

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

магістр

(назва освітнього ступеня)

на тему: Проект реабілітаційно-оздоровчого комплексу з дослідженням
НДС цегляної кладки

Виконав(ла): студент(ка) 6 курсу, групи МБ_{МЗ}-61

спеціальності 192 Будівництво та цивільна

інженерія

(шифр і назва спеціальності)

Теслюк М.В.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник Сорочак А.П.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Нормоконтроль Данильченко С.М.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри Ясній В.П.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Рецензент Бобик М.П.
(підпис) (прізвище та ініціали)

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

Факультет інженерії машин, споруд та технологій
(повна назва факультету)

Кафедра будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

« »

2020 р.

**ЗАВДАННЯ
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ**

на здобуття освітнього ступеня магістр
(назва освітнього ступеня)

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

студенту Теслюк Михайло Васильович
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект реабілітаційно-оздоровчого комплексу з дослідженням НДС цегляної кладки

Керівник роботи к.т.н., доц. Сорочак Андрій Петрович
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від «31» серпня 2020 року № 4/7-594

2. Термін подання студентом завершеної роботи 21 грудня 2020

3. Вихідні дані до роботи Район будівництва – місто Одеса. Сейсмічність району будівництва – 7 балів. Температурний район – 3.

4. Зміст роботи (перелік питань, які потрібно розробити)

Архітектурно-будівельна частина. Розрахунково-конструктивна частина. Основи та фундаменти. Технологія та організація будівельного виробництва. Науково-дослідна частина. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

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

План на відмітці 0,000. План типового поверху. Фасади. Розрізи. План перекриття. План покриття. Креслення круглопустотної плити. Схема розташування колон і ригелів. Опалубкове креслення колони К-2. Варіанти влаштування фундаментів. Фундамент ФМ1. Технологічна карта на влаштування монолітних залізобетонних фундаментів. Календарний графік виконання робіт. Будівельний генеральний план. Результати дослідження НДС цегляної кладки.

ЗМІСТ

Вступ.....	6
Розділ 1 Архітектурно-будівельна частина	8
1.1 Загальна характеристика об'єкту	8
1.2 Об'ємно-планувальне рішення	9
1.3 Архітектурно-конструктивне рішення.....	10
1.3.1 Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни.....	12
1.3.2 Теплотехнічний розрахунок покриття	13
1.4 Техніко-економічні показники	14
Розділ 2 Розрахунково-конструктивна частина	15
2.1 Обґрунтування вибору конструкцій.....	15
2.2 Розрахунок і конструювання плити перекриття	15
2.2.1 Збір навантаження на перекриття.....	15
2.2.2 Вихідні дані для розрахунку	16
2.2.3 Визначення внутрішніх зусиль	17
2.2.4 Розрахунок за першим граничним станом	18
2.2.5 Розрахунок за другим граничним станом.....	18
2.2.6 Конструювання плити.....	18
2.3 Розрахунок і конструювання залізобетонної колони першого поверху.....	19
2.3.1 Розрахунок колони на міцність.....	21
2.3.2 Розрахунок консолі колони.....	21
2.3.3 Розрахунок міжповерхового стикування колон.....	22
Розділ 3 Основи та фундаменти.....	25

3.1	Інженерно-геологічні умови ділянки будівництва	25
3.2	Розрахункові навантаження на фундамент	27
3.3	Проектування стовпчастого фундаменту	27
3.3.1	Глибина закладання підосви фундаментів	27
3.3.2	Розрахунок площі підосви фундаменту	27
3.3.3	Розрахунок армування фундаменту	27
3.3.4	Розрахунок осідання фундаменту	28
3.4	Проектування палевих фундаментів	30
3.4.1	Розрахунок несучої здатності паль.....	30
3.4.2	Конструювання палевого фундаменту.....	32
3.5	Порівняння варіантів виконання фундаменту	32
Розділ 4 Технологія та організація будівельного виробництва.....		34
4.1	Вибір методів виконання робіт.....	34
4.2	Визначення трудомісткості	34
4.2.1	Визначення номенклатури та об'ємів робіт	34
4.2.2	Калькуляція трудомісткості та затрат машинного часу.....	34
4.3	Підбір монтажних кранів.....	35
4.3.1	Вибір баштових кранів	35
4.3.2	Вибір самохідних стрілових кранів.....	35
4.4	Визначення потреби у транспортних засобах	35
4.5	Розробка технологічної карти на влаштування фундаментів.....	36
4.6	Розробка календарного плану виконання робіт	36
4.7	Проектування будгенплану об'єкта	37
4.7.1	Розрахунок тимчасових побутових приміщень	37
4.7.2	Розрахунок площі складів	37

4.7.3 Розрахунок водопостачання.....	38
4.7.4 Розрахунок електропостачання	38
4.7.5 Техніко-економічні показники будгенплану.....	38
Розділ 5 Науково-дослідна частина.....	40
5.1 Постановка задач дослідження.....	40
5.2 Методика моделювання НДС цегляної кладки з урахуванням способу перев'язки стін.....	43
5.3 Результати дослідження НДС цегляної кладки	44
5.4 Висновки за результатами дослідження	47
Розділ 6 Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.....	48
6.1 Аналіз будівельного процесу з метою виявлення небезпечних та шкідливих виробничих факторів	48
6.2 Запроектовані заходи та технічні рішення для ліквідації і зменшення впливу небезпечних та шкідливих виробничих факторів.....	50
6.3 Оцінка стійкості об'єкта будівництва до дії світлового випромінювання ...	53
Загальні висновки.....	55
Бібліографія.....	56
Д о д а т к и	58

ВСТУП

Актуальність теми роботи. У практиці будівництва дуже широко розповсюджені конструкції із цегли та їхні елементи. Їх руйнування найчастіше виникає від зрізу кладки, її розколювання чи зминання. Основними причинами таких видів руйнування є значні місцеві навантаження внаслідок перевантаження окремих ділянок стін та нерівномірне осідання фундаментів, що може бути викликане зволоженістю підземної частини будівлі чи помилками в розрахунку фундаментів. Тривала дія цих факторів призводить до утворення та розвитку пошкоджень в матеріалі, погіршення його властивостей, а в критичному випадку – до руйнування.

Цегляна кладка є дуже неоднорідним матеріалом, що утруднює коректний розрахунок її напружено-деформівного стану (НДС). Таким чином, моделювання її НДС та вибір оптимальної системи перев'язки стін з врахуванням умов конкретної конструкції є актуальною науково-практичною задачею, яка визначила напрямок досліджень даної кваліфікаційної роботи.

Мета роботи: вибір оптимального способу перев'язки цегляних стін будівлі реабілітаційно-оздоровчого комплексу.

Завдання роботи:

- удосконалити методику моделювання цегляних стін з урахуванням способу перев'язки з використанням методу скінченних елементів;
- дослідити напружено-деформівний стан цегляної кладки стін запроєктованого реабілітаційно-оздоровчого комплексу та вибрати оптимальну систему перев'язки з урахуванням умов конкретної конструкції.

Об'єкт, предмет та методи дослідження. Основним об'єктом дослідження є цегляна кладка з різними типами перев'язки стін. Предмет дослідження – напружено-деформівний стан цегляної кладки з урахуванням типу перев'язки стін. Методи дослідження: теоретико-емпіричний, порівняльний, математичного моделювання з використанням методу скінченних елементів.

Наукова новизна отриманих результатів:

1. Отримала подальший розвиток методика розрахунку напружено-деформівного стану цегляної кладки з урахуванням типу перев'язки стін методом скінченних елементів.

Практичне значення отриманих результатів. Виконано розрахунок напружено-деформівного стану цегляної кладки стін запроектованого реабілітаційно-оздоровчого комплексу з різними типами перев'язки та їх порівняння. Згідно отриманих результатів, найоптимальнішим варіантом перев'язки стику стін, що характеризується найвищою несучою здатністю на зріз, буде трирядна посилена система. Проведені розрахунки напружено-деформівного стану та методика моделювання цегляної кладки з урахуванням способу перев'язки можуть бути використані при проектуванні житлових будинків та громадських споруд.

Апробація результатів роботи. Частково результати досліджень доповідались на ІХ Міжнародній науково-технічній конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій».

Публікації. Теслюк, М.В. Аналіз впливу типу перев'язки на НДС цегляної кладки в місці стику стін / М.В. Теслюк, Т.К. Гунда, А.П. Сорочак // Актуальні задачі сучасних технологій: збірник тез доповідей ІХ Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів (Тернопіль, 25-26 листопада 2020). – Т. 1. – Т. : ТНТУ, 2020. – С. 133-134.

Ключові слова: ЦЕГЛЯНА КЛАДКА, ПЕРЕВ'ЯЗКА СТІН, НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМІВНИЙ СТАН, ЦЕГЛЯНА СТІНА.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

1.1 Загальна характеристика об'єкту

Кваліфікаційна робота магістра на тему «Проект реабілітаційно-оздоровчого комплексу з дослідженням НДС цегляної кладки» розроблена на основі завдання на дипломне проектування.

Проект виконаний у відповідності із [1, 2].

Планується будівництво реабілітаційно-оздоровчого комплексу в м. Одеса. Ділянка під будівництво знаходиться в рекреаційній зоні на окраїні міста, в 5 хвилинах ходьби від моря.

Сейсмічність району будівництва згідно районування – 7 балів. Переважаючий вітер на майданчику – північно-західний.

Форма ділянки будівництва прямокутна, розмірами 122×104 м. Фасадна сторона ділянки виходить на вулицю Миколи Троїчного і орієнтована на північ. Між ділянкою будівництва і прилеглими територіями проходять автодороги. Примикаючі вулиці мають низьку інтенсивність руху. Рельєф майданчика спокійний з незначним ухилом на південь.

Будівля розташована в глибині ділянки і орієнтована фасадом на північ. Орієнтація будівлі прийнята згідно норм орієнтації вікон приміщень лікарень. Мінімальна відстань від корпусу до червоної лінії – 20 м. У в'їзду на ділянку передбачена відкрита автостоянка, площею близько 400 м². Перед головним входом в центр влаштований майданчик для відвідувачів з газонами і лавками. За головним корпусам влаштована садово-паркова зона з алеями для прогулянок, шириною 2 м, альтанками і квітниками. Всі алеї і майданчики викладені фігурною тротуарною плиткою.

Довкола корпусу, на відстані 12 м, влаштований проїзд, шириною 3,5 м з тротуарами, призначений для автотранспорту центру і спецтехніки. Покриття автостоянки, проїзду і тротуарів виконано з асфальтобетону. Територія комплексу

обгороджена і має 2 входи (парадний і службовий) і 2 в'їзди. На в'їздах і на службовому вході встановлені прохідні.

Озеленення території виконане листяними і хвойними високозростаючими деревами, чагарниками, квітками і травою. Перед головним входом посаджені хвойні дерева і квітник. Садово-паркова зона усаджена листяними і хвойними деревами, чагарниками і квітами.

Забезпечення будмайданчика на період будівництва водопостачанням, електроенергією та водовідведення від існуючих мереж.

Умови постачання будівельних матеріалів, напівфабрикатів та готових конструктивних елементів на будівельний майданчик:

- форма постачання – складська;
- вид транспорту – автомобільний.

1.2 Об'ємно-планувальне рішення

Будівля реабілітаційно-оздоровчого комплексу складається з 3-х блоків, які розміщені зі зміщенням один відносно одного та композиційно поєднані. Розміщення блоків симетричне, центральний має розміри 24×21 м, крайні – 26,4×21 м. Всі блоки чотириповерхові, з висотою поверху 3,3 м. Також передбачено влаштування підвалу і технічного поверху.

Нижній поверх в крайніх блоках, а також весь центральний блок будівлі відведені для адміністративних та господарських приміщень. На верхніх поверхах правого блоку планується розміщення реабілітаційних кабінетів, маніпуляційних та процедурних кімнат. На верхніх поверхах лівого блоку передбачається розміщення одно-, дво- та тримісних кімнат для проживання.

Згідно рекомендацій норм [3] приймаємо наступну ширину основних приміщень комплексу:

- одномісні кімнати – 2,9 м;
- дво- і тримісні кімнати – 5 м;
- кабінети медичного персоналу – 2,4 м;
- кабінети реабілітації – 5 м;

- маніпуляційні та процедурні – 3,2 м;
- коридори – 1,5 – 2,4 м.

Освітлення основних приміщень будівлі, в тому числі коридорів відділень, де розміщені кімнати для проживання та реабілітаційні кабінети – природне. В санвузлах, душових, адміністративно-побутових та допоміжних приміщеннях передбачено тільки штучне освітлення. [4]

Вікна реабілітаційних кабінетів орієнтовані переважно в північному, північно-західному, північно-східному напрямках. Відповідно до вимог [3] переважна орієнтація вікон кімнат для проживання – на південь, південний схід та схід; допускається до 50 % місць у відділенні з орієнтацією вікон в північному і північно-західному напрямі.

Центральний блок комплексу обладнано ліфтами (пасажирським та вантажним). У всіх блоках передбачено сходові клітки з виходом на дах.

Для зовнішнього оздоблення будівлі використано фасадну цеглу під розшивку. Для надання архітектурної виразності частина зовнішніх стін оздоблена декоративною штукатуркою. Для оздоблення цоколю та сходів використано керамограніт.

Внутрішнє оздоблення стін в кімнатах для проживання, реабілітаційних кабінетах, коридорах з гіпсової штукатурки, в маніпуляційних і медичних кабінетах до половини висоти стіни оздоблення керамічною плиткою. В душових кімнатах та санітарних вузлах – повністю керамічна плитка.

1.3 Архітектурно-конструктивне рішення

При проектуванні будівлі реабілітаційно-оздоровчого комплексу використано збірні залізобетонні каркасні конструкції серії 1.020–1. Зовнішні стіни – цегляні. Перекриття – збірні залізобетонні. Їх сумісна робота забезпечує просторову стійкість конструкції.

Згідно даних стандарту [5] приймалися значення постійних і тимчасових навантажень на конструкції та коефіцієнти їх поєднань.

У якості фундаментів реабілітаційно-оздоровчого комплексу пропонується використати залізобетонні монолітні стовпчасті фундаменти (бетон класу В15, армований сітками класу А400С). Виходячи з геологічних властивостей майданчика будівництва, зокрема глибини залягання основного несучого шару ґрунту, низ фундаменту вибрано на відмітці -4,95 м.

Збірні залізобетонні елементи серії 1.020-1 використано для спорудження несучого каркасу споруди. Зокрема, застосовано колони типу І перерізом 400×400 мм і ригелі довжиною 3 м і 6 м. Матеріал колон – бетон В15 з поздовжньою арматурою класу А400С. Для ригелів пропонується використати бетон класу В25 з армуванням А400С в поздовжньому і А240С в поперечному напрямках. Для запобігання розвитку корозії всі з'єднання арматури збірних залізобетонних конструкцій обов'язково захищаються цементним розчином шаром не менше 25 мм. Відкриті частини закладних деталей ґрунтуються та фарбуються [6].

В проекті використано збірні залізобетонні сходові марші шириною 1,5 м. Розміри сходинок стандартні, 150×300 мм. Передбачено природне освітлення всіх сходових кліток. В якості зовнішніх пожежних сходів використано сталеві, індивідуального виготовлення.

Як зазначалося раніше, зовнішні стіни будівлі цегляні, в дві цегли, тобто товщиною 510 мм. Основою для них служать збірні бетонні стіни підвалу із типових фундаментних блоків. Їх зовнішня поверхня гідроізолюється за допомогою мастики на бітумній основі в два шари. Важливою умовою також є завершення монтажу перекриття підвалу до зворотної засипки фундаменту.

