Український державний університет залізничного транспорту

Кафедра будівельних матеріалів, конструкцій та споруд

Нове будівництво будівлі цеху збирання продукції ТОВ «Вінницький завод» ПНЕВМАТИКА»

пояснювальна записка і розрахунки
до магістерської роботи магістра

МРБ 006.00.00.000.ПЗ

Розробив студент, групи 212-ПЦБ-Д24
спеціальності G19 Будівництво та
цивільна інженерія (роботу виконано
самостійно, відповідно до принципів
академічної доброчесності)

_____ _____ Микита ІГНАТОВ

Керівник:
доцент кафедри, канд. техн. наук, доцент

_____ Віталій ЛЮТИЙ
(підпис)

Рецензент:
доцент кафедри, канд. техн. наук, доцент

_____ Анна ШЕВЧЕНКО

2025 р.

Український державний університет залізничного транспорту

Факультет	будівельний
Кафедра	будівельних матеріалів, конструкцій та споруд
Рівень вищої освіти	другий
Ступінь вищої освіти	магістр
Галузь знань	G Інженерія, виробництво та будівництво
Спеціальність	G19 Будівництво та цивільна інженерія

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри
професор, д-р техн. наук

_____ Дмитро ПЛУГІН

___ _____ 2025 р.

ЗАВДАННЯ
НА МАГІСТЕРСЬКУ РОБОТУ

Ігнатову Микиті Романовичу

1 Тема проекту «Нове будівництво будівлі цеху збирання продукції ТОВ «Вінницький завод» ПНЕВМАТИКА».
Керівник Лютий Віталій Анатолійович, канд. техн. наук, доцент
затверджені розпорядженням по будівельному факультету
від "06" жовтня 2025 року № 12
2 Строк подання студентом проекту " 05 " січня 2025 року.
3 Вихідні дані 1. Завдання на проектування. 2. Інженерно-геодезичні вишукування. 3. Інженерно-геологічні вишукування. 4. Містобудівні умови і обмеження забудови земельної ділянки.

4 Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) 1. Архітектурно-будівельна частина. 2. Розрахунково-конструктивна частина. 3.Технологічна частина. 4 Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

5 Перелік графічного матеріалу:

1. Генеральний план. Розріз 1-1. 2. Загальний вигляд будівлі цеху збирання продукції. 3. План та розрізи будівлі. 4. Розрахунок фундаменту під колону. 5. Розрахунок плити перекриття. 6. Розрахунок колон і ригеля. 7. Будівельний генеральний план. 8. Технологічна карта влаштування монолітних фундаментів. 9. Календарний графік виконання робіт..

6 Консультанти розділів проекту

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Архітектурно-будівельна частина	Віталій ЛЮТИЙ доцент кафедри БМКіС		
Технологічна частина	Дмитро ПЛУГІН професор кафедри БМКіС		
Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях	Віталій ЛЮТИЙ доцент кафедри БМКіС		

7 Дата видачі завдання "__06_" __жовтня___ 2025 року.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№	Назва етапів	Строк виконання етапів	Примітка
1	Архітектурно-будівельний розділ	06.10.2025 - 01.11.2025	
2	Розрахунково-конструктивний розділ	01.11.2025 - 01.12.2025	
3	Технологія та організація будівництва	01.12.2025 - 16.12.2025	
4	Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях	16.12.2025 - 06.01.2026	

Студент ____ Микита ІГНАТОВ

Керівник _____ Віталій ЛЮТИЙ

АНОТАЦІЯ

Дана кваліфікаційна робота включає в себе 9 слайдів презентації, 105 аркушів пояснювальної записки формату А4, що включає 6 рисунків, 11 таблиць, 27 літературних джерел.

Ключові слова: БУДІВЛЯ, БУДІВНИЦТВО, ДЕПО, НАВАНТАЖЕННЯ, КОЛОННА, ФУНДАМЕНТ, ФЕРМА.

Розміщення на генплані цеху збирання продукції, що проєктується, визначено з урахуванням перспективних розвитку підприємства.

Ділянка під будівництво цеху збирання продукції розташована в промисловій зоні м. Вінниця на території існуючого підприємства ТОВ «Вінницький завод» ПНЕВМАТИКА».

Схема генплану виконана відповідно до вимог ДБН 360-92 «Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень».

Розміщення будівлі на земельній ділянці проводиться відповідно до містобудівних вимог та ДБН В.2.2-15:2015 «Житлові будинки. Основні положення». з урахуванням природно-кліматичних та інших місцевих умов будівництва.

В розрахунково-конструктивному розділі було виконано розрахунок та конструювання монолітного залізобетонного фундаменту під колону каркасу будівлі, розрахунок ребристої плити перекриття колони та ригеля каркасу.

В розділі технологія та організація будівництва було визначено переліку об'ємів загально будівельних робіт та видів спеціальних робіт по будівництву будівлі цеху збирання продукції ТОВ «Вінницький завод» ПНЕВМАТИКА», встановлено структури об'єктного потоку, прийняті методи виконання основних видів загально будівельних робіт

ABSTRACT

This qualification work comprises 9 presentation slides and a 105-page explanatory note (A4 format) containing 6 figures, 11 tables, and 27 bibliographic references.

Keywords: BUILDING, CONSTRUCTION, DEPOT, LOAD, COLUMN, FOUNDATION, TRUSS.

The placement of the product assembly workshop on the master plan was determined taking into account the enterprise's future development prospects.

The site for the construction of the product assembly workshop is located in the industrial zone of Vinnytsia, within the premises of the existing enterprise LLC "Vinnytsia Plant 'Pnevmatyka'".

The master plan layout complies with the requirements of DBN 360-92 "Urban Planning: Planning and Development of Urban and Rural Settlements."

The building's placement on the site adheres to urban planning requirements and DBN V.2.2-15:2015 "Residential Buildings: Basic Provisions," while accounting for natural-climatic and other local construction conditions.

The structural design section covers the calculation and design of a monolithic reinforced concrete foundation for a building frame column, as well as calculations for a ribbed floor slab and a frame beam. The section on construction technology and organization defined the scope of general construction works and the types of specialized works for the construction of the product assembly workshop at LLC "Vinnytsia Plant 'Pnevmatyka'"; it also established the structure of the object-specific workflow and adopted execution methods for the main types of general construction works.

Зміст

Завдання на дипломне проектування

Вступ **8**

1 Архітектурно-будівельний розділ **9**

1.1 Вихідні дані 9

1.2 Норми проектування і клас будівлі 13

1.3 Функціонально-технологічні і об'ємно-планувальні вимоги 14

1.4 Санітарно гігієнічні вимоги 15

1.5 Протипожежні вимоги 17

1.6 Генеральний план 18

1.7 Конструктивне рішення 19

1.7.1 Фундаменти 19

1.7.2 Стіни 20

1.7.3 Балки перекриття та покриття 20

1.7.4 Плити перекриття та покриття 20

1.7.5 Підлога 21

1.7.6 Вікна, двері та ворота 21

1.7.7 Зовнішня й внутрішня обробка 22

1.7.8 Водопостачання та водовідведення 23

2 Розрахунково-конструктивний розділ 24

2.1 Розрахунок армування монолітного фундаменту 24

2.1.1 Розрахунок фундаментної плити на продавлювання 24

2.1.2 Розрахунок фундаментної плити на вигин 25

2.1.3 Розрахунок підколонника 26

2.1.4 Розрахунок стакана фундаменту 27

2.1.5 Перевірка на розколювання 28

2.2 Розрахунок і конструювання ребристої плити перекриття 29
2.2.1 Розрахунковий проліт і навантаження 29
2.2.2 Зусилля від розрахункових і нормативних навантажень 30
2.2.3 Характеристики міцності бетону та арматури 31
2.2.4 Розрахунок плити за граничними станами першої групи 32
2.2.5 Розрахунок за другою групою граничних станів 39
2.3 Розрахунок багатопрогонової поперечної рами каркасу будівлі 43
2.3.1 Розрахункові навантаження на другу від торця будівлі 43
2.3.2 Попередній підбір перерізу ригеля 46
2.3.3 Попередній підбір перетину колони 48
2.3.4 Згинальні моменти і поперечні сили в перетинах ригеля і колон від вертикальних навантажень 48
2.3.5 Згинальні моменти і поперечні сили в перетинах колон і ригелів від вітрового навантаження 53
2.4 Розрахунок перетинів ригеля рами 55
2.4.1 Відомості про арматурі і бетон 55
2.4.2 Розрахунок міцності перерізів крайнього прольоту ригеля 1-го поверху, нормальних до поздовжньої осі елемента 56
2.4.3 Розрахунок міцності перерізів крайнього прольоту ригеля, нахилених до поздовжньої осі елемента, по поперечній силі 62
2.4.4 Перетин ригеля у середньої колони 64
2.4.5 Розрахунок міцності перерізів крайнього прольоту ригеля 1-го поверху, нахилених до поздовжньої осі елемента, по вигинає моменту 64
2.4.6 Загальні питання розрахунку і конструювання ригеля 67
2.5 Розрахунок перетинів колони рами 68
2.5.1 Відомості про арматуру і бетон 68
2.5.2 Розрахунок міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі середніх колон 1-го поверху 68

3 Технологія та організація будівництва **72**
3.1 Загальна частина 72
3.2 Визначення переліку об'ємів загально будівельних робіт та видів спеціальних робіт по будівництву об'єкта 72
3.3 Встановлення структури об'єктного потоку 73
3.4 Прийняті методи виконання основних видів загально будівельних робіт 74
3.4.1 Підготовчі роботи 74
3.4.2 Земляні роботи 74
3.4.3 Улаштування монолітних залізобетонних фундаментів 75
3.4.4 Монтаж каркасу будівлі 77
3.4.5 Опоряджувальні роботи 78
3.5 Технологічна карта 79
3.6 Будівельний генеральний план 80
3.6.1 Норми проектування будівельного генплану 80
3.6.2 Розрахунок площ приоб'єктних складів 81
3.6.3 Вибір та розрахунок тимчасових будівель та споруд 82
3.6.4 Тимчасові інженерні мережі 84
3.7 Заходи щодо створення безпечних умов праці 85
4 Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях **89**
4.1 Коротка характеристика об'єкта, що проектується 90
4.2 Аналіз потенційних небезпек на об'єкті 91
4.3 Заходу щодо створення безпечних умов праці 93
4.4 Надзвичайні ситуації та подолання їх наслідків 97
4.4.1 Надзвичайні ситуації, причини їх виникнення та наслідки 97
4.4.2 Заходи захисту людей та об'єкту, що проектується і оцінка його стійкості в умовах НС - урагани, бурі, шквали 98
4.4.3 Пожежна безпека об'єкту проектування 99
4.5 Розрахунок прожекторного освітлення методом питомої

потужності 101
Список використаних джерел 102
Перелік графічного матеріалу 105

Вступ

З кінця дев'яностих років XX століття по теперішній час велика увага стала приділятися індивідуальним і нестандартним рішенням у проектуванні промислових об'єктів із застосуванням уніфікованих і індивідуально-конструктивних конструкцій і із застосуванням сучасних новітніх оздоблювальних матеріалів.

Проектна документація стосовно нового будівництва, має бути розроблена з урахуванням усіх документів будівельних норм та стандартів, чинних на час її передачі у виробництво. Проектна документація, затверджена відповідно до чинного законодавства, не підлягає коригуванню у зв'язку з введенням нових будівельних норм, за винятком випадків, коли це коригування обумовлене ДБН А.2.2-3-2014, підвищенням у нових будівельних нормах вимог безпеки, у тому числі щодо забезпечення механічного опору та стійкості (міцності), електро-, вибухо- та пожежобезпечності об'єкта та доступності для маломобільних груп населення, для забезпечення яких повинні бути виконані необхідні будівельні роботи.

1 Архітектурно-будівельний розділ

1.1 Вихідні дані

Проектом Нове будівництво будівлі цеху збирання продукції ТОВ «Вінницький завод» ПНЕВМАТИКА» передбачається розробка проєкту чотири поверхової будівлі з прибудовою.

Територія проведення вишукувань розташована у Винницький області, на вододільній території р. Південний Буг і р. Тяжиловка в межах степової зони.

Рельєф рівнинний, розрізаний мережею річкових долин і балками. Рельєф безпосередньо ділянки вишукувань не рівний, абсолютні відмітки коливаються в межах 236,50-239,94 м.

Клімат вологий помірно-континентальний, характерний для правобережної лісостепової зони.

Згідно ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 територія вишукування відноситься до південно-східного (II) архітектурно-будівельного кліматичного району. Середня мінімальна температура −7 °С, максимальна +26 °С. За рік на території області випадає 400-500 мм опадів, головним чином влітку.

Місяць	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Температура	-2	-2	3	10	16	20	21	21	16	10	3	0

Нормативна глибина сезонного промерзання, розрахована відповідно до ДБН В.2.1-10:2018 становить:

насипних ґрунтів – 1,2 м,

глинистих ґрунтів – 1,1 м.

Інженерно-геологічні вишукування виконувались на ділянці з метою одержання інформації про властивості ґрунтів основи та загальну геологічну будову майданчика реконструкції вузлів обліку газу газорозподільної станції.

Мета вишукувань:

– вивчення інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов, визначення фізико-механічних властивостей ґрунтів та визначення рівня підземних вод ділянки;

– прогнозування змін інженерно-геологічних умов під дією природних і техногенних факторів, визначення допустимих впливів на елементи геологічного середовища та способів досягнення потрібного стану цього середовища;

– розроблення проектів захисту територій та окремих об'єктів від несприятливих і небезпечних процесів (при необхідності).

На майданчику вишукування, згідно з технічним завданням Замовника, для вивчення інженерно-геологічної будови, а також характеристик міцності ґрунтів основи, виконані наступні види та об’єми робіт:

- пробурено, в місцях що вказані Замовником (Додаток Д) механічним способом 9 свердловин глибиною по 6,0 м в межах ділянки, діаметром 150 мм, загальним метражем буріння 36 п.м. (рис. 1).
- відібрано 26 проб ґрунту порушеної та непорушеної структури;
- відібрано 2 проби води;
- виконано визначення фізичних властивостей ґрунтів;
- виконано камеральну обробку матеріалів буріння та лабораторних робіт, складено технічний звіт про інженерно-геологічні вишукування.

В геологічній будові території беруть участь четвертинний покривний, осадовий і складчастий комплекси порід.

У геоморфологічному відношенні рельєф території ерозійно-акумулятивний, ділянка вишукувань розташована в межах першої пізньонеоплестоценової деснянської надзаплавної тераси та похованої еоплейстоценової.

Четвертинні континентальні відкладення поширені на території повсюдно, представлені субаеральними відкладами еолово-делювіальними і елювіальними утвореннями – суглинками та супісками. За особливостями будови

четвертинних відкладів досліджувана територія відноситься до південної лесової підзони позальодовикової зони.

В геологічній будові на розвідану глибину 6,0 м приймають участь четвертинні відклади еолово-делювіального та елювіально-делювіального генезису, які представлені твердими суглинками, пластичними супісками, пісками мілкими та середніми, суглинками та супісками з домішками дресви.

З поверхні вони перекриті грунтово-рослинним шаром.

У результаті аналізу просторової зміни показників властивостей ґрунтів та перевірки можливості об'єднання заданих шарів в основі площадки вишукування до глибини 6,0 м було виділено такі інженерно-геологічних елементи (ІГЕ):

ІГЕ-1 Грунтово-рослинний шар – суглинок чорний, гумусований, потужність шару 0,10-0,15 м.

ІГЕ-2 Суглинок – темно-бурий, коричнево-бурий, коричнево-сірий, коричнево-чорний, місцями гумусований, легкий, твердої та напівтвердої консистенції, потужність шару 0,8 – 2,2 м.

ІГЕ-2а Суглинок – темно-бурий, коричнево-бурий, коричнево-сірий, коричнево-чорний, місцями гумусований, м'якопластичної консистенції, потужність шару 1,75 м. (зустрінуті лише у свердловині №3).

ІГЕ-3 Суглинок коричнево-зелений, напівтвердої консистенції, потужність шару 1,0 – 2,0м.

ІГЕ-4 Супісок світло-сірий, сіро-зелений, пластичної консистенції, потужність шару 0,5 – 1,8м.

ІГЕ-5 Пісок сірий, світло-сірий, дрібний, з прошарками супіску, середньої щільності, насичений водою, потужність шару 1,5 – 2,5м.

ІГЕ-6 Суглинок коричнево-зелений, м'якопластичної та текучепластичної консистенції, потужність шару 2,0м (зустрінуті лише у свердловині №2).

ІГЕ-7 Пісок сірий, світло-сірий, середній, з включенням дрісви, середньої щільності, насичений водою, потужність шару 2,0-3,30м.

ІГЕ-8 Суглинок сірий, сіро-зеленуватий, текучепластичної та текучої консистенції, потужність шару 2,1м. (зустрінуті лише у свердловині №3).

ІГЕ-9 Суглинок сірий, сіро-зеленуватий, зеленувато-голубий, м'якопластичної та текучої консистенції, потужність шару 2,0м. (зустрінуті лише у свердловині №3).

ІГЕ-10 Суглинок бурий, буро-зеленуватий, з включеннями дрісви, напівтвердої консистенції, потужність шару 2,0м. (зустрінуті лише у свердловині №4).

ІГЕ-11 Супісок зеленувато-бурий, зеленувато-коричнево-сірий, з включеннями дрісви, пластичної консистенції, потужність шару до 2,5м.

ІГЕ-12 Суглинок зеленувато-голубуватий, з включеннями дрісви, м'якопластичної консистенції, потужність шару 1,70м. (зустрінуті лише у свердловині №5).

ІГЕ-13 Пісок світло-бурий, жовто-бурий, дрібний, середньої щільності, насичений водою, потужність шару 1,5-3,30м.

Розподіл ґрунтів в залежності від важкості їх розробки за таблицею 1 ДСТУ Б Д.2.2-1:2012: ІГЕ-1 – 9а; ІГЕ-2 – 35а; ІГЕ-2а – 35а; ІГЕ-3 – 35в; ІГЕ-4 – 36а; ІГЕ-5 – 29а; ІГЕ-6 – 35в; ІГЕ-7 – 29б; ІГЕ-8 – 35в; ІГЕ-9 – 35в; ІГЕ-10 – 35в; ІГЕ-11 – 36б4 ІГЕ-12 – 35в; ІГЕ-13 – 29а.

Нормативні та розрахункові характеристики при довірчій вірогідності α-0,85 та α-0,95 виділених інженерно-геологічних елементів (ІГЕ) прийняті за лабораторними даними і табличними значеннями ДБН А.2.1-1-2014.

Ґрунтові води були зустрінуті у всіх свердловинах на глибинах 1,80-4,30м.

За даними хімічного аналізу, ґрунтові води по вмісту сульфатів неагресивні до бетону марки W_4.

По вмісту агресивної вуглекислоти CO^2 слабоагресивні до бетону марки W_4.

По сумарному вмісту хлоридів і сульфатів неагресивні до арматури ЗБК при постійному занурені, слабоагресивні до арматури ЗБК в умовах періодичного змочування.

Живлення водоносного горизонту здійснюється за рахунок інфільтрації атмосферних опадів, та перетоків з сусідніх більш високих терас.

Розгрузка в бік річки Соб. Сезонне коливання рівня ґрунтових вод досягає до 1,0 м.

За сукупністю факторів та у відповідності з державними будівельними нормами ДБН А.2.1-1-2014 на підставі додатку Ж ділянка, щодо інженерно-геологічних умов відноситься до II (середньої) категорії складності.

Територія розташована в районі з п'ятибальною сейсмічністю відповідно до карт ЗСР-2004-А ДБН В.1.1-12:2014. Спеціальних протисейсмічних заходів при реконструкції та експлуатації об'єктів будівництва не потрібно.

Відведення поверхневих вод здійснюється до лотків автодороги з по-наступним випуском на прилеглу вулицю.

Виробничо-побутовий корпус - 4-х поверховий будинок з:

- Висотами поверхів: першого - 6 м, наступних - 4,8 м;
- Розмірами в плані: 42,0 × 27,0 м;
- Сітка колон: 9,0 × 6,0 м.

Будівля каркасна. Зовнішні стіни самонесучі цегляні.

1.2 Норми проектування і клас будівлі

При розробці технічної документації використані матеріали інженерно-геодезичних та інженерно-геологічних вишукувань, виконаних ПВКП «Технотранспроект» в 2022 році.

Архітектурно-будівельні рішення розроблено з наступними кліматичними умовами згідно ДБН В.1.2.-2-2006:

- розрахункова зимова температура повітря - 26^0С;
- вага снігового покриву – 1320 Па;
- швидкісний напір вітру – 210 Па.

При проектуванні будівель з виробництвом категорії **В** необхідно:

- поєднувати, як правило, в одній будівлі різні виробництва, складські й допоміжні приміщення, а також приміщення для інженерного встаткування;
- архітектурні рішення будівлі слід ухвалювати з урахуванням існуючої забудови промислової зони;
- колірну обробку слід ухвалювати відповідно до вказівок, ДБН В.2.2-28:2010 "Будинки і споруди. Будинки адміністративного та побутового призначення";
- геометричні параметри приймати у відповідності до ДСТУ Б В.2.2-29:2011 «Будинки і споруди. Будівлі підприємств. Параметри».

По вогнестійкості будівля відноситься до I-II категорії. По характеристиці речовин і матеріалів, наявних у виробництві – виробництво належить до категорії **В** – пожежонебезпечне: «Рідини з температурою спалахування 61^0С і більше; горючі пили і волокна з нижньою межею вибухання більш 65 г/м^3; тверді спаленні речовини й матеріали; речовини, здатні при взаємодії з водою, повітрям або один з одним тільки горіти; згідно ДБН В.2.2-28:2010 «Будинки і споруди. Будинки адміністративного та побутового призначення».

1.3 Функціонально-технологічні і об'ємно-планувальні вимоги

Розміщення на генплані цеху збирання продукції, що проєктується, визначено з урахуванням перспективних розвитку підприємства.

Прийняте проєктом об'ємно-планувальне рішення цеху збирання продукції обумовлено ділянкою, відведеною під будівництво, характером виробництва і містобудівними вимогами.

Цех збирання продукції - 4-х поверховий будинок з:

- Висотою поверхів: першого - 6 м, наступних - 4,8 м;

- Розмірами в плані: 42,0 × 27,0 м;

- Сіткою колон: 9,0 × 6,0 м.

Каркас будівлі прийнятий в конструкціях серії II20-2/70; 1.420-12. Зовнішні стіни самонесучі цегляні.

Жорсткість будівлі в поперечному напрямку забезпечується багатоповерховими рамами з жорстко затисненими в фундаментах колонами і жорсткими вузлами сполучення ригелів з колонами; в поздовжньому напрямку - спільною роботою жорстко затиснених в фундаментах колон, жорстких дисків перекриттів і поздовжніх ригелів між колонами.

Будівельна характеристика будівель:

1. Площа забудови: 1302 м^2.

Корисна площа, м^2:

- Робоча 3684 м^2;
- Підсобна 505,4 м^2;

Допоміжні приміщення:

- Адміністративно-технічна 192,0 м^2;
- Побутова 659,3 м^2;
- Загальна площа 5041,5 м^2.

2. Будівельний об'єм: 20203 м^3.

3. Клас споруд: II

4. Ступінь вогнестійкості: II

5. Категорія виробництва з пожежонебезпеки: А, В, Д

1.4 Санітарно гігієнічні вимоги

При розробці справжнього проекту виконувалися вимоги санітарно-гігієнічних норм Міністерства охорони здоров'я, правил техніки безпеки

Держтехнагляду, положень по організації праці працюючих, законодавчих актів закону України про охорону праці й загальних нормативних документів.

Категорії приміщень по пожежо- і вибухонебезпечності прийняті відповідно до норм, інструкціями з технологічного проектування й правилами пристрою електроустановок.

Передбачена проектом організація технологічних процесів, розміщення технологічного встаткування, організація робочих місць забезпечує його безпечну експлуатацію.

Дотримання норм технологічного проектування, якими передбачаються відстані між устаткуванням і проходи, забезпечують виключення травматизму.

Для запобігання утворення теплового надлишку, запиленості передбачається приточно-витяжна вентиляція, що поліпшує мікроклімат робочої зони. Мікроклімат виробничих приміщень повинен відповідати вимогам Міністерства охорони здоров'я. Теплова напруженість не повинна перевищувати 170-180 ккал/година при тепловій обробці продуктів. Шум від працюючого встаткування й вентиляції не перевищує 70 ДБ. Мийку, профілактичну дезінфекцію й контроль санітарного стану проводити відповідно до встановлених санітарних правил. Контроль проводиться службами санітарного нагляду за договором.

Будівля повинна перебувати з підвітряної сторони стосовно міста й у шкілевій зоні пригорода.

Будівля орієнтована щодо сторін світу так, щоб забезпечити достатню інсоляцію, виробничий процес повинен відбуватися без застосування штучного освітлення у світлий час доби.

До туалетних кімнат з будь-якого робочого місця відстань не повинна перевищувати 75 м.

Тому що виробничий цех не опалювальний, то повинні бути передбачені кімнати для обігріву робітників, кімната для приймання їжі й інші побутові опалювальні приміщення з розрахунку 40 робітників у зміну.

Передбачити примусовий відбір повітря в рівні верхнього пояса кроквяних ферм.

Не допускається злив токсичних і інших рідин у ріки, озера, водойми, а також у землю. Усі відпрацьовані нетоксичні рідини (після мийки) дозволяється відводити шляхом каналізації.

За допомогою, що відкриваються напівавтоматичних віконних плетінь забезпечити нормальну природну вентиляцію.

1.5 Протипожежні вимоги

При будівництві будівлі цеху збирання продукції необхідно керуватися ДБН 1.1-7-2002 "Пожежна безпека об'єктів будівництва" і передбачити наступні основні заходи й планувальні рішення:

- застосовувати неспаленні й важко спаленні будівельні матеріали й конструкції;
- передбачити не менш двох евакуаційних виходів;
- передбачити вихід на покрівлю із розрахунку одні начіпні металеві сходи на 100 м по периметру будівлі;
- передбачити систему сигналізації й наявність засобів пожежогасіння.

Будівельні матеріали і конструкції в основних приміщеннях і на шляхах евакуації відповідають необхідній межі вогнестійкості - 2,5 години. Заходи щодо пожежної безпеки електроустановок виконано згідно з ПУЕ. На випадок виникнення пожежі забезпечена можливість евакуації людей, які знаходяться у приміщеннях цеху. Всі двері відкриваються по напрямку евакуації та виходу з будівлі.

1.6 Генеральний план

Ділянка під будівництво цеху збирання продукції розташована в промисловій зоні м. Вінниця на території існуючого підприємства ТОВ «Вінницький завод» ПНЕВМАТИКА».

Схема генплану виконана відповідно до вимог ДБН 360-92 «Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень».

Розміщення будівлі на земельній ділянці проводиться відповідно до містобудівних вимог ДБН В.2.2-15:2015 «Житлові будинки. Основні положення». з урахуванням природно-кліматичних та інших місцевих умов будівництва.

Рельєф ділянки спокійний з незначним ухилом на північний схід.

Відмітки спостерігаються в межах від 131,10 до 132,50.

Організація рельєфу вирішена відповідно до розробленого генпланом і забезпечує відведення зливових вод з території ділянки відкритими та закритими водостоками, з наступним скиданням їх в існуючий зливової колектор.

Техніко-економічні показники по генплану:

- площа ділянки - 4514 м²;
- площа забудови - 1302 м²;
- щільність забудови - 28, 8%;
- площа тротуарів - 128 м²;
- площа доріг і майданчиків-1408 м²;
- площа озеленення - 1676 м²;
- відсоток озеленення - 37, 1%.

1.7 Конструктивне рішення

Конструктивна схема будівлі - каркасна з зовнішніми самонесучими цегляними стінами.

Прийняте проектом об'ємно-планувальне рішення будівлі цеху збирання продукції обумовлено потрібною кількістю площ, ділянкою, відведеною під будівництво, характером виробництва і містобудівними вимогами.

Виробничо-побутовий корпус - 4-х поверховий будинок з:

- Висотою поверхів: першого - 6 м, наступних - 4,8 м;
- Розмірами в плані: 42,0 × 27,0 м;
- Сіткою колон: 9,0 × 6,0 м.

Каркас будівлі прийнятий в конструкціях серії II20-2/70; 1.420-12. Зовнішні стіни самонесучі цегляні.

Жорсткість будівлі в поперечному напрямку забезпечується багатоповерховими рамами з жорстко затисненими в фундаментах колонами і жорсткими вузлами сполучення ригелів з колонами; в поздовжньому напрямку - спільною роботою жорстко затиснених в фундаментах колон, жорстких дисків перекриттів і поздовжніх ригелів між колонами.

1.7.1 Фундаменти

Фундамент будівлі стаканного типу виконаний із монолітного бетону. Глибина закладення фундаменту становить -2,55 м.

Розмір підошви фундаментів стаканного типу становить 3,0 × 4,8 м. По висоті фундамент має 2 уступи, з розмірами 2,4 × 4,05 м та 1,8 × 3,3 м відповідно.

1.7.2 Стіни

Конструктивна схема будівлі - каркасна з зовнішніми самонесучими цегляними стінами.

Самонесучі зовнішні стіни будівлі складені із модульної силікатної цегли марки М150 на цементно-пісчаному розчині. Товщина цегляної кладки зовнішніх стін становить 510 мм.

Внутрішні стіни - дрібні керамзитобетонні блоки, γ = 1400 кг/м^3, марки М100 на цементно-піщаному розчині марки М50, товщиною 380 мм.

Перегородки виконані із силікатної цегли товщиною 140 мм.

1.7.3 Балки перекриття та покриття

В будівлі цеху збирання продукції ТОВ «Вінницький завод» ПНЕВМАТИКА» застосовані залізобетонні балки перекриття та покриття довжиною 8,4 м перерізом 800 × 300 мм з консолями для вкладання на них плит перекриття і покриття.

Залізобетонні балки перекриття та покриття запроектовані із попередньо-напруженим нижнім поясом з бетону класу В 30.

1.7.4 Плити перекриття та покриття

Несучими конструкціями є залізобетонні балки перекриття та покриття довжиною 8,4 м перерізом 800 × 300 мм з консолями на які монтуються залізобетонні ребристі плити покриття розміром 1,2 × 6,0 м. Зазори між плитами

заповнені бетоном на дрібному заповнювачі класу С8/10. По плитам виконана обмазочна пароізоляція гарячім бітумом, утеплювач мінераловатні плити. Покрівля з шару ПВХ мембрани.

1.7.5 Підлога

Залежно від функціонального призначення приміщень прийняті наступні види підлог:

- лінолеумовий по бетону;
- плитковий по бетону;
- шліфована бетонна.

