

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет інженерії машин, споруд і технологій

(повна назва факультету)

Кафедра будівельної механіки

(повна назва кафедри)

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Магістр

(назва освітнього ступеня)

на тему: **Проект судноремонтного доку з дослідженням поведінки
металевого каркасу**

Виконав: студент VI курсу, групи МБм-61
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
(шифр і назва спеціальності)

Студент	<u></u> (підпис)	<u>Берекета О.Є.</u> (прізвище та ініціали)
Керівник	<u></u> (підпис)	<u>Крамар Г.М.</u> (прізвище та ініціали)
Нормоконтроль	<u></u> (підпис)	<u>Мещерякова О.М.</u> (прізвище та ініціали)
Завідувач кафедри	<u></u> (підпис)	<u>Ясній В.П.</u> (прізвище та ініціали)
Рецензент	<u></u> (підпис)	<u>Качка О. І.</u> (прізвище та ініціали)

Тернопіль 2025

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет Факультет інженерії машин, споруд і технологій
(повна назва факультету)
Кафедра Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри
Ясній В.П.
(підпис) (прізвище та ініціали)
« » 2025 р.

З А В Д А Н Н Я
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

на здобуття освітнього ступеня Магістр
(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)

студенту Берекеті Олегу Євгеновичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи «Проект судноремонтного доку з дослідженням поведінки металевого каркасу»

Керівник роботи Крамар Галина Михайлівна, к.т.н.
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від « 14 » 11 2025 року № 4/7-973

2. Термін подання студентом завершеної роботи _____

3. Вихідні дані до роботи _____

4. Зміст роботи (перелік питань, які потрібно розробити)
Архітектурно-будівельний. Розрахунково конструктивний. Науково-дослідний. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях

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

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Охорона праці	Каспрук В.Б. доцент		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	Стручок В.С. ст. викл.		
Нормоконтроль	Мещерякова О.М. ст.викл.		

7. Дата видачі завдання _____

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів роботи	Термін виконання етапів роботи	Примітка
1	Архітектурно-будівельний		
2	Розрахунково конструктивний		
3	Науково-дослідний		
4	Охорона праці		
5	Загальні висновки		

Студент

(підпис)

Берекета О. Є.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Крамар Г. М.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП.....	6
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ	9
1.1 Опис та обґрунтування зовнішнього і внутрішнього вигляду об'єкта капітального будівництва, його просторової, планувальної та функціональної організації.....	9
1.2 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових і архітектурно-художніх рішень, у тому числі в частині дотримання граничних параметрів дозволеного будівництва	11
1.3 Опис та обґрунтування використаних композиційних прийомів при оформленні фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва.....	12
1.4 Опис рішень з оздоблення приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення	12
1.5 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень з постійним перебуванням людей.....	13
1.6 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та іншого впливу.....	14
1.7 Опис рішень щодо декоративно-художнього та колірнього оздоблення інтер'єрів.....	15
1.8 Висновки до розділу 1 «Архітектурно-будівельний»	15
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ	16
2.1 Компонування конструктивної схеми будівлі	16
2.2 Сукупність навантажень.....	16
2.2.1 Постійні навантаження. Розрахунок навантаження від ваги покрівельних і стінових панелей	16
2.2.2 Тимчасові навантаження. Снігове навантаження.....	18
2.2.3 Тимчасові навантаження. Вітрове навантаження.....	19
2.3 Розрахунок конструкції в програмному комплексі	22
2.4 Результат підбору перерізів сталевих конструкцій	23

2.5 Перевірка перерізів стрижнів.....	27
2.5.1 Розрахунок і конструювання 2-гілкових стійок	27
2.5.2 Перевірка перерізу верхнього пояса рами.....	32
2.6 Конструювання фундаменту.....	34
2.6.1 Завдання на проектування.....	34
2.6.2 Інженерно-геологічні умови майданчика будівництва	34
2.6.3 Проектування фундаменту неглибокого закладення	35
2.6.4 Приведення навантажень до підшви фундаменту.....	37
2.6.5 Перевірка умов за у тиску	37
2.6.6 Розрахунок осідання фундаменту	38
2.6.7 Конструювання та розрахунок фундаменту.....	39
2.7 Проектування пальового фундаменту	42
2.7.1 Визначення кількості паль і їх розміщення.....	43
2.7.2 Приведення навантажень до підшви ростверку	44
2.7.3 Визначення навантажень на палі.....	45
2.7.4 Перевірка на продавлювання ростверку кутовою палью	45
2.8 Висновки до розділу 2 «Розрахунково-конструктивний»	48
РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ.....	49
3.1 Опис та оцінка варіантів.....	49
3.2 Варіант 1 – безшарнірна решітчаста рама	49
3.3 Варіант 2 – двошарнірна решітчаста арка	51
3.4 Порівняння в х варіантів	52
3.5 Вибір остаточного варіанту	53
3.6 Висновки до розділу 3 «Науково-дослідний».....	53
РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....	54
4.1 Охорона праці.....	54
4.1.1 Організація охорони праці працівників на підприємстві	54
4.1.2 Правила поведінки під час виконання робіт з монтажу будівельних конструкцій	55

4.1.3 Висновки до підрозділу 4.1	58
4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях	59
4.2.1 Заходи при землетрусі	59
4.2.2 Заходи щодо підвищення стійкості об'єкта.....	59
4.2.3 Системи сейсмозахисту будівель і споруд	60
4.2.4 Висновки до підрозділу 4.2	61
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	62
БІБЛІОГРАФІЯ.....	64

ВСТУП

Сучасний розвиток промислової інфраструктури, зокрема об'єктів морського та річкового транспорту, вимагає проєктування та будівництва спеціалізованих виробничих споруд із великими прольотами, здатних забезпечити ефективне виконання технологічних процесів з обслуговування та ремонту суден. Одним із таких об'єктів є судноремонтні доки, які характеризуються значними габаритами, складними умовами експлуатації, підвищеними навантаженнями та високими вимогами до надійності й довговічності несучих конструкцій.

Особливістю будівель докового типу є необхідність формування відкритого внутрішнього простору без проміжних опор, що зумовлює застосування великопрольотних конструктивних систем. При цьому вибір раціональної конструктивної схеми покриття та несучого каркаса істотно впливає на металоємність споруди, її деформативність, експлуатаційні витрати та техніко-економічні показники в цілому. У зв'язку з цим актуальним є виконання порівняльного аналізу різних конструктивних рішень із використанням сучасних методів розрахунку та комп'ютерного моделювання.

Актуальність теми кваліфікаційної роботи обумовлена потребою у проєктуванні ефективних і надійних конструктивних систем для виробничих будівель із великими прольотами, зокрема судноремонтних доків. Значні розміри споруди, наявність кранового обладнання, вплив вітрових і снігових навантажень, а також складні інженерно-геологічні умови майданчика будівництва потребують ретельного розрахунково-конструктивного обґрунтування прийнятих рішень. Особливий інтерес становить варіантне проєктування покриття із застосуванням рамних та арочних конструктивних схем, що дозволяє визначити найбільш доцільний варіант з точки зору жорсткості, металоємності та умов експлуатації.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Кваліфікаційна робота виконана відповідно до науково-методичних напрямів кафедри будівельної механіки і відповідає сучасним завданням підвищення ефективності проєктування промислових будівель і споруд великого прольоту.

Метою кваліфікаційної роботи є проєктування виробничої будівлі судноремонтного дока з великим прольотом та обґрунтування раціонального конструктивного рішення несучої системи шляхом порівняльного аналізу альтернативних варіантів покриття.

Для досягнення поставленої мети в роботі передбачено виконання таких **завдань**:

- розробити архітектурно-будівельні рішення будівлі дока з урахуванням її функціонального призначення;
- скомпонувати конструктивну схему споруди та визначити основні геометричні параметри;
- визначити сукупність постійних і тимчасових навантажень відповідно до чинних нормативних документів;
- виконати розрахунок несучих конструкцій із застосуванням програмного комплексу SCAD;
- здійснити підбір та перевірку перерізів сталевих елементів каркаса;
- запроєктувати та порівняти варіанти фундаментів;
- виконати варіантне дослідження рамної та арочної схем покриття і обґрунтувати вибір остаточного рішення;
- розробити заходи з охорони праці та безпеки в надзвичайних ситуаціях.

Об'єктом дослідження є виробнича будівля судноремонтного дока з великим прольотом.

Предметом дослідження є конструктивні схеми несучих систем покриття великопрольотних промислових будівель та їхній вплив на жорсткість, деформативність і металоємність споруди.

Методи дослідження. У роботі застосовано нормативні методи розрахунку будівельних конструкцій, метод скінчених елементів, чисельне моделювання напружено-деформованого стану конструкцій у програмному комплексі SCAD, а також методи порівняльного техніко-економічного аналізу.

Практичне значення отриманих результатів полягає у можливості

використання прийнятих конструктивних рішень та методики варіантного аналізу при проєктуванні судноремонтних доків і інших промислових будівель із великими прольотами.

Ключові слова: судноремонтний док, великопрольотна будівля, сталевий каркас, рамна конструкція, арочна конструкція, метод скінченних елементів, фундамент.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1 Опис та обґрунтування зовнішнього і внутрішнього вигляду об'єкта капітального будівництва, його просторової, планувальної та функціональної організації

Ширина прольоту 108 м обумовлює унікальність споруди. За позначку 0,000 прийнято рівень чистої підлоги дока.

Просторова, планувальна та функціональна організація обумовлена специфікою функціонального призначення приміщень і відповідає принципам зонування виробничих об'єктів.

Будівля дока, крім простору, відведеного під розміщення суден, включає в себе: зони робочих цехів, місця для складування деталей, зони розвантаження, бокси для обслуговування колісної техніки, насосні станції пожежогасіння, а також приміщення, необхідні для роботи і відпочинку персоналу. Доступ до приміщення дока здійснюється через контрольно-пропускні пункти, розташовані в лівій і правій частині торця по осі 25.

Для безперешкодного входу суден в приміщення дока, будівля обладнана воротами (36000x23500 мм). Ворота - складні інженерні конструкції, виготовлені за індивідуальними проектами фірм-виробників. При проектуванні обрано варіант складання в отворі полотна з відкриванням назовні. У порівнянні з іншими типами воріт вони мають ряд переваг: швидко відкриваються і закриваються при порівняно невеликих витратах електроенергії, в складеному положенні займають малу площу, мають малу кількість напрямних. Конструкція воріт складається з подвійної стінки з проміжним ізоляційним шаром з мінеральної вати.

Для проведення технічного обслуговування і ремонту суден в доці встановлено два козлових крани прольотом 36 м на рейковому ході. Довжина ходу крана становить 120 метрів. Зона обслуговування крана включає в себе: водний басейн, робочий цех зі складом технічного майна і зону розвантаження колісного транспорту.

Послідовність операцій з проходження технічного обслуговування/ремонту суден:

1. Відкриття шлюзу і воріт;
2. Вхід судна;
3. Закриття шлюзу;
4. Відкачування води через систему фільтрів;
5. Встановлення судна на стапелях;
6. Виконання то/ремонту;
7. Відкриття шлюзу і воріт;
8. Вихід судна;
7. Закриття шлюзу і воріт.

Проведення робіт з обслуговування та ремонту суден передбачається здійснювати зі спеціалізованих телескопічних риштувань та автовишок на колісному ході. Доступ даної техніки до судна буде здійснюватися за допомогою використання гідравлічних підйомників, розташованих біля краю кожного басейну.

Матеріально-технічне забезпечення дока здійснюється 3-ма способами: колісною технікою, морськими суднами (вантажні баржі) і залізничним транспортом. Виходячи з цього, будівля дока оснащена: 2-ма в'їздами і виїздами для колісної техніки (4750x4000 мм), а також під'їзними залізничними коліями з прорізом 4900x5000 мм. Морське сполучення здійснюється за допомогою двох водних басейнів з вхідними отворами 32000x23500 мм. Розвантаження колісного та морського транспорту виконується козловим краном. Розвантаження залізничного вантажу здійснюється всередині дока спеціально обладнаним вантажним транспортом.

У будівлі дока розташовується два 2-поверхових адміністративно-побутових комплекси. На першому поверсі якого знаходяться: кімната відпочинку, гардероб, с/в чоловічий, с/в жіночий, інвентарна та майстерня. На другому поверсі АБК розташовані: дирекція, кімната ІТР, диспетчерська, с/в ванною і кімната відпочинку.

Проектована будівля обладнана системами водопроводу та каналізації:

- господарсько-питним водопроводом;
- гарячим водопостачанням;
- господарською каналізацією.

Будівля дока захищена від впливу навколишнього середовища збірними сендвіч-панелями та вітражами.

За основну несучу конструкцію прийнята безшарнірна рама. Даний варіант найбільш повно відповідає економічним і технологічним вимогам, забезпечує високу жорсткість конструкції, малу будівельну висоту покриття, архітектурно-планувальну гнучкість споруди, можливість її реконструкції та переобладнання, малі експлуатаційні витрати, дозволяє найбільш повно включити в роботу ґрунтову основу, створює високу надійність і живучість споруди.

1.2 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових і архітектурно-художніх рішень, у тому числі в частині дотримання граничних параметрів дозволеного будівництва

На підставі нормативної документації та завдання на проектування було розроблено:

- план дока на відмітці 0,000;
- фасад по осі 1;
- план покрівлі;
- поздовжній і поперечний розріз будівлі;
- фрагменти плану 1-го та 2-го поверху АБК;
- вузли кріплення будівельних конструкцій.

Проектований об'єкт являє собою одноповерхову виробничу будівлю з двома водними басейнами і крановим обладнанням. Загальні габаритні розміри будівлі по осях складають 144×114 метра. За умовну позначку 0,000 м прийнято рівень чистої підлоги дока. Відмітка дна басейнів -10,000 м.

Габарити санвузлів, тамбурів і дверних прорізів відповідають нормативним

значенням.

Покрівля будівлі скатна прямокутної форми. Водовідведення зі скатної покрівлі передбачено зовнішнє організоване. Протидимний захист будівлі здійснюється за допомогою дефлекторів димовидалення, розташованих на покрівлі в кількості 20-ти екземплярів.

Крім того, будівля дока обладнана трьома пожежними сходами, що ведуть на покрівлю. Покрівля розташована з відміткою +28,000 до +29,000 м.

Об'ємно-просторові рішення будівлі дока забезпечують необхідне природне освітлення і вентиляцію.

Архітектурна виразність будівлі досягається застосуванням в оздобленні фасадів сучасних матеріалів.

1.3 Опис та обґрунтування використаних композиційних прийомів при оформленні фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва

Архітектурно-художні рішення прийняті виходячи з умов застосування індустріальних будівельних технологій.

Кольорове рішення фасадів виконано в темно-синьому кольорі, подібному до кольору морської води.

Композиційні прийоми при оформленні фасадів та інтер'єрів базуються на компоновочних рішеннях, що забезпечують раціональне використання будівлі за її призначенням.

1.4 Опис рішень з оздоблення приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення

Зовнішні стіни виконані із збірних сендвіч-панелей “USPpanels” 6000x1000 мм з утеплювачем з мінеральної вати на основі базальтового волокна.

Світлопрозорі елементи — скління двокамерними склопакетами з селективним твердим покриттям $R^{\circ}_{\text{факт/покр.}}=0,65\text{м}^2\text{С/Вт}$.

Покриття покрівлі влаштовується по сталевих прогонах із спарених швелерів з використанням мінераловатних плит “USPpanels” 6000x1000 мм. Теплотехнічний розрахунок покрівлі наведено в додатку А.

Стіни адміністративно-побутового комплексу (АПК) виконані з сендвіч-панелей “USPpanels” 6000x1000 мм. Перегородки АБК – самонесучі з цегли повнотілої товщиною 120 мм на цементно-піщаному розчині М 100, армовані через 5 рядів кладочною сіткою Вр 5 мм, марка цегли.

Стіни контрольно-пропускного пункту (КПП), робочого цеху зі складом технічного майна, боксу для обслуговування колісної техніки та насосної станції пожежогасіння – самонесучі з цегли повнотілої товщиною 250 мм на цементно-піщаному розчині М 100, армовані через 5 рядів кладочною сіткою Вр 5 мм.

Всі металеві елементи будівлі дока (рами, зв'язки, фахверки) покриваються двома шарами ґрунту ГФ-021 з попереднім очищенням конструкцій піскоструєм. Фарбування – емаль ПФ-115 відповідно до [7] у два шари. Загальна товщина покриття – 80 мкм.