Конструкції перекриття, так само як і покриття будівлі, виконані із збірних індустріальних залізобетонних плит з круглими порожнинами. Їх товщина 220 мм. Ряд типорозмірів, що використані в даному проекті – 6×1,5 м, 7,2×1,5 м, 6×1,8 м, 6×1,2 м, 3×1,2 м. Основний матеріал плит – бетон В15, робоче армування виконане попередньо напруженими стержнями класу А800, конструктивне армування сітками та каркасами виконано із дротової арматури Вр-І.

Перемички над дверними та віконними прорізами залізобетонні, згідно типових серій індустріального виготовлення.

Ліфтові шахти виконано також із типових серійних залізобетонних виробів.

Для зменшення терміну будівництва та зниження його вартості пропонується внутрішні перегородки на всіх поверхах виконати з гіпсокартонних листів на каркасі з алюмінієвих профілів. Товщина таких перегородок 80-100 мм залежно від кількості використаних шарів обшивки. Для забезпечення звукоізоляції приміщень передбачено використання мінеральної вати для заповнення перегородок. Внутрішні перегородки підвальних приміщень – цегляні, товщиною 250 мм.

Для забезпечення необхідного рівня енергоефективності будівлі, всі вікна, а також зовнішні двері, пропонується виготовити з металопластикових профілів з подвійними склопакетами. Специфікація заповнення віконних та дверних прорізів приведена в додатку А.

В приміщенні холу рекреаційно-оздоровчого комплексу для засклення фасаду використано самонесучий алюмінієвий профіль.

Покрівля виконується по залізобетонних плитах та складається з шарів утеплювача товщиною 150 мм, керамзиту, за допомогою якого забезпечується необхідний ухил, та рулонної гідроізоляції – єврорубероїду.

Конструкція підлоги в приміщеннях комплексу багатошарова, складається з гідроізоляції, шлакобетону та цементно-піщаної стяжки. Загальна товщина 70 мм. Для покриття підлоги використовується лінолеум (адміністративно-господарські приміщення), керамограніт (хол, коридори, санвузли, маніпуляційні) та ламінат (медичні кабінети, житлові кімнати).

1.3.1 Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни

Конструкції зовнішнього огородження повинні відповідати вимогам щодо забезпечення в приміщеннях нормального вологісного режиму, необхідного опору теплопередачі, повітронепроникності, володіючи при цьому достатньою довговічністю [6].

Відповідно до даних стандарту [7], місто Одеса належить до III температурної зони (2501–3000 градусодіб) і для розрахунку стіни беремо значення опору теплопередачі $R_{q\min} = 2,2 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$.

Внаслідок розрахунку (додаток Б) приймаємо наступну конструкцію зовнішніх стін (рис. 1.1):

- Фасадне облицювання – 20 мм ;
- Утеплювач – 100 мм ;
- Цегляна стіна – 510 мм ;
- Штукатурка – 20 мм.

Товщина стіни загалом становить 650 мм.

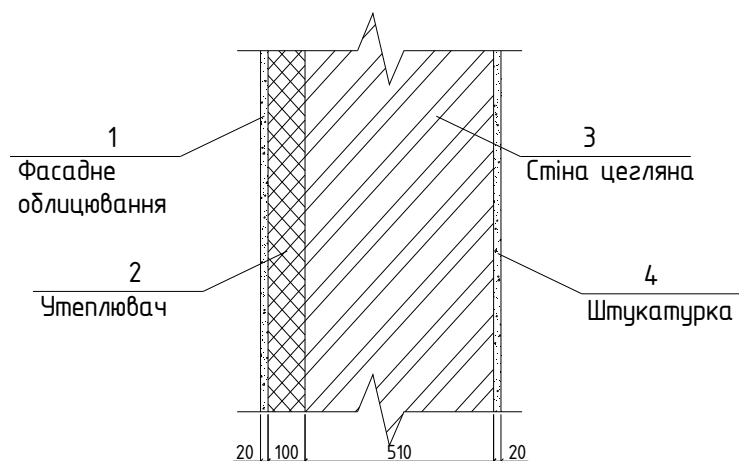


Рисунок 1.1 – Конструкція зовнішньої стіни

1.3.2 Теплотехнічний розрахунок покриття

Аналогічно відповідно до даних стандарту [7] приймаємо допустиме значення опору теплопередачі для конструкцій покриття комплексу $R_{q\min} = 3,9 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$. Внаслідок розрахунку (додаток В) прийнято наступну конструкцію покриття (рис. 1.2):

- Залізобетонна круглопустотна плита – 220 мм;
- Пінобетонна плита – 150 мм;
- Керамзитовий ґравій – 100 мм;

- Керамзитобетон – 50 мм;
- Рулонний гідроізолюючий матеріал – 15 мм.

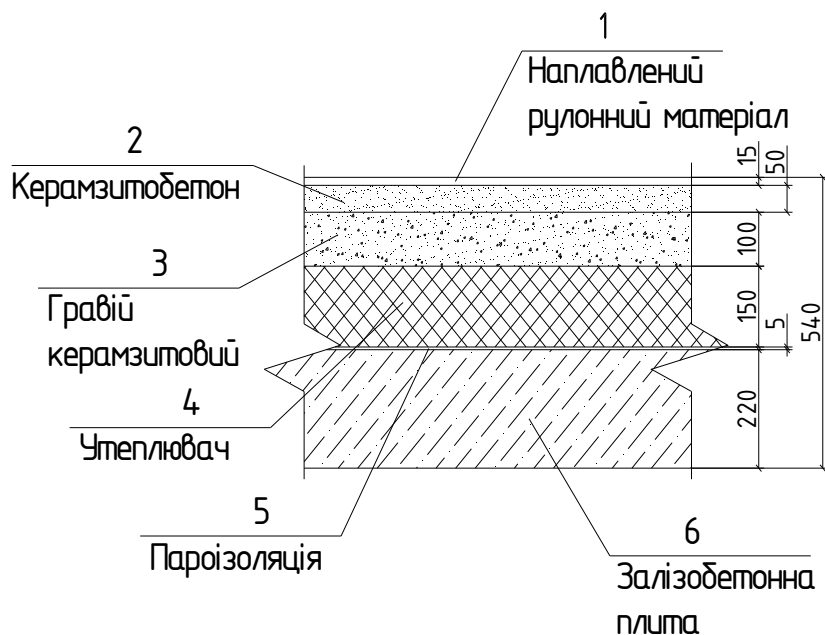


Рисунок 1.2 – Конструкція покриття

1.4 Техніко-економічні показники

Техніко-економічні показники запроектованої будівлі реабілітаційно-оздоровчого центру наведено в табл. 1.1, базуючись на вимогах нормативних документів [8, 9].

Таблиця 1.1 – Техніко-економічні показники

№ п/п	Найменування	Од. вим.	Кількість
1	Площа забудови	м ²	2026,8
2	Будівельний об'єм	м ³	42157,4
3	Загальна площа	м ²	10335,1
4	Робоча площа	м ²	2039,7
5	Коефіцієнт K1		0,2
6	Коефіцієнт K2		20,7

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1 Обґрунтування вибору конструкцій

Для забезпечення потрібної міцності та жорсткості будівлі і високої швидкості та технологічності монтажу конструкцій, її основою обрано збірний залізобетонний каркас з кроком колон 6×3 м, 6×6 м, 6×7,2 м. Їх переріз 400×400 мм, матеріал – бетон класу В15 з поздовжньою арматурою класу Ø28A400С. Ригелі перекриття, що опираються на консолі колон, мають ширину та висоту 450 мм з шириною ребра 200 мм, полиця внизу. Матеріал їх виготовлення – бетон класу В25, армування Ø22A400С та Ø18A400С.

Фундаменти прийнято монолітні залізобетонні стаканного типу, квадратні, розміром 2,4×2,4 м. Матеріал їх виготовлення – бетон класу В15 з армуванням зварними сітками Ø24A400С та Ø12A400С.

Для влаштування конструкцій перекриття будівлі обрано круглопустотні залізобетонні плити заводського виготовлення типорозміру 6×1,5 м, 7,2×1,5 м, 6×1,8 м, 6×1,5 м, 3×1,5 м. Товщина плит 220 мм, матеріал – бетон класу В15 з робочою попередньо напруженою арматурою Ø10A800.

В рамках даної кваліфікаційної роботи проведено розрахунок колони першого поверху будівлі та плити перекриття.

2.2 Розрахунок і конструювання плити перекриття

2.2.1 Збір навантаження на перекриття

Для конструкцій перекриття реабілітаційно-оздоровчого комплексу прийнято круглопустотні залізобетонні плити стандартних типорозмірів 6×1,5 м, 7,2×1,5 м, 6×1,8 м, 6×1,5 м, 3×1,5 м [10]. Навантаження на перекриття зібрано в таблиці Г.1.

При цьому розрахунковий проліт плити (рис. 2.1):

$$l_0 = 6000 - 2 \cdot 200 / 2 - 2 \cdot 125 / 2 = 5675 \text{ мм}$$

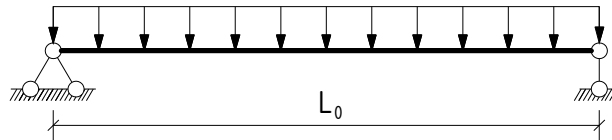


Рисунок 2.1 – Розрахункова схема плити

2.2.2 Вихідні дані для розрахунку

Як зазначалося в розділі 2.1, матеріал виготовлення плит – бетон класу В15. Для виробів даного типу обов’язкове використання теплової обробки під час виготовлення (пропарювання). В цьому випадку для важкого бетону приймемо наступні розрахункові параметри [11]: $R_b = 8,5$ МПа, $R_{bt} = 0,75$ МПа, $R_{bt,ser} = 1,15$ МПа, $R_{b,ser} = 11,0$ МПа, $E_b = 23$ ГПа.

Для забезпечення потрібних експлуатаційних характеристик круглопустотних плит використовують попередньо напружену арматуру класу А800 з характеристиками $R_{sn} = 785$ МПа, $R_s = 680$ МПа, $E_s = 180$ ГПа. Додаткове конструктивне армування плити виконане за допомогою сіток та каркасів, виготовлених зі стержнів класу Вр-І. Їх розрахункові параметри $R_s = 360$ МПа, $R_{sw} = 265$ МПа, $E_s = 170$ ГПа. [11]

При виготовленні плити для створення необхідного рівня попереднього напруження робочої арматури можуть використовуватися різні способи. Одним з найбільш ефективних є електротермічний [10]. Обтиск бетону відбувається тільки після набуття ним половини проектної міцності, тобто $R_{bp} = 7,5$ МПа. Величина необхідного попереднього натягу:

$$\sigma_{sp} = 0,6R_{sn} = 0,6 \cdot 785 = 471 \text{ МПа.}$$

Перевіряємо виконання умов

$$\sigma_{sp} + p \leq R_{s,ser}; \quad \sigma_{sp} - p \geq 0,3R_{s,ser}$$

Для попередньо напруженої арматури можливі значні відхилення сили натягу різних стержнів, що залежать від способу їх натягу та розмірів. В нашому випадку

$$p = 30 + 360 / l = 30 + 360 / 6 = 90 \text{ МПа},$$

де l – довжина арматурного стержня.

$$\text{Тоді } \sigma_{sp} + p = 471 + 90 = 561 \text{ МПа} \leq R_{s,ser} = 785 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{sp} - p = 471 - 90 = 381 \text{ МПа} \geq 0,3R_{s,ser} = 235,5 \text{ МПа}.$$

Необхідні умови виконуються. [11]

При розрахунку плити на міцність величину попереднього натягу арматурних стержнів використовують з коефіцієнтом γ_{sp}

$$\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp}.$$

Оскільки в нашому випадку обрано електротермічний спосіб натягу, величина $\Delta\gamma_{sp}$ складає [11]

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \frac{p}{\sigma_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right) \geq 0,1,$$

де n_p – кількість стержнів робочої арматури, що натягуються.

$$\text{Визначивши } \Delta\gamma_{sp} = 0,5 \frac{90}{471} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{6}} \right) = 0,134, \text{ одержимо граничні значення}$$

коефіцієнту:

$\gamma_{sp} = 1 + \Delta\gamma_{sp} = 1,134$ - використовується при розрахунку тріщиноутворення при обтиску плити;

$$\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 0,866.$$

Застосувавши знайдене значення коефіцієнту точності натягу, обчислимо попереднє напруження арматурних стержнів:

$$\sigma_{sp} = 0,866 \cdot 471 = 407,9 \text{ МПа}.$$

2.2.3 Визначення внутрішніх зусиль

Згідно розрахункової схеми плити на рис. 2.1, момент від повного навантаження

$$M = ql_0^2 / 8 = 7,36 \cdot 1,49 \cdot 5,675^2 / 8 = 44,18 \text{ кНм},$$

Те ж, від нормативного:

$$M^n = q^n l_0^2 / 8 = 6,46 \cdot 1,49 \cdot 5,675^2 / 8 = 38,75 \text{ кНм},$$

від постійного і довготривалого:

$$M_l = q_l l_0^2 / 8 = 5,66 \cdot 1,49 \cdot 5,675^2 / 8 = 33,95 \text{ кНм},$$

від короткотривалого навантаження:

$$M_c = q_c l_0^2 / 8 = 0,8 \cdot 1,49 \cdot 5,675^2 / 8 = 4,8 \text{ кНм}.$$

Поперечна сила на опорі становить

$$Q = ql_0 / 2 = 7,36 \cdot 1,49 \cdot 5,675 / 2 = 31,12 \text{ кН},$$

нормативне значення

$$Q^n = q^n l_0 / 2 = 6,46 \cdot 1,49 \cdot 5,675 / 2 = 27,31 \text{ кН}.$$

2.2.4 Розрахунок за першим граничним станом

Даний тип розрахунку включає в себе розрахунок міцності за нормальними та нахиленими перерізами [10]. Детальний розрахунок наведено в додатку Г.2.

2.2.5 Розрахунок за другим граничним станом

Даний тип розрахунку включає в себе розрахунок на утворення тріщин, нахилених та перпендикулярних до осі плити, визначення ширини їх розкриття та прогинів плити у випадку тріщиноутворення [10]. Результати даного розрахунку наведено в додатку Г.3.

2.2.6 Конструювання плити

Базуючись на проведених обчисленнях, у нижній полиці розміщуємо сітку конструктивного армування $\frac{4Bp - I - 70}{5Bp - I - 300}$, а у верхній полиці плити

використовуємо конструктивне армування зварною сіткою марки $\frac{3Bp - I - 200}{3Bp - I - 300}$,

щоб забезпечити поздовжнє армування $A_s' = 0,565 \text{ см}^2$.

Основна робоча арматура в нижній частині плити – попередньо напружена $6\text{Ø}10\text{A}800$.

Для сприйняття перерізуючих сил в приопорних ділянках плити використовуємо каркаси з дроту $\text{Ø}4\text{Bp-I}$ у кількості 5 штук з рівномірним кроком 100 мм.

По кутах на верхній грані плити встановлюємо монтажні петлі, а на нижній – закладні деталі.

2.3 Розрахунок і конструювання залізобетонної колони першого поверху

Основою будівлі обрано збірний залізобетонний каркас з колонами перерізом 400×400 мм. Ригелі перекриття сприймають постійне навантаження від підлоги, круглопустотних плит та тимчасове навантаження на плити перекриття. Прийнято переріз ригелів у формі тавра з полицею знизу.