Специфікація підлог, состав і площі наведені на аркуші 1.

1.7.6 Вікна, двері та ворота

Металопластикові вікна запроектовані двох видів. Номінальні розміри металопластикових вікон 1,2 × 1,2; 1,8 × 1,8 м по серії 1.436.2-15. У зв'язку з тим, що будинок опалюється, засклення прийняте подвійне.

Ворота для в'їзду до будинку прийняті двопільні розстібні розмірами 4,2 × 4 м.

Для в'їзду передбачений пандус шириною 6 м, висотою 150 мм. Полотна воріт навішуються на стояки рам воріт серії ПР 05-36.2. Сталевий каркас заповнений дошками й заскленими оправленнями. Щоб запобігти продуванню воріт до каркаса приварюють нащільники зі сталевої смуги, а щілини між розстібними воротами й під ними закриваються гнучкими фартухами з гуми й брезенту.

Двері в будинку прийняті металеві розмірами 1100×2070 мм. Складаються зі сталевої коробки, обрамленої засобом холодного штампування прокатної тонколистової сталі товщиною 2 мм.

1.7.7 Зовнішня й внутрішня обробка

Цокольну частина фасаду будівлі облицювати бутовою кладкою або плитковим штучним каменем на цементно-піщаному розчині М50, морозостійкість не нижче F100. Як буту для кладки використовувати галечник середніх розмірів 50-150 мм. Після влаштування бутової або кам'яної стінки з лицьової поверхні видалити надлишки розчину, промити поверхню природного або штучного каменю і нанести захисний шар з поліуретанового лаку УР-294 або поливинилбутиральной грунтовки марки ВЛ-278. Це додає поверхні декоративність і водовідштовхувальні властивості, що значно подовжує терміни експлуатації обробки. Так само можна застосувати металлосайдінг з текстурою природного або штучного каменю по металевій обрешітці.

Стіни фасаду будівлі забарвити фасадною фарбою.

Покриття підлоги у приміщеннях першого (вестибюль, коридор, тамбур,) та другого (коридор) виконати з керамогранітної плитки SPB-01, розміром 0,6 ×0, 6 м.

Обробку стін в кабінетах виконати з гіпсокартону з подальшим забарвленням за два рази (колір підібрати до інтер'єру). Стелі у всіх кабінетах підвісні, типу "Амстронг" зі світильниками. Стелі інших приміщень - затирка і фарбування водоемульсійними складами.

Стіни в санвузлах облицювати глазурованою плиткою на висоту 2 м. Вище - стіни і стелі пофарбувати білою водоемульсійною фарбою або виконати побілку вапном. Гідроізоляцію в санвузлах виконати з трьох шарів підкладкового наплавляемого руберойду РК-420-0, 6 або гідроізоляційного стеклорубероида С-

РМ, склеєних по всій поверхні гарячої бітумної мастикою МБК-1-65, або нанесеним по всій поверхні однокомпонентних тіоколової мастик 51-УТО-42 і 51-УТО-44 (ТУ 38-1054-98-72). Гідроізоляцію завести на стіни не менше ніж на 200 мм.

Всі матеріали, вживані для обробки повинні бути екологічно чистими і негорючими, що повинно бути обов'язково підтверджено гігієнічним та пожежним сертифікатами.

1.7.8 Водопостачання та водовідведення

Водопостачання здійснюється від власних свердловин, що розміщуються на території заводу, і частково - з міського водопроводу. Вода зі свердловин подається в підземний резервуар ємністю 500 м^3 і в металеві надземні баки загальною ємністю 270 м^3.

На майданчику є насосна станція другого підйому, в якій встановлено два насоси продуктивністю 90 м^3 /год кожен. Мережа водопроводу - тупикова.

У цеху є система оборотного водопостачання, використовувана для охолодження технологічного обладнання компресорної станції. Є також локальні системи для охолодження технологічного обладнання у виробничих корпусах.

На проммайданчику цеху є дві системи каналізації: господарсько-побутова та дощова, які підключені до міських мережі каналізації.

Очищення дощових вод відсутнє.

Виробничі стічні води піддаються очищенню на заводських очисних спорудах. Після очищення стічні води надходять у мережу побутової каналізації.

2 Розрахунково-конструктивний розділ

2.1 Розрахунок армування монолітного фундаменту

2.1.1 Розрахунок фундаментної плити на продавлювання

Для фундаменту приймаємо бетон класу С12/15, R_{bt} = 750 кПа.

Розрахунок на продавлювання робимо виходячи з умови:

$$Q \le [Q].$$

де: Q – сила, що продавлює;

[Q] - несуча спроможність бетону.

Визначимо силу, що продавлює.

Розрахунок на продавлювання ведемо по короткій стороні.

$$Q = A_0 \cdot P_{max} = 0{,}73 \cdot 344{,}13 = 251{,}22 \text{ кН}.$$

де: A_0 – площа підошви фундаменту за межами піраміди продавлювання, віднесена до розглянутої грані піраміди продавлювання, визначається по формулі:

$$A_0 = \frac{b}{2} \cdot (l - l_{ис} - 2 \cdot h_0) - \frac{1}{4}(b - b_{ис} - 2 \cdot h_0)^2, \quad (2.1)$$

$$A_0 = \frac{2{,}1}{2} \cdot (2{,}7 - 1{,}1 - 2 \cdot 0{,}44) - \frac{1}{4}(2{,}1 - 0{,}6 - 2 \cdot 0{,}44)^2 = 0{,}73 \text{ м}^2.$$

P_{max} – максимальний тиск ґрунту на площу A_0 обумовлене без обліку ваги фундаменту й ґрунту на його уступах, визначається по формулі:

$$P_{max} = \frac{N}{b \cdot l} + \frac{M}{W}, \quad (2.2)$$

$$P_{max} = \frac{1157{,}85}{2{,}1 \cdot 2{,}7} + \frac{197{,}36}{2{,}55} = 281{,}6 \text{ кПа}.$$

де W – момент опору підошви фундаменту за формулою:

$$W = \frac{2{,}1 \cdot 2{,}7^2}{6} = 2{,}55 \text{ м}^3.$$

Визначимо несучу спроможність фундаменту за формулою:

$$[Q] = \alpha \cdot b_p \cdot h_0 \cdot R_{bt}, \quad (2.3)$$

де: α – коефіцієнт, що залежить від виду бетону, α = 1 (для важкого бетону);

b_p – середній периметр граней піраміди продавлювання, що враховують у розрахунку, визначається по формулі:

$$b_p = b_{uc} + h_0 = 600 + 440 = 1040 \text{ мм};$$

h_0 – висота піраміди продавлювання, h_0 = 440 мм;

R_{bt} – розрахунковий опір бетону розтяганню, R_{bt} = 750 кПа.

$$[Q] = 1 \cdot 1{,}04 \cdot 0{,}44 \cdot 750 = 343{,}2 \text{ кН}.$$

Порівняємо знайдені величини.

$$251{,}22 < 343{,}2 \text{ кН}.$$

Умова виконується.

2.1.2 Розрахунок фундаментної плити на вигин

Розрахунок ведемо для нормальних перерізів плити в місці зміни її товщини. Такими перерізами є перерізи по грані підколінника або по грані щабля. Плиту розраховуємо як консольну балку довжиною c_i, затиснену в розрахунковому перерізі й завантажену тиском ґрунту. Розрахунок ведеться на одиницю ширини плити.

Згинальний момент у розрахунковому перерізі плити визначається по формулі:

$$M_c = \frac{P_{c,i} \cdot c_i^2}{2} + (P_{\max} - P_{c,i}) \cdot \frac{c_i^2}{3}, \quad (2.4)$$

$$P_{c,i} = P_{\max} - (P_{\max} - P_{\min}) \cdot \frac{c_i}{a}, \quad (2.5)$$

де: $P_{c,i}$ – тиск у розрахунковому перерізі;

a – довжина l підошви фундаменту, a = 2,7 м.

Визначимо крайові тиски під підошвою фундаменту за формулами:

$$P_{max} = \frac{1157,85}{2,1 \cdot 2,7} + \frac{197,36}{2,55} = 281,6 \text{ кПа},$$

$$P_{min} = \frac{1157,85}{2,1 \cdot 2,7} - \frac{197,36}{2,55} = 126,81 \text{ кПа}.$$

Один щабель.

$$c = \frac{2,7 - 1,6}{2} = 0,55 \text{ м}.$$

$$P_c = 281,6 - (281,6 - 126,81) \cdot \frac{0,55}{2,7} = 250,07 \text{ кН}.$$

$$M_c = \frac{250,07 \cdot 0,55^2}{2} + (281,6 - 250,07) \cdot \frac{0,55^2}{3} = 41 \text{ кНм}.$$

Необхідна площа арматури визначається за формулою:

$$A_s = \frac{M_c}{0,9 \cdot h_0 \cdot R_s}, \tag{2.6}$$

$$A_s = \frac{41}{0,9 \cdot 0,34 \cdot 280 \cdot 10^3} = 9,85 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2;$$

де: R_s – розрахунковий опір арматурної сталі. Приймаємо сталь класу А400С, R_s = 280 МПа.

Приймаємо нестандартну зварну сітку з однакової в обох напрямках робочими арматурами зі стержнів: 13∅12 А400С з A_s = 10,21 см^2.

2.1.3 Розрахунок підколонника

Розрахунок поздовжніх арматур підколонника виконується на позацентровий стиск у двох перерізах по висоті: прямокутного перерізу на рівні плитної частини й коробчастого перерізу склянкової частини в рівні п'яти колони.

Згинальний момент у розрахунковому перерізі підколонника визначається по формулі:

$$M_{под} = M + Q \cdot z, \qquad (2.7)$$

де: z – відстань від обріза фундаменту до розрахункового перерізу підколонника, $z = 0{,}6$ м.

$$M_{под} = 197{,}36 + 47 \cdot 0{,}6 = 225{,}56 \text{ кНм}.$$

Поздовжня сила $N = 1157{,}85$ кН у розрахунковому перерізі підколонника приймається рівною її значенню на обрізі фундаменту. Відповідно до отриманого згинального моменту в розрахунковому перерізі ексцентриситет додатка поздовжньої сили дорівнює:

$$e_0 = \frac{M_{под}}{N} = \frac{225{,}56}{1157{,}85} = 0{,}171 \text{ м}.$$

Робимо перевірку на зминання бетону під колоною. При цьому повинне виконуватися умова:

$$N \le R_b \cdot \varphi_{loc} \cdot A_{loc} \cdot \psi_{loc}, \qquad (2.8)$$

де: R_b – розрахунковий опір бетону стиску, $R_b = 8500$ кПа;

φ_{loc} – коефіцієнт, рівний 1,0 при малих ексцентриситетах додатка навантаження ($e_0 \le a/6 = 2{,}7/6 = 0{,}45$ м; $171 < 450$ мм);

A_{loc} – площа дна стакана фундаменту, $A_{loc} = b_{ис} \cdot l_{ис} = 0{,}6 \cdot 1{,}1 = 0{,}66$ м^2;

$$\psi_{loc} = \sqrt[3]{A_{под} / A_{loc}} = \sqrt[3]{1{,}76 / 0{,}66} = 1{,}386.$$

де $A_{под}$ – площа поперечного перерізу підколонника,

$$A_{под} = 1{,}1 \cdot 1{,}6 = 1{,}76 \text{ м}^2.$$

$$R_b \cdot \varphi_{loc} \cdot A_{loc} \cdot \psi_{loc} = 8500 \cdot 1 \cdot 0{,}66 \cdot 1{,}386 = 7775{,}46 \text{ кН}.$$

$$1157{,}85 < 7775{,}46.$$

Умова виконується.

2.1.4 Розрахунок стакана фундаменту

Стінки стакана армуємо горизонтальними зварними сітками, площа поперечних арматур яких визначається залежно від ексцентриситету додатка

вертикального навантаження e_0 = 171 мм.

$$l_{ис}/6 = 1100/6 = 183{,}3 \text{ мм};$$

$$l_{ис}/2 = 1100/2 = 550 \text{ мм}.$$

Зрівняємо отримані значення:

$$e_0 < l_{ис}/6.\ 171 < 183{,}3.$$

$$e_0 < l_{ис}/2.\ 171 < 550.$$

Отже, поперечне армування призначається конструктивно.

2.1.5 Перевірка на розколювання

Розглядаємо дві можливі схеми розколювання фундаменту: по поздовжній і поперечній осі.

Перевірка на розколювання фундаменту зводиться до виконання двох умов:

$$N \le \left(1 + \frac{b_{ис}}{l_{ис}}\right) \cdot \mu \cdot \gamma_s \cdot A_l \cdot R_{bt}, \tag{2.9}$$

$$N \le \left(1 + \frac{l_{ис}}{b_{ис}}\right) \cdot \mu \cdot \gamma_s \cdot A_b \cdot R_{bt}, \tag{2.10}$$

де: μ – коефіцієнт тертя, приймаємо μ = 0,75;

γ_s – коефіцієнт, рівний 1,3;

A_l і A_b – площа поперечного перерізу плити фундаменту в поздовжньому й поперечному напрямках конструкції відповідно:

$$A_l = 2{,}7 \cdot 0{,}4 = 1{,}08 \text{ м}^2;\ A_b = 2{,}1 \cdot 0{,}4 = 0{,}84 \text{ м}^2.$$

$$N = \left(1 + \frac{0{,}6}{1{,}1}\right) \cdot 0{,}75 \cdot 1{,}3 \cdot 1{,}08 \cdot 750 = 1220{,}5 \text{ кН}.$$

$$N = \left(1 + \frac{1{,}1}{0{,}6}\right) \cdot 0{,}75 \cdot 1{,}3 \cdot 0{,}84 \cdot 750 = 1740{,}4 \text{ кН}.$$

Порівняємо знайдені значення:

$$1157{,}85 < 1220{,}5 \text{ кН}.$$

1157,85<1740,4 кН.

Умови виконуються.

2.2 Розрахунок і конструювання ребристої плити перекриття

2.2.1 Розрахунковий проліт і навантаження

Розрахунок навантажень, що діють на плиту перекриття виконують у табличній формі. Результат розрахунку зведений в таблицю 1.

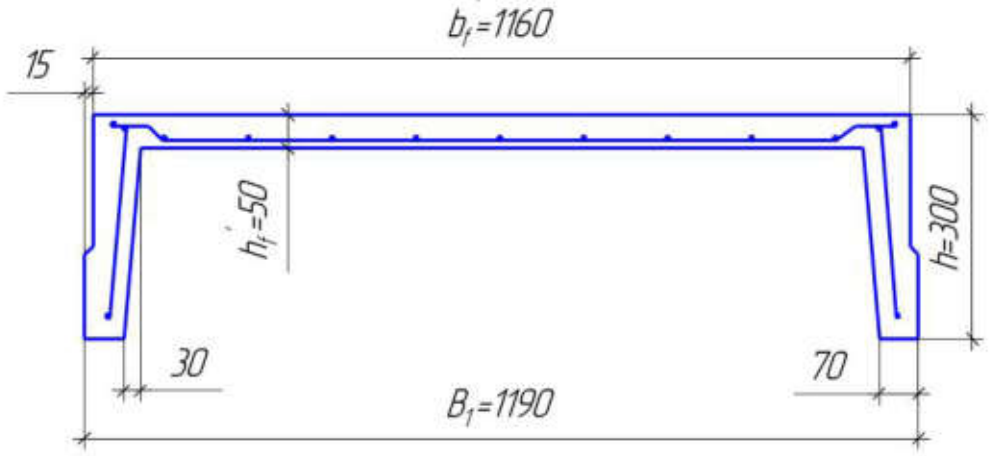


Рисунок 2.1 – Поперечний переріз плити

Таблиця 2.1 - Нормативне і розрахункове навантаження на 1 м^2 перекриття

Вид навантаження	Нормативне навантаження, $кН/м^2$	Коефіцієнт надійності по навантаженню, γ_f	Розрахункове навантаження, $кН/м^2$
Постійне:			
Власна вага ребристої плити	$g_1^n = 2,1$	1,1	$g_1 = 2,31$
Власна вага підлоги	$g_2^n = 0,5$	1,2	$g_2 = 0,6$
Разом	$g^n = 2,50$		$g = 2,91$
Тимчасове повне			
У тому числі:			
Тривале	$\nu_g^n = 10.0$	1,2	υ_g =12,0
Короткочасне	$\nu_k^n = 1.5$	1,2	υ_k =2,1
	$\upsilon^n = 11,5$		$\upsilon = 14,1$
Повне навантаження	$q^n = 14,00$		$q = 17,01$

2.2.2 Зусилля від розрахункових і нормативних навантажень

Від розрахункового навантаження:

$$M = \frac{qB_1 l_0^2}{8}\gamma_n, \quad (2.11)$$

$$Q = \frac{qB_1 l_0}{2}\gamma_n, \quad (2.12)$$

$$M = \frac{17.01 \times 1.2 \times 4.1^2}{8} 0.95 = 40,75 кНм,$$

$$Q = \frac{17,01 \times 1.2 \times 4,1}{2} 0.95 = 39,75 кН.$$

де М - згинальний момент, кНм;

Q - поперечна сила, кН;

γ_n - коефіцієнт надійності за призначенням будівлі, дорівнює 0.95.

Від нормативного постійного та нормативного тривалого навантаження за формулами 2.11 і 2.12:

$$M_1^n = \frac{12,5 \times 1.2 \times 4,1^2}{8} 0.95 = 29,94 кНм,$$

$$Q = \frac{12,5 \times 1.2 \times 4.1}{2} 0.95 = 29,21 кН.$$

Від нормативного повного навантаження за формулами 2.11 і 2.12:

$$M^n = \frac{14,00 \times 1.2 \times 4,1^2}{8} 0.95 = 33,53 кНм,$$

$$Q^n = \frac{14,00 \times 1.2 \times 4,1}{2} 0.95 = 32,72 кНм.$$

2.2.3 Характеристики міцності бетону та арматури

Для розрахунку ребристої плити приймемо бетон класу С16/20 з наступними характеристиками:

R_b = 11,5 МПа – розрахунковий опір бетону на стиск;

R_{bt} = 0,9 МПа - розрахунковий опір бетону на осьовий розтяг;

$E_b = 24 \cdot 10^3$ МПа – модуль пружності бетону;

γ_{b2} – 0.9 – коефіцієнт надійності по матеріалу.

Для розрахунку ребристої плити приймемо арматуру класу А400С з наступними характеристиками:

R_s = 355 МПа - розрахунковий опір розтяганню;

R_{sn}=400 МПа - нормативний опір;

R_{sc} = 355 МПа – розрахунковий опір стисненню;

$E_s = 1.9 \cdot 10^5$ МПа - модуль пружності арматури.

2.2.4 Розрахунок плити за граничними станами першої групи

2.2.4.1 Розрахунок міцності плити по перерізу, нормальному до поздовжньої осі

Ширина плити, що вводиться у розрахунок, приймаємо такою, щоб ширина звисів полиці у кожен бік від ребра була не більше $1/6l_0$ і не більше: при $h'_f \geq 0.1h$- 1/2 відстані у світлі між поздовжніми ребрами;

$$\text{при } h'_f < 0.1h - 6h'_f$$

Розрізняють два випадки розрахунку:

1- нейтральна вісь проходить у межах полиці;

2- нейтральна вісь проходить у межах ребра.

Нейтральна вісь проходить у межах полиці (1-й випадок розрахунку), якщо:

$$M \leq R_b b'_f h'_f (h_0 - 0.5h'_f), \quad (2.13)$$

де h_0 - робоча висота перерізу, $h_0 = 30 - 5 = 25$ см.

40,75 кНм ≤ 200 кНм, умова виконується, при розрахунку вважаємо що нейтральна вісь проходить в межах полиці

$$A_0 = \frac{M}{\gamma_{b2} b'_f h_0^2 R_b}, \quad (2.14)$$

$$A_0 = \frac{40,75}{0,9 \times 1,16 \times 11,5 \times 10^3 \times 0,25^2} = 0,054.$$

За таблицею знаходимо відносну висоту стиснутої зони бетону ξ і α_0:

$$\xi = 0,056, \quad \alpha_0 = 0,972.$$

Обчислюємо граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_S}{500}(1 - \frac{\omega}{1.1})}, \quad (2.15)$$

де ω - характеристика стиснутої зони бетону,

$$\omega = a - 0{,}008 \times R_b = 0{,}85 - 0{,}008 \times 11.5 = 0{,}758.$$

а — коефіцієнт, який становить для важкого бетону - 0,85;

$$\xi_R = \frac{0{,}758}{1 + \frac{355}{500}(1 - \frac{0{,}758}{1{,}1})} = 0{,}621.$$

Перевіряємо умову: $\xi \leq \xi_R$; $0{,}056 \leq 0{,}621$, умова виконується.

Визначаємо необхідну площу розтягнутої арматури:

$$A_s = \frac{M}{R_s h_0 \alpha_0}, \qquad (2.16)$$

$$A_s = \frac{40{,}75}{355 \cdot 10^3 \times 0.25 \times 0.972} = 0{,}0005011м^2 = 5{,}01см^2.$$

За сортаментом приймаємо 2 стержні арматури класу А400С Ø18 мм з $A_s = 5{,}09$ см^2.

2.2.4.2 Розрахунок полиці плити на місцевий згин

Полиця плити розраховується як балка шириною b.

Розрахунковий проліт полиці l_o дорівнює відстані у світлі.

Таблиця 2.2 - Навантаження на 1 м^2 полиці плити

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м	Коефіцієнт надійності по навантаженню	Розрахункове навантаження, кН/м
Постійні: Власна вага полки; Власна вага полу	g_1^n=1,28 g_2^n=0,50	1,1 1,2	g_1=1,40 g_2=0,60
	g^n=1,78		g =2,00
Тимчасові сили: Довгострокове повне навантаження; Короткочасне повне навантаження	$\nu_g^n = 10{,}0$ $\nu_k^n = 1{,}5$	1,2 1,2	$\nu_g = 12{,}0$ $\nu_k = 1{,}8$
	$\nu^n = 11{,}5$		13,8
Корисне навантаження	q =13,28		q=15,8

Згинальний момент для смуги шириною 1 м $b_{пп}$ визначаємо з урахуванням часткового замурування у ребрах:

$$M_{пр} = -M_{оп} = \frac{q_{пп}\gamma_n l_{0пп}^2}{11}, \qquad (2.17)$$

$$M_{пр} = \frac{15{,}8 \times 1 \times 1{,}02^2}{11} = 1{,}465 кНм$$

Робоча висота перерізу приймається рівною h_f' = 5 см.

$$h_o = 5 - 1.5 = 3.5см = 0{,}035 м.$$

Визначаємо коефіцієнт A_0:

$$A_0 = \frac{M_{пр}}{\gamma_{b2} R_b b_{пп} h_0^2}; \qquad (2.18)$$

$$A_0 = \frac{1{,}465}{0{,}9 \times 11{,}5 \times 10^3 \times 1{,}02 * 0{,}035^2} = 0{,}113.$$

За таблицею у залежності від A_o знаходимо відносну висоту стиснутої зони бетону ξ та α_0, і перевіряємо умову $\xi \leq \xi_r$.

$$\xi = 0{,}120; \quad \alpha_0 = 0{,}940.$$

$0{,}120 \leq 0{,}621$ - умова виконується.

Визначаємо площу розтягнутої поздовжньої арматури

$$A_s = \frac{M}{R_s h_0' \alpha_0}, \qquad (2.19)$$

де $h_0' = h_f - 1{,}5$ *см*, $M = M_{пр}$.

$$A_s = \frac{1{,}465}{355 \times 10^3 \times 0{,}035 \times 0{,}940} = 0{,}000125 м^2 = 1{,}25 см^2.$$

За сортаментом обираємо сітку з арматурі класу В-І 200/200/5/3.

2.2.4.3 Розрахунок плити за перерізом, похилим до поздовжньої осі

Визначаємо зусилля у хомутах на одиницю довжини елемента для приопорної ділянки, прийнявши діаметр поперечної арматури 7 мм:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S_w}, \tag{2.20}$$

$$q_{sw} = \frac{355 \times 10^3 \times 0.77 \times 10^{-4}}{0,15} = 182,2 кН/м.$$

Перевіряємо умову:

$$q_{sw} \geq 0.5 \varphi_{b3} (1 + \varphi_n + \varphi_f) R_{bt} b, \tag{2.21}$$

де φ_{b3} - коефіцієнт, який приймають для важкого бетону рівним 0.6;

φ_n - коефіцієнт, який враховує вплив поздовжніх сил, тому що вони відсутні, $\varphi_n = 0$

φ_f - коефіцієнт, який враховує вплив стиснутих полиць у таврових і двотаврових елементах:

$$\varphi_f = 0.75 \frac{(b'_f - b) h'_f}{b h_0} \leq 0.5; \tag{2.22}$$

$$\varphi_f = 0.75 \frac{(0,29 - 0,14) \times 0,05}{0,14 \times 0,25} = 0,161 < 0,5,$$

$$q_{sw} = 0,5 \times 0,6 (1 + 0 + 0,161) \times 0,9 \times 0,14 = 43,89 кН/м.$$

182,2 кН/м > 43,89 кН/м.

Визначаємо довжину проекції небезпечної похилої тріщини на поздовжню вісь елемента:

$$C_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} (1 + \varphi_n + \varphi_f) R_{bt} b h_0^2}{q_{sw}}}, \tag{2.23}$$

де φ_{b2} - коефіцієнт, який враховує вплив виду бетону: для важкого бетону – 2. Одержане значення C_o приймається не більше $2h_0$ і не більше значення С, а також не менше h_o (при $C > h_0$).

$$C_0 = \sqrt{\frac{2 \times (1 + 0 + 0,161) \times 0,9 \times 10^3 \times 0,14 \times 0,25^2}{43,89}} = 0,67м$$

Значення С визначають за формулою:

$$C = \frac{\varphi_{b2}\left(1+\varphi_f+\varphi_n\right)R_{bt}bh_0^2}{0.5Q}, \qquad (2.24)$$

Q - поперечна сила від розрахункового навантаження в перерізі біля опори.

$$C = \frac{2\times1{,}161\times0{,}9\times10^3\times0{,}14\times0{,}25^2}{0{,}5\times39{,}75} = 0{,}92м.$$

Приймаємо $C_0 = 2 \times h_0 = 0{,}5$ м.

Визначаємо величину сили , яку сприймають поперечні стержні:

$$Q_{sw} = q_{sw}\times c_0 = 182{,}2\times0{,}50 = 91{,}10 \text{ кН}.$$

Визначаємо величину поперечної сили, яку сприймає бетон:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2}\left(1+\varphi_f+\varphi_n\right)R_{bt}bh_0^2}{c_0} \qquad \geq \qquad \varphi_{b3}(1+\varphi_f+\varphi_n)R_{bt}bh_0,$$

$$Q_b = \frac{2\times1{,}161\times0{,}9\times10^3\times0{,}14\times0{,}25^2}{0{,}50} \geq 0{,}6\times1{,}161\times0{,}9\times10^3\times0{,}14\times0{,}25,$$

$$36{,}57 \geq 21{,}94.$$

Перевіряємо міцність плити по похилому перерізу за формулою:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}, \qquad (2.25)$$

$$39{,}75 \leq 36{,}57 + 91{,}10.$$

$$39{,}75 \leq 127{,}67.$$

Перевіряємо міцність плити по похилій смузі між похилими тріщинами за формулою:

$$Q \leq 0.3\varphi_{wl}\cdot\varphi_{bl}\cdot R_b bh_0, \qquad (2.26)$$

де φ_{wl}- коефіцієнт, який враховує вплив поперечних стержнів, нормальних до поздовжньої осі елемента:

$$\varphi_{wl} = 1 + 5\alpha\mu_w \leq 1{,}3, \qquad (2.27)$$

де $\mu = \frac{A_{sw}}{bS_w} = \frac{0{,}77\times10^{-4}}{0{,}14\times0{,}15} = 0{,}0037,$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1{,}9\times10^5}{24\times10^3} = 7{,}92,$$

φ_{bl} - коефіцієнт, який визначається за формулою:

$$\varphi_{bl} = 1 - \beta R_b, \quad (2.28)$$

де: β - коефіцієнт, який приймається рівним для важкого і дрібнозернистого бетонів 0,01;

R_b - розрахунковий опір, МПа.

$$\varphi_{wl}=1+5\cdot 7{,}92\cdot 0.0037 = 1{,}147,$$

$$1{,}147 \leq 1.3,$$

$$\varphi_{bl} = 1 - 0{,}01\times 11{,}5 = 0{,}885$$

$$39{,}75 \leq 0{,}3\cdot 0{,}885\cdot 11{,}5\cdot 10^3\cdot 0{,}14\cdot 0{,}25,$$

$$39{,}75 \leq 106{,}86.$$

2.2.4.4 Розрахунок плити на дію навантажень, що виникають при її підніманні та монтажі

Піднімання і монтаж плити здійснюється на монтажних петлях, що встановлюються у поздовжніх ребрах.

За розрахункову схему приймається двоконсольна балка (рис. 2 2). Відстань між опорами приймається рівною відстані між петлями для монтажу плити (приблизно 0,6×l).

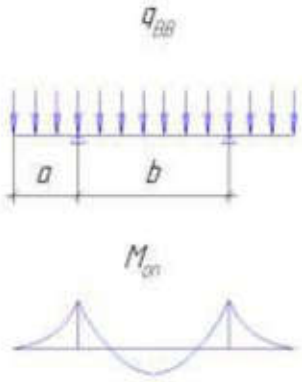


Рисунок 2.2 - Розрахункова схема плити при підніманні, монтажі; епюра моментів

Навантаженням є власна вага плити з урахуванням коефіцієнта динамічності k = 1,4.

$$q_{вв} = g_1 \times b'_f \times k, \tag{2.29}$$

$$q_{вв} = 2,10 \times 1,16 \times \cdot 1,4 = 3,41 \text{ кН/м}^2.$$

Визначаємо негативний згинальний момент:

$$M_{вв} = \frac{q_{вв} a^2}{2}, \tag{2.30}$$

$$M_{вв} = \frac{3,41 \cdot 1,16^2}{2} = 2,29 kHм.$$

Обчислюємо коефіцієнт A_o:

$$A_0 = \frac{M_{вв}}{\gamma_{b2} R_b b h^2_0}, \tag{2.31}$$

b - ширина ребра розрахункового поперечного перерізу;

$$A_0 = \frac{2,29}{0.9 \times 11500 \times 0,14 \cdot 0,25^2} = 0,025.$$

$$\xi = 0,025; \qquad \alpha_0 = 0,987.$$

Визначаємо потрібну площу монтажної арматури:

$$A_s = \frac{M_{вв}}{R_s h_0 \alpha_0}, \tag{2.32}$$

$$A_s = \frac{2,29}{355000 \times 0,25 \cdot 0,987} = 0,26 см^2,$$

для двох стержнів монтажної арматури приймаємо діаметр Ø 7 мм.