1.5 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень з постійним перебуванням людей

Природне освітлення приміщень запроектовано на підставі [25].

Об'ємно-планувальні рішення будівлі передбачають природне освітлення приміщень з постійним перебуванням людей через конструктивні світлові прорізи.

Освітлення приміщень відбувається через вікна, розташовані на фасадах будівлі.

Розташування та орієнтація прилеглих об'єктів не впливає на природне освітлення приміщень. Затінення будівлі елементами рельєфу та сусідніми об'єктами не відбувається.

1.6 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та іншого впливу

Джерелами шуму в будівлі є:

1. Ударний шум з робочого цеху та приміщення для обслуговування суден;
2. Низькочастотна вібрація вентиляційного обладнання, а також середньочастотна вібрація вентиляційних коробів і повітропроводів, що поширюється по несучих конструкціях будівлі;
3. Високочастотна вібрація електрощитової, що поширюється по несучих конструкціях будівлі.
4. Повітряний шум, що проникає через дверні прорізи, а також через стіни і перегородки з сусідніми приміщеннями;
5. Повітряний шум від роботи інженерно-технологічного обладнання (компресори, насоси та вентилятори), що проникає через огорожувальні конструкції в приміщення АБК.
6. Структурний шум від інженерно-технологічного обладнання будівлі.

При проектуванні об'єкта зниження шуму і вібрації на шляху поширення досягається комплексом будівельно-акустичних заходів: архітектурно-планувальних і акустичних.

Архітектурно-планувальні – планування приміщень і конструкцій будівель, при яких джерела шуму максимально віддалені від приміщень з найменшими допустимими рівнями шуму і межують з такими, де менш жорсткі вимоги до допустимих рівнів шуму.

Акустичні заходи – це вібро- та звукоізоляція обладнання, застосування звукопоглинальних конструкцій у приміщеннях з джерелами шуму, установка глушників шуму в системах вентиляції, застосування малошумного обладнання та вибір правильного розрахункового режиму його роботи.

Завдяки виконанню всіх цих заходів, рівень шуму на робочих місцях відповідає гігієнічним вимогам.

1.7 Опис рішень щодо декоративно-художнього та колірнього оздоблення інтер'єрів

В оздобленні приміщень передбачається використання сучасних, екологічно чистих оздоблювальних матеріалів.

Рішення щодо декоративно-художнього та колірнього оздоблення інтер'єрів за завданням на проектування не передбачаються.

1.8 Висновки до розділу 1 «Архітектурно-будівельний»

У першому розділі кваліфікаційної роботи було сформовано та обґрунтовано архітектурно-будівельні рішення виробничої будівлі докового типу з великим прольотом. Встановлено, що просторово-планувальна структура будівлі повністю відповідає функціональному призначенню об'єкта та технологічним вимогам судноремонтного виробництва. Прийнята схема з відкритим внутрішнім простором забезпечує можливість безперешкодного заходу суден, ефективну роботу кранового обладнання та зручну організацію ремонтних процесів.

Обґрунтовано доцільність застосування сучасних огорожувальних конструкцій у вигляді сендвіч-панелей і вітражних систем, які забезпечують необхідні показники теплоізоляції, природного освітлення та захисту від впливу зовнішнього середовища. Запроєктовані архітектурні рішення щодо освітлення, вентиляції, шумозахисту та віброізоляції створюють нормативні умови праці персоналу. Архітектурно-художнє оформлення фасадів і інтер'єрів підпорядковане індустріальному характеру будівлі та сприяє формуванню цілісного і виразного образу споруди.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1 Компонування конструктивної схеми будівлі

Будівля дока має розміри в плані 144x114 м, висота 29 м. Прийнята поперечна компоновка з безшарнірних решітчастих рам прольотом 108 м і кроком 12 м. Між рамами вздовж стін, а також в торцевих частинах будівлі передбачені стійки поздовжнього фахверка. У поперечному напрямку будівлі геометрична незмінність забезпечується безшарнірною жорсткою рамною конструкцією, а в поздовжньому напрямку - системою зв'язків по стійках і поясах ригелів рам. Сполучення рам з фундаментами жорстке в обох напрямках. Включення конструкцій в спільну роботу відбувається за рахунок системи горизонтальних і вертикальних зв'язків.

На рисунку 2.1 представлена просторова схема будівлі дока.

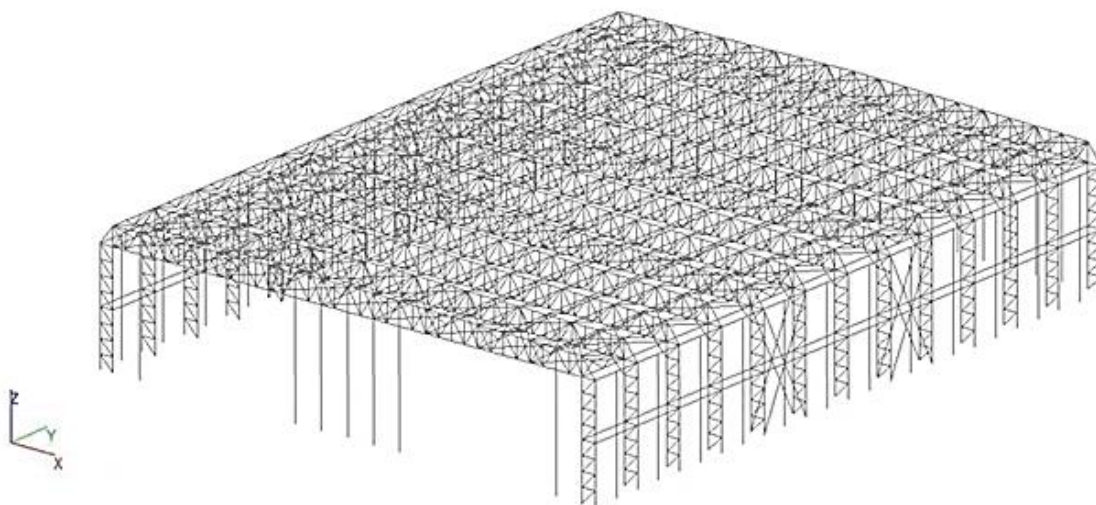


Рисунок 2.1 – Просторова схема будівлі дока

2.2 Сукупність навантажень

2.2.1 Постійні навантаження. Розрахунок навантаження від ваги покрівельних і стінових панелей

Визначимо значення постійного навантаження від ваги підібраних стінових і покрівельних сендвіч-панелей. Результати занесемо в таблицю 2.1.

Таблиця 2.1 – Постійні навантаження

Склад	Нормативне навантаження кН/м ²	γ_f	Розрахункове навантаження кН/м ²
1. Постійні			
1.1 Покрівельна сендвіч-панель $\delta=120$ мм	0,257	1,2	0,308
1.2 Стінова сендвіч-панель $\delta=100$ мм	0,210	1,2	0,252

Власна вага прийнятого прогону ПР-1400 серія 1.462-5, несучої поперечної рами і зв'язків врахована в ПК «SCAD»

Розрахункове вузлове навантаження на верхній пояс рами:

$$Q_{\text{вузл.}} = q_{\text{р.п.}} \cdot B \cdot V_{\text{вузл.}} = 0,308 \cdot 12 \cdot 6 = 22,176 \text{ кН}$$

На крайні вузли:

$$Q_{\text{вузл.}} = q_{\text{р.п.}} \cdot B \cdot V_{\text{вузл.}} = 0,308 \cdot 12 \cdot \frac{6}{2} + 0,308 \cdot 12 \cdot \frac{5}{2} = 20,328 \text{ кН}$$

На крайній вузол (відм.+24,00) від крайніх покрівельних панелей:

$$Q_{\text{вузл.}(24).} = q_{\text{р.п.}} \cdot B \cdot V_{\text{вузл.}} = 0,308 \cdot 12 \cdot \frac{5}{2} = 9,24 \text{ кН}$$

Розрахункове розподілене навантаження вздовж стійок від стінових панелей:

$$q = \gamma \cdot \gamma_f \cdot B_1 = 0,21 \cdot 1,2 \cdot 6 = 1,512 \text{ кН/м},$$

де B_1 - відстань між рамою і стійкою фахверка. Навантаження від ваги елементів каркаса задається в програмному комплексі "SCAD".

Схема прикладання навантаження від покрівельних і стінових панелей представлена на рисунку 2.2.

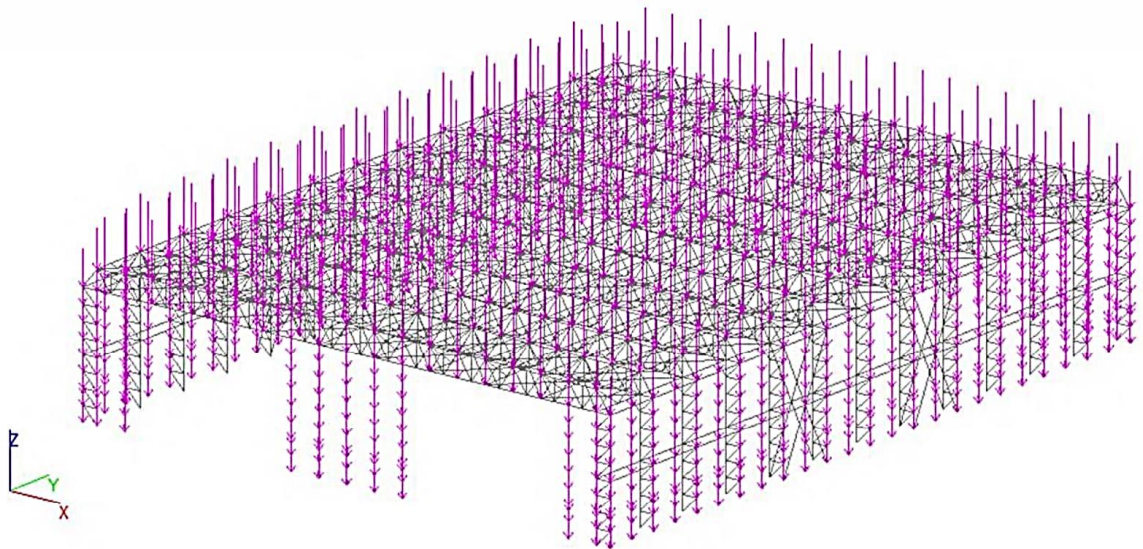


Рисунок 2.2 - Схема прикладання навантаження від покрівельних і стінових панелей

2.2.2 Тимчасові навантаження. Снігове навантаження

Згідно з [8], нормативне значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття слід визначати за формулою:

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g \quad (2.1)$$

де C_e - коефіцієнт, що враховує знесення снігу з покриттів будівель під дією вітру або інших факторів, що приймається відповідно до [8];

C_t - термічний коефіцієнт, що приймається відповідно до [8];

μ - коефіцієнт форми, що враховує перехід від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття, що приймається відповідно до [8];

S_g - нормативне значення ваги снігового покриву на 1 m^2 горизонтальної поверхні землі, прийняте відповідно до [8];

Нормативне значення ваги снігового покриву для м. Владивосток - II снігового району, $S_g = 1 \text{ кПа}$ [8].

Згідно з [8], приймаємо

$$c_e = 1$$

$$c_t = 1$$

Оскільки покриття дока є двосхилим, а кут нахилу покрівлі становить 1° , значення $\mu = 1$ згідно з [8]

Визначимо нормативне снігове навантаження:

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1 \text{ кН/м}^2$$

Розрахункове навантаження на верхній пояс:

$$P = S_0 \cdot \gamma_f \cdot B = 1 \cdot 1,4 \cdot 12 = 16,8 \text{ кН/м},$$

де B - крок рам.

Схема застосування снігового навантаження представлена на рисунку 2.3.

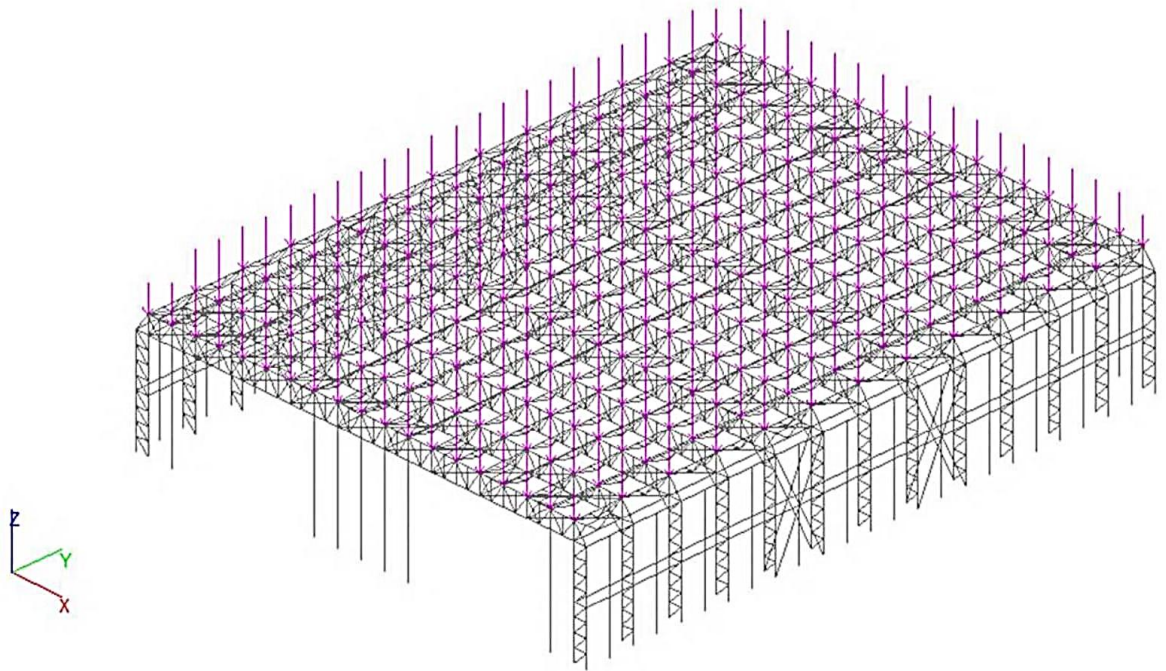


Рисунок 2.3 - Схема прикладання снігового навантаження

2.2.3 Тимчасові навантаження. Вітрове навантаження

При розрахунку каркаса будівлі розрахунок проводиться для основного типу вітрового навантаження:

$$W_n = W_m + W_p \quad (2.2)$$

Нормативне значення середньої складової вітрового навантаження W_m залежно від еквівалентної висоти z_e над поверхнею землі слід визначати за формулою:

$$W_m = W_o \cdot k(z_e) \cdot c_e \quad (2.3)$$

Де W_o - нормативне значення вітрового тиску;

$k(z_e)$ - коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску для висоти z_e ;

c_e — аеродинамічний коефіцієнт.

Нормативне значення вітрового тиску W_o приймається залежно від вітрового району. Вітровий район встановлюється за картою [8], (IV вітровий район) $W_o = 0,48$ кПа.

Коефіцієнт $k(z_e)$ визначається залежно від типу місцевості. Приймаємо тип місцевості А (відкриті узбережжя морів, озер і водосховищ, сільські місцевості, в тому числі з будівлями висотою менше 10 м, пустелі, степи, лісостепи, тундра).

Згідно з [8], визначаємо коефіцієнт $k(z_e)$ за степеневою формулою:

$$k(z_e) = k_{10}(z_e/10)^{2\alpha} \text{ при } 10 \leq z_e \leq 300 \text{ м} \quad (2.4)$$

Значення параметрів k_{10} і α для типу місцевості А становить:

$$k_{10} = 1, \alpha = 0,15$$

Аеродинамічний коефіцієнт c_e приймається за додатком [14].

Маючи всі необхідні дані, обчислимо нормативне навантаження середньої складової основного вітрового навантаження. Зведемо отримані результати в таблицю 2.2.