Розрахунковою схемою колони буде стояк, на обох кінцях якого розміщено шарнірні опори. Прикладено вертикальне навантаження силою N . [10]

Враховуючи прийняту висоту поверху 3,3 м, для колони розрахункова довжина складе:

$$l_0 = 3,3 - 0,3 + 0,15 = 3,15 \text{ м.}$$

На середню колону (К-2) розрахункове навантаження збираємо з наступної вантажної площі:

$$A = l_1 \cdot l_2 = 7,2 \cdot 6 = 43,2 \text{ м}^2.$$

Навантаження від перекриття (додаток Г.1):

- Постійне:

- від підлоги, плит, перегородок: $G_1 = g \cdot A = 4,89 \cdot 43,2 = 211,2 \text{ кН};$

- від ваги ригеля: $G_2 = 3,5 \text{ кН};$

- Тимчасове: $G_v = 2,47 \cdot 43,2 = 106,7 \text{ кН};$
в т.ч. довготривале: $G_l = 1,48 \cdot 43,2 = 63,9 \text{ кН};$
короткотривале: $G_{sh1} = 0,99 \cdot 43,2 = 42,8 \text{ кН}.$

Навантаження від покриття (додаток Д.1):

- Постійне:
 - від ваги покриття $G_3 = 3,55 \cdot 43,2 = 153,4 \text{ кН}$
 - від ваги ригеля $G_4 = 3,5 \text{ кН}$
- Тимчасове – короткотривале, снігове для II кліматичного району

$$G_{sh2} = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot A = 1,26 \cdot 1,0 \cdot 43,2 = 54,4 \text{ кН},$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження, визначений у відповідності з [5].

S_0 – граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття, визначене у відповідності з [5].

Для подальшого розрахунку прийємо наближено вагу колони

$$G = b \cdot h \cdot \rho \cdot H \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_n + G_{con} = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 25 \cdot 3,3 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 13,8 \text{ кН}.$$

Тоді для колони нормальна сила:

- від постійного навантаження

$$\begin{aligned} N_g &= (n - 1)(G_1 + G_2) + G_3 + G_4 + nG = \\ &= (6 - 1)(211,2 + 3,5) + 153,4 + 3,5 + 6 \cdot 13,8 = 1313,2 \text{ кН}. \end{aligned}$$

- від тимчасового навантаження

$$N_v = (n - 1)G_v + G_{sh2} = (5 - 1)106,7 + 54,4 = 481,2 \text{ кН}.$$

в т.ч. довготривалого

$$N_l = (n - 1)G_l = (6 - 1)63,9 = 319,5 \text{ кН}.$$

- від повного навантаження

$$N = N_g + N_v = 1313,2 + 481,2 = 1794,4 \text{ кН}.$$

в т.ч. довгочасного

$$N_l = N_g + N_l = 1313,2 + 319,5 = 1632,7 \text{ кН}.$$

2.3.1 Розрахунок колони на міцність

Під час розрахунку колони необхідно враховувати випадкові ексцентриситети навантаження. Детальний розрахунок наведено в додатку Д.2.

Внаслідок розрахунку у кутах перерізу колони обрано арматуру 4Ø28A400С з площею $A_s = 2463 \text{ мм}^2$, що сприймає стискаючі навантаження.

Для колони поперечне армування виконується конструктивно, беручи до уваги, що його крок повинен бути $s \leq 500 \text{ мм}$ і $s \leq 20d$. У нашому випадку

$$20d = 20 \cdot 28 = 560 \text{ мм}.$$

Тоді крок поперечного армування приймаємо рівним 300 мм. Оскільки каркаси виготовляються зварюванням, мінімальний діаметр поперечного армування $d_w = 0,25d = 0,25 \cdot 28 = 7 \text{ мм}$, прийmemo Ø8A240.

2.3.2 Розрахунок консолі колони

Для сприйняття перерізуючої сили від ригеля міжповерхового перекриття, яка рівна $Q = 114,38 \text{ кН}$, розрахуємо консоль залізобетонної колони.

Для забезпечення достатньої площі опирання ригеля визначимо необхідний виліт консолі

$$l_1 = Q / (b \cdot R_b) = 114,38 \cdot 10^3 / (200 \cdot 8,5 \cdot 0,9) = 74 \text{ мм},$$

де $b = 200 \text{ мм}$ – ширина ребра ригеля.

Приймаючи до уваги можливість нерівномірного тиску на опорну площадку, приймаємо виліт консолі $l_1 = 150 \text{ мм}$.

Потрібна робоча висота консолі:

$$h_0 \geq \frac{Q}{\alpha \cdot R_{bt} \cdot b} = \frac{114,38 \cdot 10^3}{6,5 \cdot 0,75 \cdot 400} = 59 \text{ мм},$$

де $b = 400 \text{ мм}$ – грань колони;

$\alpha = 6,5$ – коефіцієнт для консолі I типу.

Виходячи з конструктивних міркувань приймаємо висоту консолі 150 мм.

Ригель опирається на консоль на ділянці $a_1 = l_1 - a = 150 - 20 = 130 \text{ мм}$.

Тоді відносно грані даної колони момент сили Q :

$$M = Q \cdot a_2 = Q \left(\frac{a_1}{2} + a \right) = 114,38 \left(\frac{0,13}{2} + 0,02 \right) = 9,7 \text{ кНм.}$$

Необхідна площа армування тоді складе:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{9,7 \cdot 10^6}{7,7 \cdot 400 \cdot 150^2} = 0,140 < \alpha_R = 0,44$$

по таблицях $\xi = 0,925$.

$$A_s = \frac{M}{\xi \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{9,7 \cdot 10^6}{0,925 \cdot 365 \cdot 150} = 192 \text{ мм}^2$$

Вибираємо 2Ø12A400С, для якої $A_s = 226 \text{ мм}^2$.

Задамося такою величиною перерізу відігнутої арматури:

$$A_{s,inc} = 0,010 \cdot b \cdot h_0 = 0,01 \cdot 400 \cdot 150 = 600 \text{ мм}^2.$$

Тоді з кожного боку буде встановлюватися по три відгини арматури Ø12A400С.

Контролюємо правильність виконаного підбору шляхом визначення умови зрізу:

$$Q \leq k \cdot \varphi_{w2} \cdot R_b \cdot b \cdot l_b \cdot \sin \theta,$$

де $\varphi_{w2} = 1 - k = 1$ – характерні значення для обраного варіанту конструкції;

$$l_b = l_{sup} \cdot \sin \theta; \theta = 45^\circ.$$

$$Q = 11438 \text{ Н} < 7,7 \cdot 400 \cdot 150 \cdot 0,707 = 326634 \text{ Н.}$$

Як бачимо, умова міцності на зріз забезпечена.

2.3.3 Розрахунок міжповерхового стикування колон

Для коректного міжповерхового стикування колон необхідні додаткові металеві закладні деталі на їх кінцях у формі пластин.

Приймемо наступні розміри пластин на торцях $h_1 = 400 - 20 = 380 \text{ мм}$, $h_2 = 400 - 20 = 380 \text{ мм}$, $\delta_1 = 8 \text{ мм}$. Для центрувальної прокладки між колонами виберемо товщину $\delta = 3 \text{ мм}$, тоді її розміри

$$C = d = \frac{1}{3} \cdot 400 = 130 \text{ мм.}$$

Визначаємо площу контакту в стику колон

$$A_{tot} = A_f + A_{loc},$$

$$A_f = 5\delta(h_1 + b_1 - 5\delta) = 5 \cdot 8(380 + 380 - 5 \cdot 8) = 28800 \text{ мм}^2.$$

$$A_{loc} = (d + 3\delta_2)(C + 3\delta_2) = (130 + 3 \cdot 3)(130 + 3 \cdot 3) = 19320 \text{ мм}^2.$$

$$A_{tot} = 28800 + 19320 = 48120 \text{ мм}^2.$$

На колону другого поверху буде діяти навантаження:

$$\begin{aligned} N &= G_1^1 + G_2^1 + G_v^1 + G_1^2 + G_2^2 + G_{sh2} + G(n-1) = \\ &= 211,2 + 3,5 + 106,7 + 211,2 + 3,5 + 54,4 + 13,8 \cdot (6-1) = \\ &= 659,5 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Вводимо додатковий коефіцієнт 1,5, що враховує можливу роботу стику між колонами в незабетонірованому стані під час монтажу [10]:

$$N_{st} = 1,5 \cdot 659,5 = 989,3 \text{ кН}.$$

Для врахування дії бетонної обойми на монтажний стик перевіряємо значення коефіцієнту ξ :

$$\xi = 4 - 3\sqrt{\frac{A_{tot}}{A}} = 4 - 3\sqrt{\frac{48120}{400 \cdot 400}} = 2,35 > 2.$$

При цьому потрібно, щоб забезпечувалося значення $\xi > 2$.

Обчислюємо сили, що будуть діяти на зварні шви стику та центруючу прокладку:

$$N_f = N_{st} \frac{A_f}{A_{tot}} = 989,3 \frac{28800}{48120} = 592,1 \text{ кН}.$$

$$N_{loc} = N_{st} \frac{A_{loc}}{A_{tot}} = 989,3 \frac{19320}{48120} = 397,2 \text{ кН}.$$

Звідси знайдемо мінімально необхідну висоту зварного шва

$$h_f = \frac{N_f}{0,7 R_{sy} \cdot l_f} = \frac{592,1 \cdot 10^3}{0,7 \cdot 200 \cdot 1480} \approx 3 \text{ мм},$$

де $l_f = 2(380 - 10) + 2(380 - 10) = 1480 \text{ мм}$ – загальне значення довжини шва на кінцевих пластинах, що включає можливі дефекти виконання електродугового зварювання.

Для армування ділянки стику застосовано арматурні сітки з дроту $\text{Ø}5\text{Вр-I}$ з кроком $s = 60\text{ мм}$, для яких $R_s = 365\text{ МПа}$. Кількість арматурних стержнів в кожному напрямку буде рівна $n_x = n_y = 7$; $A_{sx} = A_{sy} = 19,6\text{ мм}^2$; $l_x = l_y = 380\text{ мм}$.

Для непрямого армування сітками отримаємо наступне значення коефіцієнту:

$$\mu_{xy} = \frac{n_x \cdot A_{sx} \cdot l_x + n_y \cdot A_{sy} \cdot l_y}{l_x \cdot l_y \cdot s} = \frac{7 \cdot 19,6 \cdot 380 + 7 \cdot 19,6 \cdot 380}{380 \cdot 380 \cdot 60} = 0,0120.$$

Аналогічно значення коефіцієнту ефективності буде

$$\varphi = \frac{1}{0,23 + \psi} = \frac{1}{0,23 + 0,248} = 2,09,$$

$$\text{де } \psi = \frac{\mu_{xy} R_s}{R_b + 10} = \frac{0,0120 \cdot 365}{7,7 + 10} = 0,248.$$

В цьому випадку для бетону зведена міцність складе

$$R_{b,red} = R_b + \varphi \cdot \mu_{xy} \cdot R_s \cdot \varphi_s = 7,7 + 2,09 \cdot 0,0120 \cdot 365 \cdot 4 = 44,3\text{ МПа},$$

$$\text{де } \varphi_s = 4,5 - 3,5 \frac{A_{loc}}{l_x l_y} = 4,5 - 3,5 \frac{19320}{380 \cdot 380} = 4.$$

Контролюємо розрахунок за допомогою умову міцності:

$$N_{loc} = 365\text{ кН} < R_{b,red} \cdot A_{loc} = 44,3 \cdot 19,320 = 856\text{ кН}.$$

Перевірка вказує на те, що для запроєктованого варіанту стику колон першого та другого поверхів міцність достатня [11].

На кінцях колон конструктивно задаємо армування шістьма сітками з кроком 60 мм. Тоді ділянка непрямого армування буде мати розмір

$$s(n-1) = 60 \cdot (6-1) = 300\text{ мм} > 10d = 220\text{ мм}.$$

РОЗДІЛ 3

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

3.1 Інженерно-геологічні умови ділянки будівництва

Територія, відведена для будівництва реабілітаційно-оздоровчого комплексу, знаходиться в районі з сейсмічністю 7 балів відповідно до карт районування зі стандарту [12].

Форма території для будівництва близька до прямокутної з сторонами 122×104 м. Рельєф переважно спокійний, з незначним ухилом на південь. У проекті передбачено виконання заходів захисту котловану від підтоплення поверхневими водами, зокрема відвідний водостік.

Характерні типи ґрунтів для території будівництва наведено в табл. 3.1. Як бачимо, на ділянці будівництва реабілітаційно-оздоровчого комплексу за сейсмічними властивостями переважають ґрунти II категорії, тобто сейсмічність не перевищує нормативне значення за стандартом [12].

Для конструкції фундаментів комплексу основним несучим шаром ґрунту прийнято суглинок напівтвердий вапняковий.

Далі в даному розділі виконаємо розрахунок та порівняння двох типів фундаменту – палевого та стовпчастого, щоб обрати найоптимальніший з них.

Таблиця 3.1 – Інженерно-геологічні умови геологічні умови

Літологічний розріз і номер інженерно-геологічного елементу		Інженерно-геологічні елементи – ІЕГ	Висота шару	Класифікація і нормативні значення (Хп)								Розрахункові значення (Х)				
				Вологість	Число пластичності	Показник текучості	Щільність γ /м ³	коэф. пористості	степені вологи	Модуль деформації МПа	Питома вага, кН/м ³	Питома зчленення, кН/м ²	Кут внутр. тертя, град.			
			W	Ip	I _L	p	e	S	E	g _I	g _{II}	c _I	c _{II}	j _I	j _{II}	
①	рослинний шар ґрунту		2,1			1,53										
②	суглинок лесоподібний з карбонатними вклученнями		4,2	0,17	0,4	1,71	0,83	0,55	13,5	18	18,7	11	9	20	18	
③	лесовий ґрунт світло-жовтий і палевий		7,0	0,29	0,06	1,84	0,86	0,9	4,1	16,5	17,1	20	12	19	16	
④	суглинок важкий і середній, коричневий		9,3	0,21	0,3	1,92	0,7	0,81	18,7	19,5	20,5	12	53	23	20	

Інженерно-геологічні умови

Район будівництва – м.Одеса
Категорія складності –II
Сейсмічність – 7 балів

3.2 Розрахункові навантаження на фундамент

Збір постійних та тимчасових навантажень на фундамент реабілітаційно-оздоровчого комплексу від покриття, перекриття та самонесучих стін виконано в додатку Е. Розрахунок проводимо окремо для крайніх (Фм1) та середніх колон (Фм2).

3.3 Проектування стовпчастого фундаменту

3.3.1 Глибина закладання підшви фундаментів

При проектуванні підшви фундаменту розміщуємо таким чином, щоб вона потрапляла на шар суглинку. Для даних інженерно-геологічних умов приймаємо глибину закладання на відмітці $-4,95$ м.

3.3.2. Розрахунок площі підшви фундаменту

Визначаємо необхідну площу підшви стовпчастого фундаменту. Розрахунок наведено в додатку Ж.1.

Приймаємо необхідну площу підшви для фундаменту Фм1 $5,74 \text{ м}^2$, форма в плані – квадратна зі стороною $2,4$ м.

Подібно для фундаменту Фм2 приймаємо необхідну площу підшви $4,8 \text{ м}^2$, тоді сторона фундаменту квадратної форми прийнята $2,4$ м.

3.3.3 Розрахунок армування фундаменту

Для розрахунку армування розрахункове навантаження на фундамент N приймаємо з розрахунку відповідної колони першого поверху. Детальний розрахунок наведено в додатку Ж.2.

За результатами розрахунку для фундаменту Фм1 прийнято армування сіткою $\text{Ø}14\text{A}400\text{C}$, крок 200 мм, а для фундаменту Фм2 – сітку $\text{Ø}12\text{A}400\text{C}$ з таким же кроком.

Для двох типів фундаменту приймаємо конструктивне армування підколонника. Для основи підколонника використаємо арматурну сітку $\text{Ø}18\text{A}400\text{C}$

в поздовжньому та Ø8A400C в поперечному напрямках. В обох напрямках приймаємо крок 200 мм. Стінки стакана армуємо сітками Ø8A240 при кроці $s = 200 \text{ мм}$.

3.3.4 Розрахунок осідання фундаменту

Рівномірність осідання фундаменту має важливе значення для надійної роботи конструкції реабілітаційно-оздоровчого комплексу на протязі всього терміну його експлуатації.

Використовуючи метод елементарних шарів ґрунту [13], визначимо осідання фундаменту Фм1 (для середніх колон).