2.2.4.5 Визначення діаметрів арматури монтажних петель

Потрібну площу поперечного перерізу однієї петлі визначається за формулою:

$$A_{sn} = \frac{q_{вв} l}{3 R_s}, \tag{2.33}$$

$$A_{sn} = \frac{3,41 \times 4,1}{3 \times 355 \times 10^3} = 0,13 см^2.$$

Приймаємо діаметр монтажних петель: Ø 5 мм.

2.2.5 Розрахунок за другою групою граничних станів

2.2.5.1 Розрахунок по розкриттю тріщин, нормальних до поздовжньої осі плити

Гранично припустима ширина розкриття тріщин: нетривала a_{1r} = 0,4 мм, тривала a_{arc} - 0,3 мм.

Розрахунок по розкриттю тріщин зводиться до перевірки умов:

$$a_{arc} = a_{arc1} - a_{arc2} + a_{arc3} \leq 0{,}4 \text{ мм}. \quad (2.34)$$

$$a_{arc} \leq 0{,}3 \text{ мм}.$$

a_{arc1}- ширина розкриття тріщин від нетривалої дії всього навантаження;

a_{arc2} - ширина розкриття тріщин від нетривалої дії постійного і тривалого навантажень;

a_{arc3} - ширина розкриття тріщин від тривалої дії постійних і тимчасових навантажень.

Визначаються за формулою:

$$a_{arci} = 20 \cdot (3.5 - 100\mu)\delta\varphi_l\eta \frac{\sigma_s}{E_s}\sqrt[3]{d}, \quad (2.35)$$

де μ - коефіцієнт армування перетину, прийнятий рівним відношенню площі перетину поздовжньої робочої арматури до площі перетину бетону (при робочій висоті h_o і без урахування стиснутих звисів полиць):

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0}, \quad (2.36)$$

$$\mu = \frac{5{,}09 \times 10^{-4}}{0{,}14 \cdot 0{,}25} = 0{,}0145;$$

δ - коефіцієнт, прийнятий рівним 1;

φ_i - коефіцієнт, прийнятий рівним:

при визначенні a_{arc1} та a_{arc2} — $\varphi_l = 1$, а при визначенні a_{arc3}- $\varphi_l = 1,5$ (для важкого бетону);

η- коефіцієнт, прийнятий при стержневій арматурі періодичного профілю рівним 1;

d - діаметр поздовжньої робочої арматури, мм;

σ_s - напруга в розтягнутій арматурі, яка розраховується;

M_i - згинальний момент від нормативного навантаження, прийнятий при визначенні a_{arc1} - M^n, а при визначенні a_{arc2} і a_{arc3} - M_1^n

Z - плече внутрішньої пари сил (можна прийняти $Z = h_0 - 0.5h'_f$).

$$Z = 0,25 - 0,025 = 0,225,$$

$$\sigma_{s1} = \frac{33,53}{5,09 \cdot 10^{-4} \times 0,225} = 292,77 МПа,$$

$$a_{arc1} = 20(3,5 - 100 \times 0,0145)1 \times 1 \times 1 \times 1 \frac{292,77}{1,9 \times 10^5} \sqrt[3]{18} = 0,165 мм,$$

$$\sigma_{s2} = \frac{29,94}{5,09 \times 10^{-4} \cdot 0225} = 261,43 МПа,$$

$$a_{arc2} = 20(3,5 - 100 \times 0,0145)1 \times 1 \times 1 \times 1 \frac{261,43}{1,9 \times 10^5} \sqrt[3]{18} = 0,147 мм,$$

$$\sigma_{s3} = 261,43 МПа,$$

$$a_{arc3} = 20(3,5 - 100 \times 0,0145) \times 1 \times 1 \times 1,5 \frac{261,43}{1,9 \times 10^5} \sqrt[3]{18} = 0,222 мм,$$

$$0,165 - 0147 + 0,222 \leq 0.4,$$

$$0,24 \leq 0.4.$$

2.2.5.2 Розрахунок прогину плити

Прогин залізобетонних елементів, що мають тріщини в розтягнутій зоні, визначають по кривизні осі при вигині:

$$f = S \frac{1}{r} l_0^2, \qquad (2.37)$$

де S - коефіцієнт, що залежить від схеми обпирання елемента і характеру навантаження (у даному випадку S = 5/48);

$\left(\frac{1}{r}\right)$ - повна величина кривизни від нормативних навантажень, яка розраховується за формулою:

$$\frac{1}{r}=\left(\frac{1}{r}\right)_1-\left(\frac{1}{r}\right)_2+\left(\frac{1}{r}\right)_3, \qquad (2.38)$$

де $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ - кривизна від нетривалої дії всього навантаження;

$\left(\frac{1}{r}\right)_2$ - кривизна від нетривалої дії постійних і тривалих навантажень;

$\left(\frac{1}{r}\right)_3$ - кривизна від тривалої дії постійних і тривалих навантажень.

Визначаємо за формулою:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_i=\frac{M_i}{h_0 Z}\left[\frac{\psi_s}{E_s A_s}+\frac{\varphi_b}{(\varphi_f+\xi)bh_0E_b\gamma}\right], \qquad (2.39)$$

де M_i - згинальний момент від нормативного навантаження, прийнятий при визначенні $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ - M^n, а при визначенні $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ і $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ - $M^n{}_1$.

φ_b - коефіцієнт, для важкого і дрібнозернистого бетону - 0,9;

γ - коефіцієнт, при визначенні $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ і $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ - 0,45, а при визначенні $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ -0,15 (для важкого бетону).

Дозволяється прийняти $\xi=\frac{h'_f}{h_0}$, тоді $(\varphi_f+\xi)bh_0=b'_f h'_f$.

Коефіцієнт ψ_s визначається за формулою:

$$\psi_s = 1.25 - \varphi_{is}\times\varphi_m, \text{ але не більше 1,}$$

φ_{is}- коефіцієнт, який враховує вплив тривалості дії навантаження:

при визначенні $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ і $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ - 1.1, а при визначенні $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ = 0,8.

Коефіцієнт φ_m визначається за формулою:

$$\varphi_m = \frac{R_{btser} W_{pl}}{M_1}, \qquad (2.40)$$

де W_{pl} - момент опору приведеного перетину для крайнього розтягнутого волокна з урахуванням непружних деформацій розтягнутого бетону,

$$W_{pl}=\gamma W_{red}, \qquad (2.40)$$

де: $\gamma = 1{,}75$ - для таврового перетину з полицею в стиснутій зоні;

W_{red} - момент опору приведеного перетину по нижній зоні:

$$Y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}}, \qquad W_{red} = \frac{J_{red}}{Y_0}, \qquad (2.41)$$

$$A_{red}=b'_f h'_f + b(h-h'_f)+\alpha A_s, \qquad (2.42)$$

де: A_s - площа поздовжньої робочої арматури;

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1{,}9\times10^5}{24\times10^3} = 7{,}92,$$

$$S_{red}= b'f\times h'_f(h-0.5h'_f)+0.5\times b(h-h'_f)^2+\alpha A_s(h-h_0); \qquad (2.43)$$

$$I_{red} = \frac{b'_f h'^3_f}{12} + b'_f h'_f (h-\frac{h'_f}{2}-y_0)^2 + \frac{b(h-h'_f)^3}{12} + b(h-h'_f)(y_0-\frac{h-h'_f}{2})^2 + \alpha A_s (y_0-(h-h_0))^2 \qquad (2.44)$$

$$A_{red} = 1{,}16\times0{,}05 + 0{,}14(0{,}25\text{-}0{,}05)+7{,}92\times5{,}09\cdot10^{-4}=0{,}09\ м^2,$$

$$S_{red} = 1{,}16\times0{,}05(0{,}25 - 0{,}5\cdot0{,}05)+0{,}5\cdot0{,}14(0{,}25-0{,}05)^2 + 7{,}92\times5{,}09\cdot10^{-4}$$

$$(0{,}3 - 0{,}25) = 0{,}0161\ м^3,$$

$$Y_0 = \frac{0{,}0161}{0{,}09} = 0{,}179м,$$

$$I_{red} = \frac{1{,}16\times(0{,}05)^3}{12} + 1{,}16\times0{,}05(0{,}25-\frac{0{,}05}{2}-0{,}179)^2 + \frac{0{,}14(0{,}25-0{,}05)^3}{12} +$$

$$0{,}14(0{,}25-0{,}05)\times(0{,}179-\frac{0{,}25-0{,}05}{2})^2 + 7{,}92\times5{,}09\times10^{-4}(0{,}179-(0{,}3-0{,}25))^2 = 0{,}00047м^4$$

$$W_{red} = \frac{0{,}00047}{0{,}179} = 0{,}00263м^3,$$

$$W_{pl} = 1{,}75\times0{,}00263 = 0{,}046\ м^3,$$

$$\varphi_m = \frac{0{,}9\times10^3\times0{,}046}{29{,}94} = 0{,}383,$$

$$\psi_s = 1{,}25 - 1{,}1\times0{,}383 = 0{,}828.$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{29{,}94}{0{,}25\times 0{,}225}\left[\frac{1}{1{,}9\times 10^8\times 5{,}09\times 10^{-4}}+\frac{0{,}9}{1{,}16\times 0{,}05\times 24\times 10^6\times 0{,}45}\right]=0{,}61см.$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{33{,}53}{0{,}25\cdot 0{,}225}\left[\frac{1}{1.9\cdot 10^8\times 5{,}09\cdot 10^{-4}}+\frac{0{,}9}{1{,}16\times 0{,}05\times 24\times 10^6\times 0{,}45}\right]=0{,}56см.$$

$$\varphi_m = \frac{0{,}9\times 10^3\times 0{,}046}{33{,}53}=0{,}235,$$

$$\psi_s = 1{,}25 - 1{,}1\times 0{,}234 = 0{,}993,$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{33{,}53}{0{,}25\times 0{,}225}\left[\frac{1}{1.9\cdot 10^8\times 5{,}09\times 10^{-4}}+\frac{0{,}9}{1{,}16\times 0{,}05\times 27\times 10^6\times 0{,}15}\right]=0{,}68см.$$

$$\frac{1}{r}=0{,}71см.$$

$$f=\frac{5}{48}\times 0{,}0071\times 4{,}1^2=0{,}0124м=1{,}24см.$$

Прогин плити знаходиться в межах допустимих значень.

2.3 Розрахунок багатопрогонової поперечної рами каркасу будівлі

2.3.1 Розрахункові навантаження на другу колону від торця будівлі

Навантаження (кН/м), що діють на панель при загальній ширині вантажної площі 1,5 м на три поздовжніх ребра записуємо в таблицю 2.3.

На ригель рами з розрахунку збірної панелі перекриття без урахування власної ваги ригеля діють такі навантаження:

- постійне:

$$\gamma_n g = 0{,}95\cdot 5{,}06\cdot 6/1{,}5 = 19{,}23 \text{ кН/м},$$

- тимчасове:

$$\gamma_n V = 0{,}95\cdot 15\cdot 1{,}2\cdot 6 = 102{,}6 \text{ кН/м},$$

- в том числі довготривале:

$$\gamma_n V_l = 0{,}95 \cdot 5 \cdot 1{,}2 \cdot 6 = 34{,}2 \text{ кН/м}.$$

Таблиця 2.3 - Навантаження на панель при загальній ширині вантажної площі 1,5 м

Найменування навантаження	Нормативне навантаження	γ_f	Розрахункове навантаження
Постійні навантаження від ваги:			
- пола	1,5	1,1	1,65
- полки панелі	1,8	1,1	1,98
- поперечних ребер	0,55	1,1	0,61
- поздовжнього ребра	0,41	1,1	0,451
- швів замонолічування	0,34	1,1	0,37
Всього	4,6		5,06
Тимчасова корисна в том числі довготривала	V_m=22,5 13,0	1,2	27
Всього з коефіцієнтом $\gamma_n = 0{,}95$	$(g+V_m) = 27{,}1$ 25,75		$(g+V) = 32{,}06$ 30,46

Повне навантаження:

$$\gamma_n(g + V) = 19{,}23 + 102{,}6 = 121{,}83 \text{ кН/м},$$

$$\gamma_n(g + V_l) = 19{,}23 + 34{,}2 = 53{,}42 \text{ кН/м}.$$

На поєднану покрівлю: постійна з урахуванням власної ваги ригеля (≈ 5,5 кН/м)

$$\gamma_n g = 0{,}95 \bullet 5{,}06 \bullet 6 = 31{,}4 \text{ кН/м},$$

тимчасова снігова для першого району за вагою снігового покриву на поверхні землі s = 0,5 кН / м2. Згідно з приміткою до п. 1.12 [5] «... допускається враховувати розрахункові значення короткочасних навантажень в основному поєднанні наступним чином: для першої за ступенем впливу навантаження - приймати без зниження, для другої з $\gamma_c = 0{,}8$ для інших з $\gamma_c = 0{,}6$ ». В нашому випадку першої за ступенем впливу є експлуатаційне навантаження, тому снігове навантаження слід приймати:

$$\gamma_c \gamma_n s = 0{,}8 \times 0{,}95 \times 0{,}5 = 0{,}38 \times 1{,}4 = 0{,}532 \text{ кН / м}^2.$$

Поздовжня сила в перерізі середніх колон першого поверху чотириповерхової будівлі без урахування поки невідомого власної ваги ригелів і колон (кН) наведена в таблиці 2.4.

Таблиця 2.4 - Поздовжня сила в перерізі середніх колон першого поверху

Найменування навантаження	Повне навантаження, кН	В том числі довготривале навантаження, кН
Вага поєднаної покрівлі	31,4·9 = 282,6	282,6
Вага 6 перекриттів	6·19,23·9 = 1038,4	1038,4
Тимчасова експлуатаційна	6·102,6·9 = 5540,4	6·34,2·9 = 1846,8
Снігова	0,532·6·9 = 28,73	—
Всього	6890,13	3167,8

Поздовжня сила в перерізі крайніх колон першого поверху буде менше.

На стіни діє горизонтальна вітрове навантаження. Для IV району вітрове навантаження 0,55 кН/м^2.

Розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою:

$$W = \gamma_n \gamma_w w_0 \cdot x \xi_w, \qquad (2.45)$$

де $\gamma_n = 0,95$, $\gamma_w = 1,2$ – коефіцієнт надійності за навантаженням.

Для даної будівлі, розташованої в місцевості типу Б (місто або його околиця, забудована будинками висотою до 20 м), при висоті 10 м над поверхнею землі x = 0,65; при 20 м x = 0,9 м; при 30 м x = 1,05. Для прямокутної в плані будівлі з співвідношенням розмірів H / L = 20,4 / 42 = 0,49 і B / L = 27/42 = 0,64, аеродинамічний коефіцієнт для стін будівлі з навітряного боку (напір) ξ_w = 0,8; з підвітряного боку (відсмоктування) ξ_w = -0,6; сумарний коефіцієнт ξ_w = 0,9 × (-0,6) = 1,4.

З огляду на те що рамний каркас пов'язаний суцільними залізобетонними перекриттями, вітрове навантаження з навітряного і підвітряного боку підсумовується. Вітрова навантаження на мало ухильну покрівлю має від'ємне значення (відсмоктування) і в запасі надійності не враховується. Розрахункове друге навантаження (по площі вертикального розрізу будівлі):

- на висоті біля 10 м – $w_1 = 0,95 \cdot 1,2 \cdot 0,48 \cdot 0,65 \cdot 1,4 = 0,498$ кН/м^2,
- на висоті біля 20 м – $w_2 = 0,498 \cdot 0,9/0,65 = 0,69$ кН/м^2.

При підрахунку вітрового навантаження, що діє на рамний каркас, для спрощення розрахунку вважають, що на висоті центрів 3-10 поверхи 6,0 + 4,8 +

4,8/2 = 13,2 м^2 і вище тиск вітру w_2 = 0,69 кН/м^2, а на висоті середини 2-го поверху 6 + 4,8/2 = 8,4 м і вище тиск w_1 = 0,498 кН/м^2.

Тиск вітрового навантаження на рівні перекриттів:

1-го поверху $w_1 = 0{,}498 \cdot 6 \cdot 6 = 17{,}93$ кН,

2-го поверху $w_2 = 0{,}69 \cdot 4{,}5 \cdot 6 = 19{,}87$ кН,

3-го поверху $w_3 = 19{,}87$ кН,

4-го поверху $w_5 = 0{,}69 \cdot 6 \cdot 4{,}5/2 = 9{,}94$ кН.

Поперечні ярусні сили на рівні перекриттів:

4-го поверху $F_4 = 9{,}94$ кН,

3-го поверху $F_3 = 9{,}94 + 19{,}87 = 29{,}81$ кН,

2-го поверху $F_2 = 29{,}81 + 19{,}87 = 49{,}68$ кН,

1-го поверху $F_1 = 49{,}68 + 17{,}93 = 67{,}61$ кН.

Поперечна сила на рівні обрізу фундаменту:

$$\Sigma F = 67{,}61 + 0{,}5 \cdot 17{,}93 = 76{,}58 \text{ кН}.$$

2.3.2 Попередній підбір перерізу ригеля

При номінальній довжині ригеля l_2 = 9 м, по п. 2.21 [7] слід переважно приймати термічно зміцнену стержневу арматуру класів А800 і А1000. З метою зменшення витрат сталі вигідно взяти арматуру А1000 з R_{sp} = 815, МПа, $R_{sp,nr}$ = 980 МПа, Es = 190000 МПа. По таблиці 8. [7] при цій арматурі повинен бути бетон класу С25/30, для якого R_b = 17 МПа, R_{bt} = 1,2 МПа, $R_{b,nr}$ 22 МПа, $R_{bt,nr}$ = 1,8 МПа. Початковий модуль пружності бетону класу С25/30, підданого тепловій обробці при атмосферному тиску, E_b = 29000 МПа. Коефіцієнт умов роботи бетону, що враховує тривалість дії навантаження, при вологості повітря навколишнього середовища нижче 75% γ_{b2} = 0,9. Максимальний згинальний момент в перерізі еквівалентний ригелю нерозрізної балки:

$$M = \frac{\gamma_n (g+v) l^2}{16} = \frac{121{,}83 \cdot 9^2}{16} = 616{,}76 \text{ кН}\times\text{м},$$

В реальних умовах вартість залізобетонної балки може бути близькою до оптимальної при значеннях:

$$M = As/(bh_0) = 1\ldots2\ \%,$$

$$\xi = x/h_0 = 0{,}3\ldots0{,}4.$$

Відповідний коефіцієнт:

$$\alpha_0 = \xi(1\text{-}0{,}5\xi) = 0{,}3(1 - 0{,}5\cdot0{,}3) = 0{,}255.$$

Необхідна робоча висота балки при її ширині b = 300 мм.

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_0\gamma_{b2}R_b b}}, \qquad (2.46)$$

$$h_0 = \sqrt{\frac{616760000}{0{,}255\cdot0{,}9\cdot17\cdot300}} = 725мм.$$

Можна взяти висоту балки:

$$h = ha + a = 800\ \text{мм}.$$

Перевірка достатності розмірів перетину.

З умови забезпечення міцності бетону на стиск від дії поперечної сили:

$$Q = 0{,}6 \bullet 121{,}83 \bullet 9 = 657{,}88\ \text{кН}.$$

З формули:

$$Y_{m1} = \frac{Q}{[0{,}3(1-0{,}01R_b)\gamma_{b2}R_b bh_0]},$$

$$Y_{m1} = \frac{657880}{[0{,}3(1-0{,}01\cdot17)\cdot300\cdot76]0{,}9\cdot17}\ 0{,}76 < 1{,}3.$$

тобто міцність перетину забезпечена.

Власна вага частини ригеля, виступаючою нижньою площині збірних панелей 400 × 650 мм:

$$g_1 = [0{,}3\cdot0{,}4 + (0{,}65 - 0{,}3)(0{,}5\cdot0{,}2 + 0{,}2)]24{,}5\cdot1{,}1 = 6\ \text{кН/м}.$$

Повне постійне навантаження на ригель:

$$\gamma_n g = 19{,}23 + 0{,}95\cdot6 = 24{,}93\ \text{кН/м},$$

- тимчасове:

$$\gamma_n V = 102{,}6\ \text{кН/м}.$$

Повне розрахункове навантаження:

$$\gamma_n(g + V) = 24{,}93 + 102{,}6 = 127{,}53.$$

2.3.3 Попередній підбір перетину колони

Для колони, як сильно навантажених стиснутих елементів, рекомендується брати бетон не нижче класу С16/20. Можна прийняти, як і для ригеля, бетон класу С25/30. Для ненапруженної арматури слід переважно застосовувати стрижневу арматуру класу А400 Ø 10 ... 40 з $R_s = R_{cs} = 365$ МПа, $E_s = 200000$ МПа и Ø6…8 А400 с $R_s = R_{cs} = 355$ МПа, $R_{sw} = 285$ МПа. Коефіцієнт поздовжнього армування, при якому не потрібно конструктивно збільшувати поперечну арматуру, $\mu \leq 0{,}015$. Повне навантаження на колону 1-го поверху з урахуванням власної ваги ригеля $N = 6890{,}13 + 0{,}95 \cdot 6 \cdot 9 \cdot 4 = 7095{,}33$ кН.

Необхідна площа перерізу колон без урахування впливу прогину:

$$A = \frac{N}{(\gamma_{b2} R_b + \mu R_{sc})}, \tag{2.47}$$

$$A = = \frac{7095000}{0{,}9 \cdot 17 + 0{,}015 \cdot 365} = 341000 \text{ м}^2.$$

Можна прийняти перетин колони b×h = 400×600 = $2{,}4 \cdot 10^5$ мм, розташовуючи великий розмір перетину в площині рами.

Власна вага колони на один поверх: g = 0,4•0,5•6•24,5•1,1 = 32,3 кН.

Повне навантаження в нижньому перетині колони 1-го поверху N = 7095,33 + 0,95 • 32,3 • 5 = 7248,76 кН, в тому числі тривало діючі навантаження $N_1 = 3167{,}8 + 274 + 153 = 3594{,}8$ кН.

2.3.4 Згинальні моменти і поперечні сили в перетинах ригеля і колон від вертикальних навантажень

Визначають допоміжні розрахункові величини. Вантажні характеристики:

$$gl^2 = 24{,}93 \cdot 9^2 = 2019{,}33 \text{ кН×м},$$

$$Vl^2 = 102{,}6 \cdot 9^2 = 8310{,}6 \text{ кН×м}.$$

$$V_1 l^2 = 34{,}2 \cdot 9^2 = 2770{,}2 \text{ кН×м.}$$

Попередньо підраховуємо геометричні характеристики перерізів ригеля і колон.

Площа перетину ригеля: (рис. 2.3)

$$A_1 = 300 \cdot 800 + 350(200 + 100) = 345000 \text{ мм}^2$$

Статичний момент площі перетину щодо нижньої грані:

$$S_1 = 240000 \cdot 400 + 350 \cdot 200 \cdot 300 + 200^2/3 = 121667000 \text{ мм}^2$$

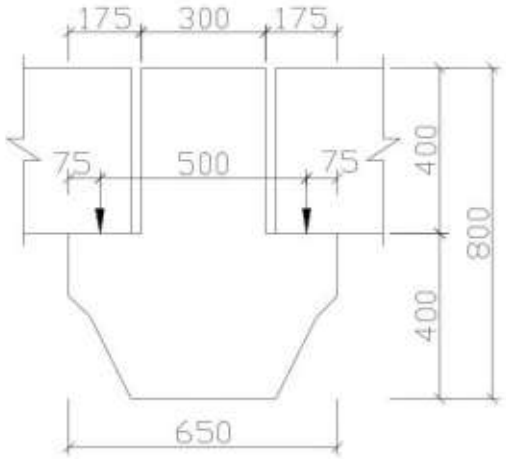


Рисунок 2.3 - Схема ригеля

Відстань від нижньої межі до центру ваги перерізу:

$$y = \frac{121667}{345} 353 \text{ мм.}$$

Момент інерції перерізу ригеля:

$$I_1 = 300 \cdot 800^3/12 + 300 \cdot 800 \cdot (400 - 353)^2 + 350 \cdot 200^3/12 + 350 \cdot 200(353 - 300)^2 + 350 \cdot 200^3/36 + 0{,}5 \cdot 350 \cdot 200(353 - 2 \cdot 200/3)^2 = 1535 \cdot 10^7 \text{ мм}^4.$$

Момент інерції перерізу колони: $I_2 = I_3 = 400 \cdot 600^3/12 = 720 \cdot 10^7$ мм^4.

Погонні жорсткості елементів рами 1-го поверху:

- ригеля $i_1 = I_1/l_1 = 1535 \cdot 10^7/9000 = 171 \cdot 10^4$ мм^3;
- колон 1-го поверху $i_2 = I_2/l_2 = 720 \cdot 10^7/6000 = 120 \cdot 10^4$ мм^3;
- колон 2-го поверху $i_3 = 720 \cdot 10^7/10800 = 66 \cdot 10^4$ м^3.

Табличний коефіцієнт $x = i_1/(i_2 + i_3) = 171/66 = 2{,}6$.

З метою зменшення витрат арматурної сталі використовують наближений облік перерозподілу зусиль, що полягає в тому, що в якості вирівняних приймають епюри згинальних моментів, одержуваних при

розташуванні тимчасової навантаження через проліт, при якій виходять моменти в прогонових перетинах ригеля і в перетинах колон. Значення згинальних моментів за формулою:

$$M = (x_1 g + x_n V) l^2. \quad (2.48)$$

Результати записують в таблицю 2.5.

Табличні коефіцієнти x виписуються з таблиці 2 додатка XI [1] при значеннях X = 1.

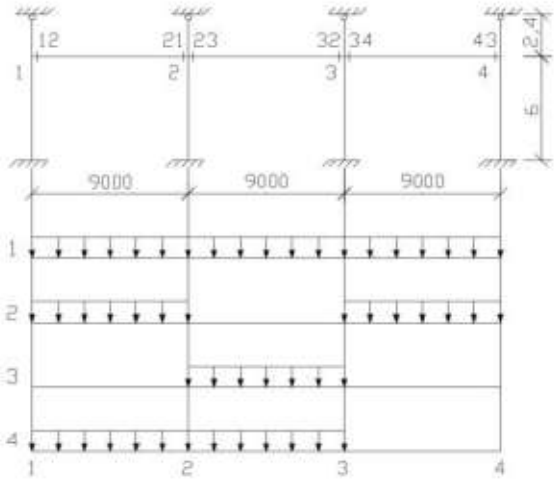


Рисунок 2.4 - Схема рами при розрахунку на вертикальне навантаженняі варіанти розташування навантажень на ригелі

Таблиця 2.5 - Моменти в перетинах ригеля і в перетинах колон

Навантаження, кН/м	Схема навантаження	Коефіцієнт, x_n	Момент gl^2 або vl^2, кН×м	Згинальні моменти		
				$M_{12} = M_{43}$ кН×м	$M_{21} = M_{34}$ кН×м	$M_{23} = M_{32}$ кН×м
Постійне $\gamma_n g = 24,93$	1	-0,063	2019,3	-127,2	-	-
	1	-0,091	2019,3	-	-183,8	-
	1	-0,085	2019,3	-	-	-171,6
Тимчасове $\gamma_n V = 102,6$	2	-0,070	8310,6	-581,7	-	-
	2	-0,074	8310,6	-	-614,9	-
	2	-0,012	8310,6	-	-	-99,7
Тимчасове $\gamma_n V = 102,6$	3	0,007	8310,6	58,17	-	-
	3	-0,017	8310,6	-	-141,3	-
	3	-0,073	8310,6	-	-	-606,7
Основні поєднання	1 + 2	-	-	-708,9	-798,7	-271,3
	1 + 3	-	-	-69,03	-325,1	-778,3

Обчислюють згинальні моменти в прогонових перетинах і поперечні сили в опорних перетинах ригеля.

Для середнього прольоту:

а) при поєднанні навантажень 1 + 2:

$$M_{min} = M_{23} + 0{,}125gl^2 = -271{,}3 + 0{,}125 \cdot 24{,}93 \cdot 9^2 = -18{,}9 \text{ кН·м},$$

$$Q_{min} = 0{,}5gl = 0{,}5 \cdot 24{,}93 \cdot 9 = 112{,}19 \text{ кН}.$$

б) при поєднанні навантажень 1 + 3:

$$M_{max} = M_{23} + 0{,}125(g + V)l^2 = -778{,}3 + 0{,}125(127{,}53) \cdot 9^2 = 512{,}94 \text{ кН·м},$$

$$Q_{max} = 0{,}5 \cdot 127{,}53 \cdot 9 = 573{,}9 \text{ кН}.$$

Для крайнього прольоту:

а) при поєднанні навантажень 1 + 2 знаходимо:

$$Q(y) = (M_{21} - M_{12})/l + (g + V)l/2 - (g + V)y_1 = (-798{,}7 + 708{,}9)/9 + 127{,}53 \cdot 9/2$$

$$- 127{,}53 \cdot y_1 = 563{,}9 - 127{,}53y_1 = 0,$$

$$y_1 = \frac{563{,}9}{127{,}53} = 4{,}42 \text{ м}.$$

Підставляючи значення y_1 в рівняння, знаходимо:

$$M_{max} = M_{12} + (M_{21} - M_{12})y_1/l + (g + V) \cdot y_1(l - y_1)/2 = -708{,}9 + (-798{,}7 +$$

$$+708{,}9) \cdot 4{,}42/9 + 127{,}53 \cdot 4{,}42 \cdot (9 - 4{,}42)/2 = 537{,}83 \text{ кН·м},$$

$$Q_{12max} = (g + V)y_1 = 127{,}53 \cdot 4{,}42 = 563{,}7 \text{ кН},$$

$$Q_{21max} = (g + V)l - Q_{12max} = -127{,}53 \cdot 9 + 563{,}7 = 584{,}1 \text{ кН}.$$

б) при поєднання навантажень 1 + 3:

$$Q(y) = (-325{,}1 + 69{,}03)/9 + 24{,}93 \cdot 9/2 - y_2 = 83{,}73 - 24{,}93\ y_2 \Rightarrow$$

$$y_2 = \frac{83{,}73}{24{,}93} = 3{,}36 \text{ м},$$

$$M_{min} = -69{,}03 + (-325{,}1 + 69{,}03) \cdot 3{,}36/9 + 24{,}93 \cdot 3{,}36 \cdot (9 - 3{,}36)/2 = 71{,}59 \text{ кН·м},$$

$$Q_{12min} = 24{,}93 \cdot 3{,}36 = 83{,}76 \text{ кН},$$

$$Q_{21min} = -24{,}93 \cdot 9 + 83{,}76 = -140{,}61 \text{ кН}.$$

Розраховуємо згинальні моменти і поперечні сили в перетину колони 1-го і 2-го поверху (нижній переріз).