Таблиця 2.2 – Нормативне навантаження середньої складової основного вітрового навантаження

Висота, м	K(ze)	Wm, кПа					qw, кН/м				
		(D) c = 0,8	(E) c = - 0,5	(A) c = -1	(B) c = - 0,8	(C) c = - 0,5	(D) c = 0,8	(E) c = -0,5	(A) c = -1	(B) c = -0,8	(C) c = -0,5
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
5	0,75	0,288	-0,180	-0,360	-0,288	-0,180	1,73	-1,08	-2,16	-1,73	-1,08
6	0,8	0,307	-0,192	-0,384	-0,307	-0,192	1,84	-1,15	-2,30	-1,84	-1,15
9	0,95	0,365	-0,228	-0,456	-0,365	-0,228	2,19	-1,37	-2,74	-2,19	-1,37
12	1,056	0,406	-0,253	-0,507	-0,406	-0,253	2,43	-1,52	-3,04	-2,43	-1,52
15	1,129	0,434	-0,271	-0,542	-0,434	-0,271	2,60	-1,63	-3,25	-2,60	-1,63
18	1,193	0,458	-0,286	-0,573	-0,458	-0,286	2,75	-1,72	-3,44	-2,75	-1,72
21	1,249	0,480	-0,300	-0,600	-0,480	-0,300	2,88	-1,80	-3,60	-2,88	-1,80
24	1,300	0,499	-0,312	-0,624	-0,499	-0,312	3,00	-1,87	-3,75	-3,00	-1,87
28	1,362	0,523	-0,327	-0,654	-0,523	-0,327	3,14	-1,96	-1,63	-1,31	-0,82

Пульсаційні складові вітрового навантаження обчислюємо за допомогою програмного комплексу «SCAD». Для цього створюємо динамічні впливи D. У вікні «Параметри динамічних впливів» вибираємо «Вітрові впливи», вказуємо ім'я завантаження, ставимо галочку «Перетворення статичних навантажень в маси» і перераховуємо постійні завантаження з коефіцієнтом 1.

Подібну операцію повторюємо для напрямків дії вітру за напрямком і проти напрямку осі X, аналогічно по осі Y.

Схема застосування вітрового навантаження представлена на рисунку 2.4.

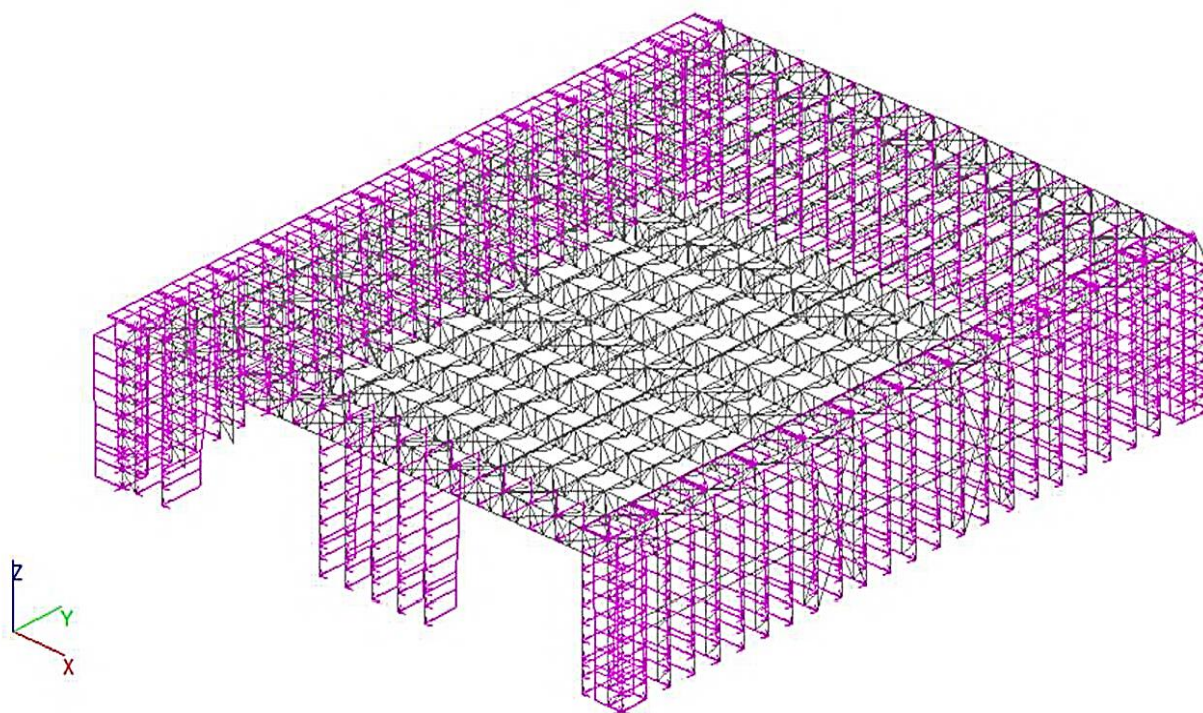


Рисунок 2.4 – Схема застосування вітрового навантаження

2.3 Розрахунок конструкції в програмному комплексі

Для початку потрібно визначитися з вхідними параметрами в ПК «SCAD». Необхідно задати розрахункову схему. Далі прикладаємо вже пораховані постійні і тимчасові навантаження. Крім навантаження від ваги елементів каркаса і пульсаційної складової основного вітрового навантаження – їх ми задаємо в ПК «SCAD».

Далі складаємо і заносимо комбінації завантажень (поєднання навантажень) в «SCAD».

Після того як задані всі завантаження, переходимо до завдання розрахункових поєднань зусиль. Для цього на сторінці «дерево проекту» програмного комплексу «SCAD» вибираємо «Розрахункові поєднання зусиль і переміщень».

У вікні, що відкрилося, задаємо активні завантаження для РСЗ і РСП. Галочками «Активне завантаження» і «Активне завантаження в РСП»

вибираємо завантаження від власної ваги, навантаження від панелей,

снігове навантаження і чотири пульсаційні навантаження. Вітрові навантаження не активуємо, оскільки в пульсаційних навантаженнях, створених за допомогою програмного комплексу «SCAD», вже враховується середня складова основного вітрового навантаження. Відповідно пульсаційні навантаження, створені за допомогою програмного комплексу «SCAD», є повними вітровими навантаженнями.

Для повних вітрових навантажень активуємо галочки «Взаємовиключення», і у вікні, що відкрилося, виключаємо всі навантаження одне від одного, оскільки одночасно вітер може дути тільки з одного боку.

Після цього виконуємо розрахунок створеного каркаса дока на задані навантаження.

2.4 Результат підбору перерізів сталевих конструкцій

Після лінійного розрахунку - визначення НДС в програмному комплексі «SCAD» переходимо до підбору перерізів елементів каркаса будівлі.

Виходячи з рекомендацій [11], для основних несучих конструкцій приймаємо сталь С345.

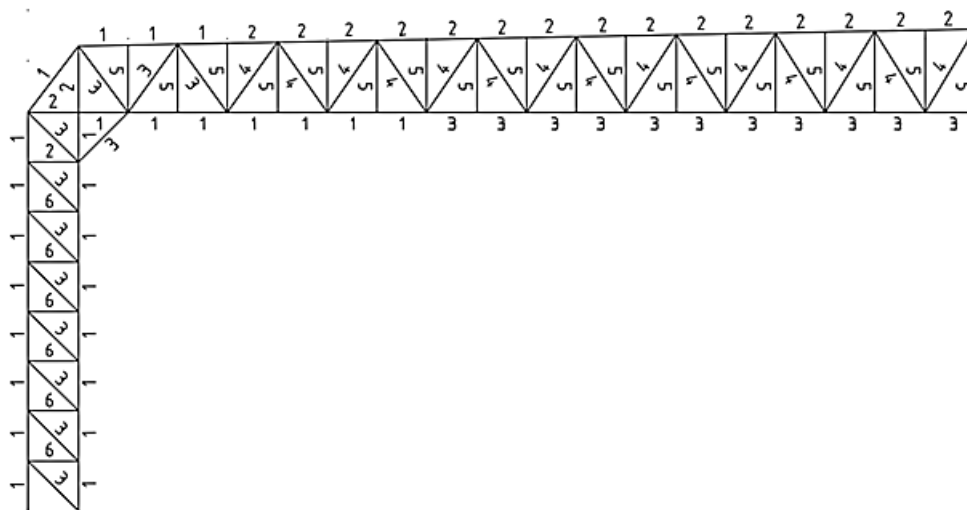
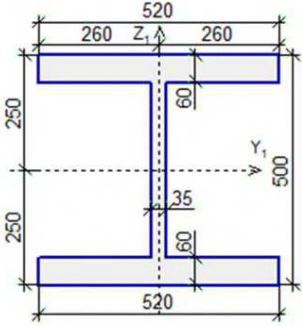
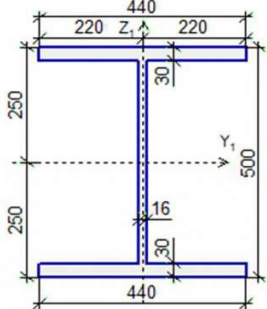
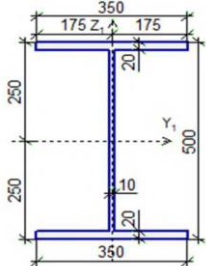
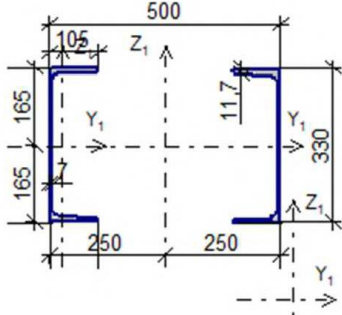


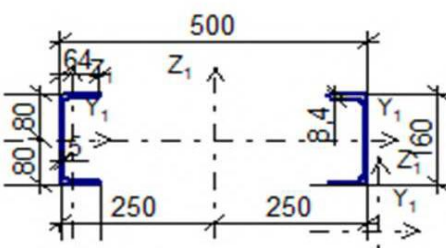
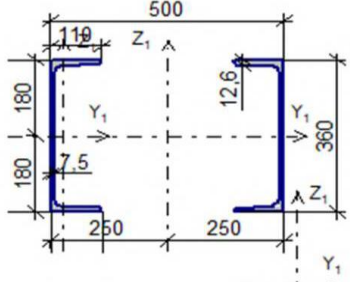
Рисунок 2.5 – Схема розташування елементів рами із зазначенням типів жорсткості

Підібрані перерізи для характерного типу жорсткості представлені в таблиці 2.3.

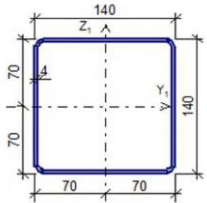
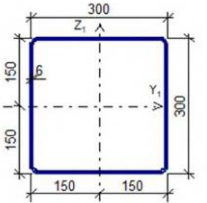
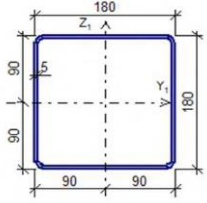
Таблиця 2.3 – Результат підбору перерізів елементів

№ типу жорсткості	Перетин
1	Зварний двотавр 520х500 
2	Зварний двотавр 440х500 
3	Зварний двотавр 350х500 
4	Спарений 33 швелер з ухилом полиць 

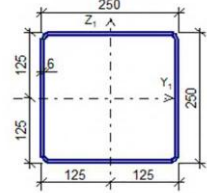
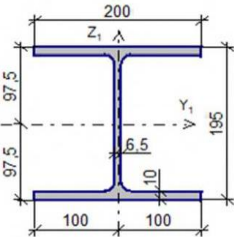
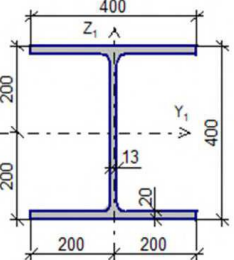
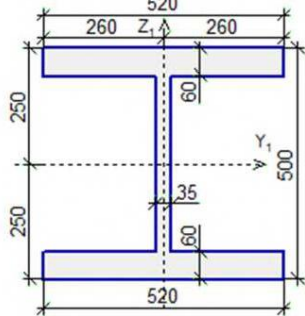
Продовження таблиці 2.3

1	2
5	Спарений 16 швелер з ухилом полиць 
6	Спарений 36 швелер з ухилом полиць 

Таблиця 2.4 – Результати підбору перерізів інших елементів каркаса

Елементи	Перетин
1	2
Зв'язки	
Вертикальні зв'язки ригеля	Сталеві гнуті замкнуті зварні квадратні 140x4 
Вертикальні зв'язки між стійками рам	Сталеві гнуті замкнуті зварні квадратні 300x6 
Зв'язки горизонтальні по верхньому і нижньому поясу рами	Сталеві гнуті замкнуті зварні квадратні 180x5 

Кінець таблиці 2.4

1	2
Горизонтальні зв'язки по краях покрівлі між стійками рам	Сталеві гнуті замкнуті зварні квадратні 250х6 
Фахверки	
Фахверки бічні	Двотавр колонний (К) 20К1 
Фахверки торцеві	Двотавр колонний (К) 40К2 
Фахверки торцеві для кріплення воріт	Зварний двотавр 520х500 

Призначивши жорсткість елементів, проведемо розрахунок каркаса на різні комбінації навантажень від постійного, снігового та вітрового навантажень. Виконуємо перевірку підбраного перетину за критичним фактором K_{max} .

Результати експертизи представлені на рисунку 2.6.

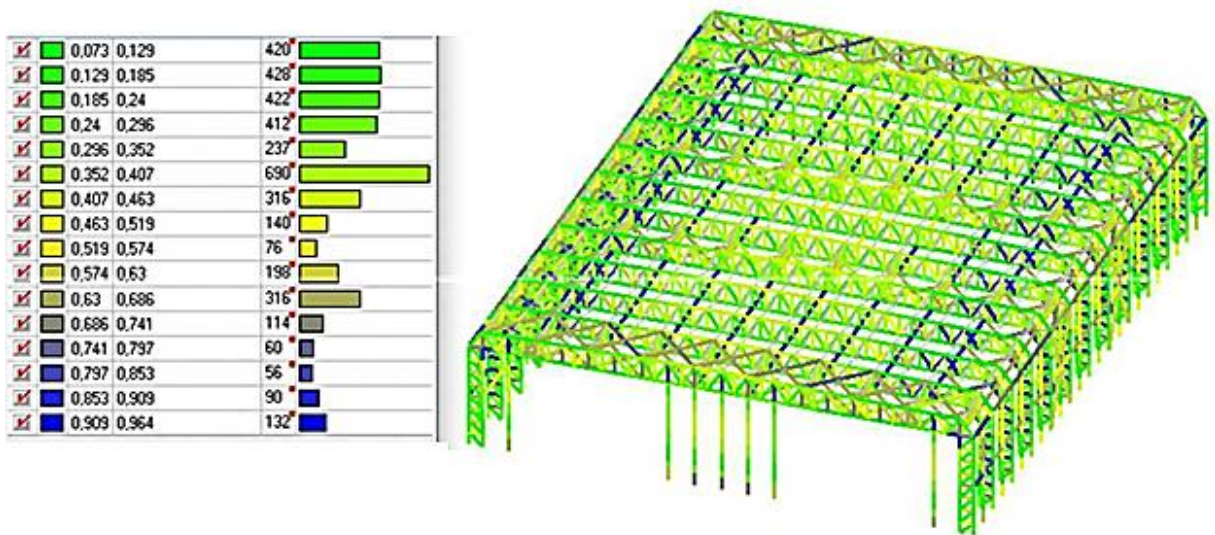


Рисунок 2.6 – Результати експертизи сталі за критичним фактором

З рисунка видно, що значення максимального критичного фактора $K_{\max}$ знаходиться в межах 0,909-0,964 (<1), що є показником правильності підбору перерізів елементів.

2.5 Перевірка перерізів стрижнів

2.5.1 Розрахунок і конструювання 2-гілкових стійок

Розрахункові зусилля $N = -8016,98 \text{ кН}$, $M_x = 417,21 \text{ кН} \cdot \text{м}$, $M_y = 28,16 \text{ кН} \cdot \text{м}$, $Q_x = 5,15 \text{ кН}$, $Q_y = -125,76 \text{ кН}$.

Перетин гілок стійок - зварний двотавр 520x500 (рисунок 2.7).

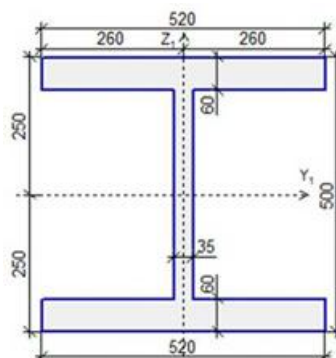


Рисунок 2.7 – Перетин стійки рами

Перевірка міцності гілки колони

Розрахунок на міцність позацентрово-стиснутих (стиснуто-згинальних, позацентрово-розтягнутих і розтягнути-згинальних) елементів зі сталі, що не піддаються безпосередньому впливу динамічних навантажень.

$$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c}\right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{xn, \min} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y W_{yn, \min} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (2.5)$$

де N, M_x, M_y - абсолютні значення відповідно поздовжньої сили і згинальних моментів при найбільш несприятливому їх поєднанні;

n, c_x і c_y - коефіцієнти, що приймаються згідно з [11].

$$n = 1,5; c_x = 1,04; c_y = 1,47$$

$$\gamma_c = 1$$

$$\left(\frac{8016,98}{0,0757 \cdot 280 \cdot 10^3 \cdot 1}\right)^{1,5} + \frac{417,21}{1,04 \cdot 0,0128 \cdot 280 \cdot 10^3 \cdot 1} + \frac{28,16}{1,47 \cdot 0,00541 \cdot 280 \cdot 10^3 \cdot 1} = 0,36 < 1$$

Умова міцності виконується.