Для початку визначаємо вертикальні природні напруження ґрунту на відмітці низу конструкції фундаменту

$$\sigma_{zq0} = \sum \gamma_{//i} h_i = 17 \cdot 4,9 = 83,3 \text{ кПа}.$$

Знаючи навантаження на колону та розміри підшви фундаменту (див. розділ 3.3.3) обчислимо середній тиск на підшву

$$p = \frac{N_{//} + \gamma_d b \ell}{b \ell} = \frac{2158,4 + 17 \cdot 4,9 \cdot 2,4 \cdot 2,4}{2,4 \cdot 2,4} = 458 \text{ кПа}.$$

По підшві фундаменту також буде діяти додатковий середній тиск від природних напружень ґрунту

$$p_0 = \sigma_{zp0} = p - \sigma_{zq0} = 458 - 83,3 = 374,7 \text{ кПа}.$$

Задаємося кроком характерних точок для розрахунку основ по глибині:

$$z = \frac{\zeta \cdot b}{\eta}$$

Далі для кожної i -ї точки виконуємо обчислення додаткового середнього тиску на ґрунт:

$$\sigma_{zpi} = \alpha \cdot p_0,$$

тут $\alpha = f\left(\zeta = \frac{2 \cdot z}{b}; \eta = \frac{\ell}{b}\right).$

Також враховуємо природні напруження: $\sigma_{zqi} = \sum \gamma_{//i} \cdot h_i$

Розрахунок додаткових точок продовжуємо, поки не буде виконуватися наступна умова

$$\sigma_{zpi} \leq 0,2\sigma_{zqi},$$

$$\sigma_{zpi} = 71,2 \leq 0,2\sigma_{zqi} = 0,2 \cdot 374,7 = 74,9 \text{ кПа.}$$

За глибиною z характерних точок визначаємо товщину елементарних шарів ґрунту $h_i = z_i - z_{i-1}$ та середню величину додаткового середнього тиску для кожного шару:

$$\sigma_{zpmi} = \frac{\sigma_{zp}^{i^i} + \sigma_{zp}^{i-1}}{2}$$

Отримані результати заносимо в табл. 3.2, їх графічне представлення подано на рис. 3.1.

Далі визначаємо величину осідання кожного шару: $s_i = \beta \frac{h_i \cdot \sigma_{zpmi}}{E_i}$.

Очевидно, що повне осідання основи для фундаменту Фм1 складе $s = \sum s_i$:

$$S = \frac{0,8 \cdot (0,8 \cdot 338 + 0,8 \cdot 257,5 + 0,7 \cdot 165,1 + 0,8 \cdot 93,9)}{17100} = 3,1 \text{ см.}$$

Отримане значення $s = 3,1 \text{ см} < [s]_{\text{н}} = 8 \text{ см}$. Це означає, що виконується необхідна умова згідно вимог [13] і осідання знаходяться в допустимих межах.

Таблиця 3.2 – Розрахунок тиску під центром фундаменту Фм1

	z	$\zeta = \frac{2 \cdot z}{b}$	α	$\sigma_{zqi} = \sum \gamma_{//i} \cdot h_i$	$\sigma_{zpi} = \alpha \cdot p_0$	$\sigma_{zpmi} = \frac{\sigma_{zp}^{i^i} + \sigma_{zp}^{i-1}}{2}$
0	0	0	1,000	83,3	374,7	
1	0,8	0,7	0,804	96,9	301,3	338
2	1,6	1,3	0,507	110,5	213,6	257,5
3	2,3	1,9	0,311	122,4	116,5	165,1
4	3,1	2,6	0,190	136	71,2	93,9

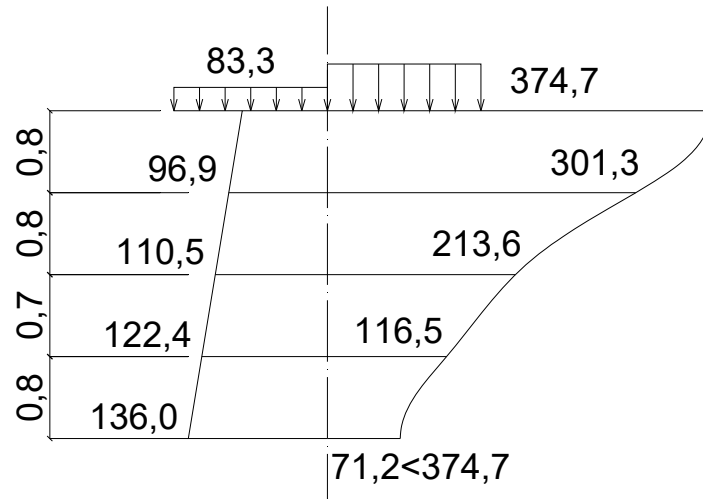


Рисунок 3.1 – Епюри розподілу додаткового середнього тиску та природних напружень в характерних точках

В загальному отримали стисливу товщу ґрунту для фундаменту Фм1 на рівні $H_c = n \cdot h_i = 3 \cdot 0,8 + 0,7 = 3,1 \text{ м}$.

Для нашої конструкції середні колони, а значить і фундаменти, сприймають більшу величину навантаження за крайні. Виходячи з цього, можемо стверджувати, що для фундаменту Фм2 (під крайні колони) осідання основи також буде знаходитися в допустимих межах.

3.4 Проектування палевих фундаментів

Як альтернативний варіант, розраховуємо також палевий фундамент під конструкцію реабілітаційно-оздоровчого комплексу для подальшого порівняння.

3.4.1 Розрахунок несучої здатності палі

Починаємо даний розрахунок з визначення тримкої здатності палі

$$F_d = \gamma_c \left[\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i \right].$$

Звідси знаходимо допустиме навантаження на неї

$$F_{rs} = \frac{F_d}{\gamma_k} \geq N;$$

де, $\gamma_c = 1$ – коефіцієнт умов роботи палі;

$\gamma_k = 1,4$ – коефіцієнт надійності;

$\gamma_{cR} = 1, \gamma_{cf} = 1$ – коефіцієнти умов роботи ґрунту під нижнім кінцем та на бічній поверхні згідно [13];

N – навантаження, що передається на палю у відповідності з попереднім розрахунком.

Визначаємо необхідну для нашого випадку довжину палі (рис. 3.2)

$$L = \Delta_z + \sum h_{qi} + h_z,$$

де $h_z = 1,2\text{ м}$ – глибина занурення палі в несучий шар ґрунту;

$\sum h_{qi} = 9,3\text{ м}$ – товщина шарів ґрунту, через які проходить паля;

$\Delta_z = (0,45 + 0,05)\text{ м}$ – припуск на заробку оголовка палі у залізобетонний ростверк.

$$L = 0,5 + 9,3 + 1,2 = 11\text{ м}.$$

Для подальшого розрахунку вибираємо стандартні палі типу С11-30 по серії 1.011.1–10. Вони характеризуються квадратною формою поперечного січення з розмірами 300×300 мм, відповідно периметр перерізу становитиме $u = 1,2$ м, а площа – $A = 0,3 \times 0,3 = 0,09 \text{ м}^2$.

В якості основного тримкого шару ґрунту, як і для варіанту розрахунку стовпчастого фундаменту, приймаємо коричневий суглинок. Тоді для нижнього кінця палі глибина занурення складе

$$d_c = d_z + h_1 + h_i + h_z = 4,0 + 2,3 + 7 + 1,2 = 14,5\text{ м}.$$

В свою чергу, під нижнім кінцем палі розрахунковий опір ґрунту буде мати значення $R = 11700$ кПа.

Тоді згідно приведеної формули, тримка здатність однієї палі буде складати

$$F_d = 1(1 \cdot 11700 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 169,22) = 1256\text{ кПа}.$$

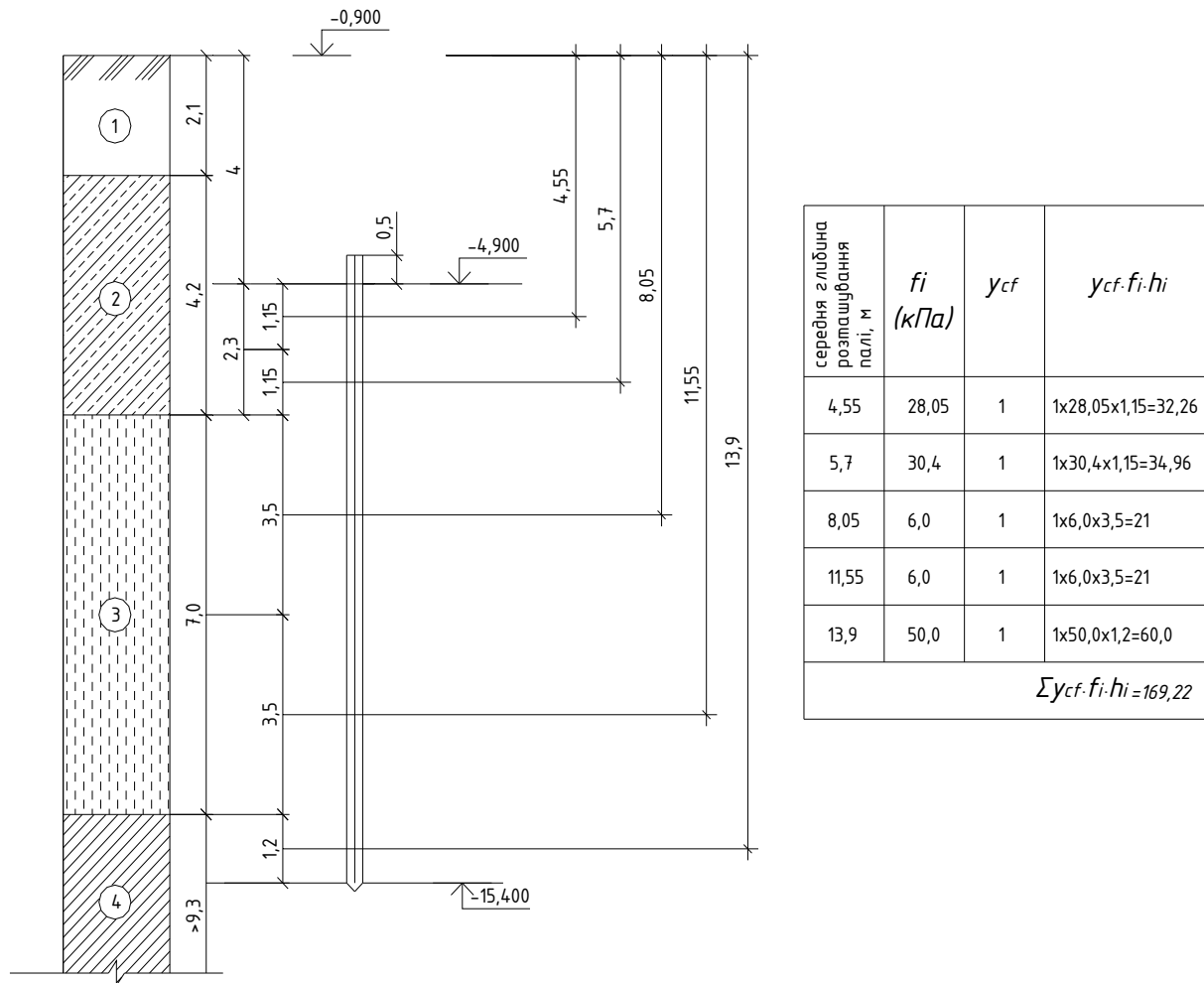


Рисунок 3.2 – Схема розрахунку тримкої здатності палі

На основі неї отримаємо припустиме розрахункове навантаження на палю

$$F_{rs} = \frac{1256}{1,4} = 897,1 = F_q.$$

3.4.2 Конструювання палевого фундаменту

Деталі конструктивного розрахунку палевих ростверків наведено в додатку II. За результатами розрахунку для ростверків РСм1 та РСм2 прийнято 4 палі, розмір ростверків $1,8 \times 2,1$ м.

3.5 Порівняння варіантів виконання фундаменту

В розділах 3.3 і 3.4 було запроєктовано 2 типи фундаментів для конструкції реабілітаційно-оздоровчого центру – стовпчасті на палеві. Обидва типи

забезпечують необхідну тримку здатність, а для визначення оптимального варіанту виконаємо техніко-економічне порівняння в укрупнених одиничних розцінках. Детальний розрахунок параметрів наведено в додатку К.

Як бачимо з одержаних результатів порівняння, у нашому випадку кращими є монолітні залізобетонні фундаменти стовпчастого типу, тому приймаємо їх для реалізації у проекті.

РОЗДІЛ 4

ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

4.1 Вибір методів виконання робіт

Оскільки основою конструкції реабілітаційно-оздоровчого комплексу є збірний залізобетонний каркас, для монтажу його елементів обираємо роздільний метод [14]. В цьому випадку їх установка буде відбуватися послідовно, один за одним, для кожного типу конструкцій.

Оскільки будівля комплексу має значні розміри в плані, доцільно розділити її на 3 захватки, що дозволить оптимізувати процеси зведення, зокрема застосувати потоковий метод [14]. Для будівлі реабілітаційно-оздоровчого комплексу поділ на захватки виконуємо по блоках:

- 1-а захватка – в осях Г-Н і 1-5, 21×26,4 м;
- 2-а – в осях А-К і 6-10, 30×21 м;
- 3-я – в осях Г-Н і 11-15, 21×26,4 м.

Для кожної з них виділяємо 5 монтажних ярусів (за кількістю поверхів з урахуванням технічного).

4.2 Визначення трудомісткості

4.2.1 Визначення номенклатури та об'ємів робіт

Грунтуючись на розроблених архітектурно-конструктивних рішеннях, визначаємо номенклатуру та обсяг робіт по спорудженню будівлі реабілітаційно-оздоровчого комплексу. Їх перелік виконаний на основі Ресурсних елементних кошторисних норм (РЕКН) та наведений в додатку Л.1.

4.2.2 Калькуляція трудомісткості та затрат машинного часу

Визначаємо затрати праці робітників, а також машинного часу машин і механізмів, на виконання основних робіт по спорудженню реабілітаційно-

оздоровчого комплексу (додаток Л.2). Вони є основою для побудови календарного графіку та кошторисного розрахунку об'єкту.

$$\text{Загальні трудовозатрати} \frac{24384,2 \text{ люд.} - \text{год}}{1213,3 \text{ маш.} - \text{год}}.$$

4.3 Підбір монтажних кранів

4.3.1 Вибір баштових кранів

Визначення потрібних у нашому випадку параметрів баштового крану приведено в додатку М.1. До таких параметрів відносяться [14]:

- виліт стріли крана $L_{стр}$.;
- висота підйому гака $H_{г}$.;
- вантажопідйомність G або величина вантажного моменту $M_{ван}$.

У відповідності до розрахованих значень даних величин, вибираємо баштовий кран типу КБ-503А.1. Для нього:

- виліт стріли 40 м;
- висота підйому гака 53 м;
- вантажопідйомність 5,7 – 10 т.

4.3.2 Вибір самохідних стрілових кранів

Розрахунок необхідних параметрів для стрілових самохідних кранів приведено в додатку М.2. У відповідності до розрахованих значень вибираємо кран типу СКГ-63Д, для якого:

- виліт стріли 18 м;
- висота підйому 30,6 м;
- вантажопідйомність 8,5 – 25 т.

4.4 Визначення потреби у транспортних засобах

З метою скорочення часу доставки основних монтажних елементів на майданчик будівництва пропонується використати човниковий метод. Даний метод

буде особливо ефективним для великогабаритних конструкцій, типу залізобетонних колон, ригелів чи плит, які застосовані в даному проекті. Пояснюється це тим, що повний час завантажувально-розвантажувальних операцій для таких виробів є досить значним. При човниковому методі постачання матеріалів він нівелюється і замінюється часом на причеплення/відчеплення причепів від транспортних засобів, а ця технологічна операція виконується швидше [14].