Для крайніх колон:

а) при поєднанні навантажень 1 + 2:

В нижньому перетині колони 2-го поверху:

$$M_1' = M_{12}i_2/(i_2 + i_3) = 708{,}9 \cdot 150/(150 + 113)\ 404{,}3\ \text{кН·м},$$

$$Q_1 = \frac{M_1'}{0{,}5H} = \frac{404{,}3}{2{,}4} = 168{,}5\ \text{кН}.$$

У верхньому перетині колони 1-го поверху:

$$M_1 = -708{,}9 \cdot 113/263 = -304{,}6\ \text{кН·м},$$

то ж в нижньому:

$$M_{01} = -0{,}5M_1 = 0{,}5 \cdot 304{,}6 = 152{,}3\ \text{кН·м},$$

$$Q_{01} = (304{,}6 + 152{,}3)/6 = 76{,}15\ \text{кН·м}.$$

б) при поєднанні навантажень 1 + 3:

$$M_1' = 69{,}03 \cdot 0{,}57 = 39{,}4\ \text{кН·м},$$

$$Q_1 = 39{,}4/2{,}4 = 16{,}4\ \text{кН},$$

$$M_1 = -69{,}03 \cdot 0{,}43 = -29{,}7\ \text{кН·м},$$

$$M_{01} = 0{,}5 \cdot 29{,}7 = 14{,}8\ \text{кН·м},$$

$$Q_{01} = (29{,}7 + 14{,}8)/6 = 7{,}4\ \text{кН}.$$

Для середньої колони:

а) при поєднанні навантажень 1 + 2:

$$M_2' = (M_{21} - M_{23})i_2/(i_2 + i_3) = (-798{,}17 + 271{,}3) \cdot 0{,}57 = -300{,}3\ \text{кН·м},$$

$$Q_2 = -300{,}3/2{,}4 = -125{,}1\ \text{кН},$$

$$M_2 = 526{,}9 \cdot 0{,}43 = 226{,}6\ \text{кН·м},$$

$$Q_2 = -300{,}3/2{,}4 = -125{,}1\ \text{кН},$$

$$M_2 = 526{,}9 \cdot 0{,}43 = 226{,}6\ \text{кН·м},$$

$$M_{02} = -0{,}5 \cdot 226{,}6 = -113{,}3\ \text{кН·м},$$

$$Q_{02} = -(226{,}6 + 113{,}3)/6 = -56{,}6\ \text{кН}.$$

б) при поєднанні навантажень 1 + 3:

$$M_2' = (-325{,}1 + 778{,}3) \cdot 0{,}57 = 258{,}3\ \text{кН·м},$$

$$Q_2 = 258{,}3/2{,}4 = 107{,}6\ \text{кН·м},$$

$$M_2 = -453{,}2 \cdot 0{,}43 = -194{,}9\ \text{кН·м},$$

$$M_{02} = 0{,}5 \cdot 194{,}9 = 97{,}4\ \text{кН·м},$$

$$Q_{02} = (194,9 + 97,4)/6 = 48,7 \text{ кН}.$$

2.3.5 Згинальні моменти і поперечні сили в перетинах колон і ригелів від вітрового навантаження

Величина ярусних сил, обчислена вище:

$$F_4 = 9,94 \text{ кН}; F3 = 28,81 \text{ кН}; F_2 = 49,68 \text{ кН}; F_1 = 67,61 \text{ кН}.$$

Коефіцієнти зменшення жорсткості крайніх колон з таблиці XI.I для 1-го поверху $\beta_1 = 0,9$; для верхніх поверхів при відносно

$$i_1/i_2 = 171/150 = 1,14 \; \beta_n = 0,63.$$

Вітрова навантаження повинна враховуватися в поєднанні з експлуатаційної з коефіцієнтом 0,8.

Основною системою для розрахунку рами на вітрове навантаження буде схема зламу, зображена на рисунку 2.4, при якій крайні колони з підвітряного боку будівлі не сприймають зусилля від вітру.

З урахуванням коефіцієнта сполучень 0,8 поперечні сили, що передаються на крайні колони рами (з навітряного боку), по формулі буде:

- на 1-му поверсі:

$$Q_1 = \text{const} = 0,81 \cdot 0,9F_1/2,9 = 0,248 \cdot F_1 = 0,248 \cdot 67,61 = 16,77 \text{ кН},$$

-з 2-го по 4-ий поверсі:

$$Q_n = 0,8 \cdot 0,63F_n/2,7 = 0,187F_n.$$

Те ж на середні колони:

- на 1-й поверсі:

$$Q_1' = 0,8F_1/2,90,276F_1 = 0,276F_1 = 0,276 \cdot 67,61 = 18,7 \text{ кН}.$$

Згинальні моменти в перерізі колон 1-го поверху будуть:

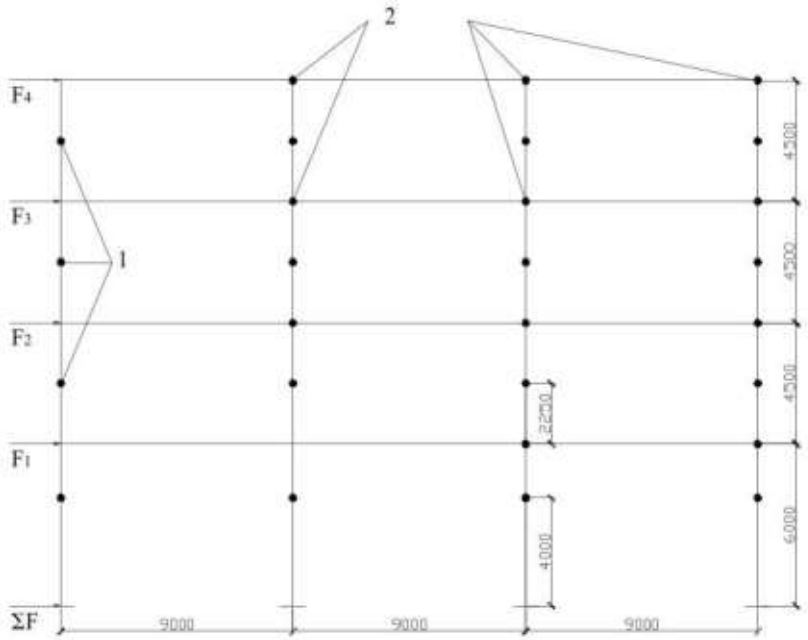
-в горі крайньої колони $M_1 = QH/3 = 16,77 \cdot 2,0 = 33,54$ кН·м,

- то ж, внизу $M_{01} = 2M_1 = -67,08$ кН·м,

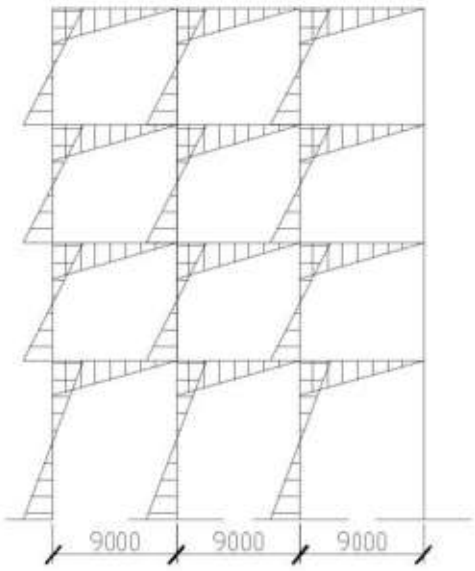
- вгорі середньої колони $M_1' = Q'H/3 = 18,7 \cdot 2,0 = 37,4$ кН·м,

- то ж, внизу $M_{01}^{'} = -2\,M_{1}^{'} = -74{,}8$ кН·м.

а)



б)



а - основна система; б - епюра згинальних моментів; 1 - фіктивні шарніри $M = 0$; 2 - пластичні шарніри $\Delta M_{pl} = 0$.

Рисунок 2.4 - Схема злому рами

2.4 Розрахунок перетинів ригеля рами

2.4.1 Відомості про арматурі і бетон

Перетин ригеля розглядають як прямокутник 300 × 800 мм, площа перерізу консольних звисів (рис. 2.3) в розрахунок не вводять, так як вони розташовані близько до середини висоти балки, тобто поза стиснутою зоною. Бетон класу С25/30. Арматура класу А1000. В опорних перетинах ригеля і в перетинах колон з метою спрощення конструкцій стиків доцільно застосовувати ненапружену арматуру класу А400.

Характеристику стиснутої зони бетону знайдемо за формулою:

$$\omega = 0{,}85 - 0{,}008 \cdot 0{,}9 \cdot 17 = 0{,}728 .$$

Максимальне напруження в арматурі стиснутої зони при $\gamma_{b2}<1$ приймають $\sigma_{se,u}$=500 МПа. Напруга в розтягнутій арматурі ø10 ... 40 А400 $\sigma_{sr}=R_s$=365 МПа.

Граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону за формулою:

$$\xi_R = \omega / \left[1 - G_{sr}\left(1 - \omega / 1{,}1\right) G_{se,u}\right], \qquad (2.49)$$

$$\xi_R = 0.728 / \left(1 + 365 \cdot \left(1 - 0{,}728 / 1{,}1\right) 500\right) = 0{,}584.$$

відповідний коефіцієнт

$$\alpha_R = 0{,}584 \cdot \left(1 - 0{,}5 \cdot 0{,}584\right) = 0{,}413$$

Високоміцну стержневу арматуру напружують прогресивним електротермічним способом. Допустиме відхилення значення попереднього напруження:

$$p = 30 + 360 / l = 30 + 360 / 9 = 70 \text{ МПа} .$$

Максимальне ефективне попереднє напруження арматури класу А1000.

$$R_{s,ser} - p = 980 - 70 = 910 \text{МПа}.$$

Втрати напруги арматури до обтиску бетону:

1) від релаксації напруги:

$$\sigma_1 = 0{,}03 \cdot 910 = 27{,}3 \text{ МПа} .$$

2) від температурного перепаду на 65 °С при прогріванні:

$$\sigma_2 = 1{,}25 \cdot 65 = 81 \text{МПа}\ .$$

Величина похибки точності натягу чотирьох стрижнів арматури:

$$\Delta\gamma_{sp} = 0{,}5 \cdot p \cdot \left(1 + 1/\sqrt{n}\right)/\sigma_{sp}, \qquad (2.50)$$

$$\Delta\gamma_{sp} = 0{,}5 \cdot 70 \cdot \left(1 + 1/\sqrt{4}\right)/910 = 0{,}06.$$

але повинна бути не менше 0,1.

Напруга арматури з урахуванням втрат при коефіцієнті точності натягу:

$$\gamma_{sp} = 1 - 0{,}1 = 0{,}9,$$

$$\sigma_{sp} = (910 - 27{,}3 - 81) \cdot 0{,}9 = 722\ МПа.$$

Збільшення напруги, за формулою:

$$\Delta\sigma_{sp} = 1500\sigma_{sp} / R_s - 1200, \qquad (2.51)$$

$$\Delta\sigma_{sp} = 1500 \cdot 722/815 - 1200 = 129\ МПа.$$

Напруга в розтягнутій арматурі:

$$R_{sr} = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp}, \qquad (2.52)$$

$$R_{sr} = 815 + 400 - 722 - 129 = 364\ МПа.$$

Величини:

$$\xi_{R2} = 0{,}728/\left[1 + 364(1 - 0{,}728/1{,}1)/500\right] = 0{,}584,$$

$$\alpha_{R2} = 0{,}584 \cdot (1 - 0{,}5 \cdot 0{,}584) = 0{,}413.$$

Мало відрізняється від ξ_{R1} і ξ_{R2}.

При визначенні площі перетину високоміцної арматури слід враховувати її спільну роботу з ненапруженою арматурою поздовжньої арматури зварних каркасів 2ø12 А400 з A_s = 226 мм^2.

2.4.2 Розрахунок міцності перерізів крайнього прольоту ригеля 1-го поверху, нормальних до поздовжньої осі елемента

Визначення площі перерізу нижньої високоміцної арматури. Робоча висота перерізу:

$$h_c = 800 - 40 = 760 \text{ мм}.$$

Розрахункова довжина ригеля $l=9$ м. З таблиці 2.4 і 2.8 зусилля в крайньому прольоті ригеля M_{max}=565,7 кНм, N=267,0 кН.

Для визначення зусиль від тривалого навантаження:

$$(g + v_l) = 24{,}93 + 34{,}2 = 59{,}13 \text{ кН/м}.$$

використовуючи співвідношення $v_l / v = 5/15 = 0{,}33$ і дані таблиці 2.4 при поєднанні навантажень 1 + 2, знаходять:

$$M_{12} = -127{,}2 - 581{,}7 \cdot 0{,}33 = -319{,}2 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_{21} = -183{,}8 - 614{,}9 \cdot 0{,}33 = -386{,}7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Потім отримуємо:

$$Y = \frac{-386{,}7 + 319{,}2}{59{,}13 \cdot 9 + 4{,}5} = 4{,}37 \text{м},$$

$$M_c = -319{,}2 + (-386{,}7 + 319{,}2) \cdot 4{,}37/9 + 59{,}13 \cdot 4{,}37 \cdot (9 - 4{,}37)/2 = 246{,}22 \text{кНм},$$

$$N_c = 319{,}2/4{,}5 = 70{,}9 \text{кН}.$$

Ексцентриситети дії сил:

$$\ell_c = \frac{563700}{267} = 2118 \text{мм},$$

$$\ell_{ot} = \frac{246220}{70{,}9} = 3473 \text{мм}.$$

Випадкові ексцентриситети:

$$\ell_{t2} = \frac{800}{300} = 27 \text{мм} < \ell_c.$$

Відносний ексцентриситет:

$$\delta_\ell = \frac{2118}{800} = 2{,}65.$$

Те ж мінімальний коефіцієнт за формулою:

$$\delta_{\ell\min} = 0{,}5 - 0{,}01(\ell_o / h + \gamma_{br} R_b), \qquad (2.53)$$

$$\delta_{\ell\min} = 0{,}5 - 0{,}01(9000/100 + 0{,}9 \cdot 17) = 0{,}2 < 2{,}65.$$

Далі визначаємо коефіцієнт $У_р$. При площі перетину попередньо напруженої арматури $A_{sp}=\mu bh_0=0{,}004 \cdot 300 \cdot 760=912 \text{мм}^2$ зусилля обтиску бетону за формулою:

$$P_o = \delta_{sp} A_{sp} = 722 \cdot 912 = 658464 H .$$

З попереднього розрахунку:

$$A_1 = 34500 м^2;\ y = 353 мм;\ У_1 = 1535 \cdot 10^7\ мм^4;\ \ell_{op} = 353 - 40 = 313 мм .$$

Напруга обтиску бетону на рівні ц. т. арматури:

$$\delta_{\ell P} = P_o / A_1 + P_o \ell^2_{op} / У_1, \qquad (2.54)$$

$$\delta_{\ell P} = 658464 / 345000 + 658464 \cdot 313^2 / 1535 \cdot 10^7 = 6{,}11 Mпа.$$

Так як відношення $\ell_c / h = \delta_c = 2{,}65 > 1{,}5$, то враховують $\ell_c / h = 1{,}5$.

Коефіцієнт за формулою:

$$У_р = 1 + 12 \delta_{tp} \ell_o / (h R_t), \qquad (2.55)$$

$$У_р = 1 + 12 \cdot 6{,}11 \cdot 1.5 / 0{,}9 \cdot 17 = 8{,}19.$$

Той же за формулою:

$$У_1 = 1 + \beta N_t (\ell_{il} + 0{,}5h - a) / [N(\ell_c + 0{,}5h - a)], \qquad (2.56)$$

$$У_1 = 1 + 70{,}9(3473 + 400 - 40) / [267(2118 + 360)] = 1{,}41 .$$

Мінімальне армування, необхідне при відношенні:

$$\ell_o / r = \ell_o / \sqrt{У_1 / A_1} =, \qquad (2.57)$$

$$\ell_o / r = 9000 / \sqrt{1535 \cdot 10^4 / 345} = 42{,}7.$$

$(A_s' + A_s) = 0{,}002 \cdot 300 \cdot 760 = 456 мм^2$, або 4 ø 12 А400 з $A_s = 452 мм^2$.

Після пробних спроб можна взяти:

$$(A_s' + A_s) = 1350 мм^2 .$$

За формулою:

$$У_s = (A_s + A_s')(h_o - a)^2 / 4, \qquad (2.58)$$

$$У_s = 1350(760 - 40)^2 / 4 = 175 \cdot 10^6\ мм^4 .$$

Коефіцієнт приведення перетину:

$$\alpha = E_5 / E_6 = 190 / 29 = 6{,}55 .$$

Критична кутова сила:

$$N_{ch} = \frac{6{,}4 \cdot 29000}{9000^2} \left[\frac{1535 \cdot 10^7}{1{,}41} \left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + 2{,}65 / 8{,}19} + 0{,}1 \right) + 175 \cdot 10^6 \cdot 6{,}55 \right] = 11579 кН.$$

Коефіцієнт за формулою дорівнює:

$$\eta = 1/(1 - N/N_{cr}), \tag{2.59}$$

$$\eta = 1/(1 - 267/11579) = 1{,}02.$$

Плече прикладання сили щодо ц. т. перетину розтягнутої арматури:

$$\ell = \eta \ell_o + 0{,}5h \cdot a, \tag{2.60}$$

$$\ell = 1{,}02 \cdot 2118 + 400 - 40 = 2520 мм^2.$$

Величина:

$$\xi = N/\gamma_{b2} R_b b h_o, \tag{2.61}$$

$$\xi = 267000/(0{,}917 \cdot 300/760) = 0{,}077 < \xi_R = 0{,}584.$$

Коефіцієнт умов роботи високоміцної арматури по формулі з урахуванням $\gamma_{sb} = 1{,}15.$:

$$\gamma_{sb} = \eta - (\eta - 1)(2\xi/\xi_R - 1), \tag{2.62}$$

$$\gamma_{sb} = 1{,}15 - 0{,}15(2 \cdot 0{,}077/0{,}584 - 1) = 1{,}26 > 1{,}15.$$

Необхідна площа перерізу стиснутої арматури при $\alpha_{R2} = 0{,}413$:

$$A_S^{'} = (Ne - \alpha_{R2} \gamma_{t2} R_b b h_o^2)/[R_{sc}(h_o - a')], \tag{2.63}$$

$$A_S^{'} = (267000 \cdot 2520 - 0{,}413 \cdot 0{,}9 \cdot 17 \cdot 300 \cdot 760^2)/(365 \cdot 720) < 0.$$

Стиснута арматура за розрахунком не потрібна і встановлюється конструктивно мінімальної величини 2 ø 12 А400 с A_s = 226 мм^2.

Коефіцієнти:

$$\alpha_c = (267000 \cdot 2520 - 365 \cdot 226 \cdot 720)/(0{,}9 \cdot 17 \cdot 300 \cdot 760^2) = 0{,}231,$$

$$\xi_o = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_o} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0{,}231} = 0{,}267.$$

Необхідна площа перерізу високоміцної арматури з урахуванням напруженої 2 ø 12 А400 с A_s = 226 мм^2:

$$A_{sp} = (\eta_o \gamma_{b2} R_b b h_o - N)/(\gamma_{sb} R_{sp}) - R_s A_s/(\gamma_{sb} R_{sp}) + R_{sc} A_s^{'}/(\gamma_{sc} R_{sp}). \tag{2.64}$$

Але з огляду на те, що для арматури класу А400 $R_s = R_{sc}$, отримуємо:

$$A_{sp} = (\eta_o \gamma_{o2} R_b b h_o - N)/(\gamma_{sc} \cdot R_{sp}) = (0{,}267 \cdot 0{,}9 \cdot 17 \cdot 300 \cdot 760 - 267000/(1{,}15 \cdot 815)) = 879 мм^2.$$

Можна прийняти 2 ø 18 А1000 з A_{sp} = 509 + 402 = 911 мм^2.

Порівняння:

$$(A_{sp} + A_s + A_s^{'} - 1350)/1350 = (911 + 226 + 226 - 1350)/1350 = 0{,}01 < 0{,}03.$$

Слід вважати підбір арматури правильним.

Визначення площі перерізу верхньої робочої напруженої арматури на опорі біля крайньої колони. З таблиць 2.4 - 2.8:

$$M_{12} = 708{,}9 кНм;\ M_{\ell} = 565{,}7 + 531{,}1 \cdot 0{,}67 = 921{,}5 кНм;\ N = 267 кН;\ N_{\ell} = 70{,}9 кН.$$

Для розрахунку визначають згинальні моменти по межі колони:

Q_{12}=563,7кН та Q_{12l}=59,13·5,82=344,14кН;

$$M' = 708{,}9 + (-563{,}7 \cdot 0{,}5/2) = 567{,}98 кНм;$$

$$M_c = 565{,}7 - 344{,}14 \cdot 0{,}25 = 479{,}67 кНм.$$

Обчислюємо:

$$\ell_o = 567980/267 = 2127{,}3 мм;\ \ell_{oc} = 479670/70{,}9 = 6765 мм;$$

$$\delta_e = 2127/800 = 2{,}66 > \delta_{e\min} = 0{,}2,$$

$$Y_1 = 1 + 70{,}9(6765 + 360)/[267(2127 + 360)] = 0{,}761.$$

Задаємося $A_s^{'} + A_s^{'} = 3600 мм^2$ і обчислюємо:

$$Y_s = 3600 \cdot 129600 = 46656 \cdot 10^4\ мм^4,$$

$$N_{sr} = \frac{6{,}4 \cdot 29000}{9000^2}\left[\frac{1535 \cdot 10^7}{0{,}761}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + 2{,}66} + 0{,}1\right) + 46656 \cdot 10^4 \cdot 6{,}55\right] = 13462 кН,$$

$$\eta = 1/(1 - 26{,}7/13462) = 1{,}02;\ \ell = 1{,}02 \cdot 2127 + 360 = 2530 мм.$$

У стиснутій зоні перетину виявляється стисла арматура 2 Ø12 А400 з $R_{sc} = 365 МПа$ і $A_s^{'} = 226 мм^2$, і так само 2 Ø18 А1000 + 2 Ø16 А1000 з $R_{sc} = 400 МПа$ та $A_{sp}^{'} = 911 мм^2$.

Коефіцієнти:

$$\alpha_o = (267000 \cdot 2530 - 365 \cdot 226 \cdot 720 - 400 \cdot 911 \cdot 720)/0{,}9 \cdot 17 \cdot 300 \cdot 760^2 = 0{,}133;$$

$$\xi_c = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0{,}133} = 0{,}144.$$

Необхідна площа перерізу арматури:

$$A_s = (0{,}144 \cdot 0{,}9 \cdot 17 \cdot 300 \cdot 760 - 267000 + 365 \cdot 226 + 911 \cdot 480)//365 = 1869 мм^2.$$

Можна прийняти 4 Ø28 з $A_s = 2463 мм^2 (-1° / \circ\ допустимо)$.

Порівняння: $(911 + 226 + 2463 - 3600) \cdot 3600 = 0.$

Коефіцієнт армування:

$$\mu = \frac{2463}{300 \cdot 760} = 0{,}01 > 0{,}002.$$

Визначення верхньої напруженої арматури на опорі у середньої колони:

$M_{21} = 798{,}7 кНм;\ M_{\ell} = 386{,}7 кНм;\ Q_{21} = 584{,}1 кН;\ Q_{\ell} = 59{,}13 \cdot 9 - 344{,}14 = 188{,}03 кН.$

За попереднім розрахунком:

$$M' = 798{,}7 - 584{,}1 \cdot 0{,}25 = 652{,}7 кНм,$$

$$M'_{\ell} = 386{,}7 - 188{,}03 \cdot 0{,}25 = 339{,}7 кНм,$$

$$N = 267 кН;\ N_1 = 70{,}9 кН;\ \ell_o = 652700/267 = 2445 мм,$$

$$\ell_{ot} = 339700/70{,}9 = 4791 мм;\ \delta_{\ell} = 2445/800 = 3{,}056,$$

$$Y_{\ell} = 1 + 70{,}9(4791 + 360)/[267 \cdot (2445 + 360)] = 0{,}488.$$

Задаємося: $A_s + A'_s = 4200 мм^2$.

Обчислюємо:

$$Y_s = 4200 \cdot 120600 = 54432 \cdot 10^4 мм^4;$$

$$N_{ск} = \frac{6{,}4 \cdot 29000}{9000^2}\left[\frac{1535 \cdot 10^7}{0{,}488}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + 3{,}056} + 0{,}1\right) + 54432 \cdot 10^4 \cdot 6{,}55\right] = 17889 кН;$$

$$\eta = 1/(1 - 267/17889) = 1{,}015;\ \ell = 1{,}015 \cdot 2445 + 360 = 2842 мм;$$

$$\alpha_o = (267000 \cdot 2842 - 59392800 - 262368000)/0{,}9 \cdot 17 \cdot 300 \cdot 760^2 = 0{,}165 < \alpha_{R1} = 1{,}413;$$

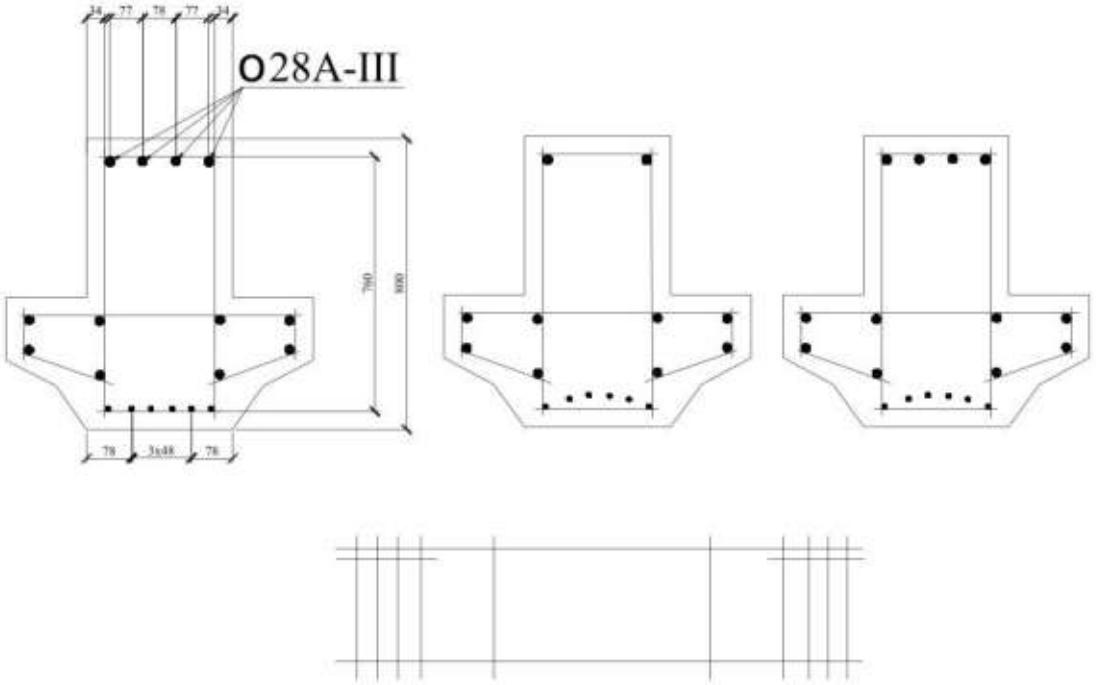
$$\xi_0 = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0{,}165} = 0{,}181;$$

$A_S = (0{,}181 \cdot 0{,}9 \cdot 17 \cdot 300 \cdot 760 - 267000 + 82490 + 364400)/365 = 2223$ мм^2.

Порівняння:

$$(911 + 226 + 2223 - 4200)/4200 = 0{,}004 < 0{,}03$$

За сортаментом арматурної сталі можна взяти 5 Ø 28 А400 з A_S = 3079 мм^2. Армування решт ригеля крайнього прольоту буде різне, що допоможе уникнути помилки при монтажі (рис.2.5).



а) - перетин біля крайньої колони; б) - перетин в прольоті; в) - перетин у середньої колони; 1 - з'єднувальний стержень Ø12 А400; 2 - сітка консольних звисів; 3 - сітка каркаса; 4 - контактна стикова сварка.

Рисунок 2.5 - Схема армування крайнього польоту ригеля.

2.4.3 Розрахунок міцності перерізів крайнього прольоту ригеля, нахилених до поздовжньої осі елемента, по поперечній силі

Перетин ригеля біля крайньої колони. Для важкого бетону С25/30 $R_{bt} = 1{,}2 МПа;\ \gamma_{b2} = 0{,}9.$ Поперечна сила по межі колони:

$$Q = Q_{12} - (q + \nu)h/2 \tag{2.65}$$

$$Q = 417{,}67 - 127{,}53 \cdot 0{,}3 = 379{,}4 кН.$$

Перевірка міцності стислій похилій смуги між похилими тріщинами за формулою:

$$Y_{w1} = Q/[0{,}3(1 - \beta R_b)\gamma_{b2} R_b b h_o], \tag{2.66}$$

$$Y_{w1} = 379400/[0,3(1-0,01\cdot 17)0,9\cdot 17\cdot 300\cdot 760] = 0,437 < 1.$$

Отже, міцність забезпечується без урахування поперечної арматури.

Перевірка міцності по похилій тріщині для ригеля прямокутного перетину по формулі $У_f$=0. На приопорних ділянках ригеля рами поздовжні сили, в тому числі зусилля обтиску, створюють згинальні моменти, однакові по знаку з моментами від дії поперечного навантаження, а тому позитивний вплив поздовжніх стискаючих сил не враховується, $У_п = 0$.

За формулою:

$$Q_{sw\min} = 2h_o q_{sw} = Y_b(1 + Y_f + Yn)\gamma_{b2} R_{bt} b h_o, \qquad (2.67)$$

$$Q_{sw\min} = 0,6\cdot 0,9\cdot 1,2\cdot 300\cdot 760 = 147,74кН.$$

За формулою:

$$Q_{bo} = 2\cdot 0,9\cdot 1,2\cdot 300\cdot 760/2 = 246,24кН.$$

Так як $Q - Q_{bo} = 379,4 - 246,24 = 133,16кН$ менше, $Q_{sw\min} = 147,74кН$ менше $Q_{bo} = 246,24кН$, то площа перерізу поперечних стрижнів необхідно знаходити за формулою:

$$A_{sw} = q_{sw} / R_{sw} = 0,5Y_{b3}(1 + Y_f + Yn)\gamma_{b2} R_{bt} b_s / R_{sw} \qquad (2.68)$$

Конструктивно при висоті перетину ригеля h = 800 мм поперечні стержні повинні встановлюватися з кроком: в приопорних зонах $S_1 \le h/3 = 800/3267мм$, можна прийняти $S_1 = 250мм$, а на іншій частині прольоту ригел $S_2 \le 3h/4 = 3\cdot 8/4 = 600мм$ я, але не більше $S_2 = 500мм$.