Перевірка стійкості гілки колони

Гілки колони з'єднуємо між собою трикутною решіткою і розпірками з спарених швелерів. Задавши кут між осями елементів 45° , отримуємо відстань між вузлами решітки 3 м.

Згідно з [11] при прикріпленні елементів решітки до поясів впритул

$$\text{Для стійок } l_{ef, x} = l_{ef, y} = l, \mu = 1.$$

Визначимо розрахункові довжини гілок стійок

$$l_{ef, x} = l_k \cdot \mu_x = 3 \cdot 1 = 3 \text{ м}$$

$$l_{ef, y} = l_k \cdot \mu_y = 3 \cdot 1 = 3 \text{ м}$$

Розрахунок на стійкість позацентрово стиснутих (стиснуто-вигинних) елементів при дії моменту в одній з головних площин слід виконувати як в цій площині (плоска форма втрати стійкості), так і з цієї площини (вигинно-крутильна форма втрати стійкості).

Розрахунок на стійкість позacentрово стиснутих (стиснуто-згинальних) елементів постійного в площині дії моменту, що збігається з площиною симетрії, слід виконувати за формулою:

$$\frac{N}{\varphi_e \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (2.6)$$

де N - абсолютне значення поздовжньої сили при найбільш несприятливому поєднанні;

φ_e - коефіцієнт стійкості при стисненні з вигином, що визначається за [19], залежно від умовної гнучкості та наведеного відносного ексцентриситету;

A - площа поперечного перерізу елемента.

$$\lambda_x = \frac{L_{ef,x}}{i_x} = \frac{300}{20,56} = 14,59$$

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 14,59 \cdot \sqrt{\frac{280}{205000}} = 0,54$$

За таблицею [11] визначаємо η , приймаючи $A_f/A_w \geq 1$

$$\begin{aligned} \eta &= (1,9 - 0,1m) - 0,012 \cdot (6 - m) \cdot \bar{\lambda}_x = \\ &= (1,9 - 0,1 \cdot 0,308) - 0,012 \cdot (6 - 0,308) \cdot 0,54 = 1,832 \end{aligned}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{417,21}{8016,98} = 0,052 \text{ м} = 5,2 \text{ см}$$

$$m = e \cdot \frac{A}{W_c} = 5,2 \cdot \frac{757}{12795,693} = 0,308$$

$$m_{ef} = m \cdot \eta = 0,308 \cdot 1,832 = 0,564$$

За [11] визначаємо φ_e при $m_{ef} = 0,564$ і $\bar{\lambda}_x = 0,54$. Приймаємо $\varphi_e = 0,827$.

Перевірка стійкості стрижня відносно осі X:

$$\frac{8016,98}{0,827 \cdot 0,0757 \cdot 280 \cdot 10^3 \cdot 1} = 0,46 < 1$$

Стійкість у площині X забезпечена.

Розрахунок на стійкість позacentрово стиснутих (стиснуто-згинальних) стрижнів суцільного постійного перерізу, крім коробчатого, з площини дії

моменту при згинанні їх у площині найбільшої жорсткості, що збігається з площиною симетрії, слід виконувати за формулою:

$$\frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (2.7)$$

де N - абсолютне значення поздовжньої сили при найбільш несприятливому поєднанні;

c - коефіцієнт, що визначається відповідно до вимог [11]

φ_y - коефіцієнт стійкості при центральному стисненні;

A - площа поперечного перерізу елемента.

$$e = \frac{M}{N} = \frac{28,16}{8016,98} = 0,0035 \text{ м} = 0,35 \text{ см}$$

$$m = e \cdot \frac{A}{W_c} = 0,35 \cdot \frac{757}{5413,222} = 0,049$$

$$\lambda_y = \frac{L_{ef,y}}{i_y} = \frac{300}{13,64} = 21,99$$

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 21,99 \cdot \sqrt{\frac{280}{205000}} = 0,81$$

Коефіцієнт c у формулі (2.6), при значеннях $m \leq 5$ слід визначати за формулою:

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot m} \leq 1 \quad (2.8)$$

де α і β - коефіцієнти, що приймаються за [11], залежно від значення m і $\bar{\lambda}_y$.

Оскільки $\bar{\lambda}_y = 0,81 < 3,14$, приймаємо $\alpha = 0,7$ і $\beta = 1$.

$$c = \frac{1}{1 + 0,7 \cdot 0,049} = 0,97 < 1$$

Оскільки $\bar{\lambda}_y = 0,81 > 0,6$, коефіцієнт стійкості φ_y слід визначати за

формулою:

$$\varphi = \frac{0,5 \cdot \left(\delta - \sqrt{\delta^2 - 39,48 \cdot \bar{\lambda}^2} \right)}{\bar{\lambda}^2} \quad (2.9)$$

Значення коефіцієнта δ у формулі (2.8) слід обчислювати за формулою:

$$\delta = 9,87 \cdot (1 - \alpha + \beta \cdot \bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2 \quad (2.10)$$

Де α і β - коефіцієнти, що визначаються за [11], залежно від типів перерізів.

Приймаємо $\alpha = 0,04$ і $\beta = 0,09$, тоді:

$$\delta = 9,87 \cdot (1 - 0,04 + 0,09 \cdot 0,81) + 0,81^2 = 10,86$$

$$\varphi = \frac{0,5 \cdot \left(10,86 - \sqrt{10,86^2 - 39,48 \cdot 0,81^2} \right)}{0,81^2} = 0,966$$

Визначивши необхідні коефіцієнти, виконуємо розрахунок на стійкість з площини дії моменту:

$$\frac{8016,98}{0,967 \cdot 0,966 \cdot 0,0757 \cdot 280 \cdot 10^3 \cdot 1} = 0,41 < 1$$

Стійкість у площині Y забезпечена.

Розрахунок на гнучкість гілки колони

Гнучкість λ_x і λ_y не повинні перевищувати граничних значень, наведених в [11]. Для стиснутих елементів просторових конструкцій з двотаврів гранична гнучкість:

$$[\lambda] = 180 - 60\alpha \quad (2.11)$$

$$\alpha = \frac{N}{\varphi_e \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \quad (2.12)$$

У площині X:

$$\alpha = \frac{8016,98}{0,827 \cdot 0,0757 \cdot 280 \cdot 10^3 \cdot 1} = 0,46$$

У площині Y:

$$\alpha = \frac{8016,98}{0,966 \cdot 0,0757 \cdot 280 \cdot 10^3 \cdot 1} = 0,39$$

$$[\lambda] = 180 - 60 \cdot \alpha = 180 - 60 \cdot 0,46 = 152,6$$

$$\lambda_x = \frac{L_{ef,x}}{i_x} = \frac{300}{20,56} = 14,59 < 152,6$$

$$\lambda_y = \frac{L_{ef,y}}{i_y} = \frac{300}{13,64} = 21,99 < 152,6$$

Гнучкість елемента забезпечена.

2.5.2 Перевірка перерізу верхнього пояса рами

Розрахункові зусилля $N = -3985,94 \text{ кН}$, $M_x = -29,58 \text{ кН} \cdot \text{м}$, $M_y = -13,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Прийнятий переріз - зварний двотавр 440×500 (рисунок 2.8)

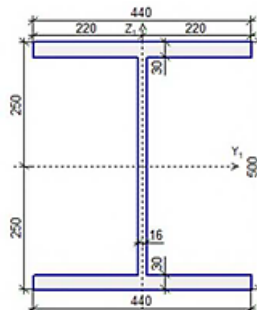


Рисунок 2.8 – Перетин верхнього пояса рами

Розрахунок на міцність позацентрово-стиснутих (стиснуто-вигинних) і позацентрово-розтягнутих (розтягнуто-вигинних) елементів слід виконувати за формулою:

$$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c}\right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{xn, \min} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y W_{yn, \min} R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (2.13)$$

$$\left(\frac{3985,94}{0,03344 \cdot 280 \cdot 10^3 \cdot 1}\right)^{1,5} + \frac{29,58}{1,04 \cdot 0,00629 \cdot 280 \cdot 10^3 \cdot 1} + \frac{13,3}{1,47 \cdot 0,00194 \cdot 280 \cdot 10^3 \cdot 1} = 0,31 \leq 1$$

де N, M_x, M_y - абсолютні значення відповідно поздовжньої сили, згинальних моментів при найбільш несприятливому їх поєднанні;

n, c_x, c_y - коефіцієнти, що приймаються згідно з [11].

Приймаємо $n = 1,5, c_x = 1,04, c_y = 1,47$. Умова виконується.

1.1.1 Перевірка перерізу центрального розкосу

Проведемо перевірку перетину найбільш навантаженого розкосу. Розрахункові зусилля $N = -1590,74$ кН. Прийнятий переріз – спарені 33 швелери з ухилом полиць за [11]. Геометричні характеристики перерізу розкосу рами представлені на рисунку 2.9.

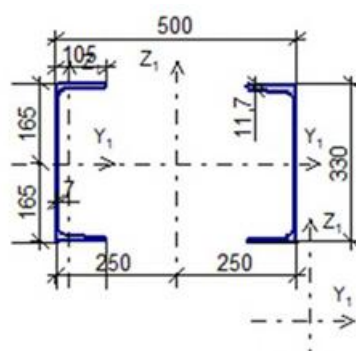


Рисунок 2.9 – Геометричні характеристики перерізу розкосу рами.

Розрахункові зусилля $N = -1590,74$ кН. Прийнятий перетин – спарені 33 швелери з ухилом полиць за [11]. Геометричні характеристики перетину розкосу рами представлені на рисунку 2.9.

Підбір перерізів стрижнів рами закінчено.

2.6 Конструювання фундаменту

2.6.1 Завдання на проектування

На підставі отриманих вихідних даних необхідно розробити два види фундаментів під несучу раму будівлі дока: неглибокого закладення на природній основі і пальового фундаменту. За результатами техніко-економічного порівняння варіантів зробити остаточний вибір фундаменту. Зусилля на фундамент передаються через шатрову і внутрішню гілку поперечної рами.

Навантаження дані для розрахунку за першим граничним станом. Щоб отримати їх значення для розрахунку за другим граничним станом, значення сил і моментів необхідно розділити на коефіцієнт надійності по навантаженню γ_F .

Розрахунок основи стовпчастого фундаменту виконується за другою групою граничних станів (за осіданнями), а тіло фундаменту – за першою. Розрахунок пальового фундаменту ведуть за першою групою граничних станів.

2.6.2 Інженерно-геологічні умови майданчика будівництва

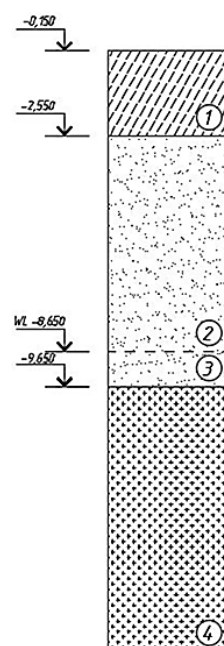


Рисунок 2.10 – Інженерно-геологічний розріз

2.6.3 Проектування фундаменту неглибокого закладення

Визначення глибини закладення

Виходячи з конструктивних вимог, відмітка верху фундаменту повинна становити $-0,150$ м, а мінімальна товщина плитної частини фундаменту $0,2$ м. Тоді глибина закладення фундаменту:

$$d = 0,15 + 0,2 = 0,35 \text{ м}$$

На поверхні майданчика будівництва залягають пучинисті ґрунти, отже, глибина закладення залежить від розрахункової глибини сезонного промерзання:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn} = 0,7 \cdot 1,5 = 1,05 \text{ м}$$

де k_h - коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди;

d_{fn} - нормативна глибина промерзання супіщаних ґрунтів ($d_{fn} = 1,5$ м);

В якості несучого шару вибираємо пісок середньої крупності, заглиблюючи в нього фундамент на 300 мм. Глибина закладення фундаменту:

$$d = 0,15 + 2,4 + 0,3 = 2,85 \text{ м}$$

З урахуванням того, що висота фундаменту повинна бути кратною 300 мм, остаточно глибину закладення фундаменту приймаємо $d = 2,85$ м

Визначення розмірів підшви фундаменту

Необхідна площа фундаменту:

$$A = \frac{\sum N_{\parallel}}{R_0 - \gamma_{cp} \cdot d} = \frac{3567,04}{400 - 20 \cdot 2,85} = 10,4 \text{ м}^2$$

$$\sum N_{\parallel} = \frac{N_{max}}{1,15} = \frac{4102,1}{1,15} = 3567,04 \text{ кН}$$

Прийmemo $\eta = l/b = 1,65$

$$b = \sqrt{\frac{A}{\eta}} = \sqrt{\frac{10,4}{1,65}} = 2,51 \text{ м};$$

$$l = 1,65 \cdot 2,51 = 4,14 \text{ м};$$

З урахуванням конструктивних вимог приймаємо: $b = 3300$ мм, $l = 4200$ мм.

Розрахунковий опір ґрунту визначаємо за формулою:

$$R_1 = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{K} [2_{\gamma} b K_z \gamma'_{II} + 2_g d \gamma_{II} + 2_c C_{II}] \quad (2.14)$$

Де γ_{c1} і γ_{c2} - коефіцієнти умов роботи, $\gamma_{c1} = 1,4$, $\gamma_{c2} = 1,2$ [21]; K - коефіцієнт, рівний 1,1, так як C і φ визначені за таблицями;

M_{γ} , M_g і M_c - коефіцієнти, що залежать від φ , $M_{\gamma} = 1,68$; $M_g = 7,71$; $M_c = 9,58$; K_z - коефіцієнт при $b \leq 10$ м, рівний 1; $\gamma_{II} = 17,3 \text{ кН/м}^3$ - питома вага ґрунту нижче підосви фундаменту для шару товщиною $b = 2,7$ м;

$\gamma'_{II} = \frac{0,3}{2,7} \cdot 17,3 + \frac{2,4}{2,7} \cdot 17 = 17,03 \text{ кН/м}^3$ - питома вага ґрунту вище підосви фундаменту для шару товщиною $d = 2,7$ м; C_{II} - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту під підосвою фундаменту = 1 кПа; d - глибина закладення фундаменту = 2,85 м;

$$R_1 = \frac{1,4 \cdot 1,2}{1,1} [1,68 \cdot 1 \cdot 3,3 \cdot 17,03 + 7,71 \cdot 2,85 \cdot 17,3 + 9,58 \cdot 1] = 740,7 \text{ кПа};$$

Отримане значення розрахункового опору порівнюємо з табличним значенням R_0 :

$$((740,7 - 400)/740,7) \cdot 100 = 46\%$$

Оскільки розбіжність більша за 20%, виконаємо другий цикл наближень.

$$A = \frac{N_{II}}{R_2 - \gamma_{cp} \cdot d} = \frac{3567,04}{740,7 - 20 \cdot 2,85} = 5,22 \text{ м}^2$$

$$b = \sqrt{\frac{A}{\eta}} = \sqrt{\frac{5,22}{1,65}} = 1,78 \text{ м}$$

$$l = 1,65 \cdot 1,78 = 2,94 \text{ м}$$

З урахуванням конструктивних вимог каркаса будівлі приймаємо: $b = 3000$ мм, $l = 4500$ мм.

$$R_2 = \frac{1,4 \cdot 1,2}{1,1} [1,68 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 17,03 + 7,71 \cdot 2,85 \cdot 17,3 + 9,58 \cdot 1] = 727,6 \text{ кПа};$$

$$|(727,6 - 740,7)/727,6| \cdot 100 = 1,8\% < 20\%$$

Розрахунковий опір приймаємо $R = 727,6$ кПа; Розміри підосви

фундаменту $b = 3,0$ м, $l = 4,5$ м, $A = 13,5$ м².