Транспортні засоби підбираємо за параметрами вантажопідйомності для кожного виду конструкцій в переліку елементів постачання, намагаючись досягти коефіцієнту використання вантажопідйомності не менше 0,7 [14].

Результати підбору та розрахунки, що включають також значення продуктивності за зміну, наведено в додатку Н.

4.5 Розробка технологічної карти на влаштування фундаментів

В даній кваліфікаційній роботі розроблено технологічну карту на влаштування монолітних залізобетонних стовпчастих фундаментів під колони реабілітаційно-оздоровчого комплексу. Карта наведена в додатку П.

4.6 Розробка календарного плану виконання робіт

Календарний план для спорудження запроектованого реабілітаційно-оздоровчого комплексу включає в себе повну номенклатуру будівельних робіт з визначенням їх тривалості та показників трудо- і матеріаломісткості, складу бригад, змінності роботи, а також показує порядок їх виконання з прив'язкою до дат будівництва [14].

Календарний план наведено в графічній частині роботи. Він характеризується наступними техніко-економічними показниками:

- тривалість будівництва

$$T = 415 \text{ дн.} < T_{\text{норм}} = 783 \text{ дн.}$$

- показник суміщення будівельних процесів:

$$K_{\text{сум.}} = \frac{\sum t}{T} = \frac{783}{415} = 1,96 \approx 2$$

де $\sum t = 783$ дн. – тривалість виконання будівельних робіт на об'єкті у випадку їх послідовного виконання.

- показник змінності – відношення кількості змін тривалості будівництва:

$$K_{\text{змін}} = \frac{N}{\sum t} = \frac{98}{415} = 0,24 .$$

- показник нерівномірності руху робочої сили:

$$K_{\text{нер}} = N_{\text{max}} / N_{\text{ср}} = 29 / 10 = 2,9$$

де $N_{\text{max}} = 29$ чол. – максимальна кількість працюючих на зміну;

$N_{\text{ср}} = 10$ чол. – середня кількість працюючих, обчислена як

$$N_{\text{ср}} = \sum Q / T = 3802,8 / 415 = 10 \text{ чол.}$$

де $\sum Q = 3802,8$ люд.-дн. – сумарна трудоємність.

4.7 Проектування будгенплану об'єкта

4.7.1 Розрахунок тимчасових побутових приміщень

Враховуючи типову структуру працюючих на будмайданчику (робітники – 85 %, службовці – 5 %, інженерно-технічний персонал – 8 %, обслуговуючий персонал – 2 %), розраховуємо потребу в тимчасових приміщеннях.

Розрахунок та експлікацію приміщень наведено в додатку Р.1.

4.7.2 Розрахунок площі складів

На будмайданчику необхідно передбачити наступні типи складів для зберігання різного типу матеріалів:

- закриті склади;
- відкриті майданчики - для конструкцій та матеріалів не чутливих до вологості, атмосферних опадів та добових змін температури.

Розрахунок необхідної площі таких складів з урахуванням нормативних показників та нерівномірності споживання матеріалів (коефіцієнт 1,3) виконуємо у табличній формі, його наведено в додатку Р.2.

4.7.3 Розрахунок водопостачання

Для забезпечення потреб будівельного майданчика в технічній та питній воді виконуємо розрахунок системи тимчасового водопостачання та розміщуємо необхідні компоненти на будженплані об'єкту. Детальний розрахунок наведено в додатку С.1.

4.7.4 Розрахунок електропостачання

Виконуємо розрахунок потреб електропостачання з врахуванням одночасної роботи всіх споживачів, враховуючи також потреби освітлення (додаток С.2). Згідно результатів розрахунку, обираємо варіант влаштування трансформаторної підстанції типу КТП100–10 з номінальною потужністю 100 кВт на період виконання будівельних робіт.

4.7.5 Техніко-економічні показники будженплану

- Загальна площа будмайданчика – $F_m = 13770 \text{ м}^2$.
 - в т.ч. відведена для постійних споруд – $F_{nc} = 0 \text{ м}^2$.
 - те ж, для тимчасових споруд – $F_{mc} = 138,6 \text{ м}^2$.
 - те ж, для складів:
 - відкритих – 300 м^2 ;
 - закритих – $178,5 \text{ м}^2$.
- Довжина огороження – 469,4 пог.м.
- Довжина автошляхів:
 - постійних – 0 пог.м;
 - тимчасових – 400,4 пог.м.

- Довжина водопроводу:
 - постійного – 72,2 пог.м ;
 - тимчасового – 136,2 пог.м .
- Довжина електромережі:
 - постійної – 0 пог.м ;
 - тимчасової – 464 пог.м .

РОЗДІЛ 5

НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

5.1 Постановка задач дослідження

Цегляні конструкції в силу своїх експлуатаційних властивостей є дуже поширеними в будівництві. За рахунок цього зібрано значну статистику по їх можливому пошкодженню та руйнуванню в процесі експлуатації, зокрема шляхом зрізу по перев'язаних стиках. Даний тип руйнування може бути викликаний нерівномірним осіданням основ фундаментів внаслідок помилок при влаштуванні гідроізоляції чи неточностей розрахунку і проектування.

Цегляна кладка дуже чутлива до перевантаження та нерівномірних деформацій основи, які викликають складний напружено-деформівний стан матеріалу і ведуть до утворення та розвитку тріщин, що в свою чергу може призвести до критичного руйнування (рис. 5.1) [15].



Рисунок 5.1 – Приклад руйнування цегляної кладки

Для надійної роботи кам'яних конструкцій та забезпечення передачі зусиль між їх елементами у горизонтальному та вертикальному напрямках під час мурування обов'язково використовується перев'язка [16].

Системи перев'язки швів визначає порядок розміщення цегли під час зведення стін та значно впливає на міцність цегляної кладки [17]. Перев'язка швів забезпечує рівномірний розподіл навантажень між сусідніми ділянками кладки і монолітність стін при температурних деформаціях чи нерівномірному осіданні основ.

Вплив системи перев'язки на міцність кладки вивчався переважно лише на центральний стиск, пізніше на позацентровий та місцевий стиск [17]. Лише в останні десятиріччя з'являються роботи, присвячені подібним дослідженням у випадку зрізу.

Чинні норми розрахунку не беруть до уваги тип перев'язки швів, коли мова йде про розрахунок на зріз. Площа, по якій відбувається зріз, обчислюється наближено, що може призводити до значних відхилень порівняно з реальною роботою конструкцій [17].

При спорудженні несучих та самонесучих стін згідно діючих норм можна виконувати стики тільки з ланцюжковою перев'язкою [16]. Разом з тим, не допускається використання ослаблених видів перев'язки.

У роботі [17] було запропоновано використання так званих посиленних способів перев'язки, утворених більшою кількістю тичкових рядів:

- трирядна посилена – 1 ложковий та 3 тичкових ряди;
- п'ятирядна посилена – 1 ложковий та відповідно 5 тичкових ряди.

При дослідженні напружено-деформованого стану стику стін разом з ними перевіряли звичайну ланцюжкову однорядну систему, для якої характерне чергування одного ложкового та одного тичкового ряду.

Схеми для даних видів перев'язки наведені на рис. 5.2.

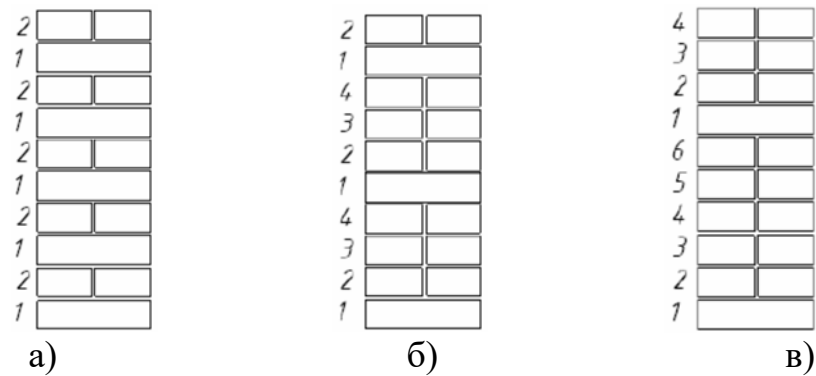


Рисунок 5.2 – Схеми систем перев'язки стін:
а) – однорядна; б) – 3-рядна посилена; в) – 5-рядна посилена

Тримку здатність кладки при розрахунках на зріз згідно діючого стандарту [16] обчислюють наступним чином

$$Q = R_{sq} \cdot A_{HT},$$

де A_{HT} — розрахункова площа перерізу, що не враховує площу швів і складає
 $A_{HT} \approx 0,5A$.

R_{sq} — розрахунковий опір матеріалу цегли на зріз.

Кладка з цегли є монолітним тілом з неоднорідними пружно-пластичними властивостями. Вона працює в умовах складного напруженого стану, який спричинений різними властивостями матеріалу цегли і цементного розчину. Також на її роботу в реальних умовах можуть впливати дефекти цегли і можливе незаповнення швів розчином [17].

Враховуючи вищенаведене, аналіз напружено-деформівного стану цегляної кладки та вибір оптимальної системи перев'язки стін з урахуванням умов конкретної конструкції є актуальною науково-практичною задачею, яка визначила напрямок досліджень даної кваліфікаційної роботи.

Метою роботи є вибір оптимального способу перев'язки цегляних стін будівлі реабілітаційно-оздоровчого комплексу.

Для досягнення вказаної мети необхідно вирішити наступні завдання:

- удосконалити методику моделювання цегляних стін з урахуванням способу перев'язки з використанням методу скінченних елементів;

- дослідити напружено-деформівний стан цегляної кладки стін запроєктованого реабілітаційно-оздоровчого комплексу та вибрати оптимальну систему перев'язки з врахуванням умов конкретної конструкції.

Основним об'єктом дослідження є цегляна кладка з різними типами перев'язки стін.

Предмет дослідження – напружено-деформівний стан цегляної кладки з врахуванням типу перев'язки стін.

Методи дослідження: теоретико-емпіричний, порівняльний, математичного моделювання з використанням методу скінченних елементів.

5.2 Методика моделювання НДС цегляної кладки з врахуванням способу перев'язки стін

В даній роботі напружено-деформівний стан стику стін досліджували методом скінченних елементів (МСЕ) у фізично нелінійній постановці. В результаті розрахунку аналізували ізополя головних напружень та значення деформацій стіни. Для моделювання використано програмний комплекс ЛІРА-САПР 2015.

Розрахункова схема (рис. 5.3) включає в себе Т-подібний стик стін завтовшки 510 мм і висотою 3 м. Для врахування фізично-нелінійних властивостей матеріалу було використано тривимірні скінченні елементи типу 236. Діаграма деформування цегляної кладки представлялася у кусочно-лінійному вигляді, базуючись на експериментальних даних з роботи [17].

На основу цегляної стіни накладали в'язі у вертикальному напрямку, що забороняють лінійні переміщення по Z . Було згенеровано прямокутну сітку скінченних елементів, розмір якої перевіряли на збіжність результатів.

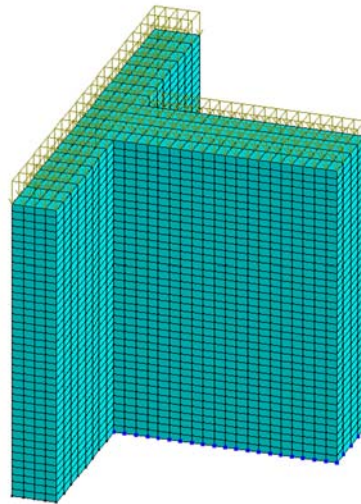


Рисунок 5.3 – Розрахункова схема стику стін

Щоб відобразити в моделі відмінності в роботі ложкових і тичкових рядів кладки в зоні стику для ложкового ряду вводили подвійну нумерацію вузлів, що фактично роз'єднувало сусідні скінченні елементи двох стін. Для забезпечення коректності моделі обов'язковою умовою було, щоб висота скінченних елементів відповідала висоті цегли з розчином (75 мм).

Цей прийом дозволив змоделювати факт виключенню вертикальних швів з розчину при розрахунку, що відображає підхід до розрахунку, прийнятий в діючих стандартах [16].

Моделювали два навантаження на стик стін – власну вагу ($\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$) та рівномірно розподілене навантаження по верхній грані від ваги конструкцій. Додатково задавали розподілене навантаження на поперечну стіну, що було еквівалентним до нерівномірного осідання її основи. Для коректного розрахунку з врахуванням фізично-нелінійних властивостей матеріалу було використано крокову процедуру з 20 рівномірними ітераціями.

5.3 Результати дослідження НДС цегляної кладки

Для матеріалу кладки стику стін аналізували деформації за різними напрямками та ізополя головних напружень. Приклад одержаних ізополів для однорядної системи перев'язки наведено на рис. 5.4 – 5.6.

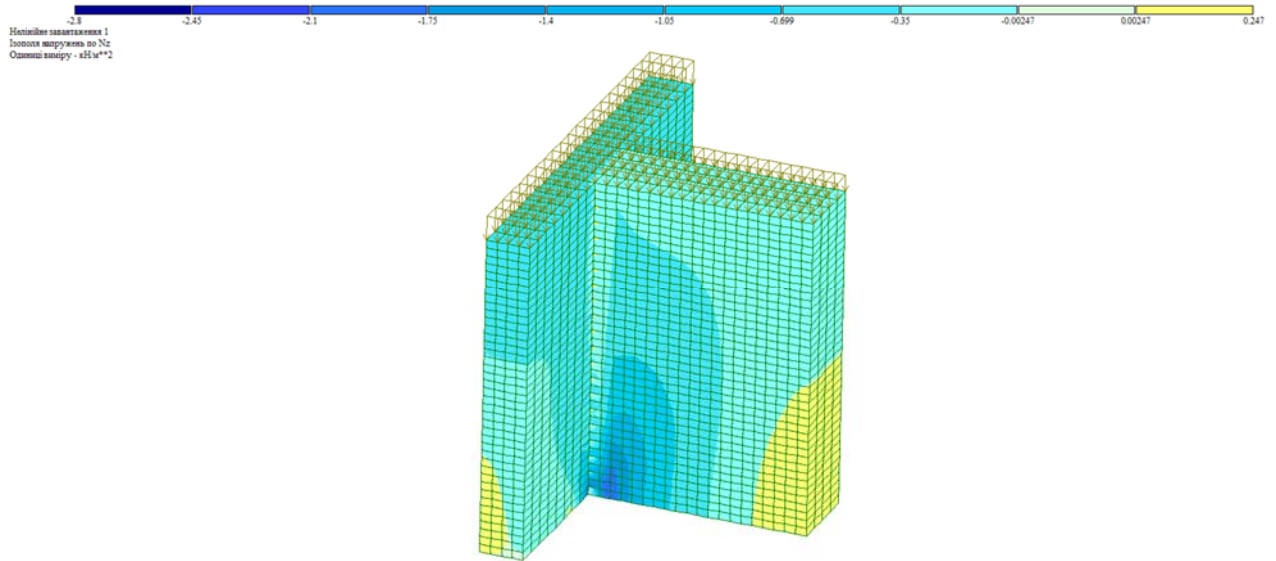


Рисунок 5.4 – Розраховані напруження σ_z для однорядної системи перев'язки

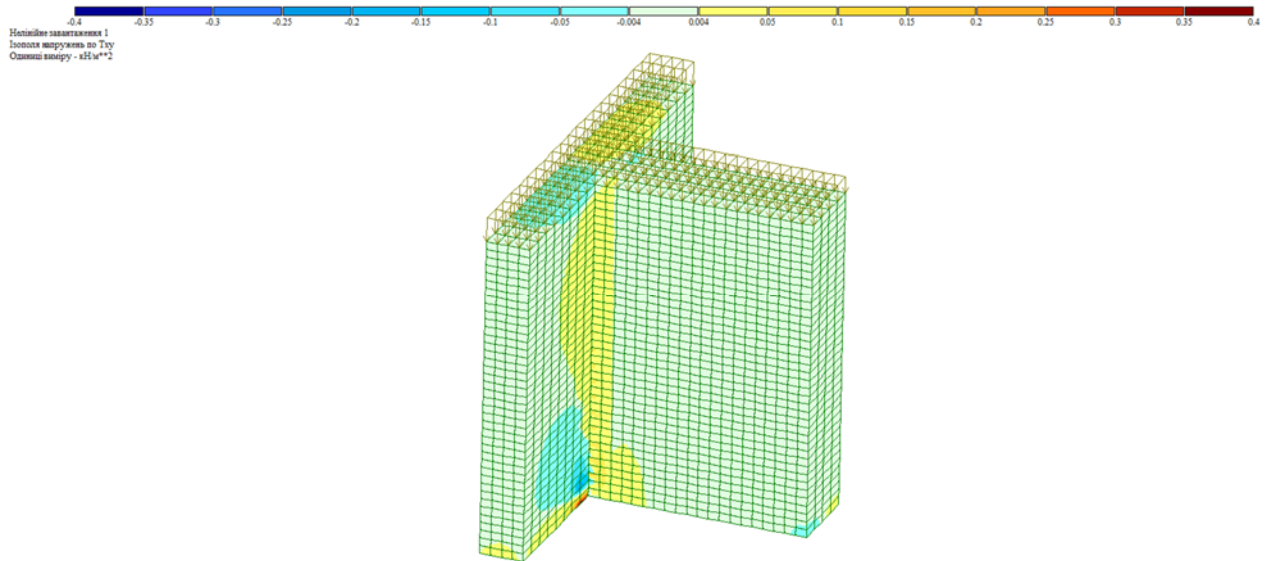


Рисунок 5.5 – Розраховані напруження τ_{xy} для однорядної системи перев'язки

Використання фізично нелінійної моделі дозволило локалізувати ділянку початку руйнування в нижній частині стику стін. Для всіх розглянутих варіантів перев'язки руйнування настає внаслідок досягнення дотичними напруженнями критичних значень, тобто внаслідок зрізу.