З умови зварювання з поздовжньою арматурою Ø 28 (рис.2.5) за додатком 1 потрібно перетин поперечних стержнів не менше Ø 8, при яких 2 Ø 8 А400, $A_{sw} = 101мм^2$. При відношенні 8/28 = 0,29 <1/3 необхідно враховувати зменшене розрахунковий опір арматури $R_{sw} = 255МПа$.

За формулою 2.68:

$$A_{sw} = 0,5\cdot 0,6\cdot 1,2\cdot 0,9\cdot 300\cdot 250/255 = 95,29мм^2 < 101мм^2.$$

Тобто поперечний переріз стрижнів 2 Ø 8 достатньо.

2.4.4 Перетин ригеля у середньої колони

Перевірка міцності з попереднього розрахунку:

$$Q=Q_{21}-(g+\upsilon)\cdot h/2 = 584,53 - 127,53\cdot 0,3 = 545,84 \text{ кН},$$

$$y_{w1} = 545840\cdot 0,437/379400 = 0,629 < 1.$$

Тобто міцність забезпечується без урахування поперечної арматури.

Так як Q - $Q_{во}$ = 545,84 246,24 = 299,6 кН більше $Q_{sw,min}$ = 147,74 кН, і більше $Q_{во}$ = 246,24, то площа перерізу поперечних стержнів необхідно знаходити за формулою:

$$A_{sw}=Q^2S/[4y_{b2}(1+y_f+y_n)\gamma_{b2}R_{bt}R_{sw}bh_0^2], \quad (2.69)$$

Необхідний перетин поперечних стрижнів ø8 мм класу А400 з кроком s = 250мм:

$A_{sw}=545840^2\cdot 250/[4\cdot 0,9\cdot 2\cdot 1,2\cdot 300\cdot 760^2\cdot 255]=195,1 - 95,29=99,81 \text{мм}^2$.

Можуть бути залишені стрижні 2 ø8 А400 з A_{sw} = 101 мм^2 > 99,81 мм^2, які були прийняті в розрахунку перетину ригеля біля крайньої колони.

2.4.5 Розрахунок міцності перерізів крайнього прольоту ригеля 1-го поверху, нахилених до поздовжньої осі елемента, по вигинає моменту

У перетинах ригеля у колони високоміцна арматура потрапляє в стислу зону, а розтягнутої виявляється розташована у верхній межі перетину ненапружена арматура ø28 А400, яка сприймає згинальний момент. Ці стержні обривають в прольоті з метою економії стали але заводять за точки теоретичного обриву (тобто за перетину нормальні до поздовжньої осі елемента, в яких стрижні перестають турбуватися за розрахунком) на довжину не менше 20d і не менше величини:

$$W_n=Q_n/(2q_{sw2}) + 5d, \text{ де } q_{sw2}=R_sA_{sw}/S \quad (2.70)$$

Відносна висота стиснутої зони бетону, визначиться без урахування поздовжньої сили і стиснутої арматури:

$$\xi=R_sA_s/(\gamma_{b2}R_bbh_0). \quad (2.71)$$

Перетин у края колони. Зусилля, що діють при поєднанні навантажень 1 + 2 по осі колони, М = -708,9 кНм; Q = 563,7 кН.

У перетині арматура 4 ø28 А400. Стержні обривають попарно (симетрично) по 2 ø28 А400 з $A_s = 123 \cdot 2$ мм^2. Відносна висота стиснутої зони:

$$\xi=365\cdot1232/(0,9\cdot17\cdot300\cdot760)=0,129.$$

Згинальний момент, що сприймається арматурою 2 ø28 і стиснутим бетоном:

$$M_{adm}=R_sA_sh_0(1-0,5\xi)=360\cdot1232\cdot760\cdot(1-0,5\cdot0,129)=319,7 \text{ кНм}.$$

Так як обривається арматура знаходиться у верхній зоні перетину і призначені для сприйняття негативного моменту, що вигинає, то:

$$M_{adm} = -319,7 \text{ кНм}.$$

Невідоме "у" є коренем рівняння:

$$-319,7 = -708,9 + (-798,7 + 708,9)Y/9 + 127,53Y(9-Y)/2,$$

$$\text{звідки } +63,77Y^2 - 563,91Y + 389,2 = 0,$$

$$Y^2 - 8,84Y + 6,1 = 0,$$

$$Д = b^2 - 4ac = (-8,84)^2 - 4\cdot6,1 = 53,7,$$

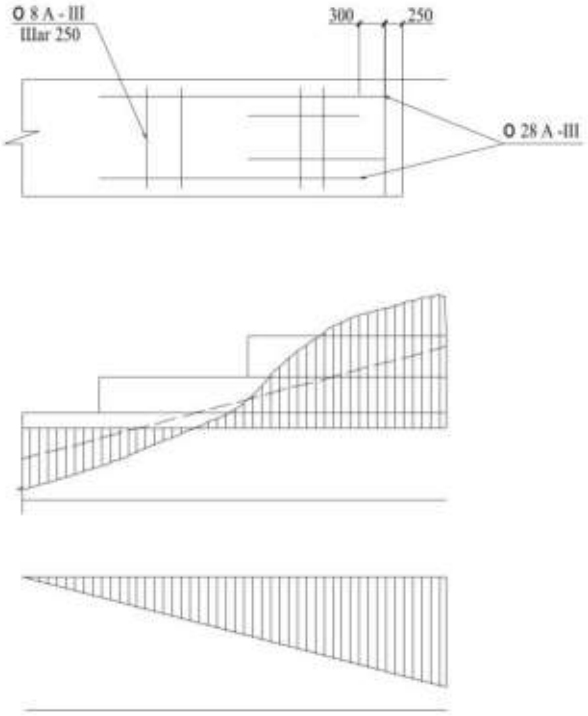
$$X_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{Д}}{2a} = \frac{8,84 \pm 7,33}{2} = 0,755м,$$

$$У = 755 \text{ мм}.$$

У зоні теоретичного обриву стержнів у <l / 4 = 2250 мм і крок поперечних стержнів $S = S_1 = 250$ мм.

При 2 Ø 8 А400 з $R_s = 365$ МПа $q_S = 365\cdot101/250 = 147,5 Н/мм$.

Поперечну силу з перетину теоретичного обриву стержнів знаходять з подібності трикутників (рис.2.6).



а - конструктивна схема; б - епюра М; в - епюра Q.

Рисунок 2.6 - Визначення місць обриву поздовжньої робочої арматури.

$$Q_1 = 563{,}7(4{,}42 - 0{,}755)/4{,}42 = 467{,}4кН\,,$$

$$\omega_1 = 467400/(2\cdot 147{,}5) + 5\cdot 28 = 1724мм > 20\cdot 28 = 560мм\,.$$

Можна взяти: ω_1 =1800 мм.

У наступному стику обривається арматура 2 ø28 А400 з'єднується зварюванням встик з монтажною арматурою 2 ø12 А400 з R_s = 365 МПа і A_s = 226 мм^2:

ξ=365·226/(0,9·17·300·760)=0,236; M_{adm}=365·226·760(1-0,5·0,236)=55,295 кНм.

Вирішуємо рівняння:

$$-55{,}295 = -708{,}9 + (-798{,}7 + 708{,}9)y/9 + 127{,}53y(9-y)/2$$

$$-63{,}77y^2 = +563{,}91y - 653{,}61 = 0$$

$$y^2 - 8{,}8y + 10{,}2 = 0$$

$$Д = b^2 - 4ac = 8{,}8^2 - 4\cdot 10{,}2 = 36{,}64$$

$$y_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{Д}}{2a} = \frac{8{,}8 \pm 6{,}05}{2};\ y_1 = 7{,}43;\ \ y_2 = 1{,}375\ м.$$

y=1375 мм

Q_2=563,7·(4,42-1,375)/4,42=388,3 кН, а W_2=388300/(2·147,5)=1316 мм >> 20d=560мм.

Можна прийняти W_2 = 1350 мм.

У перетині ригеля у середньої колони розрахунок виконують аналогічно.

2.4.6 Загальні питання розрахунку і конструювання ригеля

Конструкція стику ригеля з колоною. Найменш матеріалоємним є стик ригеля дугового ванною зварювання стержнів із застосуванням жолобчастих підкладок. Діаметр сполучних стержнів повинен бути рівним діаметру зварюваної арматури. Сполучні стрижні з арматури класу А400 приварюють до каркасу колон при їх виготовленні. Ванне зварювання арматури ригеля і сполучних стержнів здійснюється із застосуванням проміжних вставок довжина яких повинна бути не менше 4d і не менше 150 мм. Така конструкція стику є рівно міцною з перетином ригеля і не вимагає перевірки розрахунком.

Перевірка ригеля на монтажні навантаження. Ригель транспортують і монтують в робочому положенні. Потрібно визначити найбільш вірогідне віддалення від торців ригеля монтажних петель або підкладок.

Найменша несуча спроможність перетину консольних ділянок ригеля з розтягнуто монтажною арматурою 2 ø12 А400 M_{adm} = 55,295 кНм.

Власна вага ригеля g_1 = 8,425 кН / м. Коефіцієнт динамічності монтажної навантаження 1,4. Відстань від торця ригеля до монтажної опори не повинно бути більше:

$$l_k = \sqrt{2M_{adm}/(1,4g_1)} = \sqrt{2 \cdot 55,295/(1,4 \cdot 8,425)} = 3м.$$

Розрахунок консольних звисів полиць ригеля. На полиці ригеля спираються збірні панелі. Опорна реакція панелей від розрахункового навантаження:

$$Q = 30,46 \cdot 5,5 / 1,5 \cdot 2 = 55,84 \text{ кН / м.}$$

Відстань від бічної грані ригеля до середини опорної площі панелей:

$$l = (6\text{-}0{,}3\text{-}5{,}5)/2=0{,}1 \text{ м.}$$

Згинальний момент в опорному перерізі консолі:

$$M = Ql = 55{,}84 \cdot 0{,}1 = 5{,}58 \text{ кНм на 1 м ширини.}$$

Коефіцієнт:

$$\alpha_0=5580000/[0{,}9\cdot 17\cdot 1000(180\text{-}20)^2]=0{,}008.$$

Необхідна площа перерізу розтягнутої арматури ø4 Вр-I з Rs = 365 МПа;

$$A_s=5580000/(0{,}996\cdot 160\cdot 365)=62{,}3 \text{ мм}^2.$$

По сортаменту можна взяти 5 ø4 Вр-I з $A_s = 63$ мм^2.

Розрахунок інших ригелів (крайніх і середніх) виконують аналогічно.

2.5 Розрахунок перетинів колони рами

2.5.1 Відомості про арматуру і бетон

Для колон, які є сильно навантаженими стислими елементами, будівлі, прийнятий бетон класу С25/30 і гарячекатана стержнева арматурна сталь класу А400. За даними п. 2.4.1 граничні значення величин: $\xi_R = 0{,}584$; $\alpha_R = 0{,}413$.

2.5.2 Розрахунок міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі середніх колон 1-го поверху

Розрахункова довжина колон $l_0 = 6$ м. Зусилля для верхнього (на рівні ригеля) перетину колони наведені в таблиці 2.6.

Таблиця 2.6 – Зусилля в перетині колони

Сполучення зусиль	Q, кН	Від повного навантаження					
		M, кНм	N, кН	l_0, мм	в тому числі від тривалого		
					M_l, кНм	N_l, кН	l_{ol}, мм
M_{max}: N	-75,3	264,0	6697,9	39,42	249,2	2982,7	83,5
M_{min}: N	48,7	-194,9	6697,9	-29,1	-167,4	2982,7	-56,1
M_{max}: N	-26,6	69,1	7320,6	9,44	81,8	3598,3	27,4

Визначення площі перерізу арматури. Для поєднання зусиль M_{min}:

N=6697,9 кН; l_0= -29,1 мм; N_l=2982,7 кН; l_{ol}= -56,1 мм.

Обчислюємо допоміжні величини і коефіцієнти за формулами:

$$\alpha=200/29=6,9;\ \delta_e=29,1/600=0,0485,$$

$$\delta_{e,min}=0,5-0,01(6000/800+0,9\cdot17)=0,227 > \delta_e=0,0485,$$

$$y_l=1+2982,7(56,1+260)/[6697,9\cdot(29,1+260)]=1,496,$$

$$I=400\cdot600^3/12=7200\cdot10^6 \text{ мм}^4.$$

Можна прийняти мінімальне армування при $\xi > 1$:

$$A_s+A'_s=(N-\gamma_{b2}R_bbh)/R_{sc}, \qquad (2.72)$$

$$A_s+A'_s=(6697900-0,9\cdot17\cdot400\cdot600)/365=8290 \text{ мм}^2,$$

$$I_s=8290(560-40)^2/4=56\cdot10^7 \text{ мм}^4,$$

$$N_{cr}=\frac{6,4\cdot29000}{6000^2}\left[\frac{7200\cdot10^6}{1,496}\cdot\left(\frac{0,11}{0,1+0,227}+0,1\right)+56\cdot10^7\cdot6,9\right]=30749\kappa H,$$

$$\eta=1/(1-6697,9/30749)=1,28;\ e=1,28\cdot29,1+210=247,$$

$$\xi=6697900/(0,9\cdot17\cdot400\cdot560)=1,95 > \xi_R.$$

Необхідна площа поперечного перерізу арматури класу А400:

$$A'_s=(669790\cdot247-0,5\cdot0,9\cdot17\cdot400\cdot600^2)/[365(560-40)]=2912 \text{ мм}^2,$$

$$A_s=(669790-0,9\cdot17\cdot400\cdot600)/[365-2912)]=8290-2912=5378 \text{ мм}^2,$$

$$A_s+A'_s=5378+2912=8290 \text{ мм}^2.$$

Як прийнято раніше.

По таблиці сортаменту арматури можна прийняти A'_s з невеликим запасом 5ø22 А400 з (A_s = 2945) з As = 3079 мм^2, і вибір арматури для A_s слід перенести в розрахунок для поєднання зусиль з M_{max}, при якому A_s переходить в A'_s.

Для поєднанні зусиль M_{max}, при тих же значеннях N і N_l виходять l_0=39,42 мм; l_{0l}=83,5 мм. За попереднім:

$$\delta_e=39,42/600=0,066 < \delta_{e,min}=0,227,$$

$$y_l=1+2982,7\cdot(83,5+210)/[6697,9(39,42+210)]=1,52.$$

Після пробних спроб розрахунку, прийнято $A_s + A'_s = 3600$ мм^2:

$$I_s=3600560\text{-}40)^2/4=24336\cdot10^4 \text{ мм}^4,$$

$$N_{crc}=\frac{6,4\cdot29000}{6000^2}\cdot\left[\frac{7200\cdot10^6}{1,52}\left(\frac{0,11}{0,1+0,227}+0,1\right)+24336\cdot10^4\cdot6,9\right]=19314\kappa H;$$

$$\eta=1/(1\text{-}6697,9/19314)=1,53;\ e=1,53\cdot39,42+210=270,3,$$

$$A'_s=(669790\cdot270,3\text{-}0,5\cdot0,9\cdot17\cdot400\cdot600^2)/(365\cdot520)=3735,13 \text{ мм}^2.$$

Для A'_s можна прийняти 4ø36 А400 з A'_s = 4072 мм^2. Арматура A_s не використовується повністю за своїм розрахунковим опором і її необхідно було призначити за мінімальним допустимому коефіцієнту армування. При гнучкості колони в площині згину:

$$\lambda= l_0/h=6000/600=10,\ \mu_{min}=0,002,$$

$$A_{s,min}=0,002\cdot400\cdot560=448 \text{ мм}^2.$$

Загальна площа перерізу арматури:

$$A'_s+ A_s=4072+448=4570 \text{ мм}^2.$$

При поєднанні зусиль з N_{max} при розрахунку в площині вигину виходить менша площа перерізу арматури і цей розрахунок не розглядається.

Зусилля для нижнього (по обрізу фундаменту) перетину середньої колони наведені в табл. 2.7.

Таблиця 2.7 - Зусилля в перетині колони

Сполучення зусиль	Q, кН	Від повного навантаження					
		M, кНм	N, кН	l_0, мм	в тому числі від тривалого		
					M_l, кНм	N_l, кН	l_{ol}, мм
M_{mim}: N	-75,3	-188,1	6728,6	-28,0		3013,4	
M_{max}: N	48,7	97,4	6728,6	14,5		3013,4	14,2

Визначення площі перерізу арматури.

Для поєднання зусиль M_{max}:

N=6728,6 кН; l_0=14,5 мм.

N_l=3013,4 кН; l_{ol}=14,2; ; δ_e=14,5/600=0,024 < $\delta_{e,min}$=0,227,

y_l=1+3013,4(14,2+260)/[6728,6·(14,5+260)]=1,46,

ξ=6728600/(0,9·17·400·560)=1,96< ξ_R.

Мінімальне армування:

$A_s+A'_s$=(6728600-3672000)/365=8374 мм^2,

$$N_{crc} = \frac{6,4 \cdot 29000}{6000^2} \cdot \left[\frac{7200 \cdot 10^6}{1,46} \left(\frac{0,11}{0,1+0,227} + 0,1 \right) + 56680200 \cdot 6,9 \right] = 13111 кН;$$

η=1/(1-6728,6/13111)=2,05; e=2,05·28+260=265 мм.

3 Технологія та організація будівництва

3.1 Загальна частина

В рішенні проблеми підвищення ефективності капітального будівництва найвагоміше значення має вдосконалення по технології та організації, що сприяє скороченню продовження будівництва об'єктів, зниженню їх кошторисної вартості, росту виробництва праці та покращенню якості будівництва.

Проект виробництва робіт по будівництву будівлі цеху збирання продукції ПАТ «Сумський завод «ЕНЕРГОМАШ» припускає розгортання та здійснення будівельно – монтажних робіт, індустріальним поточним методом.

Будівництво передбачається здійснити в два періоди, підготовчий та основний. В підготовчий період виконується роботи по підготовці будівельного майданчику, до спорудження основної будівлі та споруди.

3.2 Визначення переліку об'ємів загально будівельних робіт та видів спеціальних робіт по будівництву об'єкта

Перелік та об'єми загально будівельних робіт по будівництву будівлі цеху збирання продукції ПАТ «Сумський завод «ЕНЕРГОМАШ» встановлюємо окремо по укрупненим частинам будівлі (підземна частина, каркас, покрівля, обробка), на основі розроблених раніше розділів дипломного проекту з врахуванням місцевих умов будівництва. Перелік та об'єми загально будівельних робіт та види спеціальних робіт наводяться в календарному плані будівництва об'єкту.

3.3 Встановлення структури об'єктного потоку

Виконання робіт по будівництву будівлі цеху збирання продукції ПАТ «Сумський завод «ЕНЕРГОМАШ» здійснюється поточним методом. Для цього встановлюємо структури об'єктного потоку тобто виділяємо та обґрунтовуємо спеціалізовані потоки та приватні потоки, що входять в їх склад, доручені для виконання окремим бригадам або ланкам.

Перелік спеціалізованих та приватних потоків, створених на реконструкції будівлі, зводимо в табл. 3.1.

Таблиця 3.1 - Структура об'єктного потоку

Номери спеціалізованих потоків	Найменування спеціалізованих потоків	Номери приватних потоків	Найменування приватних потоків
1	2	3	4
I	Спорудження підземної частини	1	Розробка грунту III групи екскаватором в відвал
		2	Теж саме в транспорт
		3	Улаштування монолітних фундаментів
		4	Монтування фундаментних балок
		5	Зворотна засипка
		6	Улаштування гідроізоляції
		7	Бетонна підготовка під поли
II	Спорудження надземної частини	1	Монтаж каркасу будівлі
		2	Сантехнічні
		3	Електро-монтажні роботи
III	Влаштування покрівлі	1	Монтаж конструкцій покрівлі
		2	Улаштування трьохшарового гідро ізолюючого килиму
IV	Оздоблювальні роботи	1	Штукатурення
		2	Масляне фарбування
		3	Вапнякове фарбування
		4	Заповнення віконних отворів та воріт
		5	Влаштування підлоги

3.4 Прийняті методи виконання основних видів загально будівельних робіт

Способи організації та технології виробництва основних робіт приймаємо згідно з ДБНА-3.1-5-96. «Організація будівельного виробництва».

Будівництво повинно здійснюватись із застосуванням передових методів виробництва робіт. Роботи повинні виконуватися в продовж всього календарного року, рівномірно.

3.4.1 Підготовчі роботи

До початку провадження робіт по будівництву будівлі необхідно: улаштовати тимчасові внутрімайданчикові й технологічні дороги; відведені майданчики під складування конструкцій і матеріалів.

Для транспортування будівельних вантажів і конструкцій передбачені тимчасові автомобільні усередині об'єктні дороги. Покриття доріг – щебені, шлаки. Вони необхідні, тому що вивіз землі – при грабарствах, завезення бетону – при бетонуванні фундаментів і т.д. проводиться автотранспортом. Тимчасові дороги виконано 6 м шириною тупиковими (з розворотніми майданчиками) і закільцьованими.

3.4.2 Земляні роботи

Планування й зрізка рослинного родючого шару проводиться бульдозером ДЗ-18 на базі трактора Т-100 в одному напрямку вздовж осей А, Б, В, Г, Д и Е.

Розробка ґрунту в траншеях під окремо нерухомі фундаменти проводиться екскаватором зворотна лопата з гідравлічним механізмом виконання ЭО 4321 на пневмоколісному ходу ($V_{ковша}$ = 1 м^3) бічним забоєм з навантаженням ґрунту на автосамоскиди й у відвал. Потужність двигуна 73,6 кВт; швидкість пересування 20 км/год; найбільша глибина копання 5,5 м.

При розробці ґрунту недобір ґрунту до проектної відмітки дна траншеї не повинен перевищувати 5 ÷ 15 см. Розробка недобору ґрунту екскаватором проводиться грабарями вручну.

Необхідна кількість автосамоскидів:

$$N = \frac{П_э}{П_а}, \tag{3.1}$$

де: $П_э$ = 48,3 м^3/г – продуктивність ЭО 4321 з обсягом ковша 1 м^3 при розробці ґрунту III групи;

$П_а$ – середньогодинна продуктивність автосамоскида.

Для автосамоскида з Q = 12 т; $П_а$ = 6,8 м^3/г.

$$N = \frac{48,3}{6,8} \approx 7 автосамоскидів.$$

Кріплення стінок траншеї проводиться інвентарними щитами. Конструкція кріплення, порядок їх установки й розбирання залежать від технології проведення робіт. Застосовується два типи кріплення: розпірне (при ширині траншеї до 1,5 м) і підкісне (при ширині траншеї більш 1,5 м).

3.4.3 Улаштування монолітних залізобетонних фундаментів

Для улаштування монолітних залізобетонних фундаментів використовують розбірно-переставну крупно- і дрібно щитову дерево металеву опалубку. До початку установки опалубки повинні бути зроблені всі такелажні роботи: розбивка осей по верху траншей, перенос осей на дно траншеї, розмітка

осей шляхом забивання кілочків і натягом причалки. Паралельно установці опалубці роблять армування фундаментів сітками й каркасами з дотриманням проектних розмірів.

Дрібно щитова розбірно-переставна опалубка типу «Монолитстрой» установлюється до початку бетонування. Спочатку встановлюють маякові стійки й щити по зовнішньому периметру фундаменту з розкріпленням їх інвентарними підкосами. Потім за допомогою схваток і натяжних пристосувань кріплять інші щити. Потім установлюють і вивіряють відповідно до робочої документації. Застосовують, для забезпечення захисного шару бетону, бетонні підбивки, які залишаються в тілі фундаменту.

Арматурні роботи містять у собі виготовлення арматурних сіток, каркасів, укрупнювальне складання й установку їх у проектне положення.

Під фундамент виконують бетонну підготовку $\delta = 100$ мм із бетону класу С8/10 на сульфатостійкому портландцементі, тому що ґрунтові води є агресивними стосовно бетонів. Рівень ґрунтових вод – 10÷12 м.

Для бетонування фундаментів застосовують бетон С12/15 на сульфатостійкому портландцементі. Готування бетонної суміші відбувається на централізованому бетонозмішувальному вузлі на заводі ЗБК. Завезення на будівельну площадку здійснюється автосамоскидами. Бетон вивантажується в спеціальні ємності «туфельки», на бортах яких установлені вібратори. «Туфельки» подаються до робочого місця краном СКГ-50 і втримується навісу над місцем бетонування. Відкривають забрало «туфельки», розподіляючи бетон рівномірно по опалубці. Укладання бетону роблять пошарово. Товщина шару 0,5 м. Кожний шар вібрують глибинним вібратором И-21. В опалубці фундамент повинен перебувати не менш чотирьох днів. Потім роблять распалублення конструкції й роблять догляд за ним. А саме: поверхню бетону необхідно періодично змочувати водою, якщо вологість менше 70%. Звичайно фундамент обсипають опилками й поливають водою. Мокрі опилки значно довше зберігають вологість. Крім того повинен зберігатися температурний

режим (+15^{0}C ÷ 28^{0}C). У цих умовах бетон набирає 70% проектної міцності за 14 днів.

3.4.4 Монтаж каркасу будівлі

З урахуванням того, що будівля, яка реконструюється перебуває усередині існуючої промислової забудови зі своїми

Монтаж каркаса будівлі проводиться баштовим краном КБ-160,2. Максимальна вантажопідйомність 16 т. Максимальний виліт стріли 20 м; максимальна висота підйому гака 30 м.

Монтаж фундаментних розпірок і фундаментних балок проводиться з попередньою розкладкою їх безпосередньо біля місця монтажу згідно ППР. На балках, розпірках і фундаментах наносяться риски, відповідні до осей. Фундаментні розпірки й фундаменти мають випуски арматури Ø25, які зварюють ванно-шовним зварюванням і обетонюють по сітках.

Монтаж залізобетонних колон і залізобетонних підкранових балок проводиться роздільно «з коліс». Балки й колони поставляються на будівельну площадку автотранспортом, який заганяють усередину будівлі.

Колони монтують краном за допомогою спеціальної траверси з напівавтоматичним захватом і встановлюються в стакани фундаменту за допомогою кондуктора, укріпленому до підколоннику фундаменту. Потім розклинюють колону в стакані, роблячи її вивірку й установку в проектне положення. Потім зашпаровують стик колони з фундаментом бетоном класу В 30 на дрібному заповнювачі з обов'язковим ущільненням бетонної суміші вібратором И 21. Зняття кондукторів можна робити тільки після того, як бетон у стиках набере 70% від проектної міцності (приблизно 18 днів) при нормальному температурно-вологостному режимі.

Після зняття кондукторів роблять монтаж ригелів. Захват петлевий застосовують при стропуванні ригелів. Перед монтажем ригелів на колони навішуються інвентарні металеві майданчики й сходи, з яких працюють монтажники при вивірці й тимчасовім закріпленні. Після закінчення монтажу всіх ригелів роблять остаточну вивірку й приварку всіх закладних деталей. Після цього встановлюють і приварюють зв'язки колон.

3.4.5 Опоряджувальні роботи

Опоряджувальні роботи проводяться після того, як виконані всі покрівельні роботи й роботи, пов'язані з монтажем віконних і дверних блоків і плетінь, а також після засклення вікон.

До опоряджувальних робіт ставляться штукатурні, малярські роботи й роботи з обробки конструкцій.

Приймається поліпшене оштукатурювання внутрішніх поверхонь стін і просте оштукатурювання укосів.

Поліпшена штукатурка складається із трьох шарів розчину: набризга, ґрунту й накривки – загальною товщиною 15 мм. Ґрунт розрівнюється двометровою рейкою – правилом, накривка розрівнюється натирачем підлоги з подальшою затіркою затірочними машинами. Проста штукатурка « під сокіл» складається із двох шарів розчину: обризг і ґрунт – загальною товщиною 12мм; верхній шар ґрунту розрівнюється ребром «сокола» або натирачем підлоги без подальшої обробки.

По штукатурці передбачене масляне фарбування внутрішніх стін на висоту від 0.000 до +1.300 по всім периметру будівлі. Перед фарбуванням поверхня стіни ретельно очищається від набризгів розчину й бетону, виводяться жирні плями. Потім роблять суцільне шпатлювання за один раз розчином з однієї частини цементу й двох частин фарби. Потім наносять один шар оліфи.

Після просочення ґрунтують масляними составами з додаванням пігменту. Після цього роблять фарбування одного шару масляними составами теплих тонів. Наносять фарбу валиком.

Стелі й стіни на рівні понад 1,3 м офарблюють вапняними составами за два рази за допомогою электрофарбопульта.

Із зовнішньої сторони цокольну частину стін (від 0.000 до 1.000) облицьовують морозостійкою керамічною плиткою із закарбуванням швів на цементно-піщаному розчині состава 1:1. Облицювання плиткою забезпечує гідроізоляцію фундаменту й нижньої частини стін від атмосферних опадів, а також від бризів стікаючої з покрівлі води. Ворота й дверей (старі) попередньо обпалюють паяльною лампою від старої фарби, оскаблюються шкребками й шпателями, а потім офарблюють за два рази по шпаклівці.

3.5 Технологічна карта

Технологічні карти – один з основних елементів ППР, який включає в себе комплекс інструктивних вказівок по раціональній технології та організації будівельного виробництва, їх задача – способствувати зменшенню трудомісткості, поліпшуванню якості та зниження вартості будівельно–монтажних робіт.

Технологічні карти розробляються з метою встановлення способів та методів окремих видів робіт, уточнення їх послідовності та тривалості, визначення необхідної для їх здійснення кількості робітників, матеріальних та технічних ресурсів.

Технологічні карті включають в себе такі підрозділи:

1. Область застосування.

В даному розділі приводиться призначення технологічної карти, номенклатура робіт, коротка характеристика робіт і конструктивних елементів, характеристика умов та особливостей здійснення робіт.

2. Організація та технологія будівельного процесу

Цей розділ охоплює організаційні питання по здійсненню будівельного процесу, визначення номенклатури обсягів та трудомісткості робіт, вказівки по підготовці об'єкта, методи і послідовність здійснення робіт, використовувані інвентар, оснастка, вибір монтажних механізмів, організацію і технологію процесу, графік будівельного процесу, розрахунок складу ланки, вказівки по здійсненню контролю, рішення по техніки безпеки.