2.6.4 Приведення навантажень до підшви фундаменту

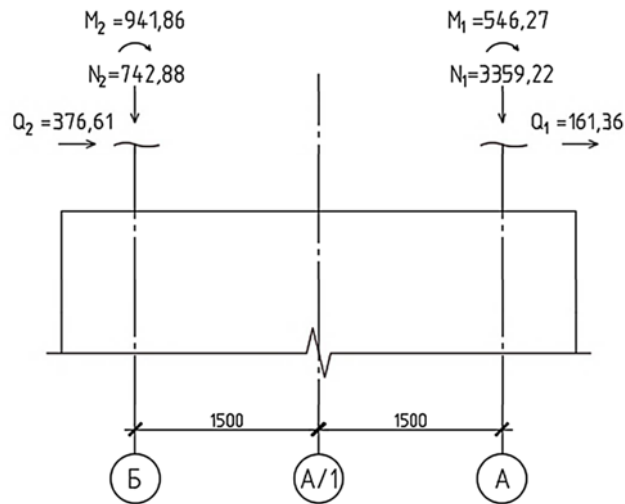


Рисунок 2.11 – Схема передачі зусиль з гілок рами на фундамент

$$N' = \frac{3359,22 + 742,88}{1,15} + 2,85 \cdot 3 \cdot 4,5 \cdot 20 = 4336,54 \text{ кН};$$

$$M' = \frac{742,88 \cdot 1,5 - 941,86 - 3359,22 \cdot 1,5 - 546,27}{1,15} = -4706,64 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q' = \frac{376,61 + 161,36}{1,15} = 467,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

2.6.5 Перевірка умов за у тиску

Відповідністю за деформаціям є умови:

$$P_{\text{сер.}} = \frac{N}{A} \leq R;$$

$$P_{\text{max}} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \leq 1,2R;$$

$$P_{\text{min}} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} \geq 0;$$

Перевіримо умови для призначених розмірів фундаменту $b = 3,0$ м, $l = 4,5$ м, $A = 13,5$ м², $W = 10,13$ м³:

$$P_{\text{ср.}} = \frac{4336,54}{13,5} = 321,23 < 727,6 \text{ кПа};$$

$$P_{\text{max}} = \frac{4336,54}{13,5} + \frac{4706,64 - 467,8 \cdot 2,7}{10,13} = 661,17 < 873,12 \text{ кПа}$$

$$P_{\text{min}} = \frac{4336,54}{13,5} - \frac{4706,64 - 467,8 \cdot 2,7}{10,13} = -18,71 < 0$$

Умова « $P_{\text{min}} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} \geq 0$ » не виконується. Збільшуємо розміри фундаменту. З урахуванням співвідношення $\eta = 1/b = 1,65$ приймаємо: $b = 3900$ мм, $l = 6600$ мм і робимо перерахунок розрахункового опору R і нормативного поздовжнього навантаження N .

$$R_3 = \frac{1,4 \cdot 1,2}{1,1} [1,68 \cdot 1 \cdot 3,9 \cdot 17,03 + 7,71 \cdot 2,85 \cdot 17,3 + 9,58 \cdot 1] = 767 \text{ кПа}$$

$$|(767 - 740,7)/767| \cdot 100 = 3,43\% < 20\%$$

Остаточний розрахунковий опір приймаємо $R = 767$ кПа. Розміри підосви фундаменту: $b = 3,9$ м, $l = 6,6$ м.

Перевіримо умови для призначених розмірів фундаменту за умови, що $A = 25,74 \text{ м}^2$, $W = 28,314 \text{ м}^3$:

$$P_{\text{ср.}} = \frac{5034,22}{25,74} = 195,58 < 767 \text{ кПа};$$

$$P_{\text{max}} = \frac{5034,22}{25,74} + \frac{4706,64 - 467,8 \cdot 2,7}{28,314} = 317,2 < 920,4 \text{ кПа}$$

$$P_{\text{min}} = \frac{5034,22}{25,74} - \frac{4706,64 - 467,8 \cdot 2,7}{28,314} = 73,96 > 0$$

Умови задовольняються, розміри фундаменту залишаємо без змін.

2.6.6 Розрахунок осідання фундаменту

Розрахунок осідання фундаменту виконуємо методом пошарового підсумовування. Розрахунок представлений на рисунку 2.12.

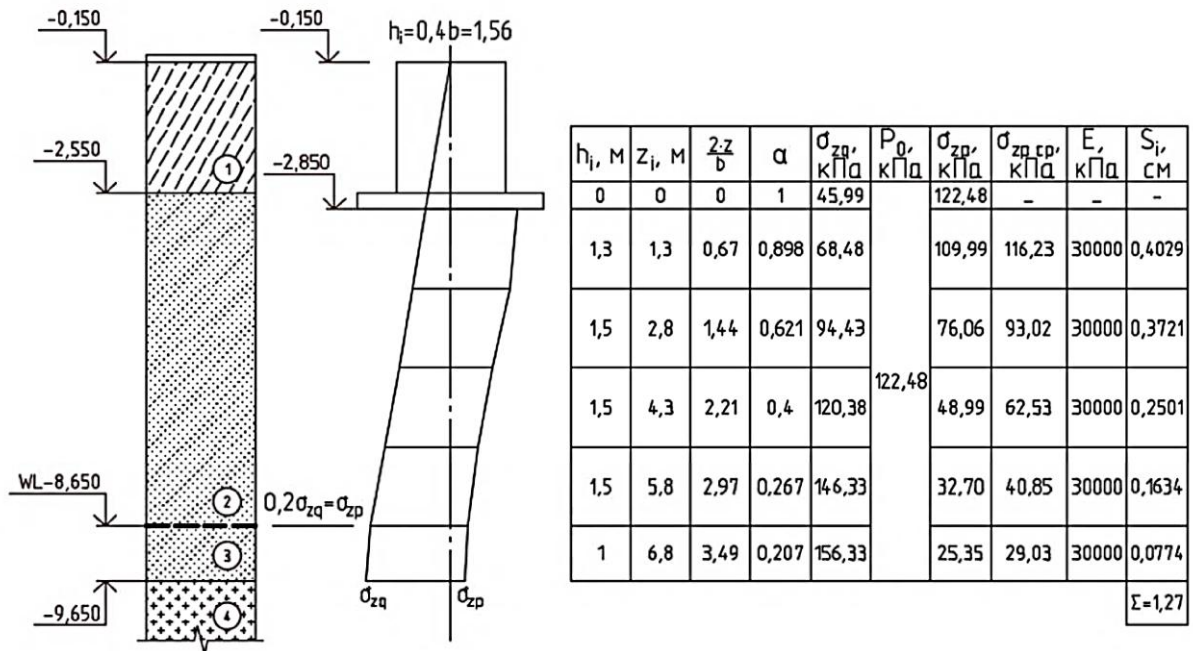


Рисунок 2.12 – Розрахунок осідання фундаменту неглибокого закладення

Сумарне осідання фундаменту становить:

$$S = \sum S_i = 1,27 \text{ см} < S_u = 10 \text{ см} - \text{умова виконується.}$$

2.6.7 Конструювання та розрахунок фундаменту

Висота і виліт сходинок:

а) у напрямку l – 3 сходинок: висотою 300 мм , вильотом 450 мм ;

б) у напрямку b – 2 сходинок: перша сходинка висотою 600 мм, вильотом 450 мм, друга сходинка висотою 300 мм, вильотом 450 мм.

Висота фундаменту: $h = 2,85 - 0,15 = 2,7 \text{ м}$

Виконаємо перевірку плитної частини фундаменту на продавлювання:

$$F \leq R_{bt} \cdot b_m \cdot h_{0,p} \quad (2.15)$$

Де $R_{bt} = 900 \text{ кПа}$ - розрахунковий опір бетону C16/20; $h_{0,p}$ - робоча висота плитної частини фундаменту:

$$h_{0,p} = h - h_{cf} - 0,05 = 2,7 - 1,8 - 0,05 = 0,85 \text{ м};$$

$$\text{при } b - b_{cf} = 3,9 - 2,1 = 1,8 > 2h_{0,p} = 2 \cdot 0,85 = 1,7;$$

$$b_m = b_{cf} + h_{0,p} = (2,1 + 0,85) = 2,95 \text{ м};$$

F - сила продавлювання по найбільш навантаженій грані фундаменту, що визначається за формулою:

$$F = A_0 \cdot p_{\max} = 1,95 \cdot 361,93 = 705,76 \text{ кН},$$

$$\text{де } A_0 = 0,5b(l - l_{cf} - 2h_{0,p}) - 0,25(b - b_{cf} - 2h_{0,p})^2 = 0,5 \cdot 3,9 \cdot (6,6 - 3,9 - 2 \cdot 0,85) - 0,25 \cdot (3,9 - 2,1 - 2 \cdot 0,85)^2 = 1,95 \text{ м}^2 ;$$

$p_{\max}$ - максимальний тиск під підшвою фундаменту від розрахункових навантажень на рівні верху плитної частини (обріз верхнього ступеня), що визначається за формулою:

$$p_{\max} = \frac{N''}{A} + \frac{M''}{W} \quad (2.16)$$

де A - площа верху плитної частини; W - момент опору обрізу верхнього ступеня;

$$P_{\max} = \frac{5716}{25,74} + \frac{5412,64 - 537,97 \cdot 2,7}{28,314} = 361,93 \text{ кПа}$$

Оскільки $F = 705,76 < R_{bt} \cdot b_m \cdot h_{0,p} = 900 \cdot 2,95 \cdot 0,85 = 2256,75 \text{ кН}$, то прийняту висоту сходинок (600 мм, 300 мм) і клас бетону фундаменту (С16/20) не змінюємо.

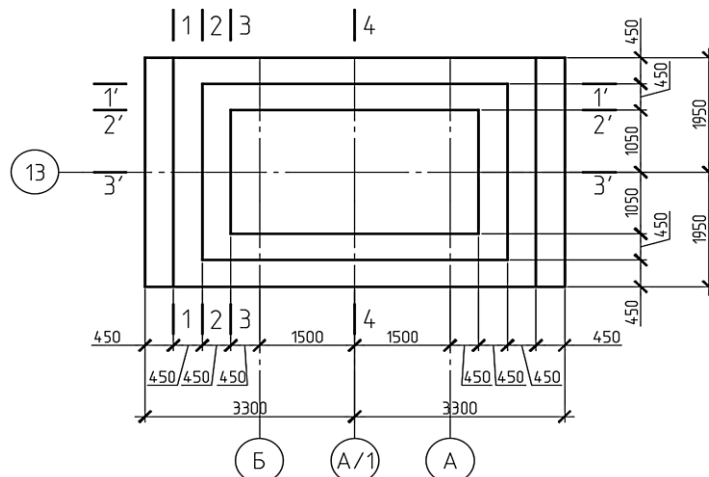


Рисунок 2.13 – Схема до розрахунку арматури плитної частини фундаменту

Розрахуємо арматуру плитної частини фундаменту. Результати розрахунку зведемо в таблицю 2.6.

Таблиця 2.6 – Розрахунок площі перерізу арматури

Перетин	Виліт c_i , м	$\frac{Nc_i^2}{2l(b)^3}$, кН	$1 + \frac{6e_0}{l} - \frac{4e_0c_i}{l^2}$, м	М, кН · м	α_m	ξ	h_{0i} , м	A_s , см ²
1-1	0,45	106,50	-	106,50	0,038	0,981	0,25	11,90
2	0,9	425,99	-	425,99	0,031	0,984	0,55	21,56
3-3	1,35	958,47	-	958,47	0,038	0,981	0,85	31,49
4-4	3,3	5727,16	-	5727,16	0,034	0,983	2,65	60,23
1'-1'	0,45	62,93	1,84	115,65	0,005	0,997	0,55	5,78
2'-2'	0,9	251,72	1,80	452,55	0,011	0,995	0,85	14,66
3'-3'	1,95	1181,68	1,70	2014,49	0,006	0,997	2,65	20,89

Тут вертикальне навантаження прийнято без урахування ваги фундаменту $N = 4102,1 \text{ кН}$.

Момент приведений до підшви $M = 5412,64 - 537,97 \cdot 2,7 = 3960,12 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

$$e = \frac{M}{N} = 0,965 \text{ м}$$

У напрямку 1 приймаємо 20Ø20 A400, $A_s = 62,84 \text{ см}^2 > 60,23 \text{ см}^2$;

у напрямку b 33Ø10A400, $A_s = 25,91 \text{ см}^2 > 20,89 \text{ см}^2$. Довжина стрижнів відповідно 6550 мм і 3850 мм.

Армування верхньої частини виконуємо конструктивно чотирма сітками С – 2, розташованими вертикально. Робочу арматуру приймаємо Ø12 A400 крок 200 мм, поперечну Ø8A240 крок 600 мм. Довжина поздовжніх стрижнів 2650 мм, кількість в сітці - 3 шт. Довжина поперечних стрижнів 2050 мм, кількість в сітці -5 шт.

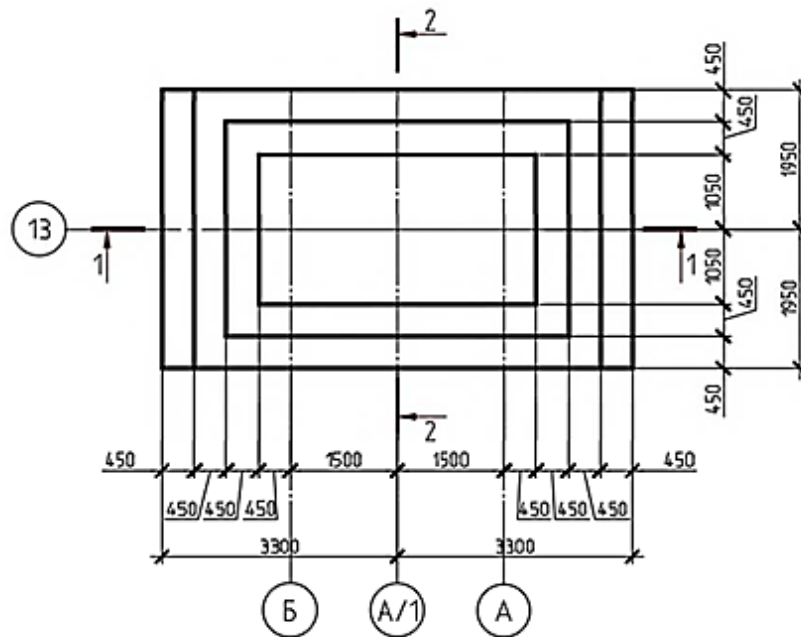


Рисунок 2.14 – Опалубне креслення і армування фундаменту

2.7 Проектування пальового фундаменту

Вибір довжини палі. Виходячи з ґрунтових умов майданчика будівництва, розглянутих раніше, проектуємо палі-стійки, з опорою їх на малостисливий ґрунт.

Глибину закладення ростверку вибираємо виходячи з конструктивних вимог (величина закладення анкерного блоку в бетон):

$$d_p = 0,15 + 0,6 + 0,05 = 0,8 \text{ м}$$

Округлюючи до величини кратної 300 мм: $d_p = 1,05 \text{ м}$. Позначку голови палі приймаємо на 0,3 м вище підшви ростверку—0,75 м, з подальшою розбивкою при жорсткому сполученні ростверку і палі.

В якості несучого шару приймемо граніт тріщинуватий, що залягає на позначці—9,65 м. Заглиблення палі в даний несучий шар повинно бути не менше 0,5 м. Приймаємо палі довжиною 10 м, перетином 400 х 400 мм (С 100.406), відмітка нижнього кінця складе—10,75 м, а заглиблення в граніт тріщинуватий 1,1 м.

Визначення несучої здатності палі. Несуча здатність палі-стійки:

$$F_d = \gamma_c \cdot R \cdot A \quad (2.17)$$

$\gamma_c = 1$ - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті;

$R = 20000$ кПа, розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі;

$A = 0,16$ м² - площа поперечного перерізу палі;

$$F_d = 1 \cdot 20000 \cdot 0,16 = 3200 \text{ кН}$$

Допустиме навантаження на палю визначається за формулою:

$$N_{\text{пл}} \leq \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{3200}{1,4} = 2285,7 \text{ кН},$$

Де $\gamma_k = 1,4$ - коефіцієнт надійності. З досвіду проектування приймаємо обмеження для граніту тріщинуватого $N_{\text{пл}} = 1350 \text{ кН}$.

2.7.1 Визначення кількості палей і їх розміщення

Кількість палей:

$$n = \frac{N_{\text{max}}^I}{F_d / \gamma_k - 0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{\text{ср}}} \quad (2.18)$$

де N_{max}^I - максимальне вертикальне навантаження за першим граничним станом;

d_p - глибина закладення ростверку;

$\gamma_{\text{ср}} = 20$ кН/м³ - усереднена питома вага ростверку і ґрунту на його обрізах.

$$n = \frac{4102,1}{1350 - 0,9 \cdot 1,05 \cdot 20} = 3,1 \text{ шт.}$$

З конструктивних вимог приймаємо 6 палей. Розміри ростверку в плані 5500×2300 мм.

