_s \left(\frac{\sigma_s}{E_s} \right) \alpha_c \quad (6)$$

де: σ_s - величина напруження в розтягнутій арматурі, МПа;

ψ_s - коефіцієнт, що враховує роботу бетону між тріщинами в розтягнутій зоні;

E_s - модуль пружності стрижневої арматури, МПа;

α_c - відстань між тріщинами, м.

Граничний згинальний момент M_{ult} на одиницю ширини перетину для різних видів конструкцій, можна розрахувати за наступними формулами (7)-(9):

- для бетонних плит підлог (у відповідності з пружно-пластичним моментом опору):

$$M_{ult} = \frac{f_{ctd} b^2}{3,5} \quad (7)$$

- для залізобетонних плит з ненапруженою арматурою:

$$M_{ult} = \gamma_c A_s R_s \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (8)$$

- для плит, армованих фібровою арматурою:

$$M_{ult} = R_{fb} b 0,5 h \quad (9)$$

де: f_{ctd} - розрахунковий опір бетону при осьовому розтязі, МПа; h - висота перерізу, м; γ_c - коефіцієнт умов роботи (для того, щоб спростити обчислення вважаємо його рівним одиниці); A_s - площа перерізу розтягнутої арматури в перетині, м²; R_s - розрахунковий опір стрижневої арматури розтягу, МПа; h_0 - робоча висота перерізу, м; x - висота стиснутої зони бетону, м; R_{fb} - розрахунковий опір СФБ при стиску, МПа; b - ширина перерізу, дорівнює 1,0 м.

Важлива додаткова умова, про яку не можна забувати при створенні проектів елементів зі сталеві фібробетону, це обмеження щодо мінімального армування. У виробничих будівлях для підлог рекомендований вміст фібр в конструкціях зі сталеві фібробетону дорівнює 20-40 кг/м³ ($0,0025 \leq \mu_{fb} \leq 0,005$).

Мінімальні значення коефіцієнта армування фіброю, відповідно до нормативів, рекомендується приймати дотримуючись наступної умови (10):

$$\mu_{min} = \frac{1,5 C f_{ctd}}{R_{fb} k_{or} \left(1 - \frac{30}{R_f - \frac{I_{f,an}}{l_f}} \right)} \quad (10)$$

де: C - коефіцієнт, який для згинальних елементів дорівнює $C = 0,6$;

k_{or} - коефіцієнт орієнтації, який враховує орієнтацію фібр в обсязі елемента в залежності від співвідношення розмірів перерізу елемента і довжини фібри, що приймається інтерполяцією значень;

$I_{f,an}$ - довжина закладання фібри в бетоні, м, що забезпечує її розрив при висмикуванні, визначається за формулою (11):

$$I_{f,an} = \frac{n_f d_{f,red} R_{f,ser}}{f_{ctd}} \quad (11)$$

де: $n_f = 0,7$ - коефіцієнт, що враховує анкеровку фібри;

$d_{f,red} = 1,0$ мм - приведений діаметр використовуваної фібри;

$R_{f,ser} = 1100$ МПа - нормативний опір розтягу фібр;

$f_{ctd} = 1,5$ МПа - нормативний опір бетону осьовому розтягу.

Якщо підставити в формулу (11) зазначені чисельні значення, то в результаті отримуємо:

Порівняльний аналіз ТЕП на зведення монолітних підлог (в розрахунку на 100 м²)

Тип конструкції	Показники		
	Трудомісткість, люд/год	Вартість, грн./год	Оплата праці, грн.
Бетонна плита	36	135	4860
Сталеві фібробетонна плита	27	135	3645
Відхилення	-9	-	1215
Відхилення, %	-25	-	-25
Залізобетонна плита	68	135	9180
Сталеві фібробетонна плита	27	135	3645
Відхилення	-40	-	5535
Відхилення, %	-60	-	-60

Порівняльний аналіз витрат на зведення монолітних підлог (в розрахунку на 100 м²)

Тип конструкції	h, м	Витрати матеріалів						Ітого витрати матеріалів, грн.
		Бетон			Сталь			
		Витрати, м ³	Вартість, грн./м ³	Вартість усього, грн.	Витрати, т	Вартість, грн./т	Вартість усього, грн.	
Бетонна плита	0,26	26,52	1120	29700	-	-	-	29700
СФБ-плита	0,16	16,32	1120	18270	0,48	12220	5860	24130
Відхилення	-0,1	-10,2	-	-11430	-0,48	-	-5860	-5570
Відхилення, %	-38	-38	-	-38	-	-	-100	-18
З/б плита	0,18	18,36	1120	20560	1,65	7400	12210	32770
СФБ-плита	0,16	16,32	1120	18280	0,48	12220	5860	24140
Відхилення	-0,02	-2,04	-	-2280	-1,17	4820	-6350	8630
Відхилення, %	-11	-11	-	-11	-70	65	-51	-26

Калькуляція трудовитрат (в розрахунку на 100 м²)

Обґрунтування (згідно АВК 3.5.0)	Найменування робіт	Од. вим.	Обсяг робіт	Норма часу		Трудовитрати		Склад ланки	Тривалість зміни
				люд.-год	маш.-год	люд.-діб	маш.-діб		
Е 4-1-34	Установка дерев'яної опалубки	1 м ²	873,6	0,62		79,89		Тесляр: - 4 р. - 2 - 2 р. - 2	9,98
Е 4-1-44	Монтаж арматури краном КС-55713	а) шт	70		0,42		4,34	Арматурник: - 4 р. - 2 - 2 р. - 2	1,08
		б) шт	70		0,79		16,31	Арматурник: - 4 р. - 2 - 2 р. - 2	4,07
Е 4-1-49	Укладка бетонної суміші (АБС)	1 м ³	219,1		0,31		10,02	Машиніст: - 4 р. - 2 Слюсар: - 2 р. - 2	1,37
Е 4-1-54	Покриття бетонною сумішшю (АБС)	100 м ²	35,36	0,21		1,1		Бетонувальник: - 2 р. - 2	0,55
Е 4-1-54	Зняття з бетонної поверхні утеплювача	100 м ²	35,36	0,22		1,15		Бетонувальник: - 2 р. - 2	0,57
Е 4-1-34	Демонтаж опалубки	1 м ²	873,6	0,15		19,3		Тесляр: - 4 р. - 2 - 2 р. - 2	2,4

$$I_{f,an} \approx 0,00498 \text{ м,}$$

$$\mu_{min} \approx 0,003665(0,3665\%).$$

Тоді мінімальна масова частка сталеві фібри в бетоні-матриці дорівнює:

$$\mu_{f,min} \approx 28,77 \text{ кг/м}^3.$$

Щоб продовжити наші розрахунки, приймаємо 30 кг/м³ ($\mu_{fb} = 0,00375\%$) як масовий вміст сталеві фібри в бетоні. Це дозволить дотримати умову вмісту даного виду фібри в бетоні вище мінімально потрібного рівня.

MP 53.23.БК ДР					Літ	Маса	Масштаб
Зм	Арк	№ докум.	Підпис	Дата	Дослідження улаштування підлог виробничих будівель з підвищеним рівнем зносостійкості	Архів В	Архів В
Виконав	Скорина К.О.						
Керівник	Павлюк К.В.						
Консульт.	Павлюк К.В.						
Затвердив	Шоганенко І.А.				Конструктивні розрахунки пропонуваного типу сталеві фібробетонного армування підлог. Техніко-економічна ефективність.	СНАУ гр. ПЦБ 2202н	