3. Технологічно – економічні показники – трудомісткість, виробітку одного робочого в зміну, витрати машино-змін та енергоресурсів.

4. Матеріально-технічні ресурси – конструкції, вироби, матеріали, будівельні машини та характеристика їх; приладдя, інвентар, інструмент, експлуатаційні матеріали.

5. Технологічні карти повинні розроблятися з урахуванням передового виробничого досвіду; комплексної механізації робіт, підвищення продуктивності праці.

Розроблено технологічну карту на влаштування монолітних фундаментів яка показана на аркуші 5.

3.6 Будівельний генеральний план

3.6.1 Норми проектування будівельного генплану

При розміщенні будівельного господарства на будівельному генплані необхідно дотримувати наступних принципів:

- Тимчасові будівлі й споруди повинні бути мінімальними по своїй кількості, обсязі й складності, їх розташовують на ділянках, що примикають до об'єкта, але не зайнятих будівництвом.
- Тимчасові дороги повинні мати найменшу довжину. Ширина таких доріг приймається 4 м. Дороги повинні бути закільцьовані або мати розворотні майданчики. Покриття – шлаки, щебені.
- Переміщення будівельних вантажів по будівельному майданчику повинне бути мінімальним.
- Конструкції й матеріали розташовують і складують у зоні монтажу крана. Якщо це неможливо необхідно передбачити додатково транспортні засоби, механізми й пристосування, призначені для подачі матеріалів і конструкцій у зону монтажу основного монтажного крана.

Даний проект ураховує скрутність забудови, тому монтаж основних будівельних конструкцій здійснюється зсередини будівлі (крім покрівельних робіт). Передбачений для укрупненого складання кроквяних металевих ферм додатково. Кран також робить вантажно-розвантажувальні роботи на період монтажу каркаса будівлі.

Складські майданчики й тимчасові будівлі розміщені з урахуванням вимог по техніці безпеки, протипожежних норм, а також вимог по охороні навколишнього середовища.

Будівельний генплан розробляється на стадії монтажу каркаса будівлі (колони, ригелі, плити покриття, цегла).

3.6.2 Розрахунок площ приоб'єктних складів

Мінімальні площі складів визначаємо для основних видів матеріалів, деталей, конструкцій, які використовуються для будівництва об'єкту тієї стадії, яка огороджується на генплані.

Кількість на складі матеріалу, що зберігається Q, залежить від величини завозу:

$$Q_{скл} = Q_{к1}. \quad (3.2)$$

Загальна площа складу:

$$S_{скл} = Q_{скл}/g\alpha, \quad (3.3)$$

де g - норма складування матеріалу на 1 м² складу;

α – коефіцієнт використання складських приміщень, який приймаємо згідно вказівки.

Розрахунок площ складів зводимо в табл. 3.2.

Таблиця 3.2 - Відомість розрахунку площ складів

Найменування матеріалів, деталей, конструкцій	Одиниця виміру	Кількість зберіг-го матеріалу $Q_{скл}$	Корисна площа складу, м²	Коеф. використ. складських площ	Норма зберігання на 1м²	Загальна площа складу м²	Спосіб зберігання та розмір в плані
1	2	3	4	5	6	7	8
Будівельна цегла	тис. шт	32,8	49,9	0,6	0,7	78	Загальна висота 2,4*20. відкрито
Колони з/б	м³	33,6	42	0,6	0,8	70	Відкрито висота 2 м, 20*5
Ригелі	м³	24,82	10	0,6	2,5	16,5	Відкрито, висота 2,6 м, 20*25
Плити покриття	м³	185,5	185,5	0,6	1,0	285	Відкрито, висота 1,5 м, 20*24
Металеві конструкції	т	37,6	75	0,6	0,5	125	Відкрито, висота 0,8 м, 20*12

3.6.3 Вибір та розрахунок тимчасових будівель та споруд

Площі тимчасових адміністративних побутових приміщень розраховуються на основі максимальної кількості загально будівельних робіт. Для визначення розрахункової кількості усіх робочих, до їх числа додаємо 30% робочих на спеціальних роботах.

По графіку руху робочої сили загальна кількість робочих, зайнятих на загально-будівельних роботах дорівнює 25 чол.

Тоді загальна кількість робочих, зайнятих на загально-будівельних та спеціальних роботах дорівнює 25 × 1,3 = 33 чол. Кількість робочих зайнятих на не основних роботах дорівнює 33 чол.× 0,1 = 3 чол.

Розрахункова кількість робочих дорівнює 33 + 3 + 2 = 38 чол. Приймаємо середньодобове число робочих на будівництві, дорівнює 38 чол., ІТР, службовців та МОП – 4 чол.

Загальну кількість жінок приймаємо 35% - 15 жінок.

При розрахунку площ адміністративно-побутових приміщень керуємося нормативами. Визначення загальної площі зводимо в таблицю 3.3 для тимчасових побутових приміщень приймаємо рухомі дерев'яно-побутові приміщення по серії 4-02-255.

Таблиця 4.3 - Визначення загальної площі тимчасових будівель

№ п/п	Приміщення	Норма на одного працюючого	Розрахункова кількість робочих	Загальна потреба площі
1	Контора прораба	4,0	4	16
2	Гардеробні, роздягалки	0,6	38	22,8
3	Душеві (3-5чол. на душову стіну) користується 3% робочих	25- площа на 1 сітку	(27·0,5)/5=2,7 сітки	6,8
4	Умивальник (на 1кр. - 7 чол.)	1,5-площа на кран	(27+4)/7=4,4 крана	6,6
5	Туалети (на 1 унітаз-15 чол.)	2,10-площі на 1унітаз	(27+4)/15=2 унітаза	4,0
6	Приміщення для обігріву робочих	0,1	27	2,7
7	Мед. кімната	-	-	31
8	Складова об'єктного призначення	-	-	25
9	Приміщення(їдальня)	1	31	31
10	Тимчасові ремонтні майстерні	-	-	20

Таблиця 3.4 - Відомість тимчасових будівель та споруд.

Найменування	Розрахункова площа	Розміри в плані		Кількість	Тип конструкції
		довжина	ширина		
Гардеробні чоловічі	14,82	6,6	2,1	1	Рухомі, дерево-металеві, серії 4-02,255
Гардеробні жіночі	8	6,6	2,1	1	Рухомі, дерево-металеві, серії 4-02,255
Контора прораба	16	6,6	2,1	1	Рухомі, дерево-металеві, серії 4-02,255
Приміщення для прийняття їжі	31	6,6	2,1	1	Рухомі, дерево-металеві, серії 4-02,255
Умивальники та душові	13,2	6,6	2,1	1	Рухомі, дерево-металеві, серії 4-02,255
Туалет на 2 унітаза	4	2	2,0	1	Щитова

3.6.4 Тимчасові інженерні мережі

Тимчасовий водопровід і каналізація не потрібні – використовуються постійно існуючі.

На будівельному майданчику запроектоване штучне освітлення у вигляді прожекторів.

Улаштовуємо начіпні прожектори на даху існуючих промислових будівель і один прожектор на щоглі. Довжина тимчасової повітряної освітлювальної лінії – 80 м. Потужність 1 кВт. Також для електропостачання для живлення крана влаштовується тимчасове силове електропостачання у вигляді силового кабелю наземного - потужністю 10 кВт у місцях прокладання кабелю через тимчасові дороги – кабель пропускається через сталеву трубу. По осі руху крана – кабель опускається в існуючу оглядову канаву. Довжина кабелю 80 м.

Питні фонтанчики не передбачаються у виді малої площі будівельного майданчика.

Пожежний гідрант якщо буде потреба використовується існуючий – від будівлі, яка стоїть поруч.

3.7 Заходи щодо створення безпечних умов праці

Дані заходи складені на підставі ДБН А.3.2-2-2009 «Система стандартів безпеки праці. Промислова безпека у будівництві. Основні положення»:

- при переміщенні й подачі на робоче місце вантажопідйомними кранами конструкцій, керамічних каменів і дрібних блоків слід застосовувати піддони, контейнери й вантажозахватні пристрої, що виключають падіння вантажу при підйомі (ТУ У34.2-00240307.045-2001);

- опалубку, що застосовується для зведення монолітних залізобетонних конструкцій, необхідно виготовляти й застосовувати відповідно до проекту провадження робіт, затвердженим у встановленому порядку;

- при установці елементів опалубки в кілька ярусів кожний наступний ярус слід установлювати тільки після закріплення нижнього ярусу;

- при виконанні робіт із заготовки арматур необхідно: обгороджувати місця, призначені для розмотування бухт (мотків) і виправлення арматури; при різанні верстатами стержнів арматури на відрізки довжиною менш 0,3 м застосовувати пристосування, що попереджають їхній розліт; обгороджувати робоче місце при обробці стержнів арматури, що виступають за габарити верстата, а у двосторонніх верстатів, крім цього, розділяти верстат посередині поздовжньою металевою запобіжною сіткою висотою не менш 1 м; складати заготовлену арматури у спеціально відведені для цього місця; закривати щитами торцеві частини стержнів арматури в місцях загальних проходів, що мають ширину менш 1 м (ТУ 14-1-5526-2006);

- при готуванні бетонної суміші з використанням хімічних добавок необхідно вжити заходів до попередження опіків шкіри й ушкодження очей працівників;

- бункера (бадді) для бетонної суміші повинні задовольняти вимогам ДБН А.3.1-8-96. Переміщення завантаженого або порожнього бункери дозволяється тільки при закритому затворі (ДБН А.3.1-8-96);

- монтаж, демонтаж і ремонт бетоноводів, а також видалення з них бетону, що затримався (пробок) допускається тільки після зниження тиску до атмосферного;

- стропування конструкцій і встаткування виконується вантажозахватними засобами, що задовольняють вимогам п. 14.2.10 ДБН А.3.2-2-2009 (НПАОП 45.2-7.02-12) «Система стандартів безпеки праці. Безпека праці та виробнича безпека в будівництві. Загальні положення» та забезпечують можливість дистанційного розстропування з робочого обрію у випадках, коли висота до замка вантажозахватного засобу перевищує 2 м;

- при виконанні робіт на висоті влаштовуються спеціальні додаткові риштування для безпечного проходу працівників по місцю робіт, в місцях, де технічно неможливо або нераціонально влаштування таких риштувань, влаштовують спеціальні пристосування для прикріплення запобіжних поясів, а у працівників, які виконують роботи забезпечуються запобіжними поясами. Монтажні запобіжні пояси мають заводське клеймо і клеймо про чергове випробування на статичну загрузку, яка дорівнює 400 кг і проводиться раз на 6 місяців (ТУ 8786-001-47537807-98);

- не допускається знаходження людей під елементами конструкцій і встаткування, що монтується, до установки їх у проектне положення й закріплення. При необхідності знаходження працюючих під устаткуванням (конструкціями), що монтуються, а також на встаткуванні (конструкціях) повинні здійснюватися спеціальні заходи, що забезпечують безпеку працюючих;

- при монтажі електроустаткування слід виконувати вимоги ДБН А.3.2-2-

2009 "Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення" і загальні вимоги, запропоновані до монтажних робіт;

- при прогріві кабелю електричним струмом не допускається застосовувати напруга вище 380 В. Корпуси електричних машин і апаратів, що застосовуються для прогріву, при напрузі вище 42 В, а також металева оболонка кабелю заземлюються, на ділянках прогріву повинні бути розміщені протипожежні засоби й установлене чергування;

- електромонтажні роботи в діючих електроустановках, як правило, повинні виконуватися після зняття напруги із усіх струмоведучих частин, що перебувають у зоні провадження робіт, їх від'єднання від діючої частини електроустановки, забезпечення видимих розривів електричному кола й заземлення від'єднання струмоведучих частин. Зона провадження робіт повинна бути відділена від діючої частини електроустановки суцільним або сітчастим огородженням, що перешкоджають випадковому проникненню в цю частину персоналу монтажної організації відповідно до НПАОП 40.1-1.21-98 «Правила безпечної експлуатації електроустановок споживачів»;

- малярські склади слід готовити, як правило, централізовано. При їхньому готуванні на будівельному майданчику необхідно використовувати для цих цілей приміщення, обладнані вентиляцією, що не допускає перевищення гранично припустимих концентрацій шкідливих речовин у повітрі робочої зони. Приміщення повинні бути забезпечені нешкідливими мийними засобами й теплою водою. Експлуатація мобільних малярських станцій для готування фарбувальних составів, не обладнаних примусовою вентиляцією, не допускається. При виробництві малярських робіт необхідно виконувати вимоги ДСТУ Б А.3.2-7:2009 Система стандартів безпеки праці. Роботи фарбувальні. Вимоги безпеки;

- місця, над якими проводяться скляні роботи, необхідно обгороджувати;

- до початку скляних робіт слід візуально перевірити міцність і справність віконних плетінь.

- підіймання і перенесення скла до місця його установки потрібно робити

із застосуванням відповідних безпечних пристосувань або в спеціальній тарі.

- кожний робітник повинен бути оснащений індивідуальними захисними засобами, застосовуваними для запобігання або зменшення впливу на працюючих небезпечних і шкідливих виробничих факторів відповідно до НПАОП 0.00-4.26-96 «Положення про порядок забезпечення працівників спеціальним одягом, спеціальним взуттям та іншими засобами індивідуального захисту».

При організації будівельного майданчика варто встановити небезпечні зони, для людей, у межах яких діють небезпечні виробничі фактори. Вони позначаються знаками безпеки і підписами встановленої форми. Зважаючи на те що, будівництво ведеться поблизу залізничної станції, будівельний майданчик варто відгородити захисними огородженнями від ненавмисного доступу сторонніх осіб на територію будівництва, огородження застосовуються збірно-розбірні з козирком і висотою панелі 2 м. Границя небезпечної зони встановлюється не менш 5 м від периметра споруджуваного будинку. Біля виїзду на будівельний майданчик повинна бути встановлена схема руху транспорту. Швидкість руху не повинна перевищувати 10 км/год на прямих ділянках і 5 км/год на поворотах. До початку земляних робіт повинно бути вивчене місцезнаходження земляних комунікацій і погоджені з відповідними організаціями заходи щодо безпеки умов праці. Розроблені котловани і траншеї повинні бути обгороджені захисними огородженнями з урахуванням вимог ДБН В.1.2-12-2008. Грунт, витягнутий з котловану чи траншеї, варто розміщати на відстані не менш 0,5 м від брівки виїмки. Тому що, глибина котловану не перевищує 3 м, крутість укосів допускається не більш 1:0,5 у льосових ґрунтах. Перед допуском робітників у котловани, повинна бути перевірена стійкість укосів. Навантаження ґрунту на автосамоскиди повинно виконуватись з боку заднього чи бокового борту.

4 Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях

Охорона праці – це система законодавчих актів та норм, що направлена на забезпечення безпеки праці і відповідних їм соціально-економічних, організаційних, технічних та санітарно-гігієнічних заходів, спрямованих на збереження здоров'я і працездатності людини в процесі праці. (Закон України «Про охорону праці»). Завдання охорони праці – звести до мінімуму ймовірність ураження або захворювання працюючого з одночасним забезпеченням комфорту при максимальній продуктивності праці. Реальні виробничі умови характеризуються як правило наявністю певних небезпек та шкідливостей. Покращення умов праці та її безпека приводять до зниження виробничого травматизму, професійних захворювань, інвалідності, що зберігає здоров'я працюючих і одночасно приводить до зменшення затрат на оплату пільг та компенсацій за роботу в шкідливих умовах праці, на оплату наслідків такої роботи, на лікування, перепідготовку працівників виробництва у зв'язку з текучістю кадрів по причинах, що пов'язані з умовами праці.

Державна політика в галузі охорони праці базується на принципах: пріоритету життя і здоров'я працівників відповідно до результатів виробничої діяльності підприємства і повної відповідальності власника за створення безпечних і нешкідливих умов праці; соціального захисту працівників, повного відшкодування шкоди особам, які потерпіли від нещасних випадків на виробництві і професійних захворювань; встановлення єдиних нормативів з охорони праці для всіх підприємств, незалежно від форм власності і видів їх діяльності; здійснення навчання населення, професійної підготовки і підвищення кваліфікації працівників з питань охорони праці; забезпечення координації діяльності державних органів, установ, організацій та громадських об'єднань, що вирішують різні проблеми охорони здоров'я, гігієни та безпеки праці, а також співробітництва і проведення консультацій між власниками та

працівниками (їх представниками), між усіма соціальними групами при прийнятті рішень з охорони праці на місцевому та державному рівнях.

4.1 Коротка характеристика об'єкта, що проектується

Під час дипломного проектування мною було розроблено нове будівництво будівлі цеху збирання продукції ТОВ «Вінницький завод» ПНЕВМАТИКА».

Будинок в плані має прямокутну конфігурацію з розмірами в осях – 27,000 ×42,000 м. Будівля чотириповерхова. Під час реконструкції до існуючої будівлі прибудовується частина будівлі та один поверх.

Будівництво буде проводитися в літній період. Роботи в одну зміну.

Під час будівництва будуть застосуються кран КБ - 160.2, автосамоскид КрАЗ-65055-040, автобетонозмішувач КАМАЗ – 6520.

Кран ДЭК - 321, максимальною вантажопідйомністю 16 т, призначений для виконання вантажно-розвантажувальних і будівельно-монтажних робіт на об'єктах. Довжина стріли 20,0 м, вантажопідйомність на кінці стріли – 7,75 т.

Автосамоскид КрАЗ-65055-040 призначений для транспортування сипучих матеріалів, арматур, різних виробів і ін.

Автобетонозмішувач КАМАЗ – 6520 призначений для доставки готової бетонної суміші й видачі її без втрати якості й рухливості. Місткість змішувального барабана по виходу готової суміші згідно умов експлуатації – 9 м^3.

Живлення всіх электроприймачів здійснюється на напрузі 380/220 В змінного струму. Для цього, у місці зосередження навантажень, передбачається пристрій двох понижувальні трансформаторні підстанцій 6/0,4-0,23 кВ із трансформаторами розрахункової потужності.

На території, яка відведена для будівництва, будуть працювати такі працівники:

- машиніст крана - 6р., транспортування великіх і важких вантажів;

- монтажники – 5р., 4р., 3р., установка різних конструкцій (наприклад, арматури, плит покриття, балок, сходових маршів і т.д.);

- каменщіки – 4р., 3р., 2р., створення дверних прорізів і також прорізів іншого призначення;

- плиточники – 4р., 3р., улаштування плитки в санвузлах і деяких інших приміщеннях (наприклад, вестибюль, хол);

- бетонники – 4р., 3р., 2р., бетонування й ущільнення бетонної суміші при створенні монолітних перекриттів, поясів, стін і інших конструкцій з бетону;

- зварювальники – 5р., 4р., виконують роботи, зв'язані зі зварюванням арматур для створення закладних деталей для залізобетонних виробів, з установкою балок, ферм у проектне положення;

- маляри-уштукатури – 4р., 3р., оштукатурювання поверхонь і фарбування.

- електрики – пристрій систем електроосвітлення, електроживлення й у загальному – інших робіт, пов'язаних з електрикою;

- склярі – 4р., 2р., улаштування вікон.

- підсобні робітники – для допоміжних другорядних робіт.

4.2 Аналіз потенційних небезпек на об'єкті

Під час виконання робіт, по будівництву промислової будівлі цеху збирання продукції ТОВ «Вінницький завод» ПНЕВМАТИКА», пов'язанеі з використанням ручного, електричного, пневматичного інструмента й установок, які працюють під тиском та механізованої техніки.

При цьому на робочих можуть впливати різноманітні небезпечні та шкідливі виробничі фактори. Згідно ГОСТ 12.0.003-74 ССБТ, небезпечні фактори – це такі чинники життєвого середовища, які призводять до травм, опіків, обморожень, інших пошкоджень організму або окремих його органів і навіть до раптової смерті, шкідливі – це виробничі фактори, вплив яких на працівника за певних умов призводить до професійного захворювання.

До небезпечних факторів відносяться:

- розміщення робочого місця на висоті, що може привести до падіння предметів з висоти; підвищення нервово-психічної напруги робітників, перебування більшої частини робочого часу у змушеній незручній позі, що вимагає значної фізичної напруги тіла та самоконтролю за його положенням; постійне осмислення робітником небезпеки падіння з висоти й травмування.
- загроза травмування робітників потоком стиснутого повітря, яка виникає при роботах з використанням пневматичних приладів;
- небезпечний рівень напруги (оскільки джерелом електроживлення є електростанції, характеристики електропостачання: напруга 380 В, частота 50 Гц) в електричному ланцюзі, замикання якого проходить через тіло людини і може здійснювати біологічну (збудження та подразнення живих тканин організму), теплову (опіки тіла), механічну (розрив тканин), хімічну (електроліз крові) дії. Причинами виникнення такого фактора може бути: ушкодження ізоляції кабелю, дротів і можливість дотику працівників до неізольованих дротів і струмоведучих частин. Внаслідок цього можливо виникнення напруги на частинах апаратів і механізмів, які у нормальних умовах не перебувають під напругою;
- розміщення на робочому місці пожежонебезпечних приладів (зварювальні апарати), які становлять загрозу опіків робітників;
- можливість наїзду на робітника у зв'язку з проведенням робіт в безпосередній близькості з шляхами залізниці, що може привести до травмування робітника або смерті;

До шкідливих факторів відносяться:

- вібрація, виникає при роботах з використанням віброприладів і може викликати вібраційну хворобу;

- шум, виникає при роботі важкої техніки і приводить до зниження слуху та глухоти;

- фізичні та нервово-психічні перевантаження, які приводять до розладів нервової системи і швидкої втоми;

- підвищена запиленість та загазованість робочого місця шкідливими та токсичними речовинами при виконанні робіт з використанням хімічних та фарбувальних матеріалів, зварюванні арматури та закладних деталей, очищенні поверхні від бруду, може привести до захворювання органів дихання та пневмоконіозу;

- недостатнє освітлення робочого місця при виконанні робіт в темний період часу приводить до виникнення загрози травмування та погіршення зору;

- підвищена температура поверхонь обладнання та матеріалів загрожує виникненню опіків та порушенню теплового балансу;

- кліматичні умови (при роботі в умовах дощу, вітру, грози і т.п.) можуть привести до порушень теплового балансу – перегріву або переохолодження організму, теплового та сонячного удару.

4.3 Заходи щодо створення безпечних умов праці

Дані заходи складені на підставі ДБН А.3.2-2-2009 «Система стандартів безпеки праці. Промислова безпека у будівництві. Основні положення»:

- при переміщенні й подачі на робоче місце вантажопідйомними кранами конструкцій, керамічних каменів і дрібних блоків слід застосовувати піддони, контейнери й вантажозахватні пристрої, що виключають падіння вантажу при підйомі (ТУ У34.2-00240307.045-2001);

- опалубку, що застосовується для зведення монолітних залізобетонних

конструкцій, необхідно виготовляти й застосовувати відповідно до проекту провадження робіт, затвердженим у встановленому порядку;

- при установці елементів опалубки в кілька ярусів кожний наступний ярус слід установлювати тільки після закріплення нижнього ярусу;

- при виконанні робіт із заготовки арматур необхідно: обгороджувати місця, призначені для розмотування бухт (мотків) і виправлення арматури; при різанні верстатами стержнів арматури на відрізки довжиною менш 0,3 м застосовувати пристосування, що попереджають їхній розліт; обгороджувати робоче місце при обробці стержнів арматури, що виступають за габарити верстата, а у двосторонніх верстатів, крім цього, розділяти верстат посередині поздовжньою металевою запобіжною сіткою висотою не менш 1 м; складати заготовлену арматури у спеціально відведені для цього місця; закривати щитами торцеві частини стержнів арматури в місцях загальних проходів, що мають ширину менш 1 м (ТУ 14-1-5526-2006);

- при готуванні бетонної суміші з використанням хімічних добавок необхідно вжити заходів до попередження опіків шкіри й ушкодження очей працівників;

- бункера (бадді) для бетонної суміші повинні задовольняти вимогам ДБН А.3.1-8-96. Переміщення завантаженого або порожнього бункери дозволяється тільки при закритому затворі (ДБН А.3.1-8-96);

- монтаж, демонтаж і ремонт бетоноводів, а також видалення з них бетону, що затримався (пробок) допускається тільки після зниження тиску до атмосферного;

- стропування конструкцій і встаткування виконується вантажозахватними засобами, що задовольняють вимогам п. 14.2.10 ДБН А.3.2-2-2009 (НПАОП 45.2-7.02-12) «Система стандартів безпеки праці. Безпека праці та виробнича безпека в будівництві. Загальні положення» та забезпечують можливість дистанційного розстропування з робочого обрію у випадках, коли висота до замка вантажозахватного засобу перевищує 2 м;

- при виконанні робіт на висоті влаштовуються спеціальні додаткові

риштування для безпечного проходу працівників по місцю робіт, в місцях, де технічно неможливо або нераціонально влаштування таких риштувань, влаштовують спеціальні пристосування для прикріплення запобіжних поясів, а у працівників, які виконують роботи забезпечуються запобіжними поясами. Монтажні запобіжні пояси мають заводське клеймо і клеймо про чергове випробування на статичну загрузку, яка дорівнює 400 кг і проводиться раз на 6 місяців (ТУ 8786-001-47537807-98);

- не допускається знаходження людей під елементами конструкцій і встаткування, що монтується, до установки їх у проектне положення й закріплення. При необхідності знаходження працюючих під устаткуванням (конструкціями), що монтуються, а також на встаткуванні (конструкціях) повинні здійснюватися спеціальні заходи, що забезпечують безпеку працюючих;

- при монтажі електроустаткування слід виконувати вимоги ГОСТ 12.3.032 (СТ СЭВ 4032) і загальні вимоги, запропоновані до монтажних робіт;

- при прогріві кабелю електричним струмом не допускається застосовувати напруга вище 380 В. Корпуси електричних машин і апаратів, що застосовуються для прогріву, при напрузі вище 42 В, а також металева оболонка кабелю заземлюються, на ділянках прогріву повинні бути розміщені протипожежні засоби й установлене чергування;

- електромонтажні роботи в діючих електроустановках, як правило, повинні виконуватися після зняття напруги із усіх струмоведучих частин, що перебувають у зоні провадження робіт, їх від'єднання від діючої частини електроустановки, забезпечення видимих розривів електричному кола й заземлення від'єднання струмоведучих частин. Зона провадження робіт повинна бути відділена від діючої частини електроустановки суцільним або сітчастим огородженням, що перешкоджають випадковому проникненню в цю частину персоналу монтажної організації відповідно до НПАОП 40.1-1.21-98 «Правила безпечної експлуатації електроустановок споживачів»;

- малярські склади слід готовити, як правило, централізовано. При

їхньому готуванні на будівельному майданчику необхідно використовувати для цих цілей приміщення, обладнані вентиляцією, що не допускає перевищення гранично припустимих концентрацій шкідливих речовин у повітрі робочої зони. Приміщення повинні бути забезпечені нешкідливими мийними засобами й теплою водою. Експлуатація мобільних малярських станцій для готування фарбувальних составів, не обладнаних примусовою вентиляцією, не допускається. При виробництві малярських робіт необхідно виконувати вимоги ГОСТ 12.3.035;

- місця, над якими проводяться скляні роботи, необхідно обгороджувати;

- до початку скляних робіт слід візуально перевірити міцність і справність віконних плетінь.

- підіймання і перенесення скла до місця його установки потрібно робити із застосуванням відповідних безпечних пристосувань або в спеціальній тарі.

- кожний робітник повинен бути оснащений індивідуальними захисними засобами, застосовуваними для запобігання або зменшення впливу на працюючих небезпечних і шкідливих виробничих факторів відповідно до НПАОП 0.00-4.26-96 «Положення про порядок забезпечення працівників спеціальним одягом, спеціальним взуттям та іншими засобами інсмідуального захисту».

При організації будівельного майданчика варто встановити небезпечні зони, для людей, у межах яких діють небезпечні виробничі фактори. Вони позначаються знаками безпеки і підписами встановленої форми. Зважаючи на те що, будівництво ведеться поблизу залізничної станції, будівельний майданчик варто відгородити захисними огородженнями від ненавмисного доступу сторонніх осіб на територію будівництва, огородження застосовуються збірно-розбірні з козирком і висотою панелі 2 м. Границя небезпечної зони встановлюється не менш 5 м від периметра споруджуваного будинку. Біля виїзду на будівельний майданчик повинна бути встановлена схема руху транспорту. Швидкість руху не повинна перевищувати 10 км/год на прямих ділянках і 5 км/год на поворотах. До початку земляних робіт повинно бути

вивчене місцезнаходження земляних комунікацій і погоджені з відповідними організаціями заходи щодо безпеки умов праці. Розроблені котловани і траншеї повинні бути обгороджені захисними огородженнями з урахуванням вимог ДБН В.1.2-12-2008. Грунт, витягнутий з котловану чи траншеї, варто розміщати на відстані не менш 0,5 м від брівки виїмки. Тому що, глибина котловану не перевищує 3 м, крутість укосів допускається не більш 1:0,5 у лісових ґрунтах. Перед допуском робітників у котловани, повинна бути перевірена стійкість укосів. Навантаження ґрунту на автосамоскиди повинно виконуватись з боку заднього чи бокового борту.

4.4 Надзвичайні ситуації та подолання їх наслідків

4.4.1 Надзвичайні ситуації, причини їх виникнення та наслідки

Надзвичайна ситуація (НС) — порушення нормальних умов життя і діяльності людей на об'єкті або території, спричинене аварією, катастрофою, стихійним лихом, епідемією, епізоотією, епіфітотією, великою пожежею, застосуванням засобів ураження, що призвели або можуть призвести до людських і матеріальних втрат.

В Україні створено систему цивільного захисту (ЦЗ), що організовується та регулюється державними нормативними документами, такими як: Конституція України; Кодекс Цивільного захисту України; ДСТУ 3891:2013 «Безпека у надзвичайних ситуаціях»; ДСТУ Б А.2.2-7:2010 «Проектування. Розділ інженерно-технічних заходів цивільного захисту (цивільної оборони) у складі проектної документації об'єктів».

На об'єкті проектування існує ймовірність виникнення як природних НС так і НС техногенного характеру.

До природних НС на об'єкті можна віднести, наприклад, повені, сильні зливи, землетруси, природні пожежі. Техногенні – наприклад, катастрофи та аварії, пожежі, аварії з викидом сильнодіючих отруйних речовин чи радіоактивних речовин.

4.4.2 Заходи захисту людей та об'єкту, що проектується і оцінка його стійкості в умовах НС - урагани, бурі, шквали

Бурею називається тривалий сильний вітер, який дме зі швидкістю, що перевищує 15 м/с. Ураган – це сильний вітер, що супроводжується водяними смерчами і градом. Шквалом називають раптове посилення вітру з різкою зміною напряму.