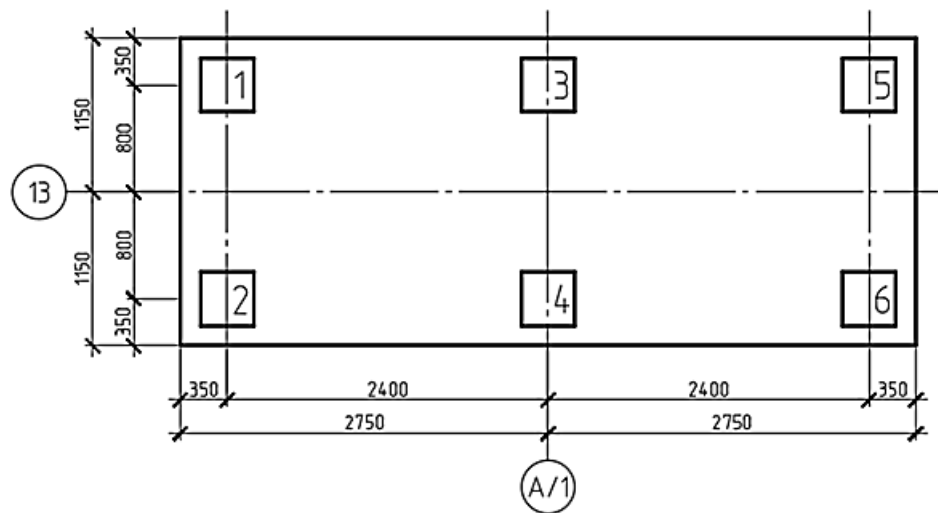


Рисунок 2.15 – Схема розташування паль

2.7.2 Приведення навантажень до підшви ростверку

Навантаження від ростверку:

$$N_p = 1,1 d_p b_p l_p \gamma_{cp} = 1,1 \cdot 1,05 \cdot 2,3 \cdot 5,5 \cdot 20 = 292,2 \text{ кН};$$

$$N' = 3359,22 + 742,88 + 292,2 = 4394,3 \text{ кН};$$

$$M' = 742,88 \cdot 1,5 - 941,86 - 3359,22 \cdot 1,5 - 546,27 = -5412,64 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q' = 376,61 + 161,36 = 537,97 \text{ кН};$$

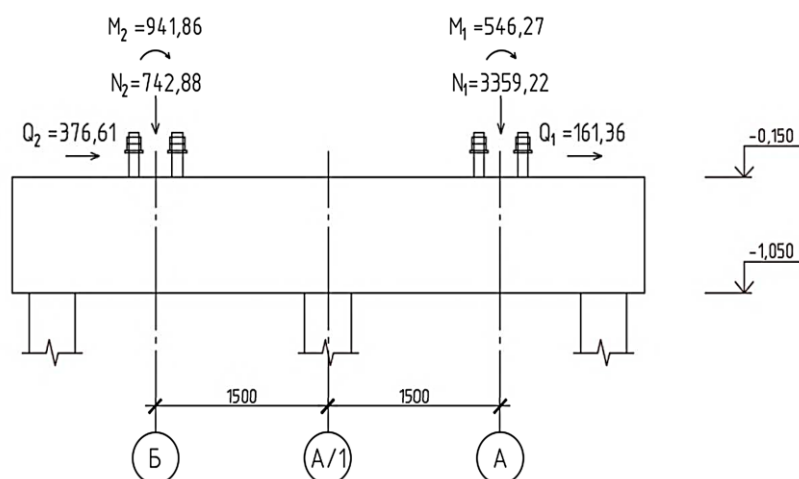


Рисунок 2.16 – Схема навантажень на ростверк

2.7.3 Визначення навантажень на палі

Навантаження на одну палю:

$$N_{\text{пл}} = \frac{N'}{n} + \frac{M' \cdot x}{\sum (x_i^2)} \quad (2.19)$$

$$N_{\text{пл}}^{1,2} = \frac{4394,3}{6} - \frac{5412,64 \cdot 2,4}{4 \cdot 2,4^2} = 168,57 \text{ кН}$$

$$N_{\text{пл}}^{3,4} = \frac{4394,3}{6} = 732,38 \text{ кН}$$

$$N_{\text{пл}}^{5,6} = \frac{4394,3}{6} + \frac{5412,64 \cdot 2,4}{4 \cdot 2,4^2} = 1296,2 \text{ кН}$$

$$N_{\text{пл}} \leq \frac{F_d}{\gamma_K};$$

$$168,57 < 1350; 732,38 < 1350; 1296,2 < 1350.$$

Умови задовольняються.

Для палі С100.40-6 типова поздовжня арматура - 6Ø12A400 при класі бетону С16/20, маса палі - 4,05 т. При значеннях $N_{\text{пл}}$ і $M_{\text{пл}}$ міцність такої палі достатня.

2.7.4 Перевірка на продавлювання ростверку кутовою палею

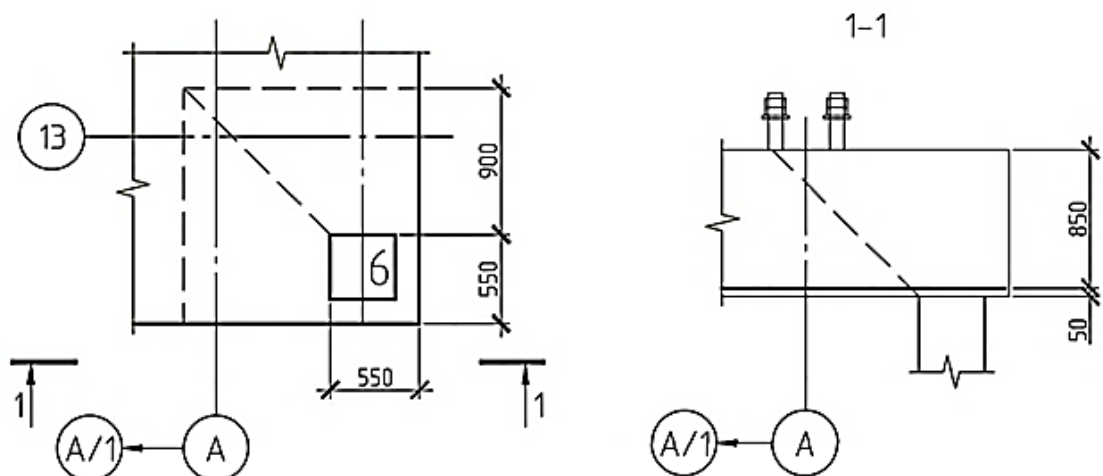


Рисунок 2.17 - Схема роботи ростверку на продавлювання кутовою палею

Перевірка ростверку на продавлювання кутовою палею проводиться за формулою:

$$N_{пл} < R_{bt} \cdot h_{01} \cdot (\beta_1(b_{02} + 0,5c_{02}) + \beta_2(b_{01} + 0,5c_{01})) \quad (2.20)$$

де $N_{пл}$ – найбільше зусилля в кутовій палі, кН, що визначається від навантажень на рівні підшви ростверку = 1296,2 кН;

h_{01} - робоча висота сходинок ростверку = 0,85 м;

b_{01}, b_{02} - відстані від внутрішніх граней паль до зовнішніх граней ростверку, м, $b_{01} = b_{02} = 0,55$ м; $c_{01} = c_{02} = 0,9$ м;

β_1, β_2 - коефіцієнти, що приймаються за [21], $\beta_1 = 0,6, \beta_2 = 0,6$;

Тоді:

$$1296,2 < 1300 \cdot 0,85 \cdot (0,6 \cdot (0,55 + 0,5 \cdot 0,9) + 0,6 \cdot (0,55 + 0,5 \cdot 0,9)) \\ = 1326 \text{ кН}$$

Умова задовольняється. Проведемо розрахунок ростверку на вигин.

Результати зведемо в таблицю 2.6.

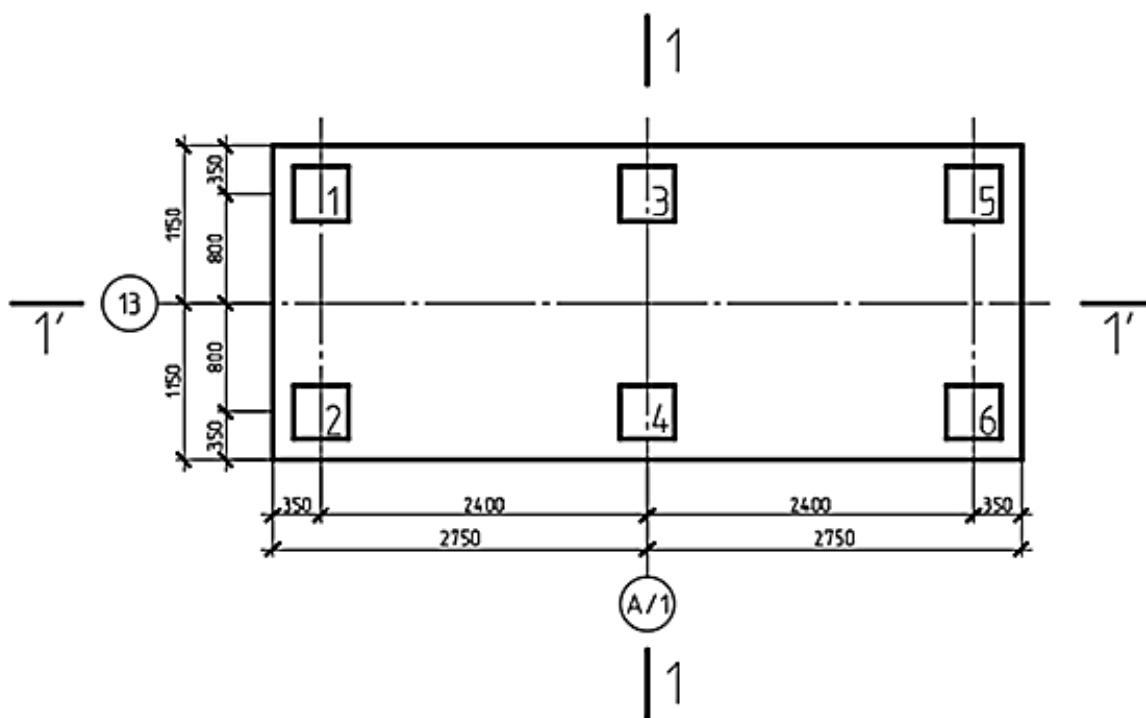


Рисунок 2.18 – Схема до розрахунку ростверку на вигин

Таблиця 2.6 – Розрахунок площі перерізу арматури

Перетин	M,кНм	α_m	ε_b	$b_i, \text{м}$	$h_{oi, \text{м}}$	$A, \text{см}^2$
1 – 1	4666,32	0,144	0,922	2,3	0,85	163,13
1' – 1'	1757,72	0,023	0,988	5,5	0,85	57,34

У напрямку 1 приймаємо 15Ø40 A400, $A_s = 188,4 \text{ см}^2 > 163,13 \text{ см}^2$. У напрямку b приймаємо 27Ø18 A400, $A_s = 68,71 \text{ см}^2 > 57,34 \text{ см}^2$. Довжина стрижнів відповідно 5450 мм і 2250 мм.

Аналізуючи техніко-економічні показники кожного з варіантів фундаментів, можна помітити, що влаштування пальового фундаменту є більш економічним і менш трудомістким у порівнянні з фундаментом неглибокого закладення. Також слід зазначити, що застосування пальових фундаментів дозволить уникнути виникнення додаткових зусиль в елементах каркаса через осідання опор, яке можливе при використанні фундаментів неглибокого закладення.

b_2 - половина товщини стріли на рівні верху монтованого елемента, м;

b_3 - радіус обертання поворотної частини крана, м;

$h_{ш}$ - відстань від рівня стоянки крана до осі повороту (п'яти) стріли, м;

$h_{п}$ - розмір вантажного поліспада в відтягнутому стані, м.

Необхідна найменша довжина стріли:

$$L_c = \sqrt{(l_k - b_3)^2 + (H_c - h_w)^2} = \sqrt{(20,23 - 6,6)^2 + (40,7 - 3,7)^2} = 39,43 \text{ м}$$

Вибираємо кран автомобільний Liebherr LTM-1400 з параметрами: $L_c = 100 \text{ м}$; $L_k = 25 \text{ м}$; $M_m = 400 \text{ т}$; $H_k = 130 \text{ м}$.

Аналогічно підберемо другий кран для монтажу зв'язків і прогонів.

$$M_M = M_9 + M_r = 0,8 + 1,5 = 2,3 \text{ т.}$$

Монтажна висота підйому гака:

$$H_K = h_o + h_3 + h_9 + h_r = 24,0 + 0,5 + 4,0 + 3,8 = 32,3 \text{ м}$$

$$H_c = H_k + h_u = 32,3 + 3,7 = 36 \text{ м}$$

Монтажний виліт гака:

$$l_k = \frac{(b + b_1 + b_2)(H_c - h_u)}{h_2 + h_n} + b_3 = \frac{(0,5 + 2,0 + 0,5)(36 - 3,7)}{3,8 + 3} + 6,6 = 20,9$$

Необхідна найменша довжина стріли:

$$L_c = \sqrt{(l_k - b_3)^2 + (H_c - h_{\perp})^2} = \sqrt{(20,9 - 6,6)^2 + (36,0 - 3,7)^2} = 35,3\text{м}$$

Приймаємо кран гусеничний ДЕК-631 з параметрами: $L_c = 42$ м; $L_k = 22,8$ м; $M_m = 4,7$ т; $H_k = 34,7$ м.

2.8 Висновки до розділу 2 «Розрахунково-конструктивний»

У другому розділі виконано повний комплекс розрахунків несучих конструкцій будівлі дока. Обґрунтовано вибір конструктивної схеми у вигляді системи безшарнірних решітчастих рам прольотом 108 м, що забезпечують необхідну жорсткість і просторову незмінність споруди. Визначено сукупність постійних, снігових і вітрових навантажень відповідно до чинних нормативів.

За допомогою програмного комплексу SCAD проведено розрахунок напружено-деформованого стану каркаса та виконано підбір перерізів сталевих елементів. Отримані результати підтвердили достатню міцність, стійкість і надійність прийнятих конструктивних рішень. Детально перевірено основні елементи каркаса, включаючи стійки, ригелі та розкоси. Окрему увагу приділено проектуванню фундаментів, у межах чого розглянуто та порівняно варіанти фундаменту неглибокого закладення і пальового фундаменту. На основі техніко-економічного аналізу встановлено переваги пальового фундаменту, який забезпечує меншу трудомісткість, економічність та зменшення ризику нерівномірних осідань.

РОЗДІЛ 3

НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

3.1 Опис та оцінка варіантів

Найчастіше при розробці основних несучих конструкцій виробничих будівель застосовують рамні та арочні статичні схеми. Вибір конкретного рішення залежить, перш за все, від величини прольоту, архітектурних вимог, форми та розмірів будівлі, діючих навантажень, ґрунтових умов району будівництва, а також від ряду інших факторів.

Розглянемо і проаналізуємо можливі варіанти покриття:

- Варіант 1 – рамне покриття: безшарнірна решітчаста рама (рисунок 3.1);
- Варіант 2 – арочне покриття: двошарнірна решітчаста арка (рисунок 3.2).

З огляду на функціональне призначення об'єкта капітального будівництва та об'ємно-планувальні особливості, визначимо параметри будівлі дока. Як критерій підбору необхідної висоти покриття приймаємо висоту козлового самохідного крана на рейковому ході – 22 600 мм. Мінімальну ширину прольоту приймаємо 108 000 мм – простір, необхідний для здійснення виробничої діяльності дока.

3.2 Варіант 1 – безшарнірна решітчаста рама

Рама – плоска конструкція, що складається з ригеля (прямолінійного, ламаного або криволінійного контуру) і жорстко пов'язаних з ним вертикальних елементів-стійок. У порівнянні з балками і фермами, рамні покриття мають меншу металоємність, а також значно підвищують жорсткість ригеля. Рамні конструкції раціонально використовувати при прольотах понад 60 м.

Безшарнірні рами є максимально раціональними і найменш металоємними, тому їх використовують при найбільших прольотах. Однак проектування даної схеми рам можливе лише для районів з міцними непросадочними скельними або

напівскельними ґрунтами, через чутливість схеми до осадок опор.