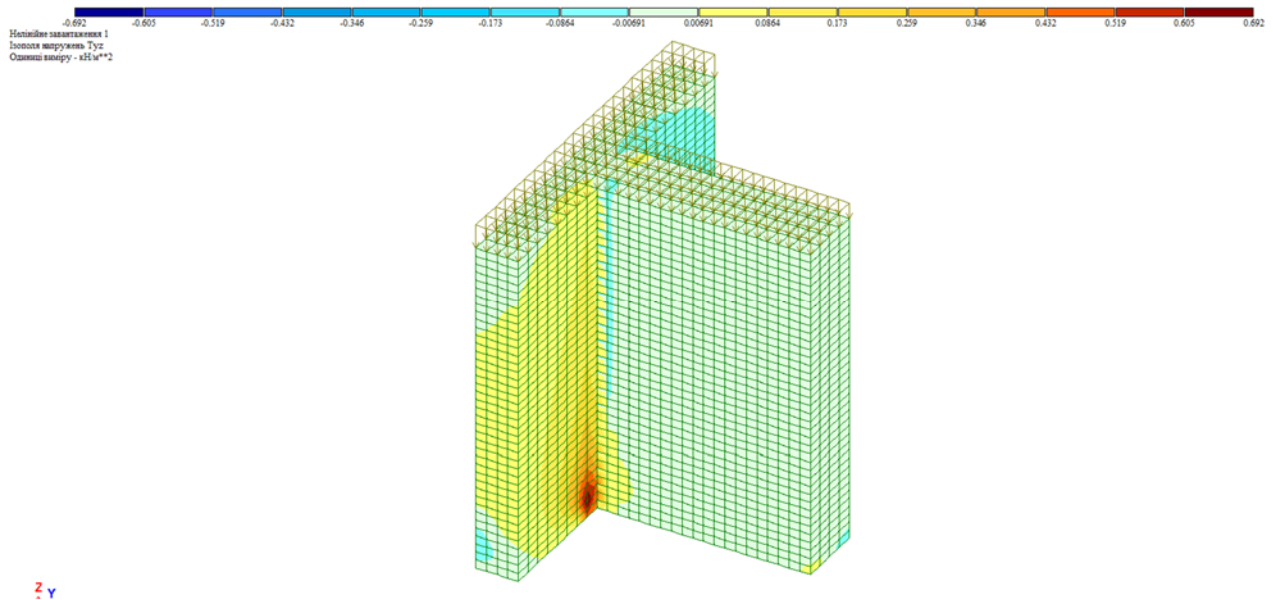


Рисунок 5.6 – Розраховані напруження τ_{yz} для однорядної системи перев'язки

Для зручності аналізу отримані значення напружень для всіх моделей зведемо в діаграму (рис. 5.7).

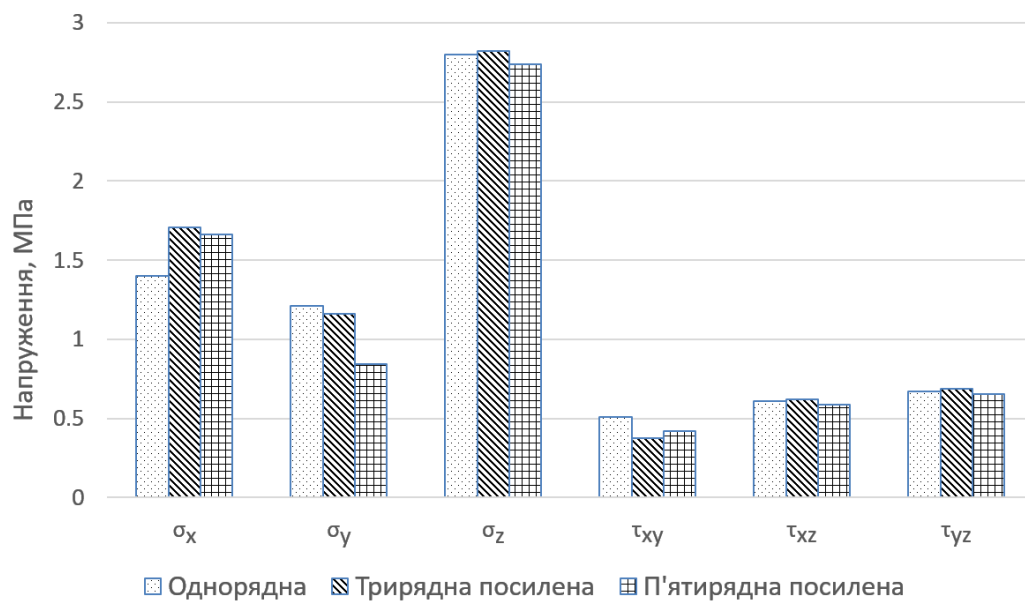


Рисунок 5.7 – Напруження в матеріалі стін залежно від системи перев'язки кладки

Аналізуючи узагальнені результати, можемо стверджувати, що для однорядного типу перев'язки стику стін спостерігаються найбільші значення

дотичних напружень і, відповідно, він матиме найменшу тримку здатність кладки на зріз при однакових зовнішніх навантаженнях.

Тримка здатність при застосуванні 5-рядного посиленого способу перев'язки за параметром τ_{xy} виявилася на 18 % вищою, ніж для ложкового. Подібним чином застосування 3-рядного посиленого способу дозволяє отримати значення тримкої здатності на зріз на 27 % більше порівняно з ложковим способом перев'язки.

При збільшенні кількості тичкових рядів також спостерігається перерозподіл напружень σ_x і σ_y (див. рис. 5.7), проте максимальні напруження розтягу-стиску σ_z залишаються практично на тому ж рівні.

5.4 Висновки за результатами дослідження

Основна наукова новизна отриманих в даній роботі результатів – отримала подальший розвиток методика розрахунку напружено-деформівного стану цегляної кладки з урахуванням типу перев'язки стін методом скінченних елементів.

Згідно отриманих результатів, найоптимальнішим варіантом перев'язки стику стін, що характеризується найвищою несучою здатністю на зріз, буде 3-рядна посилена система.

РОЗДІЛ 6

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

6.1 Аналіз будівельного процесу з метою виявлення небезпечних та шкідливих виробничих факторів

Характеристика небезпек, очікуваних під час будівництва об'єкту:

А. Земляні роботи:

Безпека праці при розробці котлованів і траншей має бути забезпечена шляхом:

- влаштування відкосів згідно [18];
- влаштування водовідведення поверхневих дощових вод;
- розміщенням ґрунту, що розробляється і залишається для зворотної засипки пазух котлованів після монтажу фундаментів, на безпечній відстані від підосви виїмки;
- влаштування огорожень, покажчиків і світлової сигналізації в небезпечній зоні у виїмок;
- організація нагляду за безпекою ведення робіт і станом стійкості бортів виїмок;
- зменшення зовнішнього навантаження на бровку котловану, тобто нічого не можна складувати на бровках котловану.

При експлуатації екскаватора із зворотною лопатою і автосамоскидів, можливе обвалення відкосу котловану і падіння в котлован при мимовільному переміщенні екскаватора і його рухливих частин (ковша), «зважаючи на несправний стан екскаватора або автосамоскида, недостатню кваліфікацію робітників, що управляють машинами» [19]. Для запобігання подібним чинникам «потрібний постійний контроль з боку лінійних інженерно-технічних працівників на будівельному майданчику (виконроб, майстер, лінійний механік)» [19]. Згідно [18] найменша допустима відстань до підосви котловану 2,0 м при глибині котловану до 2 м.

Б. Монтаж будівельних конструкцій.

В процесі монтажу будівельних конструкцій розглядаються два найбільш небезпечних випадки: при підйомі і після установки на опорах, але до установки постійних зв'язків і закріплень. При виборі і обґрунтуванні монтажу окремих конструкцій «необхідно зробити розрахункову перевірку конструкцій на умови, які можуть виникнути на різних стадіях монтажу, таких як втрата тримкої здатності (загальна втрата стійкості, руйнування, якісна зміна конфігурації) і поява неприпустимих прогинів, осідань, тріщин» [19].

При розрахунку конструкцій на монтажні умови слід враховувати:

- постійні навантаження (власна вага);
- тимчасові навантаження (вітрові, від монтажних пристосувань, механізмів, динамічних дій при переміщенні і ударах у момент підйому і опускання або стикування монттованих конструкцій).

Виконання монтажних робіт дозволяється при швидкості вітру не більше 15 м/с, а при монтажі конструкцій, що мають велику парусність (діафрагми жорсткості) – не більше 10 м/с [19].

Небезпечними чинниками є:

- гравітація, яка характеризується можливістю падіння робітників з висоти (монтажних майданчиків, сходів, риштувань);
- обрив вантажу (конструкції), що піднімається, в результаті виходу з робочого стану монтажного пристосування;
- вітрова і грозова метеобстановка на майданчику. При вітрі 16 м/с і більше робота на висоті більше 5 м припиняється, оскільки при посиленому вітрі більше 15 м/с відбувається розгойдування вантажу, можливе руйнування раніше змонтованих конструкцій, падіння робітників з висоти, перекидання монтажного крану з великою парусністю стріли;
- прохід електричного струму через тіло людини.

В. Покрівельні роботи.

Небезпечними і шкідливими чинниками є:

- гравітація (падіння з даху);
- вітрова і грозова метеорологічна обстановка;

- висока температура (до 180 °С) гарячої бітумної мастики (опіки, можливість виникнення пожежі);
- токсична загазованість (при роботі з розчинниками, мастиками, ґрунтовками).

Потенційними наслідками являються: травми, опіки, отруєння, які впливають на склад крові людини, викликаючи порушення режиму живлення організму киснем тощо.

6.2 Запроектвані заходи та технічні рішення для ліквідації і зменшення впливу небезпечних та шкідливих виробничих факторів

Будівельний об'єкт розміщується вздовж вулиць, переходів загального використання. Отже, необхідно будівельний майданчик відгородити огорожею висотою 3 м з козирком та тротуарами. Козирок влаштовуємо під кутом 20 градусів до горизонту довжиною 1,5 м.

Робоча зона баштового крану обнесена інвентарною огорожею з попереджувальними знаками, що не допускають знаходження в цій зоні сторонніх осіб.

1) Організація будівельного майданчика:

Проектом передбачено рішення питань безпечної роботи крана відносно будівлі, яка зводиться. До початку робіт на будівельному майданчику облаштовуються під'їзні шляхи і тимчасові дороги. Ширина доріг – 6 м, радіус закруглення – 12 м. При трасуванні доріг повинні виконуватись наступні вимоги по дотриманню мінімальних відстаней:

- між дорогою і складським майданчиком: 0,5-1 м;
- між парканом будмайданчика і дорогою – 2 м;

На майданчику позначаються монтажна і небезпечна зони роботи крана.

На період будівництва для забезпечення пожежної безпеки передбачені пожежні гідранти, які знаходяться на відстані 0,5 м від тимчасової дороги.

Будмайданчик обладнано телефонним і диспетчерським зв'язком.

При організації робочих місць передбачено:

- освітлення робочих місць, огороження з навісними драбинами (згідно ГОСТ 12.4.0.59–89);

- забезпечення робітників спецодягом, взуттям, яке не ковзається, касками (згідно ГОСТ 12.4.0.87–84), монтажними поясами (згідно ГОСТ 12.4.0.89–86).

2) Заходи профілактики ураження електричним струмом:

- Захисне заземлення зварювального трансформатора.

- Виконання зовнішньої електропроводки тимчасового електричного постачання ізольованим дротом із розміщенням його на опорах на висоті над рівнем землі або настилу:

- 2,5 м – над робочими місцями;

- 3,5 м – над проходами;

- 6,0 м – над проїздами;

3) Заходи профілактики шкідливого впливу вібрації:

- до експлуатації допускати тільки справні машини;

- не допускати проведення понадурочних робіт з вібруючими машинами;

- до роботи з вібруючими машинами допускати осіб, що досягли 18 років, пройшли попередній медичний огляд, мають відповідну кваліфікацію і здали технічний мінімум з правил безпечного виконання робіт;

- всі працюючі, що будуть мати справу з вібронебезпечним обладнанням, повинні проходити попередній медичний огляд і один раз на рік періодичний медичний огляд;

- працюючі мають забезпечуватися засобами індивідуального захисту від вібрації і шуму;

- повинні бути організовані спеціальні дільниці по ремонту вібруючих машин, з обов'язковим контролем параметрів вібрацій, що генеруються;

- систематично зрівноважувати (статично і динамічно) всі деталі агрегату, що рухаються, для зменшення динамічних сил, які збуджують вібрації; передбачити мінімальні допуски з метою зменшення зазорів у з'єднаннях деталей (перекоси, невірні відстані між центрами і т.п.)

- застосовувати змащення віброуючих деталей, що співударяються, в'язкими рідинами;

- для послаблення вібрацій, які розповсюджуються в сусідні приміщення, по конструкції будівлі, агрегати, що створюють вібрації, встановлювати на самостійних фундаментах, віброізолюваних від підлоги та інших конструкцій будівель або на спеціально розрахованих амортизаторах зі сталевих пружин чи пружних матеріалів.

4) Заходи поліпшення виробничого процесу при несприятливих метеорологічних умовах:

- захист працюючих від перегрівання досягається технічними засобами; механізацією важких робіт, дистанційним управлінням механізмами, за рахунок зміни технології виробництва. Засоби теплоізоляції і екранування значно зменшують теплові випромінювання і надходження конвекційного тепла на робочі місця.

- при роботі на холоді, необхідно, з однієї сторони, попередити сильне переохолодження організму працюючих, з іншого забезпечити його швидке зігрівання з метою своєчасної нормалізації фізіологічних зрушень, що настали внаслідок охолодження. Теплий одяг запобігає надмірному охолодженню організму. В окремих випадках при роботі на холоді використовують пристрої місцевого променевого обігріву або організацію періодичних перерв. У роботі на відкритому повітрі з низькими температурами такі перерви надаються по 10 хв через кожну годину праці для обігрівання у спеціальних теплих приміщеннях, з температурою повітря не менше 23 °С.