Наслідками дії може бути обрив проводів ліній електропередач, руйнування об'єкту, що ремонтується (обвал мосту), підтоплення, пошкодження пристроїв та механізмів. Всі ці фактори, в свою чергу, можуть призвести до травмування або смерті робітників.

До способів захисту людей відноситься своєчасне оповіщення про загрозу НС, наявність у безпосередній близькості від місця роботи достатньої кількості захисних споруд для укриття, забезпечення робітників достатньою кількістю засобів індивідуального захисту і своєчасна їх видача, наявність добре організованої системи цивільного захисту на об'єкті, наявність завчасно розроблених змінних графіків робочих змін і підвезення робітників до місця робіт і назад, створення запасів медикаментів і одягу.

Захист інженерно-технічного комплексу об'єкта досягається забезпеченням рівноміцності всіх елементів об'єкта за рахунок підвищення стійкості найбільш слабких елементів; організацією захисту цінного і унікального обладнання шляхом його укриття або влаштування спеціального захисного обладнання.

Оцінка стійкості об'єкта базується на всебічному вивченні об'єкта з точки зору його здатності:

- протистояти впливу вражаючих чинників;

- продовжувати роботу і відновлювати в короткі терміни перевізний процес при отриманні невеликого руйнування.

Метою оцінення стійкості роботи об'єкта є виявлення слабких елементів, що необхідно для прийняття обґрунтованих рішень стосовно здійснення заходів по підвищенню стійкості слабких елементів і роботи об'єкта в цілому.

У ході оцінення стійкості роботи об'єктів залізничного транспорту прогнозується також вірогідна інженерна обстановка на об'єкті, визначається орієнтовна потреба сил і засобів для проведення відновлювальних робіт.

Організація аварійно-відновлювальних робіт і швидкого відновлення технологічного процесу виробництва передбачає: завчасне розроблення найбільш вірогідних схем відновлення об'єкта; створення і підготовку формувань ЦЗ для проведення швидкого відновлення; створення запасів конструкцій, матеріалів і обладнання, необхідних для відновлення, і їх надійне укриття; упровадження технологічних процесів.

4.4.3 Пожежна безпека об'єкту проектування

Пожежна безпека забезпечується шляхом проведення організаційних і технічних заходів, спрямованих на попередження пожеж, зменшення негативних екологічних наслідків, створення умов для швидкого виклику пожежних підрозділів і успішного погашення пожеж.

Усі працівники підприємства, включаючи і керівників, проходять інструктаж з питань охорони праці, технології робіт і пожежної безпеки.

Інструктаж проводиться у формі пояснень, закінчуватися перевіркою засвоєння знань і навичок в об'ємі інструктажу.

Залежно від характеру і часу проведення, інструктажі підрозділяються на ввідний, первинний, повторний та позаплановий і цільовий.

Місце проведення вогневих робіт забезпечується первинними засобами пожежогасіння (вогнегасник, ящик з піском, бочка з водою, пожежне відро, лопата та пожежний інструмент (лом, сокира і таке інше)).

Забезпечення пожежної безпеки покладається на її керівника і уповноважених ним осіб, якщо інше не передбачено у відповідному договорі, згідно з НАПБ В.01.010-97/510 «Правила пожежної безпеки на залізничному транспорті». Керівник робіт визначає посадові обов'язки щодо забезпечення пожежної безпеки, призначає відповідальних за пожежну безпеку окремих

Машини, механізми, устаткування, транспортні засоби й технологічні процеси, що впроваджуються у виробництво, а також продукція, в стандартах на яку містяться вимоги щодо пожежної безпеки, супроводжується сертифікатом, що засвідчує безпеку їх використання, виданий в установленому порядку.

У зв'язку з наявністю горючих речовин, згідно НАПБ 03.004.2002 «Норми обладнання об'єктів первинними засобами пожежогасіння», передбачені первинні засоби пожежогасіння - пінні і порошкові вогнегасники. Порошкові вогнегасники можливо використовувати при всіх класах пожеж, у тому числі електроустановки з напругою до 1000 В. На складах з матеріалами згідно ДБН В.1.1-7:2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги», передбачена цистерна з водою у разі виникнення пожежі, пожежні щити, наявність ящиків із піском. Індивідуальна автоматична установка пожежогасіння і пожежна сигналізація на об'єкті не передбачена.

4.5 Розрахунок прожекторного освітлення методом питомої потужності

Кількість прожекторів ПКН – 1000 – 1, шт, визначається як:

$$n = \frac{mE_p S}{P_л}, \quad (6.1)$$

де: m – коефіцієнт, який враховує світлову віддачу джерел світла та коефіцієнт використання світлового потоку, (m = 0,2);

S – площа, що освітлюється м^2, (S = 33,6 × 16 = 540 м^2);

$P_л$ – потужність лампи типів прожекторів, які приймаються, Вт×год, (лампа КГ 220 – 1000 – 5, $P_л$ = 1000 Вт×год);

$E_р$ – потрібна освітленість, лк, визначається за формулою:

$$E_р = k \times E_н, \quad (6.2)$$

де: k – коефіцієнт запасу, (k = 1,5);

$E_н$ – нормована освітленість, лк, ($E_н$ = 30 лк).

$$E_р = 1,5x30 = 40 \text{ лк.}$$

$$n = \frac{0,2 \times 40 \times 540}{1000} = 4,32 = 5шт.$$

За розрахунком прийнято 5 штук прожекторів ПНК – 1000 – 1.

Прожектори встановлюються у шаховому порядку. Мінімально допустима висота встановлення прожекторів ПКН – 1000 –1 при нормованій освітленості 30 лк по всій висоті збирання, дорівнює 5 м (від головки рейки 3 м).

Список використаних джерел

1. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження та впливи [Текст].- Київ.: Мін буд. України, 2006. -129 с.

2. ДБН В. 1.1 -7-2002. Пожежна безпека об'єктів будівництва[Текст].- Київ: Мін буд. України, 2002. – 102 с.

3. ДБН В2.2-0-97. Будівлі та споруди. Цивільні споруди та будівлі. Основні положення [Текст]. - Київ Мін буд. України, 1997. – 96 с.

4. ДБН В2.6-14-97. Конструкции зданий и сооружений. Покрытия зданий и сооружений [Текст]. - Киев : Мін буд. України, 1997. - 120 с.

5. ДБН В.2.6-162:2010 Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення [Текст].- Київ Мінрегіонбуд України, 2011. – 107 с.

6. ДБН А.3.2-2-2009 Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. [Електронний ресурс]: – Режим доступу: https://e-construction.gov.ua/laws_detail/3074220455066862610 – (Дата звернення: 10.01.2026).

7. ДБН А.3.1-5-96 Управління, організація і технологія. Організація будівельного виробництва [Текст].- Київ Мінрегіонбуд України, 2011. – 61 с.

8. ДБН В.2.5-67:2013 Опалення, вентиляція та кондиціонування [Текст] – К.: ДП Укрархбудінформ України 2013. – 149 с.

9. ДБН В.2.5-28:2018 Природне і штучне освітлення [Електронний ресурс]: Наказ Міністерства будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України від 15 травня 2006 р. № 168. – Режим доступу: https://e-construction.gov.ua/laws_detail/3074958732556240833?doc_type=2 – (Дата звернення: 10.01.2026).

10. ДБН В.1.1-7-2002 Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва. [Текст] – К.: Держбуд України 2003. – 41 с.

11. ДБН В.2.6-161:2010 Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції. Основні положення. [Текст].- Київ Мінрегіонбуд Україні, 2011. – 112 с.

12. ДБН В.2.5-67:2013 Опалення, вентиляція та кондиціонування. [Електронний ресурс]: – Режим доступу: https://e-construction.gov.ua/laws_detail/3074971619479783152 – (Дата звернення: 10.01.2026).

13. ДСН 3.3.6.037-99 Санітарні норми виробничого шуму, ультразвуку та інфразвуку [Текст] – К.: ДП Укрархбудінформ України 1999. – 34 с.

14. ДСТУ Б А.2.2-7:2010 Проектування. Розділ інженерно-технічних заходів цивільного захисту (цивільної оборони) у складі проектної документації об'єктів [Текст] – К.: Мінрегіонбуд України 2010. – 24 с.

15. ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель». Норми проектування. [Електронний ресурс]: – Режим доступу: https://e-construction.gov.ua/laws_detail/3075196638495507996. (Дата звернення: 10.01.2026).

16. ДБН В.2.1-10:2018 «Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення». [Електронний ресурс]: – Режим доступу: https://e-construction.gov.ua/laws_detail/3074244333172426323. (Дата звернення: 10.01.2026).

17. ДБН А.2.2-1:2021 Склад і зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище (ОВНС). [Електронний ресурс]: – Режим доступу: https://e-construction.gov.ua/laws_detail/3048772709296113122?doc_type=2. (Дата звернення: 10.01.2026).

18. ДБН А.3.1-5-2016 «Організація будівельного виробництва». [Електронний ресурс]: – Режим доступу: https://e-construction.gov.ua/laws_detail/3113373519350597353 (Дата звернення: 10.01.2026).

19. ДСТУ Б В.2.5-82:2016 Електробезпека в будівлях і спорудах. Вимоги до захисних заходів від ураження електричним струмом. [Електронний ресурс]: – Режим доступу: http://www.tsatu.edu.ua/ettp/wp-content/uploads/sites/25/dstu-b-v.2.5-82-2016-elektrobezpeka-v-budivljah-i-sporudah-1.pdf (Дата звернення: 10.01.2026).

20. ДСТУ EN 62305-1:2012 «Захист від блискавки. Частина 1-4. Загальні принципи (EN 62305-1:2011, IDT)». [Електронний ресурс]: – Режим доступу: https://zakon.isu.net.ua/sites/default/files/normdocs/dstu-en-62305-1-2012.pdf (Дата звернення: 10.01.2026).

21. ДБН В.1.2-11:2021 "Енергозбереження та енергоефективність". [Електронний ресурс]: – Режим доступу: https://e-construction.gov.ua/laws_detail/3074186281496872415?doc_type=2 (Дата звернення: 10.01.2026).

22. ДСТУ Б А.2.2-8:2010 «Розділ Енергоефективність у складі проектної документації об`єктів». [Електронний ресурс]: – Режим доступу: https://www.ksv.biz.ua/GOST/DSTY/dsty_b_a.2.2-8-2010.pdf (Дата звернення: 10.01.2026).

23. Бугок Ю.Ф. Будівельні конструкції [Текст] / Ю.Ф. Бугок.- К.: Вища школа, 1994.- 145 с.

24. Литвинов О.О. Технологія будівельного виробництва [Текст] / О.О. Литвинов. – К.: Наук. дума, 1977.- 260 с.

25. Снежко А.П. Технологія будівельного виробництва [Текст] / А.П Снежко, Г.М Батура. - К.: Наук. думка, 1991.- 250 с.

26. Плугін А.А. Відновлення експлуатаційних властивостей і підземних споруд[Текст] : навчальний посібник. / А.А. Плугін, Л.В. Трикоз. – Х.: 2005.- 142с.

27. Шутенко Л.Н. Основи та фундаменти [Текст] / Л.Н. Шутенко – К.: Наук. Думка, 1989.- 182 с.

Перелік графічного матеріалу

Лист № 1 - Генеральний план. Розріз 1-1.

Лист № 2 – Загальний вигляд будівлі цеху збирання продукції.

Лист № 3 - План та розрізи будівлі.

Лист № 4 - Розрахунок фундаменту під колону.

Лист № 5 – Розрахунок плити перекриття.

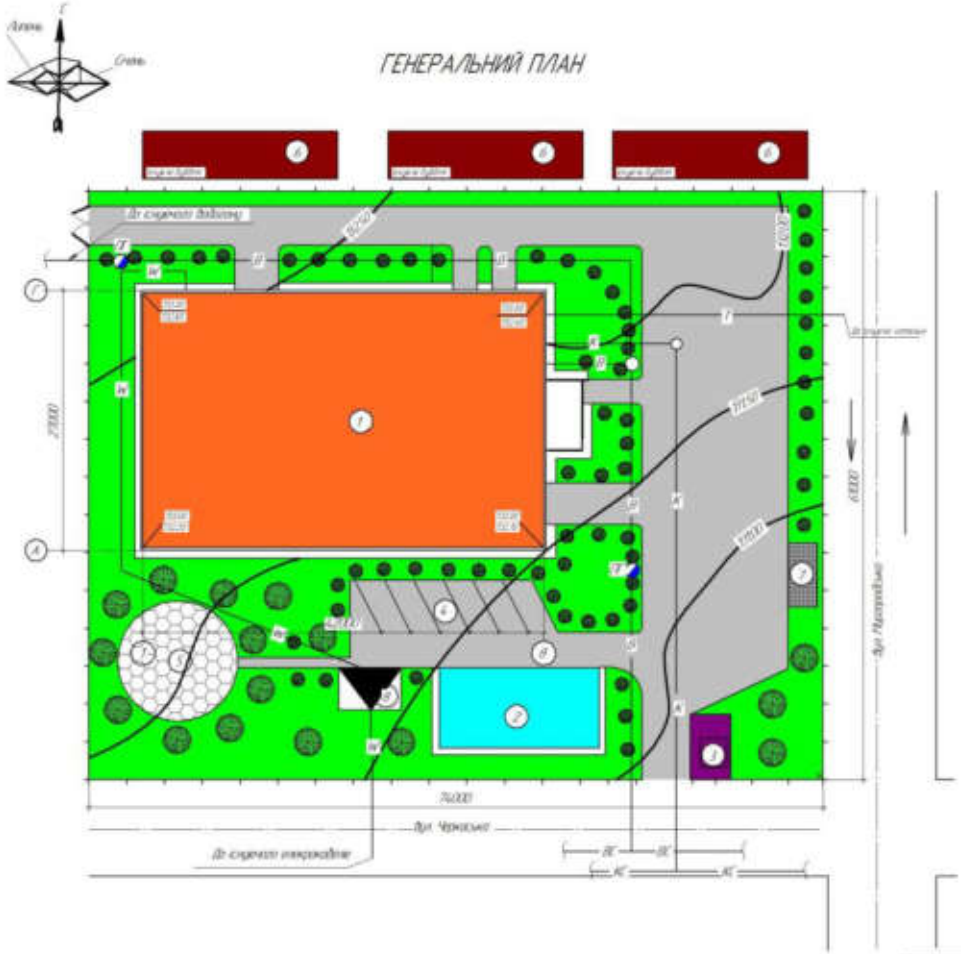
Лист № 6 – Розрахунок колон і ригеля.

Лист № 7 – Будівельний генеральний план.

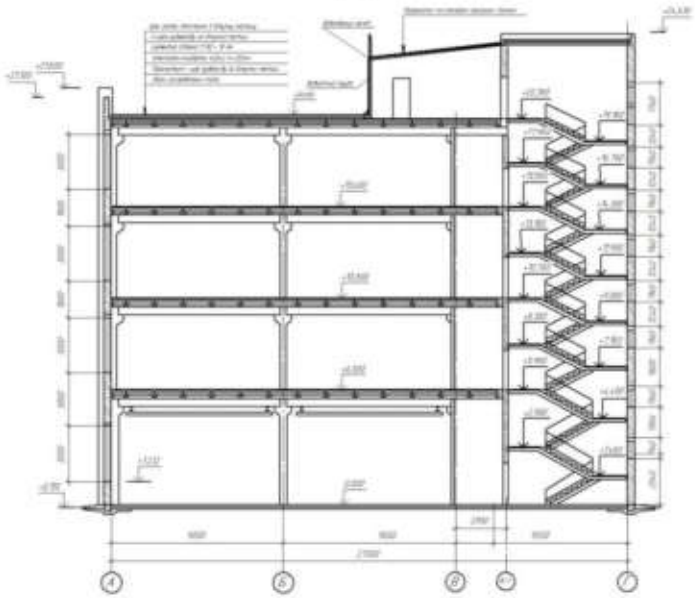
Лист № 8 – Технологічна карта влаштування монолітних фундаментів.

Лист № 9 – Календарний графік виконання робіт.

ГЕНЕРАЛЬНИЙ ПЛАН



1-1



Експлікація будівель і споруд

Позначення на генплані	Найменування будівель і споруд
1	Будівля що реконструюється
2	Розрахунковий склад господарських споруджень
3	Контрольно-пропускний пункт
4	Автостоянка
5	Місце для відпочинку
6	Входи для будівель
7	Очисні/дощові каналізації
8	Трансформаторна підстанція

Умовні позначення

- Будівля що підлягає знесенню
- Існуючі споруди
- Бетонне покриття
- Вільна територія
- Дерева і чагарники
- Транспортний паркан
- Транспортно каналізаційна мережа
- Існуюча каналізаційна мережа
- Транспортна водопровідна мережа
- Існуюча водопровідна мережа
- Транспортна електромережа
- Існуючі споруди
- Транспортна теплотраса

Техніко-економічні показники генплану

Найменування показників	Одиниця виміру	Кількість
Площа ділянки	м²	4556
Площа забудови	м²	1322
Щільність забудови	%	29,0
Площа проїздів	м²	539
Площа доріг і майданчиків	м²	1639
Площа озеленення	м²	1676
Відсоток озеленення	%	37,1

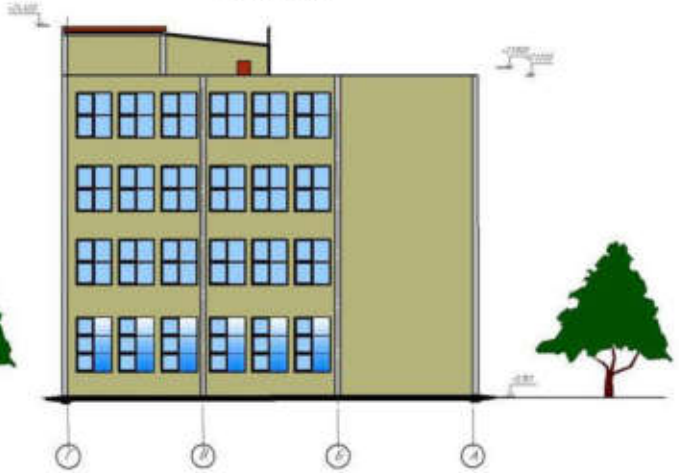
	МРБ 006.00.00		
	Кафедра БМКС		
		Літера	Аркуш
		Н	1
	Генеральний план. Розріз 1-1	УкрДУЗТ	

ЗАГАЛЬНИЙ ВИГЛЯД БУДІВЛІ ЦЕХУ ЗБИРАННЯ ПРОДУКЦІЇ

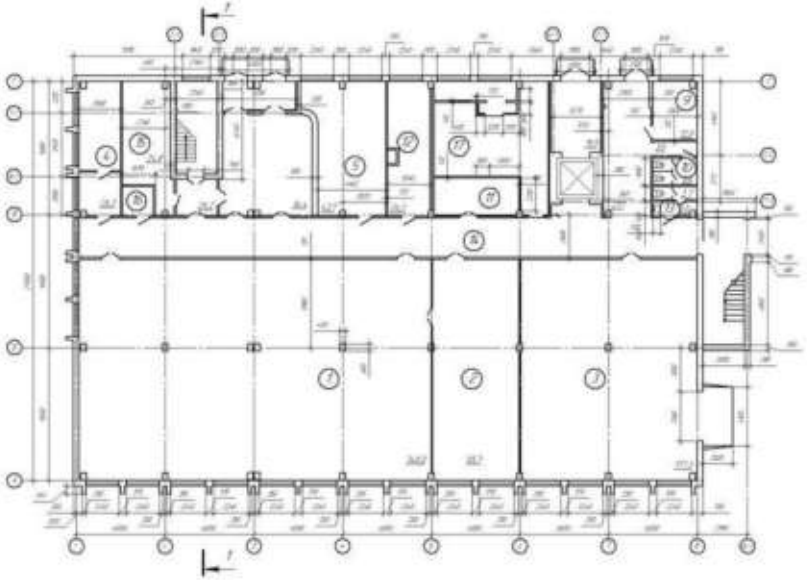
Фасад 1-8



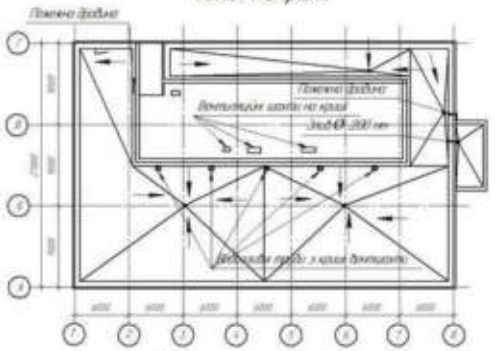
Фасад Г-А



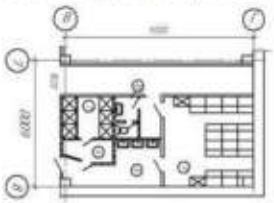
План на відмітці 0.000



План покрівлі



Фрагмент плану на відм. 6.000, 10.800, 15.600



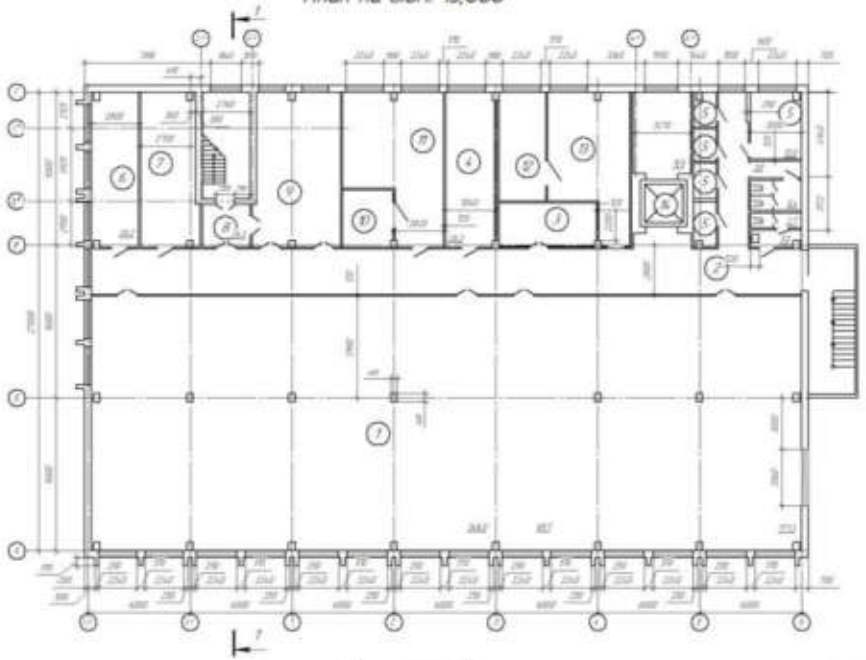
Експлікація приміщень

№ на плані	Найменування	Площа, м²	Категорія з вибухо-пожежної безпеки
1	Склад готових і комплектуючих виробів	368.00	
2	Участок дискового конвеєра	65.20	
3	Виробнича ділянка	177.30	
4	Служба начальника цеху	26.20	
5	Гардероб на 420 осіб	16.50	
6	Чоловічі туалети	4.9	
7	Чоловічі душові	8.9	
8	Умивальні	9.1	
9	Чоловічі гардероб на 26 робочих місць	16.1	
10	Туалет (2-й поверх-мінчик)	25.1	
11	Комора для готових виробів	15.76	
12	Господарська комора	26.20	
13	Гардероб жіночі	5.70	
14	Коридор	102.00	
15	Шахти	24.80	
16	Кімната чергових і сховищ по інвентарю	6.00	
17	Будет-стоянки	40.00	

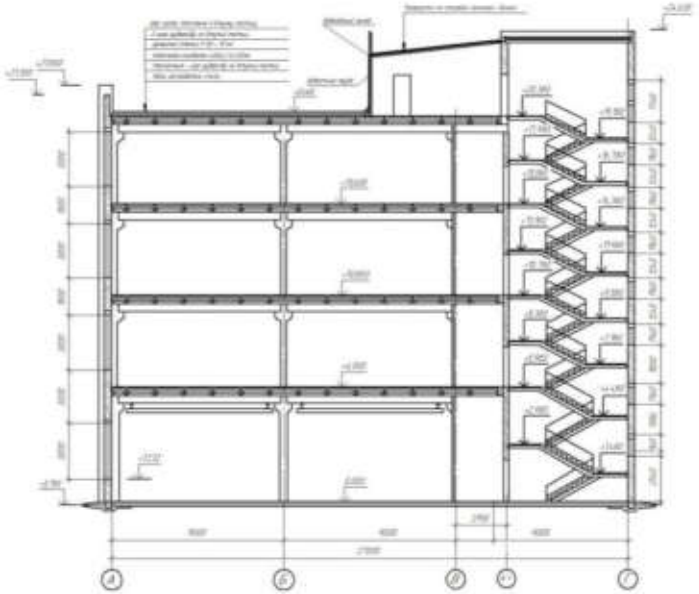
			МРБ 006.00.00	
			Кафедра БМКС	
			Н	2
			Загальний вигляд будівлі цеху збирання продукції	УкрДУЗТ

ПЛАНИ ТА РОЗРІЗИ БУДІВЛІ

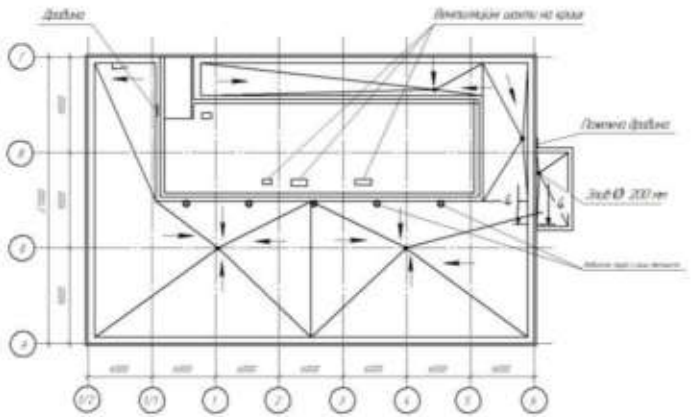
План на відм. 15,600



1-1



План покрівлі



Експлікація підлог

Найменування приміщення	Схема підлоги (дів. номер. будів. та серії)	Елементи підлоги (від. і. підлоги)	Площа, м²
Суміщений санвузол, роздягальні, кімната матері, кімната грудного вигодовування		1. Керамічна плитка, підлог. ТОО-1000 ГОСТ 9000-90 – 1 м 2. Цементно-піщаний розчин М100 товщиною 10 мм – 1 см 3. Будівельні стяжки з асфальтобетону М 200 – 2 см 4. Гідроізоляція – толь ПЗК-100-600/800/1000 ГОСТ 22000-90 5. Збірна залізобетонна плита	1000,0
Душові, кімнати гігієни душових		1. Керамічна плитка, Клінкерний клінкер ГОСТ 6141-91 Шамотно-піщаний розчин М100 товщиною 10 мм – 1 см 2. Цементно-піщаний розчин М100 товщиною 10 мм – 1 см 3. Будівельні стяжки з асфальтобетону М 200 – 2 см 4. Гідроізоляція – толь ПЗК-100-600/800/1000 ГОСТ 22000-90 5. Збірна залізобетонна плита	1000,0
Вентиляційні		1. Керамічна плитка, Клінкерний клінкер ГОСТ 6141-91 Шамотно-піщаний розчин М100 товщиною 10 мм – 1 см 2. Цементно-піщаний розчин М100 товщиною 10 мм – 1 см 3. Будівельні стяжки з асфальтобетону М 200 – 2 см 4. Гідроізоляція – толь ПЗК-100-600/800/1000 ГОСТ 22000-90 5. Збірна залізобетонна плита	1000,0

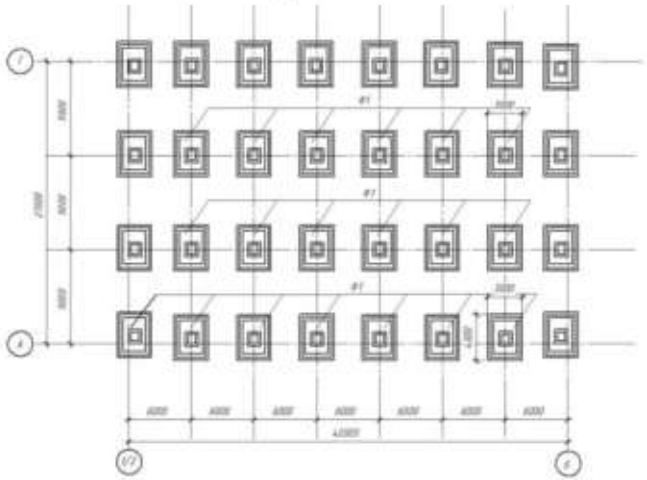
Експлікація приміщень

№ приміщення	Найменування	Площа, м²	Категорія з вибухопожежної небезпеки
1	Відділення хім	6,4/14,0	
2	Коридор	85,70	
3	Кімнати лаборантів	177,30	
4	Гідрохімічний кабінет	26,20	
5	Жіночі гардероб на 30 чол.	16,50	
6	Склад матеріалів	4,9	
7	Склад матеріалів	23,9	
8	Складські кабінети	9,1	
9	Склад контейнерних матеріалів	36,1	
10	Склад готової продукції	29,1	
11	Склад готової продукції	15,76	
12	Склад готової продукції	26,20	
13	Склад готової продукції	5,30	
14	Вентиляційні зали	82/0,00	

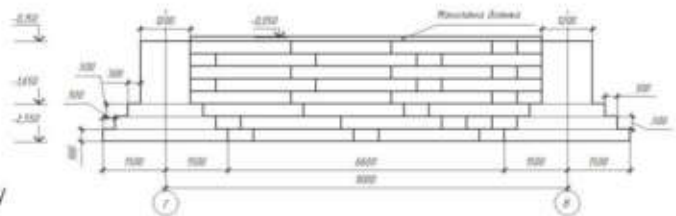
		МРБ 006.00.00	
		Кафедра БМКС	
		Літера	Аркуш	Аркушів
		Н		1
	Плани та розрізи будівлі	УкрДУЗТ	