За конструктивною схемою всі рами поділяють на суцільні, що мають, як правило, суцільні змінні перерізи ригелів і стійок відповідно до епюр внутрішніх зусиль, а також наскрізні (решітчасті) рами, застосування яких доцільне при прольотах понад 60 - 80 м.

Розглянемо варіант конструктивної схеми, що складається з системи безшарнірних решітчастих рам прольотом 108 м, як найбільш раціональний і найменш металоємний. Висота рами становить 24 м. Варіант рамного покриття представлений на рисунку 3.1.

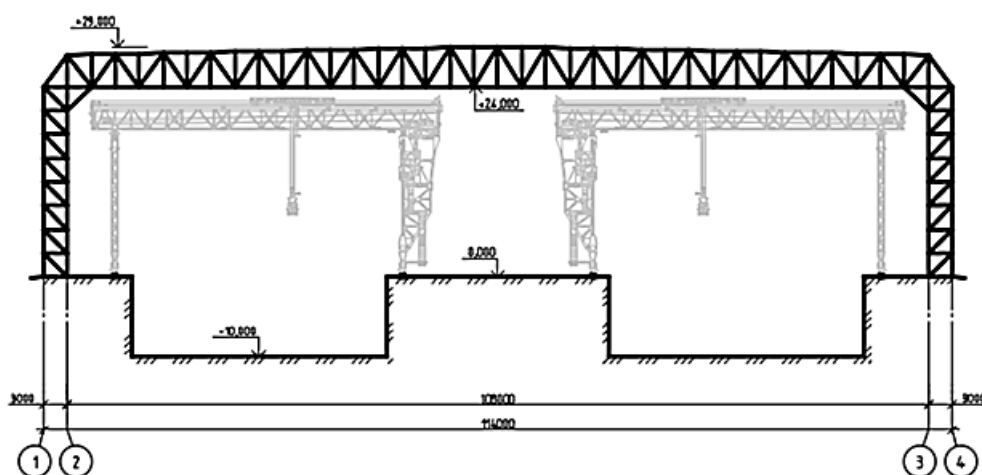


Рисунок 3.1 – Варіант рамного покриття

Переваги даної схеми покриття:

- висока жорсткість;
- висока економічність, мала металоємність;
- простота статичної схеми;
- високий ступінь типізації елементів;
- раціональне використання внутрішнього простору будівлі;
- висока архітектурно-планувальна гнучкість споруди. Недоліками даної

схеми є:

- чутливість безшарнірних рам до осідання опор;
- значна висота перерізів стійок і ригелів, що побічно призводить до

подорожчання будівлі (за рахунок збільшення площі огорожувальних конструкцій).

3.3 Варіант 2 – двошарнірна решітчаста арка

Арки являють собою розпірну конструкцію криволінійного обрису. Як і рами, арки поділяють на тришарнірні, двошарнірні та безшарнірні. Найбільш поширеними є двошарнірні арки: вони досить прості у виготовленні та монтажі, нечутливі до нерівномірних вертикальних зміщень опор, а також до температурних деформацій. За конструктивною схемою поділяють суцільні арки (прольоти до 60 м), а також наскрізні (решітчасті), застосування яких доцільне при прольотах понад 60 м.

Розглянемо варіант конструктивної схеми, що складається з системи двошарнірних решітчастих арок прольотом 132 м. Висота арки в центральній частині становить 47,57 м. Варіант арочного покриття представлений на рисунку 3.2.

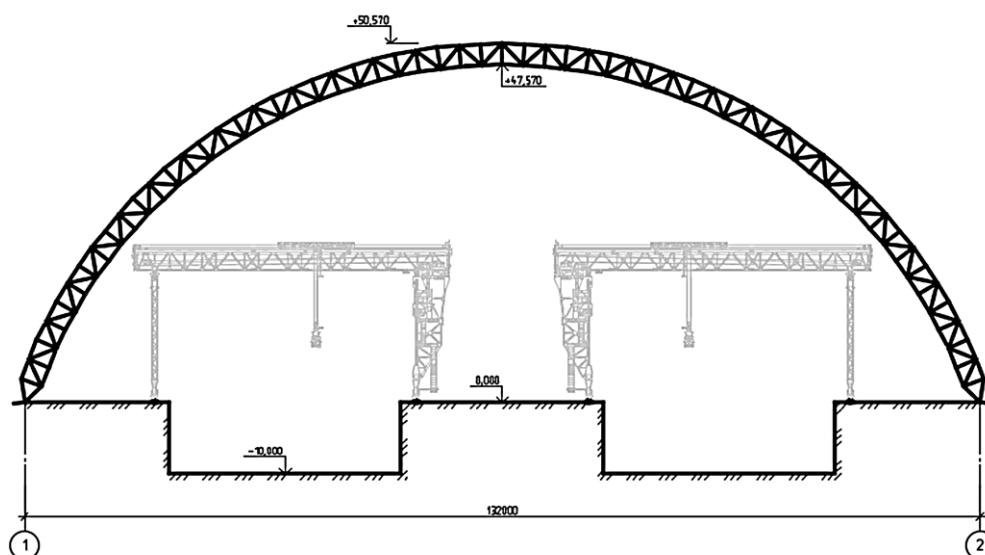


Рисунок 3.2 – Варіант арочного покриття

До переваг даної схеми покриття слід віднести:

- малу чутливість до температурних і деформаційних впливів;
- мала маса конструкцій;

- переважно стискаючі зусилля, а також рівномірний розподіл згинального моменту;

- простота виготовлення і монтажу;

- архітектурна виразність.

Недоліками даної схеми є:

- наявність зон обмеженої експлуатації (мертві зони);

- значна висота покриття;

- наявність розпірки.

3.4 Порівняння в х варіантів

Наведемо порівняння варіантів покриття. Виконаємо розрахунки цих схем з використанням програмного комплексу SCAD. Розрахунок виконуємо для поперечних профілів рамного і арочного типу покриття. Розрахунок здійснюємо на основі навантаження. Після закінчення розрахунку, проводимо підбір перерізів елементів, складаємо відомість металевих елементів. Далі, формуємо порівняльний аналіз максимальних значень прогину поперечного профілю і витрати сталі на конструкцію. Також, для двох варіантів визначаємо необхідну потужність для обігріву будівлі дока в зимовий період. Результати представлені в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 – Техніко-економічні показники варіантів покриття

Найменування показника	Од. виміру	Значення показника	
		Варіант 1 (Рама)	Варіант 2 (Арка)
Максимальний прогин поперечного профілю	мм	167,85	286,59
Витрата сталі на конструкцію	т	75,95	29,58
Площа покриття	Вигода «+» або «-»	+	-
Витрати на обслуговування будівлі	Вигода «+» або «-»	+	-
Витрати на облаштування воріт дока	Вигода «+» або «-»	+	-
Витрати на скління	Вигода «+» або «-»	+	-

Максимальний прогин поперечного профілю у другого варіанту. А найбільша металоємність виявлена у першого варіанту. Перший варіант покриття

є більш вигідним з точки зору витрат на опалення дока в зимовий період часу. Більш того, перший варіант вигідніший за другий за рядом показників: площа покриття, витрат на обслуговування будівлі, витрат на облаштування воріт і витрат на скління.

3.5 Вибір остаточного варіанту

В результаті аналізу вищевикладених факторів, основним варіантом покриття приймаємо безшарнірну рамну конструкцію (варіант 1). Даний варіант найбільш повно відповідає економічним і технологічним вимогам, забезпечує високу жорсткість конструкції, малу будівельну висоту покриття, архітектурно-планувальну гнучкість споруди, можливість її реконструкції та переобладнання, малі експлуатаційні витрати, дозволяє найбільш повно включити в роботу ґрунтову основу, високу надійність і живучість споруди.

3.6 Висновки до розділу 3 «Науково-дослідний»

У науково-дослідному розділі виконано порівняльний аналіз двох альтернативних конструктивних схем покриття будівлі дока: безшарнірної решітчастої рами та двшарнірної решітчастої арки. Аналіз проведено з урахуванням статичної роботи конструкцій, прогинів, металоємності, експлуатаційних витрат та архітектурно-планувальних особливостей.

Отримані результати показали, що арочна схема характеризується меншою витратою сталі, проте має значні експлуатаційні обмеження, пов'язані з великою будівельною висотою, наявністю «мертвих зон» та підвищеними витратами на огорожувальні конструкції. Безшарнірна рамна схема виявилась більш універсальною та доцільною для умов експлуатації дока, забезпечуючи високу жорсткість, технологічну зручність і можливість подальшої реконструкції. На підставі виконаного аналізу даний варіант обґрунтовано прийнято як остаточне конструктивне рішення покриття.

РОЗДІЛ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

4.1 Охорона праці

4.1.1 Організація охорони праці працівників на підприємстві

З метою забезпечення сприятливих для здоров'я умов праці, високого рівня працездатності, профілактики травматизму і професійних захворювань, отруєнь та відвернення іншої можливої шкоди для здоров'я на підприємствах, в установах і організаціях різних форм власності повинні встановлюватися єдині санітарно-гігієнічні вимоги до організації виробничих процесів, пов'язаних з діяльністю людей, а також до якості машин, обладнання, будівель та інших об'єктів, які можуть мати шкідливий вплив на здоров'я. Всі державні стандарти, технічні умови і промислові зразки обов'язково погоджуються з органами охорони здоров'я в порядку, встановленому законодавством. Власники і керівники підприємств, установ та організацій зобов'язані забезпечити в їхній діяльності виконання правил техніки безпеки, виробничої санітарії та інших вимог щодо охорони здоров'я, передбачених законодавством, не допускати шкідливого впливу на здоров'я людей (ст. 28 Основ законодавства України про охорону здоров'я).

Власник зобов'язаний створити в кожному структурному підрозділі й на робочому місці умови праці відповідно до вимог нормативних актів, а також забезпечити дотримання прав працівників, гарантованих чинним законодавством.

З цією метою власник забезпечує функціонування системи управління охороною здоров'я, для чого створює на підприємстві підрозділи, які традиційно іменуються службою охорони праці. Типове положення про службу охорони праці затверджене наказом Державного комітету України з нагляду за охороною праці від 15 листопада 2004 р. № 255. Служба охорони праці створюється на підприємствах з кількістю працюючих 50 і більше осіб. На підприємстві з кількістю працюючих менше 50 осіб функції служби охорони праці можуть виконувати у порядку сумісництва (суміщення) особи, які мають відповідну підготовку. На підприємстві з кількістю працюючих менше 20 осіб для виконання

функцій служби охорони праці можуть залучатися сторонні спеціалісти на договірних засадах, які мають виробничий стаж роботи не менше трьох років і пройшли навчання з охорони праці. Служба охорони праці підпорядковується безпосередньо роботодавцю. Ліквідація служби охорони праці допускається тільки у разі ліквідації підприємства чи припинення використання найманої праці фізичною особою.

На службу охорони праці покладено виконання таких завдань. У разі відсутності впровадженої системи якості відповідно до ISO 9001, опрацювання ефективної системи управління охороною праці на підприємстві та сприяння удосконаленню діяльності у цьому напрямку кожного структурного підрозділу і кожного працівника; забезпечення фахової підтримки рішень роботодавця з цих питань; організація проведення профілактичних заходів, спрямованих на усунення шкідливих і небезпечних виробничих факторів, запобігання нещасним випадкам на виробництві, професійним захворюванням та іншим випадкам загрози життю або здоров'ю працівників; вивчення та сприяння впровадженню у виробництво досягнень науки і техніки, прогресивних і безпечних технологій, сучасних засобів колективного та індивідуального захисту працівників; контроль за дотриманням працівниками вимог законів та інших нормативно-правових актів з охорони праці, положень (у разі наявності) галузевої угоди, розділу "Охорона праці", колективного договору та актів з охорони праці, що діють у межах підприємства; інформування та надання роз'яснень працівникам підприємства з питань охорони праці.

4.1.2 Правила поведінки під час виконання робіт з монтажу будівельних конструкцій

Під час монтажу будівельних конструкцій, крім погодженого і затвердженого у встановленому порядку ПВР, необхідно виконувати вимоги дійсного документа, ДБН "Техніка безпеки в будівництві", ДНАОП 0.00-1.03-93 "Правила будови і безпечної експлуатації вантажопідіймальних кранів, а також

інших державних і відомчих нормативних актів і документів з урахуванням змін, які публікуються у журналі "Охорона праці"

Під час монтажу будівельних конструкцій основними шкідливими виробничими факторами слід вважати:

- машини і механізми, що рухаються і працюють, включаючи вантажопідіймальні;
- переміщення при підйомі і установці в проектне положення конструктивних елементів будівельних конструкцій, а також укрупнених блоків будинків і споруд;
- втрату стійкості монтуємих чи змонтованих будівельних майданчиків;
- розташування робочого місця на висоті від поверхні землі, підлоги, міжповерхових перекриттів і робочих чи монтажних площадок;
- недостатню освітленість робочої зони;
- дію вітру на вантажопідіймальні крани, а також на окремо змонтовані будівельні конструкції чи частини будинків і споруд;
- фізичні перевантаження при перенесенні вантажів вручну;
- підвищену чи знижену температуру повітря робочої зони;
- небезпечну і шкідливу дію на людей електричного струму, електричної дуги, електромагнітного випромінювання і статичної електрики;
- вплив підвищеного рівня ультрафіолетового і інфрачервоного випромінювань при виконанні електрозварювальних робіт, а також іонізуючих випромінювань при контролі якості зварених швів;
- токсичний і дратівний вплив на дихальні шляхи газів і аерозолів, що утворюються при зварювальних роботах;
- токсичний і дратівний вплив лакофарбових матеріалів, а також пари від них на дихальні шляхи людини при виконанні антикорозійних робіт;
- використання порохового монтажного інструмента.
- Попередження чи зниження впливу на працюючих небезпечних і шкідливих виробничих факторів, повинно забезпечуватися при:

- пересуванні і роботі машин, механізмів і літальних апаратів - шляхом позначення знаками безпеки небезпечних зон, інженерної підготовки шляхів їх переміщення, а також дотримання правил безпечної їх експлуатації;
- переміщенні конструктивних елементів будівельних конструкцій, а також при втраті стійкості монтуємих чи змонтованих будівельних конструкцій - шляхом дотримання технології виконання робіт, а також прийняття в необхідних випадках інженерно-технічних рішень, що забезпечують несучу здатність цих конструктивних елементів;
- розташуванні робочого місця на висоті від поверхні землі, підлоги, міжповерхових перекриттів і робочих чи монтажних площадок - шляхом прийняття відповідних інженерно-технічних рішень, використання прогресивних засобів підмашування: автомобільних гідравлічних підйомників (АПП), телескопічних підйомників, кошиків, навішених на гак вантажопідіймальних кранів, і т.д., а також застосуванням страхувальних пристроїв і пристосувань;
- недостатній освітленості робочої зони - забезпеченням освітленості площадок складування, будмайданчиків, монтажних площадок і робочих місць за спеціально розробленим проектом;
- дії вітру на вантажопідіймальні механізми, а також на окремо змонтовані будівельні конструкції (ферми, колони і ін.), частини будинків і споруд - шляхом прийняття відповідних інженерно-технічних рішень на підставі перевірочних розрахунків на вітрові навантаження: для вантажів, що піднімаються кранами. Навантаження "вітрове" і для окремо змонтованих конструкцій, частин будинків і споруд відповідно до розділу 6 ДБН "Навантаження і впливи", з урахуванням вітрової пульсаційної складової;
- фізичних перевантаженнях - шляхом максимальної механізації ручної праці і дотримання допустимих норм навантажень при підйомі і переміщенні одиночних вантажів вручну, які не повинні перевищувати для жінок 10 кг при сумісництві з іншою роботою і 7 кг постійно на протязі робочої зміни; для чоловіків - максимум 50 кг;
- підвищеній чи зниженій температурі повітря робочої зони -

використанням спецодягу, а також дотриманням тривалості робочого дня і перерв у роботі відповідно до діючих нормативних документів;

- дії електричного струму (у всіх його проявах) на організм людини - дотриманням вимог ПУЕ, ПТЕ і ПТБ;
- впливі підвищеного рівня ультрафіолетового і інфрачервоного випромінювань, а також газів і аерозолів, що утворюються при виконанні зварювальних роботах і роботах, що їх супроводжують,
- - дотриманням нормативних актів і документів, що діють в країні.