5) Заходи профілактики шкідливого впливу шуму:

- усунення причин шуму або його послаблення в процесі проектування технологічних процесів і конструювання обладнання;

- ізоляція джерел шуму від навколишнього середовища засобами звуко- і вібропоглинання;

- зменшення щільності звукової енергії виробничих приміщень, відбитої від стін і перекриття;

- використання засобів індивідуального захисту від шуму;
- раціоналізація режимів праці в умовах шуму;
- профілактичні заходи медичного характеру.

6.3 Оцінка стійкості об'єкта будівництва до дії світлового випромінювання

Оцінка стійкості реабілітаційно-оздоровчого комплексу до дії світлового випромінювання полягає у визначенні пожежної обстановки на об'єкті.

Межа стійкості – це мінімальний світловий імпульс, при якому спалахують будівлі, споруди, матеріали об'єкта і виникають пожежі. Результати оцінки стійкості основних елементів медичного реабілітаційного центру представимо у вигляді таблиці 6.1.

Таблиця 6.1 – Результати оцінки стійкості основних елементів реабілітаційно-оздоровчого комплексу до дії світлового випромінювання

Об'єкт, елемент об'єкта	Ступінь вогне-стійкості будинку	Категорія пожежної небезпеки об'єкта	Займисті елементи у будинку та їх характеристики	Світловий імпульс, що викликає заpalення горючих елементів будівлі, кДж/м ²	Межа стійкості будинку до світлового випромінювання, кДж/м ²	Зона пожеж, в якій може опинитися об'єкт
Будівля: чотири поверхова, з залізобетоним каркасом. Межа вогнестійкості стін – 1 год.	II	Д	єврорубероїд	590	50	Зона окремих пожеж
			дерев'яні вікна і двері білого кольору	1670		
			дерматинові меблі	250		
			паперова документація	110		
			спецодяг	460		
			штори бавовняні	50		

Як свідчать наведені дані, межа стійкості об'єкту будівництва до дії світлового випромінювання становить 50 кДж/м^2 , що менше максимального значення світлового імпульсу, яке становить 320 кДж/м^2 . Отже, об'єкт, який потрапляє в зону окремих пожеж, нестійкий до дії світлового випромінювання. Однак, більшість елементів об'єкту (покрівля, двері та віконні рами) є стійкими до дії світлового випромінювання ядерного вибуху, від світлового спалаху можуть спалахнути тільки бавовняні штори, паперова документація та дермантинова оббивка меблів, які використовуються на об'єкті. Отже, для підвищення стійкості об'єкта до впливу світлового випромінювання необхідно:

- замінити бавовняні штори на матеріал, що має більш високу межу займання (алюмінієві жалюзі);
- документацію та спецодяг зберігати в закритих шафах;
- замінити меблі зі штучною оббивкою;
- розмістити додаткові протипожежні щити на території та в приміщеннях.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У кваліфікаційній роботі магістра запроектовано реабілітаційно-оздоровчий комплекс загальною площею 8694 м². Будівля запроектована у вигляді трьох блоків, зв'язаних між собою композиційно, технологічним та інженерним устаткуванням. Розмір в плані – 76,8 × 42 м, висота будівлі – 20,4 м. Поверховість – 4 поверхи та технічний поверх, висота поверху 3,3 м.

Будівля реабілітаційно-оздоровчого комплексу каркасна з цегельними самонесучими зовнішніми стінами. Фундаменти монолітні залізобетонні стовпчастого типу. Стіни цегельні самонесучі товщиною 510 мм. Переkritтя і покриття – збірні залізобетонні круглопустотні плити товщиною 220 мм. Покрівля рулонна з внутрішнім водостоком.

В технологічній частині роботи розроблено технологічну карту на влаштування фундаментів. Планова тривалість будівництва 415 днів. Середня кількість робітників в зміну 10 чол., максимальна – 29 чол.

В кваліфікаційній роботі вирішено задачу вибору оптимального способу перев'язки цегляних стін будівлі реабілітаційно-оздоровчого комплексу.

Виконано розрахунок напружено-деформівного стану цегляної кладки стін запроектованого реабілітаційно-оздоровчого комплексу з різними типами перев'язки та їх порівняння. Рекомендовано для забезпечення міцності перерізів на зріз використання трирядної посиленої перев'язки стику стін (утвореної чергуванням трьох тичкових рядів та одного ложкового), оскільки несуча здатність на зріз за результатами моделювання для цього типу найвища. Проведені розрахунки напружено-деформівного стану та методика моделювання цегляної кладки з урахуванням способу перев'язки можуть бути використані при проектуванні житлових будинків та громадських споруд.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Склад, порядок розроблення, погодження та затвердження проектної документації для будівництва : ДБН А.2.2-3:2014. — [Чинний від 2014-10-01]. — К. : Мінрегіон України, 2014. — 40 с. — (Національний стандарт України).
2. СПДБ. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень : ДСТУ Б А.2.4-7:2009. — [Чинний від 2010-01-01]. — К. : Мінрегіонбуд України, 2009. — 71 с. — (Національний стандарт України).
3. Будинки і споруди. Заклади охорони здоров'я : ДБН В.2.2-10-2001. — [Чинний від 2002-01-01]. — К. : Держбуд України, 2001. — 166 с. — (Національний стандарт України).
4. Гетун Г.В. Архітектура будівель та споруд. Основи проектування / Гетун Г.В. — К. : Кондор, 2012. — 380 с.
5. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування : ДБН В.1.2-2:2006. — [Чинний від 2007-10-01]. — К. : Мінбуд України, 2006. — 75 с. — (Національний стандарт України).
6. Будівельні конструкції / Під ред. Є. Клименко. — К. : Центр навчальної літератури, 2019. — 426 с.
7. Конструкції будинків і споруд. Теплова ізоляція будівель : ДБН В.2.6.-31:2016. — [Чинний від 2017-04-01]. — К. : Мінрегіонбуд України, 2017. — 30 с. — (Національний стандарт України).
8. Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення : ДБН В.2.2-15:2019. — [Чинний від 2019-12-01]. — К. : Мінрегіонбуд України, 2019. — 44 с. — (Національний стандарт України).
9. Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення : ДБН В.2.2-9:2018. — [Чинний від 2019-06-01]. — К. : Мінрегіонбуд України, 2019. — 43 с. — (Національний стандарт України).
10. Залізобетонні конструкції: Підручник / А.Я.Барашиков, Л.М.Буднікова, Л.В.Кузнецов та ін. За ред. А.Я.Барашикова. — К. : Вища школа, 1995. — 591 с.

11. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009. — [Чинний від 2011-06-01]. — К. : Мінрегіонбуд України, 2011. — 71 с. — (Національний стандарт України).

12. Захист від небезпечних геологічних процесів. Будівництво у сейсмічних районах України : ДБН В.1.1-12:2014. — [Чинний від 2015-07-01]. — К. : Мінрегіонбуд України, 2014. — 110 с. — (Національний стандарт України).

13. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення : ДБН В.2.1-10:2018. — [Чинний від 2019-01-01]. — К. : Мінрегіонбуд України, 2018. — 36 с. — (Національний стандарт України).

14. Гуденко, В.М. Технологія будівельного виробництва : навчальний посібник / В.М. Гуденко. — К.: Аграрна освіта, 2010. — 481 с.

15. Хохлін, Д.О. Випробування цегляних балок-стінок послідовною дією вертикальних та горизонтальних сил / Д.О. Хохлін, К.В. Попок // Наука та будівництво. — №2 (12). — 2017. — С. 40-45.

16. Розрахунок і конструювання кам'яних та армокам'яних конструкцій будівель та споруд : ДСТУ Б В.2.6-207:2015. — [Чинний від 2016-04-01]. — К.: Мінрегіонбуд України, 2015. — 356 с.

17. Клименко, Є.В. Зріз кам'яних конструкцій: монографія / Є.В. Клименко, О.С. Чернєва. — Одеса: Видавництво «Чорномор'я», 2010. — 173 с.

18. Настанова щодо проведення земляних робіт та улаштування основ і спорудження фундаментів : ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013. — [Чинний від 2014-01-01]. — К. : Мінрегіонбуд України, 2013. — 88 с. — (Національний стандарт України).

19. Голінько, В.І. Основи охорони праці : підручник / В.І. Голінько. — 2-ге вид. — Д.: НГУ, 2014. — 271 с.

ДОДАТКИ

Додаток А
Специфікація заповнення віконних та дверних прорізів

Таблиця А.1 – Специфікація заповнення віконних та дверних прорізів

Позиція	Позначення	Найменування	Кількість	Маса одиниці, кг	Примітка
Дверні блоки					
Д-1	Спецзамовлення	ДБ 0,9х2,1	262		Дерев'яні
Д-2	Спецзамовлення	ДБ 1,2х2,1	44		Дер. скляні
Д-3	Спецзамовлення	ДБ 0,7х2,1	41		Дерев'яні
Д-4	Спецзамовлення	ДБ 1,2х2,1	18		Дерев'яні
Д-5	Спецзамовлення	ДБ 1,5х2,1	16		Дер. скляні
Д-6	Спецзамовлення	ДБ 1,5х2,1	4		Металопласт.
Д-7	Спецзамовлення	ДБ 0,9 х2,1	2		Металопласт.
Д-8	Спецзамовлення	ДБ 1,2х2,1	4		Металопласт.
Д-9	Спецзамовлення	ДБ 1,2х2,1	4		Металопласт.
Віконні блоки					
В-1	Спецзамовлення	ВБ 1,8х1,8	184		Металопласт.
В-2	Спецзамовлення	ВБ 1,5х1,8	24		Металопласт.
В-3	Спецзамовлення	ВБ 1,2х1,8	8		Металопласт.
В-4	Спецзамовлення	ВБ 3,0х2,62	9		Металопласт.
В-5	Спецзамовлення	ВБ 0,9х2,62	4		Металопласт.
В-6	Спецзамовлення	ВБ 0,85х2,4	2		Металопласт.
В-7	Спецзамовлення	ВБ 1,8х2,4	1		Металопласт.
В-8	Спецзамовлення	ВБ1,5х2,4	2		Металопласт.
В-9	Спецзамовлення	ВБ3,0х1,5	35		Металопласт.

Додаток Б

Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни

Таблиця Б.2 – Теплотехнічні показники зовнішньої стіни

№ шару	Матеріал шару огорожувальної конструкції	Об'ємна маса $\gamma_0, \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$	Товщина шару, $\delta, \text{мм}$	Розрахунковий коефіцієнт теплопровідності $\lambda, \frac{\text{Вт}}{\text{м} \cdot \text{К}}$	Розрахунковий коефіцієнт теплозасвоєння $S, \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{К}}$
1	Фасадне облицювання	1800	20	0,93	11,09
2	Утеплювач	15	100	0,055	0,33
3	Цегла глиняна звичайна	1800	510	0,81	10,12
4	Внутрішня штукатурка	1800	20	0,93	11,09

Величина опору теплопередач зовнішньої стіни $R_{\Sigma \text{ пр}}$ повинна задовольняти умову:

$$R_{\Sigma \text{ пр}} \geq R_{q \text{ min}},$$

де R_o^{TP} – потрібний опір теплопередачі.

Визначаємо термічні опори окремих шарів $R_i = \frac{\delta_i}{\lambda_i}$:

де R_i – термічний опір i -го шару конструкції;

δ_i – товщина i -го шару, м;

λ_i – теплопровідність матеріалу i -го шару конструкції в розрахункових умовах експлуатації, Вт/(м · К):

$$R_1 = \frac{\delta_1}{\lambda_1} = \frac{0,02}{0,93} = 0,022 \text{ м}^2 \text{ К/Вт} \text{ – фасадне облицювання;}$$

$$R_2 = \frac{\delta_2}{\lambda_2} = \frac{0,1}{0,055} = 1,82 \text{ м}^2 \text{ К/Вт} \text{ – утеплювач;}$$

$$R_3 = \frac{\delta_3}{\lambda_3} = \frac{0,51}{0,81} = 0,63 \text{ м}^2 \text{ К/Вт} \text{ – цегла глиняна;}$$

$$R_4 = \frac{\delta_4}{\lambda_4} = \frac{0,02}{0,93} = 0,022 \text{ м}^2 \text{ К/Вт} \text{ – внутрішня штукатурка.}$$

Загальний термічний опір непрозорої термічно однорідної огороджувальної конструкції:

$$R_q = \frac{1}{\alpha_a} + \sum R_i + \frac{1}{\alpha_c} = \frac{1}{\alpha_a} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{1}{\alpha_c} =$$

$$= 0,132 + 0,022 + 1,82 + 0,63 + 0,022 + 0,043 = 2,67 (\text{м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт})$$

де $\alpha_a = 7,6 \text{ Вт/м}^2 \text{ }^\circ\text{С}$ – коефіцієнт теплопередачі внутрішньої поверхні;

$\alpha_c = 23 \text{ Вт/м}^2 \text{ }^\circ\text{С}$ – коефіцієнт тепловіддачі для умов зовнішньої поверхні (згідно додатку Е ДБН В.2.6-31-2006).

Перевіряємо виконання умови:

$$R_q = 2,67 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт} > R_{q,\min} = 2,2 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт} - \text{умова виконується.}$$

Додаток В

Теплотехнічний розрахунок покриття

Таблиця В.1 – Теплотехнічні показники покрівлі

№ шару	Матеріал шару огорожувальної конструкції	Об'ємна маса $\gamma_0, \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$	Товщина шару, $\delta, \text{мм}$	Розрахунковий коефіцієнт теплопровідності $\lambda, \frac{\text{Вт}}{\text{м} \cdot \text{К}}$	Розрахунковий коефіцієнт теплозасвоєння $S, \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{К}}$
1	Наплавлений рулонний матеріал	600	15	0,17	3,53
2	Керамзитобетон на керамзитовому піску	500	50	0,23	3,25
3	Гравій керамзитовий	400	100	0,14	1,99
4	Утеплювач	15	150	0,055	0,33
5	Пароізоляція	600	5	0,17	3,53
6	Плита покриття	2500	220	2,04	18,95

Величина опору теплопередач зовнішньої стіни $R_{\Sigma \text{ пр}}$ повинна задовольняти умову:

$$R_{\Sigma \text{ пр}} \geq R_{q \text{ min}},$$

де R_o^{TP} – потрібний опір теплопередачі.

Визначаємо термічні опори окремих шарів

$$R_i = \frac{\delta_i}{\lambda_i}$$

де R_i – термічний опір i -го шару конструкції;

δ_i – товщина i -го шару, м;

λ_i – теплопровідність матеріалу i -го шару конструкції в розрахункових умовах експлуатації, Вт/(м · К).

$$R_1 = \frac{\delta_1}{\lambda_1} = \frac{0,015}{0,17} = 0,088 \text{ м}^2 \text{ К/Вт} \text{ – наплавлений рулонний матеріал;}$$

$$R_2 = \frac{\delta_2}{\lambda_2} = \frac{0,05}{0,23} = 0,22 \text{ м}^2 \text{ К/Вт} \text{ – керамзитобетон на керамзитовому піску;}$$

$$R_3 = \frac{\delta_3}{\lambda_3} = \frac{0,1}{0,14} = 0,71 \text{ м}^2 \text{ К/Вт} - \text{гравій керамзитовий};$$

$$R_4 = \frac{\delta_4}{\lambda_4} = \frac{0,15}{0,055} = 2,73 \text{ м}^2 \text{ К/Вт} - \text{утеплювач};$$

$$R_5 = \frac{\delta_5}{\lambda_5} = \frac{0,005}{0,17} = 0,03 \text{ м}^2 \text{ К/Вт} - \text{пароізоляція};$$

$$R_6 = \frac{\delta_6}{\lambda_6} = \frac{0,22}{2,04} = 0,11 \text{ м}^2 \text{ К/Вт} - \text{плита покриття};$$

Загальний термічний опір покриття з утеплювачем:

$$\begin{aligned} R_q &= \frac{1}{\alpha_{\dot{a}}} + \sum R_i + \frac{1}{\alpha_{\dot{c}}} = \frac{1}{\alpha_{\dot{a}}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{\delta_5}{\lambda_5} + \frac{\delta_6}{\lambda_6} + \frac{1}{\alpha_{\dot{c}}} = \\ &= 0,132 + 0,088 + 0,22 + 0,71 + 2,73 + 0,03 + 0,11 + 0,043 = \\ &= 4,06 (\text{м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}) \end{aligned}$$

де $\alpha_6 = 7,6 \text{ Вт/м}^2 \text{ }^\circ\text{С}$ – коефіцієнт теплопередачі внутрішньої поверхні;

$\alpha_3 = 23 \text{ Вт/м}^2 \text{ }^\circ\text{С}$ – коефіцієнт тепловіддачі для умов зовнішньої поверхні (згідно додатку Е ДБН В.2.6-31-2006).