РОЗРАХУНОК ФУНДАМЕНТУ ПІД КОЛОНУ

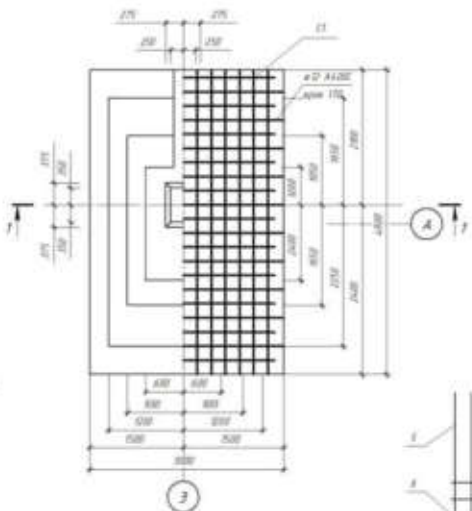
План фундаментів



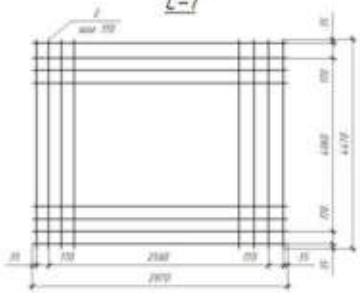
Розгортка фундаменту по вісі 1/2



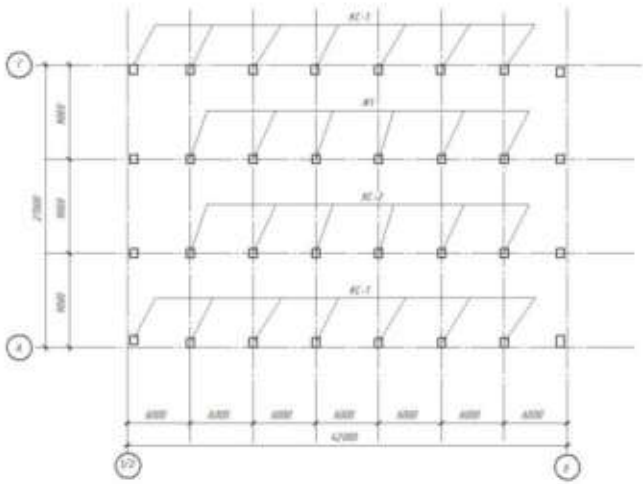
Фундамент Ф1 під колону



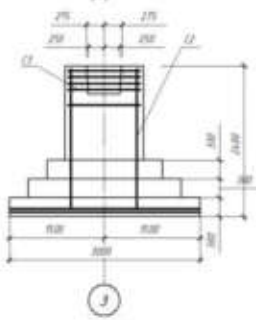
С-1



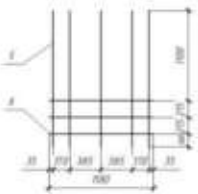
План розміщення колон



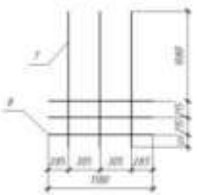
1-1



С-2



С-3



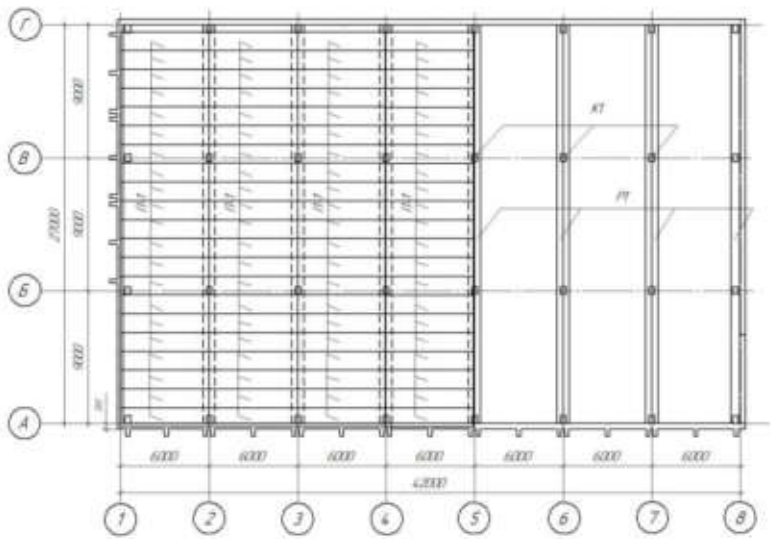
Специфікація

Формат	Зона	Поз.	Позначення	Найменування	Кіл.	Прим.
				Документація		
				Одиниці збірні		
				Ар1 400Е ДСТУ 3760-98 L=6,7т	1	6,7
				Ар1 400Е ДСТУ 3760-98 L=4,1т	1	12,1
				Одиниці збірні		
				Ар 400Е ДСТУ 3760-98 L=700	1	0,7
				Одиниці збірні		
				Ар 400Е ДСТУ 3760-98 L=5,4т	1	11т
				Ар 400Е ДСТУ 3760-98 L=10т	1	11т

				МРБ 006.00.00		
				Кафедра БМКС		
Розробив					Літера	Маса	Масштаб
Перевірив					Т		
Н. контр.				Розрахунок фундаменту під колону	УкрДУЗТ		

РОЗРАХУНОК ПЛИТИ ПЕРЕКРИТТЯ

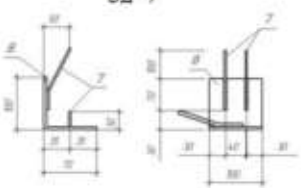
Схема розкладання плит перекриття



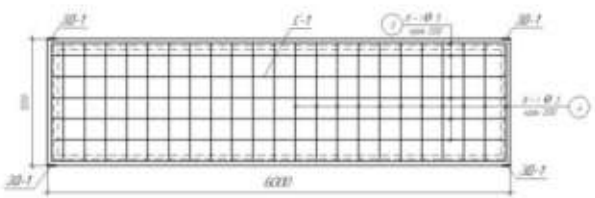
Опалубне креслення плити П-1



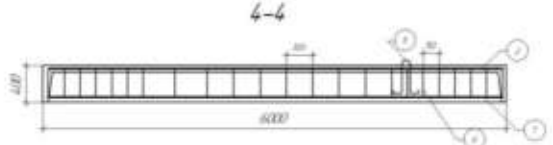
ЗД-1



3-3



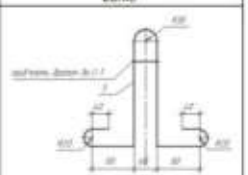
4-4



С-1



Відомість деталей

Поз.	Ескіз
5	

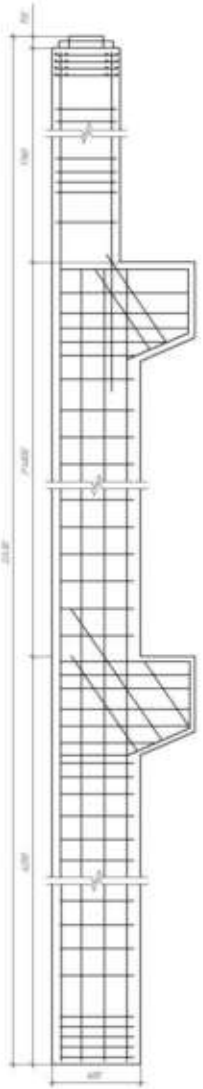
Специфікація арматурних виробів

Поз.	Зас.	Поз.	Позначення	Найменування	Кіл-ть	Примітки
				Плита П-1		
		1		Ø18 А400С ДСТУ 3760:2006 L=6240 мм	2	
		2		Ø16 А400С ДСТУ 3760:2006 L=6240 мм	2	
		С-1				
		3		Ø5 В-I ДСТУ 3760:2006 L=6240 мм	7	
		4		Ø5 В-I ДСТУ 3760:2006 L=1100 мм	22	
		5		Ø16 А240С ДСТУ 3760:2006 L=870 мм	4	
		6		Ø12 А400С ДСТУ 3760:2006 L=250 мм	20	
		ЗД-1				
		7		Ø10 А240С ДСТУ 3760:2006 L=700 мм	10	
		8		У 8Х\Х-35х8 ДСТУ 2251-93 L=800 мм	4	

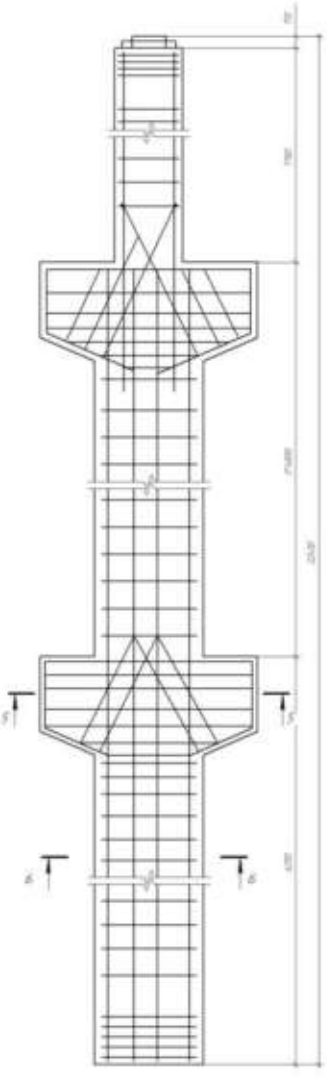
				МРБ 006.00.00		
				Кафедра БМКС		
Розробив					Літера	Аркуш	Аркушів
Перевірив					Н		1
Н. контроль				Розрахунок плити перекриття	УкрДУЗТ	
Затвердив						

РОЗРАХУНОК КОЛОНИ І РИГЕЛЯ

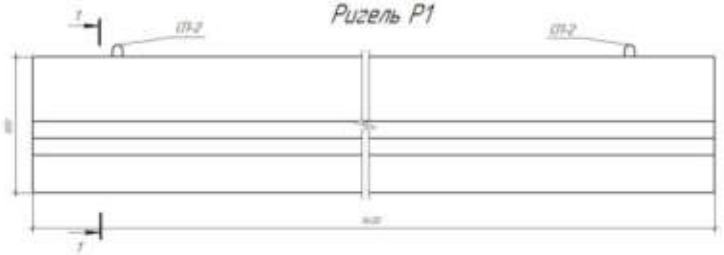
Колона КС-1



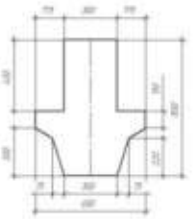
Колона КС-2



Ригель Р1



1-1



2-2

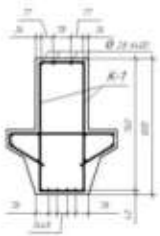
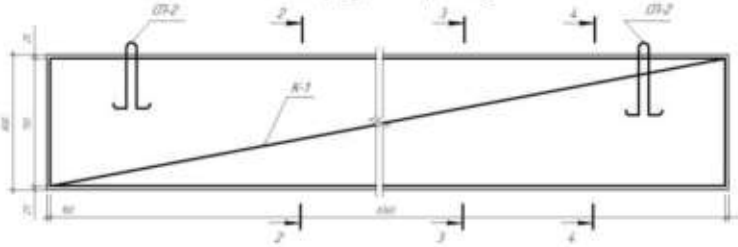
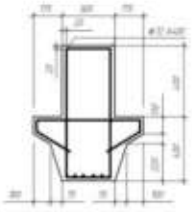


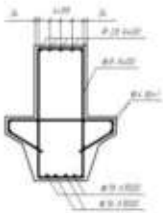
Схема армування ригелю Р-1



3-3



4-4



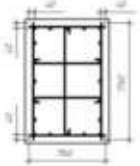
К-1



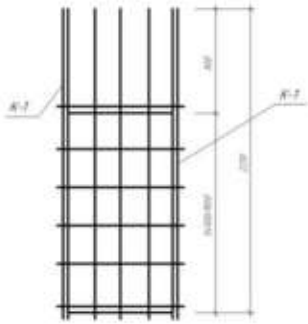
СП-2



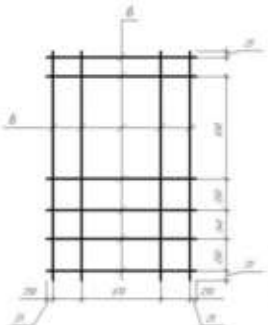
5-5



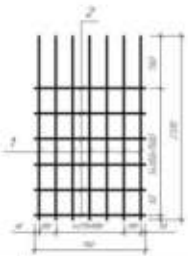
КП-1



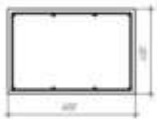
С-1



К-1

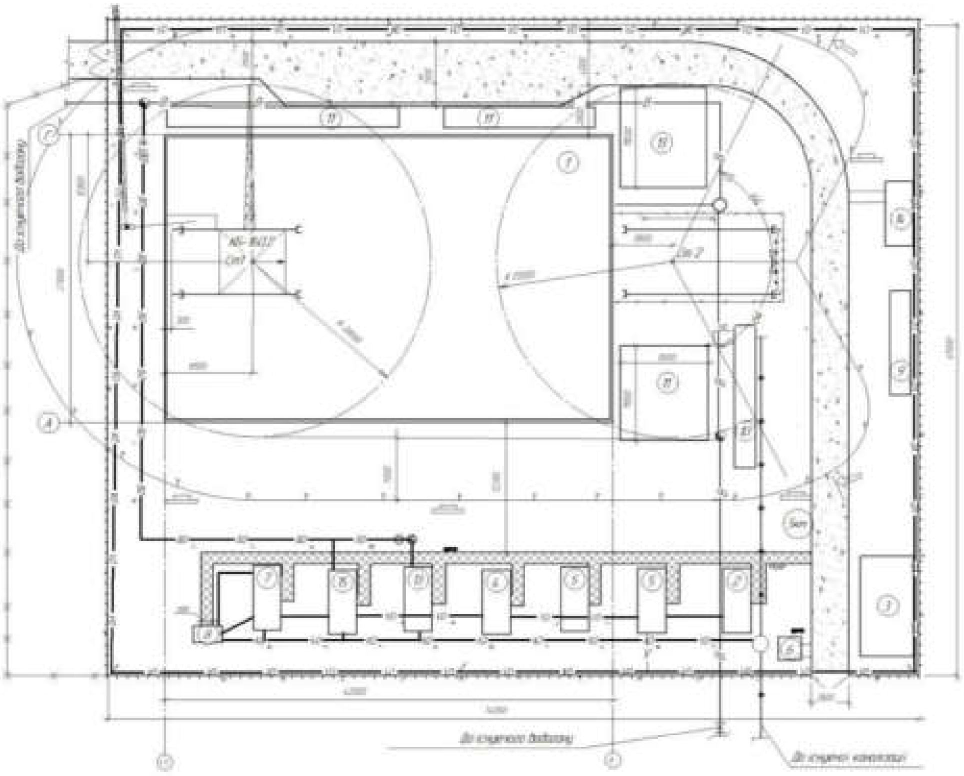


6-6

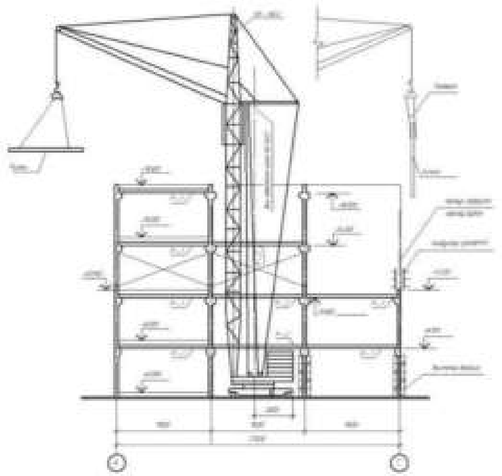


				МРБ 006.00.00	
				Кафедра БМКС	
					Н 1
				Розрахунок колони і ригеля	УкрДУЗТ

БУДІВЕЛЬНИЙ ГЕНЕРАЛЬНИЙ ПЛАН



Розріз 1–1



Експлікація будівель та споруд

Номер	Найменування	Площа, м²	Кіл.	Примітка
1	Будівля яку реконструюють	[illegible]	1	
2	Прорабська	[illegible]	1	[illegible]
3	Закритий склад	[illegible]	1	[illegible]
4	[illegible]	[illegible]	1	[illegible]
5	[illegible]	[illegible]	1	[illegible]
6	[illegible]	[illegible]	1	[illegible]
7	[illegible]	[illegible]	1	[illegible]
8	[illegible]	[illegible]	1	–
9	[illegible]	[illegible]	1	[illegible]
10	[illegible]	[illegible]	1	–
11	[illegible]	[illegible]	1	–
12	[illegible]	[illegible]	1	–
13	[illegible]	[illegible]	1	[illegible]
14	[illegible]			

Умовні позначки

- Будівля яку реконструюють
- Постійні дороги
- Покажчики що позначають небезпечну зону
- Огорожа з інвентарних щитів
- Водовідвідна канава
- [illegible]
- Знак обмеження швидкості
- Тимчасова електромережа з опорами освітлення
- Проектована каналізація
- Тимчасова каналізація
- [illegible]
- Контрольний вантаж
- Тимчасові будівлі та споруди
- Комплект протипожежного інвентарю
- Пожежний гідрант
- Водорозбірний кран
- [illegible]
- Силовий розподільчий щит
- Тимчасовий водопровід
- [illegible]
- Кордон зони дії крана
- Кордон небезпечної зони
- Огорожа території
- Обмеження кута повороту стріли крана КБ – 160.2

Вказівки щодо виконання робіт

1. Всі будівельно-монтажні роботи виконувати в суворій відповідності до вимог ДБН "Безпека праці в будівництві"
2. На період будівництва використовувати дорожні плити, [illegible] з ущільненого природного ґрунту
3. Перед здачею об'єкта в експлуатацію провести ремонт основи і влаштувати покриття по проекту
4. Підключення тимчасових мереж електро- та водопостачання виконати від існуючих мереж з технічними умовами
5. На стоянках баштовий кран КБ-160.2 повинен працювати з обмеженням кута повороту стріли, зазначеним на схемі

МРБ 006.00.00

Кафедра БМКС

[illegible]

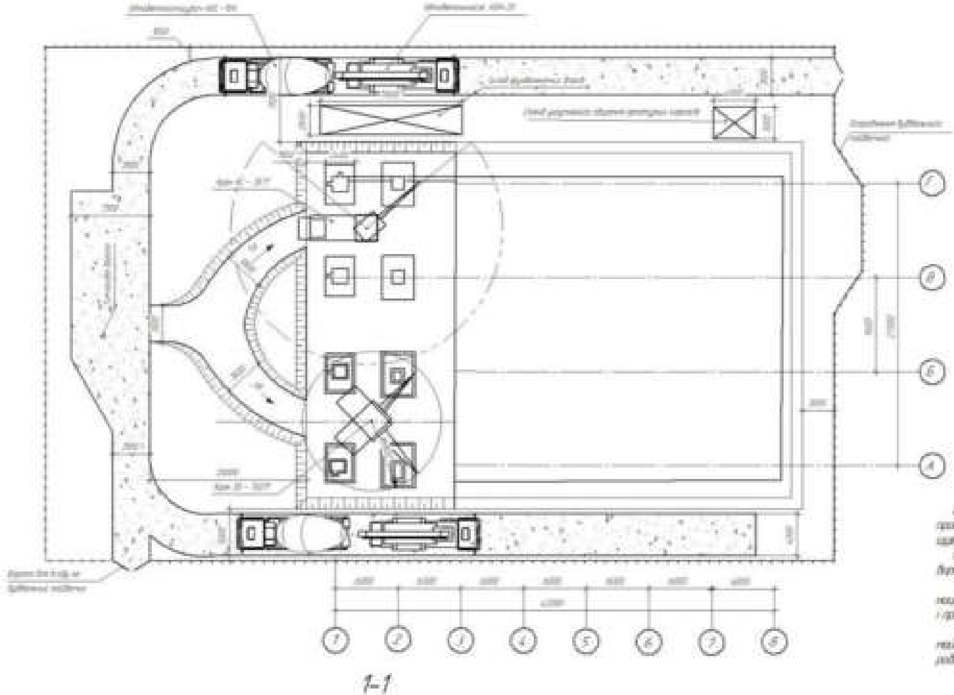
Н | | 1

Будівельний генеральний план

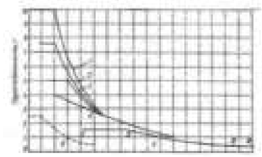
УкрДУЗТ

ТЕХНОЛОГІЧНА КАРТА ВЛАШТУВАННЯ МОНОЛІТНИХ ФУНДАМЕНТІВ

Схема улаштування фундаментів



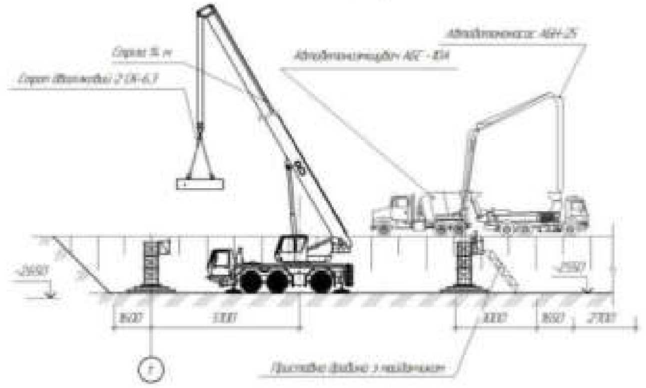
Вантажопідйомність крана КС – 3571

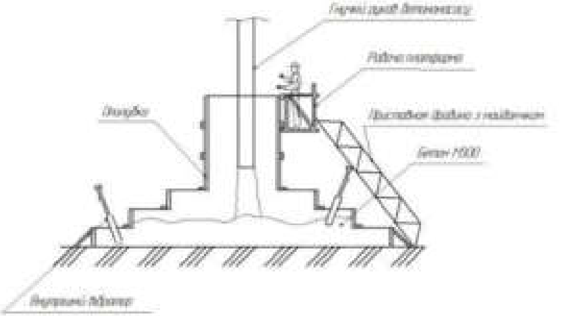


Кран КС – 3571



1–1





Контроль якості

Всі конструкції повинні відповідати вимогам проекту, не повинні мати відхилень, перевищуючих допуски ДБН.

Самоконтроль виконують самі виконавці при виробництві робіт окремих операцій.

Операційний контроль покладений на виробників робіт з застосуванням складностей і пристосувань будівельних лабораторії.

Приймальний контроль роблять прораби і майстри приймати у виконавців виконання робіт і оцінюють.

Примітка

1. До початку влаштування фундаментів повинні бути виконані наступні роботи:
–Організований відвід поверхневих вод від котловану;
–Влаштовані під'їзні шляхи та автодороги;
–Позначені в процесі шляхи руху механізмів, місця складування укрупнених арматурних сіток і опалубки, підготовлені монтажна оснастка і пристосування;
–Виконана бетонна підготовка під фундаменти;
–Завезені арматурні сітки і комплекти опалубки в кількості, що забезпечує безперебійну роботу не менше, ніж протягом двох змін;
–Влаштовано тимчасове електроосвітлення робочих місць і підведення електропостачальних апаратів;
–Проведена геодезична розбивка осей і розмітка положення фундаментів відповідно до проекту, на поверхні бетонної підготовки зроблені фарбою ризики, що фіксують положення робочих площин щитів опалубки.
2. Під збірні колони фундаменти передбачено влаштування будівельного шару дрібнозернистого піску товщиною до 50мм
3. За фундаментними блоками слід виконати заповнювальне з цементно-піщаного розчину складу 1:2 (цемент: пісок) з осадкою конусу 6 ... 8см
4. Не допускається відстань менше 5м між зонами робіт кранів
5. На схемі бетонування підколонником арматурна сітка умовно не показана

Вказівки з охорони праці

Допуск до монтажу будівельних конструкцій можуть отримати люди, не досягли 18 років і мають посвідчення на право виробництва монтажних робіт які пройшли медичний огляд.

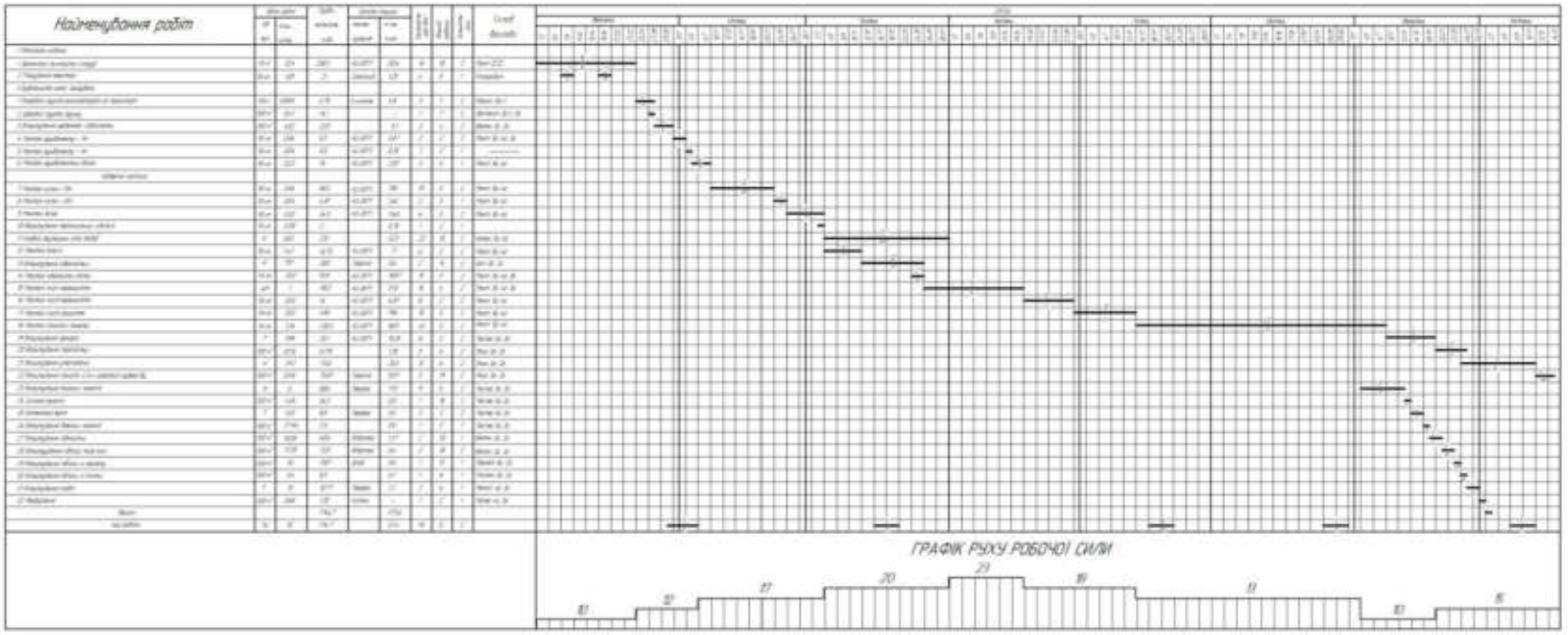
Основними заходами створення умов для безпеки роботи і змінення на висоті являються тимчасові підмостки і огорожі, захисні сітки, страхувальні канати монтажні пояси.

При виконанні робіт на висоті >1 м від рівня землі або перекриття настилу і підмостки повинні бути огороджені перилами висотою 1 м.

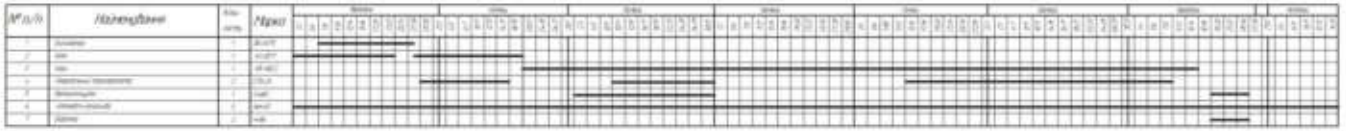
При вітрі силою більше 6 балів роботу зупиняють.

МРБ 006.00.00		
Кафедра БМКС		
	Н	1
Технологічна карта влаштування монолітних фундаментів	УкрДУЗТ	

КАЛЕНДАРНИЙ ГРАФІК ВИКОНАННЯ РОБІТ



ГРАФІК РУХУ МАШИН І МЕХАНІЗМІВ



ГРАФІК РУХУ ОСНОВНИХ МАТЕРІАЛІВ



МРБ 006.00.00	
Кафедра БМКС	
Календарні графіки виконання робіт	УкрДУЗТ

Міністерство освіти і науки України
Український державний університет залізничного транспорту

РЕЦЕНЗІЯ НА МАГСТЕРСЬКУ РОБОТУ

Студента: Ігнатова Микити Романовича

Тема: «Нове будівництво будівлі цеху збирання продукції ТОВ «Вінницький завод» ПНЕВМАТИКА»»

Спеціальність: G19 Будівництво та цивільна інженерія.

Дипломний проект викладений українською мовою на 105 сторінках тексту пояснювальної записки має список літературних джерел з 27 найменувань та ілюстрований на 9 аркушах.

1. **Актуальність теми проекту.** Тема, яка розкривається у даному проекті, є актуальною. Вона присвячена проблемам будівництва промислових будівель.
2. **Висновки про відповідність дипломного проекту щодо повноти розробки теми.** Тема розроблена у повному обсязі, який необхідний для рішення основних технологічних задач реалізації будівництва будівлі цеху збирання продукції.
3. **Характеристика виконання кожного розділу проекту, оцінка застосування досягнень науки і техніки та передових методів технології виробництва.** Основні розділи проекту розроблені добре, всі необхідні рішення щодо забезпечення експлуатаційних якостей будівлі прийняті вірно, у відповідності з завданням.
4. **Позитивні сторони роботи.** В дипломному проекті застосовані сучасні конструктивні та декоративно – обробні матеріали. Враховані усі теплотехнічні та протипожежні вимоги щодо будівель даного типу.
5. **Оцінка графічного оформлення та пояснювальної записки.** Графічні матеріали та пояснювальна записка оформлені добре. Графічні та текстові матеріали оформлені за допомогою сучасного програмного забезпечення для ПЕОМ (Компас 18 та ін.).
6. **Недоліки виконаної роботи:** Немає.
7. **Відгук про проект в цілому:** В цілому проект слід оцінювати безумовно позитивно. Актуальність теми кваліфіковане вирішення завдань проектування свідчить про досягнення автором проекту необхідного інженерного рівня.
8. **Оцінка дипломного проекту** Дипломний проект студента Ігнатова М.Р. за якість проекту заслуговує досить високої оцінки.

Рецензент: **к.т.н., доц. Шевченко А.О.**

«07» січня 2026 р.

АКТ

перевірки кваліфікаційної роботи бакалавра на наявність ознак академічного плагіату.

Відповідно до даних сервісу системи Strikeplagiarism.com® кваліфікаційна робота Нове будівництво будівлі цеху збирання продукції ТОВ «Вінницький завод» ПНЕВМАТИКА»,

автора: Ігнатов Микита Романович
(ПІБ автора повністю)

містить 39,33 % запозичень. Ознаки академічного плагіату – відсутні.

Перевірку виконав
доцент кафедри
будівельних матеріалів,
конструкцій та споруд _____ Олег ГЕРАСИМЕНКО
(підпис)

06.01.2026 р.