4.1.3 Висновки до підрозділу 4.1

Дотримання вимог, перелічених у даному розділі, забезпечить безпечні умови праці, позбавить травматизму, профзахворювань та виникнення небезпечних факторів, аварій. Покращаться умови праці та виробниче середовище.

У разі порушення норм і правил охорони праці, невиконання колективного договору, наказів роботодавця або розпоряджень органів нагляду за станом охорони праці, внаслідок чого трапилися нещасні випадки, виникли професійні захворювання або інші важкі наслідки настає кримінальна відповідальність.

При виконанні будівельних робіт порушення нормативних і правових актів, а також правил експлуатації будівельних механізмів, якщо це завдало шкоди здоров'ю людей або могло спричинити людські жертви та інші тяжкі наслідки карається позбавленням волі на строк до одного року або виправними роботами на той самий термін, або грошовим стягненням до 20 мінімальних неоподаткованих розмірів заробітної плати.

4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

4.2.1 Заходи при землетрусі

Землетруси починаються раптово і охоплюють значні території. Руйнування будівель, зсуви і обвали крутих схилів є головними причинами людських жертв і великих матеріальних збитків при сильних землетрусах. Сейсмічними вважають райони, де зареєстровані або теоретично очікувані землетруси у 6 балів та вище. Основні вимоги до будівництва у сейсмічних районах зведено до вжиття таких заходів:

1. Вибір ділянки для будівництва.
2. Вибір конструктивного рішення (КР) та об'ємно-планувального рішення (ОПР).
3. Забезпечення високої якості будівництва.
4. Поділ будівель і споруд антисейсмічними швами.

Будівельні майданчики під населені пункти і споруди обираються з урахуванням геологічних даних, якнайдалі від можливих або явних розривних порушень, далеко від крутих схилів, що загрожують обвалами і зсувами. Несприятливими для будівництва вважають пухкі ґрунти і тріщинуваті породи. При виборі ділянки для забудови враховують такі поняття як сейсмостійкість будівельних об'єктів та сейсмічність будівельного майданчика. Сейсмостійкістю називають здатність ґрунтів, будівель і споруд протистояти сейсмічним впливам. Заходи з підвищення сейсмостійкості будівель застосовуються у районах із сейсмічністю у 7 балів і вище. Нормативне обґрунтування цих заходів здійснюється за «ДБН В.1.112:2006. Будівництво у сейсмічних районах України». За сейсмічності більше 9 балів зведення капітальних будівель заборонено.

4.2.2 Заходи щодо підвищення стійкості об'єкта

Одне з основних завдань в області цивільного захисту ЦЗ - проведення заходів, спрямованих на підвищення стійкості роботи об'єктів в умовах

надзвичайних ситуацій мирного і воєнного часу. Під стійкістю функціонування будівельного об'єкта розуміють здатність його в надзвичайних ситуацій виконувати покладену на нього функцію, а при отриманні слабких і середніх руйнувань або порушенні зв'язків з постачання, відновлювати виконання покладеної функції в мінімальні терміни.

Розглянутий об'єкт будівництва є нестійким до дії ударних хвиль, тому що розглянуті мною безкаркасні арочні ангари мають невелику товщину стінки і власну вагу, що не забезпечує належної стійкості будівлі, отже, необхідно розробляти низку заходів щодо підвищення його стійкості.

Для цього необхідно зробити наступне:

1. Підвищити стійкість промислової споруди шляхом встановлення більш міцного металевого каркасу, встановлення більш міцних рам для дверей і вікон, зменшення прольоту несучих конструкцій, а також зміцнення стін будівлі більш міцними матеріалами.

2. Для підвищення стійкості кранів та кранового обладнання до впливу ударної хвилі доцільно забезпечити їх жорстку фіксацію на міцному фундаменті, розташовувати устаткування за міцними елементами будівлі і споруд на ймовірному напрямку дії ударної хвилі, забезпечити додаткові точки фіксації і кріплення. Також необхідно встановлювати контрфорси, що підвищують стійкість обладнання до дії швидкісного напору ударної хвилі.

3. Для підвищення стійкості кабельних наземних ліній слід помістити їх під землю, також можливе їх зміцнення за рахунок укладання їх всередину, а також за рахунок застосування броньованих кабелів.

4.2.3 Системи сейсмосахисту будівель і споруд

Загальна класифікація систем сейсмосахисту споруд представлена на рис. 4.1. Вона складається з традиційних методів забезпечення сейсмостійкості та спеціальних засобів сейсмосахисту.

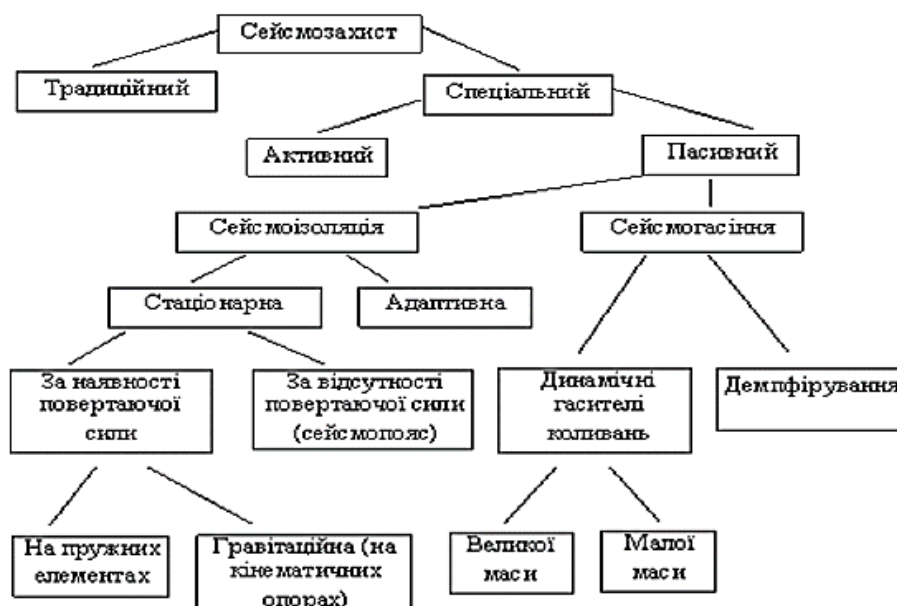


Рисунок 4.1 - Загальна класифікація систем сейсмосахисту споруд

4.2.4 Висновки до підрозділу 4.2

У цьому розділі було розглянуто безпеку в надзвичайних ситуаціях з фокусом на землетрусі. Оскільки, землетруси є однією з найбільш небезпечних природних катастроф, які можуть призвести до значних матеріальних збитків та загибелі людей. Однак, певні заходи можуть бути прийняті, щоб зменшити ризик втрати життя та матеріальних збитків.

Було розглянуто заходи, які можуть бути прийняті в разі землетрусу. Вони включають в себе пошук безпечного місця, прикриття голови та шиї твердим предметом, уникнення ліфтів та швидкого виходу з будівлі.

Було також розглянуто заходи підвищення стійкості будівлі при землетрусі. Вони включають в себе правильне планування будівель, використання стійких матеріалів, які можуть поглинати енергію землетрусу, та використання підсилюючих конструкцій для підвищення стійкості будівлі.

Розглянуто системи сейсмосахисту будівель, які можуть допомогти зменшити ризик матеріальних збитків та загибелі людей. Ці системи включають в себе ізолятори, амортизатори та інші системи, які можуть допомогти зменшити вібрації та поглинати енергію землетрусу.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У межах даної кваліфікаційної роботи виконано проєктування виробничої будівлі докового типу з великим прольотом, що характеризується підвищеною конструктивною та технологічною складністю. Робота охоплює архітектурно-будівельні, розрахунково-конструктивні, науково-дослідні та безпекові аспекти, що дозволяє зробити обґрунтовані висновки щодо прийнятих проєктних рішень.

За результатами розділу 1 «Архітектурно-будівельний» встановлено, що прийняті об'ємно-планувальні та функціональні рішення повністю відповідають специфіці експлуатації судноремонтного дока. Великий проліт будівлі (108 м) обумовив вибір відкритого внутрішнього простору без внутрішніх опор, що забезпечує можливість безперешкодного розміщення суден, роботи кранового обладнання та спеціалізованої техніки. Планувальна організація будівлі є раціональною та забезпечує чітке функціональне зонування: виробничі зони, зони обслуговування транспорту, складські приміщення та адміністративно-побутові комплекси. Архітектурно-художні рішення підпорядковані індустріальному характеру об'єкта та базуються на використанні сучасних огорожувальних конструкцій із сендвіч-панелей, що забезпечують належні теплотехнічні та експлуатаційні характеристики.

За результатами розділу 2 «Розрахунково-конструктивний» виконано повний інженерний розрахунок несучих конструкцій будівлі з урахуванням постійних, тимчасових (снігових і вітрових) та динамічних навантажень. Обґрунтовано вибір конструктивної схеми у вигляді безшарнірних решітчастих рам, які забезпечують необхідну просторову жорсткість і надійність при великих прольотах. Розрахунки, виконані в програмному комплексі, підтвердили працездатність і несучу здатність підібраних сталевих перерізів, про що свідчать значення критичних факторів, що не перевищують допустимих меж. Детально виконано перевірки міцності, стійкості та гнучкості основних елементів каркаса. Значну увагу приділено проєктуванню фундаментів: розглянуто варіанти фундаментів неглибокого закладення та пальових фундаментів, виконано їх

розрахунок і техніко-економічне порівняння. За результатами аналізу встановлено, що палювий фундамент є більш доцільним з точки зору економічності, надійності та зменшення ризику нерівномірних осідань.

За результатами розділу 3 «Науково-дослідний» проведено порівняльний аналіз двох альтернативних конструктивних схем покриття: безшарнірної решітчастої рами та двошарнірної решітчастої арки. Порівняння здійснювалося за показниками прогинів, металоємності, експлуатаційних витрат та архітектурно-планувальної ефективності. Отримані результати показали, що арочна схема характеризується меншою витратою сталі, проте має значні недоліки у вигляді великої будівельної висоти, наявності зон обмеженої експлуатації та підвищених витрат на огорожувальні конструкції й опалення. Безшарнірна рамна схема, незважаючи на більшу металоємність, виявилась більш раціональною з точки зору експлуатації, гнучкості використання внутрішнього простору та відповідності технологічним вимогам дока. Це дозволило обґрунтовано прийняти її як остаточний варіант покриття.

За результатами розділу 4 «Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях» розроблено комплекс організаційних і технічних заходів, спрямованих на забезпечення безпечних умов праці під час будівництва та експлуатації об'єкта. Розглянуто вимоги охорони праці, правила безпечного виконання монтажних робіт, а також заходи щодо підвищення стійкості будівлі в умовах надзвичайних ситуацій, зокрема сейсмічних впливів.

Загальний висновок. У результаті виконання кваліфікаційної роботи досягнуто поставленої мети та вирішено всі основні завдання проектування. Запропоновані архітектурні й конструктивні рішення є технічно обґрунтованими, економічно доцільними та такими, що відповідають чинним нормативним вимогам. Робота має практичну цінність і може бути використана як основа для подальшого проектування виробничих будівель докового типу з великими прольотами.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Ковальчук Я. О. Методичний посібник для виконання кваліфікаційної роботи магістра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія” / Я. О. Ковальчук, Г. М. Крамар, О. М. Мещерякова. - Тернопіль : ТНТУ, 2020. – 56 с.
2. ДБН В.2.2-9-2018 Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення
3. ДБН В.2.5-28:2018 Природне і штучне освітлення [Чинний від 01.10.2012]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2018. 133 с.
4. ДСП 173-96 Державні санітарні правила планування та забудови населених пунктів. Зі змінами [Чинний від 07.03.2019]. Вид. офіц. Київ: Міністерство охорони здоров'я України, 1996. 46 с.
5. ДБН В.2.2-40:2018 Інклюзивність будівель і споруд. Основні положення. Із Зміною № 1 [Чинний від 01.09.2022]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2022. 67 с.
6. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель [Чинний від 01.09.2022]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2022. 23 с.
7. ДБН В.1.2-14:2018 "Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд" із Зміною №1 [Чинний від 02.08.2018]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2022. 35 с.
8. Навантаження і впливи. Норми проектування: ДБН В.1.2–2:2006. – [Чинні від 01.01.2007]. – К.: Мінбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2006. – 75 с.
9. ДСТУ Б В.2.6-77:2009 Конструкції будинків і споруд. Двері металеві протипожежні. Загальні технічні умови [Чинний від 01.08.2009]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. 16 с.
10. ДБН В.1.17-2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва
11. ДБН В.2.6-198:2014 "Сталеві конструкції. Норми проектування"
12. ДБН В.2.1-10-2018 "Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення" [Чинний від 02.08.2018]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2018. 36 с.
13. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація. – К.: Державний комітет

України у справах містобудування і архітектури, 1995.

14. ДБН А.2.1–1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. Основні положення. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2008.

15. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011.

16. Ковальчук, Ярослав Олексійович, Наталія Ярославівна Шингера, and Ярослав Леонідович Швед. "Дослідження деформаційної поведінки зварної будівельної ферми при температурному впливі." Матеріали VI Міжнародної студентської науково-технічної конференції „Природничі та гуманітарні науки. Актуальні питання “ (2023): 261-262.

17. Ясній, В. П.; Будз, в. І. Пристрої та системи захисту будівель та споруд від дії циклічних навантажень: сучасний стан та перспективи. Проблеми обчислювальної механіки і міцності конструкцій, 2023, 1.36: 105-114.

18. Ясній, П. В., Михайлишин, М. С., Пиндус, Ю. І., & Гудь, М. І. (2019). Розрахунок власних коливань циліндричних оболонок із алюмінієвого сплаву. Фізико-хімічна механіка матеріалів, (55, № 4), 42-46.

19. Ткаченко, М. І.; Васюрина, Д. Д.; Крамар, Г. М. Моделювання роботи просторових будівельних конструкцій. Матеріали XII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій “, 2023, 71-71.

20. Shved, Y., Kovalchuk, Y., Bodrova, L., Kramar, H., & Shynhera, N. (2022). Material consumption optimization of a welded rafter truss made of angle profiles. *Procedia Structural Integrity*, 36, 10-16.

21. Mykhailo, Hud. "Analysis of the influence of horizontal ties on the buckling of the bottom of a floating pool." *Procedia Structural Integrity* 59 (2024): 617-621.

22. ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення" [Чинний від 30.12.2011]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. 112 с.

23. Про охорону праці: Закон України від 14.10.92 р. № 2695-XII. Вид. офіц. Голос України 1992. 24 лист. № 49, ст.669.

24. ДСТУ-П OHSAS 18002: 2006 Системи управління безпекою та гігієною праці. Основні принципи виконання вимог (OHSAS 18002:2000, IDT).
25. ДСТУ Б А.3.2-15:2011 Норми освітлення будівельних майданчиків
26. ДСТУ Б В.2.8-43:2011 Огородження інвентарні будівельних майданчиків та ділянок виконання будівельно-монтажних робіт. Технічні умови
27. НПАОП 0.00-6.23–92 Про порядок проведення атестації робочих місць за умовами праці
28. НПАОП 0.00-4.12–05 Типове положення про порядок проведення навчання і перевірки знань з питань охорони праці.
29. Гудь, Михайло Іванович. "Підбір раціональної схеми розміщення в'язей у днищі плаваючого басейну." Праці конференції Міжнародної науково-технічної конференції присвяченої 70-річчю від дня народження член-кореспондента НАН України, проф. Яснія Петра Володимировича „Міцність і довговічність сучасних матеріалів та конструкцій “ (2022): 93-94.
30. Луців, М. В., et al. "Конструктивні особливості рамно каркасних промислових будівель." Матеріали XII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій “ (2023): 101-101.
31. Гудь М. І. Оцінювання довговічності тонкостінних циліндричних оболонок при транспортуванні літаком : дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 01.02.04 / Михайло Іванович Гудь. — Тернопіль: ТНТУ, 2021. — 127 с.
32. Каспрук В.Б. Методичні вказівки для написання розділу з Охорони праці в будівництві спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» - Тернопіль: ТНТУ, 2024. -15 с.
33. Техноекологія та цивільна безпека. Частина «Цивільна безпека». Навчальний посібник / В.С. Стручок, – Тернопіль: ТНТУ ім. І.Пулля, 2022. – 150 с.
34. Стручок В.С. Безпека в надзвичайних ситуаціях. Методичний посібник для здобувачів освітнього ступеня «магістр» всіх спеціальностей денної та заочної (дистанційної) форм навчання / В.С.Стручок. — Тернопіль: ФОП Паляниця В. А., 2022. — 156 с.