Перевіряємо виконання умови:

$$R_q = 4,06 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт} > R_{q,\min} = 3,9 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт} - \text{умова виконується.}$$

Додаток Г

Розрахунок плити перекриття

Г.1 Навантаження на плиту перекриття

Таблиця Г.1 – Збір навантаження на плиту перекриття

№ п/п	Найменування навантаження	Нормативне навантаження кПа	Коефіцієнти		Розрахункове навантаження кПа
			γ_f	γ_n	
1	Керамічна плитка $b=7$ мм, $\rho_m=1900$ кг/м	0,14	1,1	0,95	0,146
2	Клей для плитки $b=3$ мм, $\rho_m=1800$ кг/м ³	0,06	1,3	0,95	0,074
3	Цементно- піщана стяжка, $b=30$ мм, $\rho_m=1800$ кг/м ³	0,66	1,3	0,95	0,82
4	Шлакобетон $b=35$ мм	0,42	1,3	0,95	0,52
5	Гідроізоляція $b=5$ мм	0,075	1,3	0,95	0,093
6	Залізобетонна плита, $b=220$ мм, $\rho_m=2600$ кг/м ³	2,6	1,1	0,95	2,72
7	Вага перегородок	0,5	1,1	0,95	0,52
8	Постійне навантаження	4,46			4,89
	Тимчасове навантаження довготривале	2,00	1,3	0,95	2,47
	короткотривале	1,20	1,3	0,95	1,48
	короткотривале	0,8	1,3	0,95	0,99
	Повне навантаження, в т.ч. довготривале	6,46 5,66			7,36 6,37

Г.2 Розрахунок плити за першою групою граничних станів

Г.2.1 Розрахунок міцності за нормальними перерізами

Дійсний поперечний переріз плити перекриття (рис. Г.1) зводимо до еквівалентного двотаврового (рис. Г.2) з такими розмірами: $b_f = 1490$ мм; $b'_f = 1470$ мм; $h = 220$ мм; $h_f = h'_f = (h - h_1)/2 = (22 - 14,3)/2 = 3,85$ см, де $h_1 = 0,9 \cdot d = 14,3$ см, тут d – діаметр отворів у плиті, він становить 159 мм. Зведена ширина ребра $b = b'_f - n h_1 = 147 - 7 \cdot 14,3 = 46,9$ см, де $n = 7$ – кількість отворів у плиті.

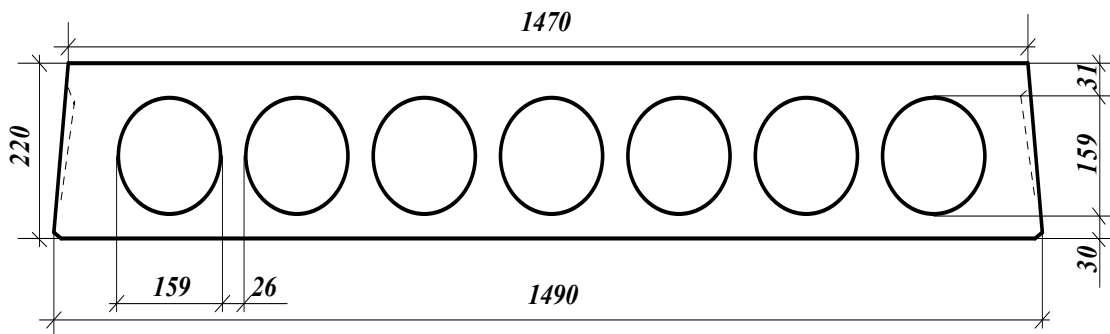


Рисунок Г.1 – Дійсний переріз плити перекриття

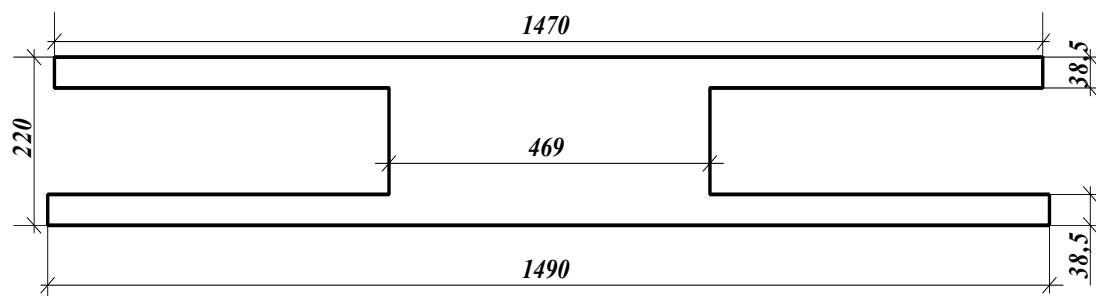


Рисунок Г.2 – Зведений переріз плити перекриття

Робоча висота перерізу $h_0 = h - a = 22 - 3 = 19$ см.

Визначаємо момент, що сприймається полицею тавра:

$$\begin{aligned} M'_f &= R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5h'_f) = \\ &= 8,5 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 1,47 \cdot 0,0385 \cdot (0,19 - 0,5 \cdot 0,0385) = 74 \text{ кНм}. \end{aligned}$$

Отже, $M'_f = 74 \text{ кНм} > M = 44,18 \text{ кНм}$, а це означає, що нейтральна вісь проходить у полиці тавра, тому розрахунок ведемо, як для прямокутного перерізу, ширина якого $b = b'_f = 1,47 \text{ м}$.

Обчислимо коефіцієнт

$$\alpha_m = M / (R_b \gamma_{b2} b'_f h_0^2) = 44,18 \cdot 10^3 / (8,5 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 1,47 \cdot 0,19^2) = 0,108.$$

За таблицями знаходимо відповідні значення $\xi = 0,110$; $\zeta = 0,943$.

Характеристика стиснутої зони перерізу

$$\omega = 0,85 - 0,008 R_b \gamma_{b2} = 0,85 - 0,008 \cdot 8,5 \cdot 0,9 = 0,789.$$

Гранична висота стиснутої зони бетону

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,789}{1 + \frac{775}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,789}{1,1}\right)} = 0,548,$$

де $\sigma_{sR} = R_s + 400 - \sigma_{sp} = 680 + 400 - 0,75 \cdot 407,9 = 775$ МПа,

тут умовним коефіцієнтом 0,75 попередньо враховано втрати попереднього натягу арматури.

Коефіцієнт умов роботи арматури класу А800 ДСТУ 3760-98 визначається за умови:

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) (2\xi/\xi_R - 1) \leq \eta,$$

де $\eta = 1,15$ для арматури класу АТ-V (А800 ДСТУ 3760-98),

$$\gamma_{s6} = 1,15 - (1,15 - 1)(2 \cdot 0,11/0,548 - 1) = 1,06.$$

Обчислимо площу поперечного перерізу робочої поздовжньої арматури

$$A_s = M / (\zeta h_0 R_s \gamma_{s6}) = 44,18 / (0,943 \cdot 0,19 \cdot 680 \cdot 1,06) = 3,42 \text{ см}^2.$$

За сортаментом приймаємо 6Ø10А800, з $A_{sp, \text{факт.}} = 4,71 \text{ см}^2$

Г.2.2 Розрахунок міцності за нахиленими перерізами

Розрахункове поперечне зусилля $Q = 31,12 \text{ кН}$. Перевіримо умову міцності по нахиленому перерізу між похилими тріщинами, припускаючи, що $\varphi_{wl} = 1$ (тобто, без врахування поперечної арматури):

$$Q = 31,12 \text{ кН} \leq 0,3 \varphi_{wl} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b h_0,$$

де $\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b \gamma_{b2} = 1 - 0,01 \cdot 8,5 \cdot 0,9 = 0,924$.

Підставивши значення, отримаємо

$$0,3 \cdot 1 \cdot 0,924 \cdot 8,5 \cdot 0,9 \cdot 0,469 \cdot 0,19 = 189 \text{ кН}.$$

Отже, $31,12 \text{ кН} < 189 \text{ кН}$, умова виконується, розміри поперечного перерізу плити достатні.

Розрахунок залізобетонної плити з поперечною арматурою на дію поперечної сили для забезпечення міцності по похилій тріщині ведеться по найнебезпечнішому перерізу за умовою :

$$Q \leq Q_b + Q_{sw},$$

де Q - поперечна сила від зовнішнього навантаження;

Q_b - поперечне зусилля, що сприймається бетоном;

Q_{sw} - поперечне зусилля, що сприймається поперечною арматурою.

Зусилля Q_b визначається за формулою:

$$Q_b = \varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b h_o^2 / c \geq \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b h_o$$

причому $(1 + \varphi_f + \varphi_n) \leq 1,5$,

де φ_{b2} - коефіцієнт, що враховує вплив виду бетону, для важкого бетону $\varphi_{b2} = 2,0$;

φ_f - коефіцієнт, що враховує вплив стиснутої полиці двотаврового перерізу, $\varphi_f \leq 0,5$, і при восьми ребрах між порожнинами визначається за формулою:

$$\varphi_f = 8 \cdot 0,75 \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_o} = 8 \cdot 0,75 \frac{(584,5 - 469)38,5}{469 \cdot 190} = 8 \cdot 0,037 = 0,296 \leq 0,5,$$

тут $b'_f \leq b + 3h'_f = 469 + 3 \cdot 38,5 = 584,5$ мм.

φ_n - коефіцієнт, що враховує вплив поздовжніх стискуючих сил:

$$\varphi_n = 0,1 \frac{N}{R_{bt}bh_o} \leq 0,5.$$

Для попередньо напруженої плити $N = P$, де P - зусилля попереднього обтиску, що обчислюється так:

$$P = A_{sp} \cdot \sigma_{sp} = 4,71 \cdot 0,75 \cdot 407,9 = 144,1 \text{ кН}.$$

Обчислимо $\varphi_n = 0,1 \frac{144,1}{0,75 \cdot 0,9 \cdot 0,469 \cdot 0,19} = 0,293 < 0,5$, отже, в розрахунках

приймаємо $\varphi_n = 0,293$.

Обчислимо $(1 + \varphi_f + \varphi_n) = 1 + 0,296 + 0,293 = 1,589 > 1,5$, тому в розрахунках приймаємо $1,5$.

φ_{b3} - коефіцієнт, для важкого бетону $\varphi_{b3} = 0,6$.

Виконаємо підстановку у формулу

$$Q_b = \varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b h_o^2 / c$$

$$Q_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 0,75 \cdot 0,9 \cdot 0,469 \cdot 0,19^2 / (2 \cdot 0,19) = 90,2 \text{ кН}.$$

Обчислене значення є більшим від

$$\varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b h_o = 0,6 \cdot 1,5 \cdot 0,75 \cdot 0,9 \cdot 0,469 \cdot 0,19 = 54,1 \text{ кН}.$$

Значення $Q_b = 90,2 \text{ кН} > Q = 31,12 \text{ кН}$, отже, поперечна арматура за розрахунком не потрібна і встановлюємо її лише за конструктивними вимогами.

Г.3 Розрахунок плити за другою групою граничних станів

Г.3.1 Визначення геометричних характеристик перерізу

Геометричні характеристики зведеного перерізу при

$$\alpha = E_s / E_b = 190000 / 23000 = 8,26,$$

$$\alpha A_{sp} = 8,26 \cdot 4,71 = 38,9 \text{ см}^2.$$

Площа зведеного перерізу

$$A_{red} = A + \alpha A_{sp} + \alpha A'_{sp} + \alpha A_s + \alpha A'_s.$$

У стиснутій зоні не встановлюється попередньо напружувана арматура, тому $A'_{sp} = 0$.

Для арматури Вр-1 сітки С-1 визначимо

$$\alpha = E_s / E_b = 170000 / 23000 = 7,39.$$

$$A_{red} = [149 \cdot 3,85 + 147 \cdot 3,85 + 46,9 \cdot (22 - 2 \cdot 3,85)] + 38,9 + 7,39 \cdot 0,565 = 1853,35 \text{ см}^2,$$

Статичний момент відносно нижньої грані перерізу панелі:

$$\begin{aligned} S_{red} &= S + \alpha S_{sp} + \alpha S_s + \alpha S'_s = \\ &= [149 \cdot 3,85 \cdot 3,85 / 2 + 147 \cdot 3,85 \cdot (22 - 3,85 / 2) + 46,9 \cdot 14,3 \cdot (14,3 / 2 + 3,85)] + 38,9 \cdot 3 + \\ &\quad + 7,39 \cdot 0,565 \cdot 1,3 + 7,39 \cdot 0,565 \cdot 20 = 20048,7 \text{ см}^3. \end{aligned}$$

Віддаль від центру ваги зведеного перерізу до нижньої грані панелі

$$y_0 = S_{red} / A_{red} = 20048,7 / 1853,35 = 10,82 \text{ см}.$$

Момент інерції зведеного перерізу відносно центру ваги становить:

$$I_{red} = I + \alpha A_{sp} y_1^2 + \alpha A'_s y_2^2 + \alpha A_s y_3^2.$$

$$y_1 = 10,82 - 3 = 7,82 \text{ см}; \quad y_2 = 22 - 10,82 - 2 = 9,18 \text{ см};$$

$$y_3 = 10,82 - 1,3 = 9,52 \text{ см}.$$

$$\begin{aligned} I_{red} &= 149 \cdot 3,85^3 / 12 + 149 \cdot 3,85 \cdot (10,82 - 3,85 / 2)^2 + 147 \cdot 3,85^3 / 12 + \\ &+ 46,9 \cdot 14,3^3 / 12 + 147 \cdot 3,85 \cdot (22 - 10,82 - 3,85 / 2)^2 + 46,9 \cdot 14,3 \cdot (14,3 / 2 + 3,85 - \\ &- 10,82)^2 + 38,9 \cdot (10,82 - 3)^2 + 7,39 \cdot 0,565 \cdot (22 - 10,82 - 2)^2 + 7,39 \cdot 0,565 \cdot (10,82 - \\ &- 1,3)^2 = 109831,5 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

Момент опору для розтягнутої грані перерізу

$$W_{red} = I_{red} / y_0 = 109831,5 / 10,82 = 10150,8 \text{ см}^3.$$

Для стиснутої зони:

$$W'_{red} = I_{red} / (h - y_0) = 109831,5 / (22 - 10,82) = 9823,9 \text{ см}^3.$$

Знайдемо віддаль від центру ваги зведеного перерізу до ядрової точки, найвіддаленішої від розтягнутої зони, де перевіряється тріщиноутворення:

$$r = \varphi W_{red} / A_{red} = 0,83 \cdot 10150,8 / 1853,35 = 4,56 \text{ см},$$

тут $\varphi = 1,6 - \sigma_b / R_{b,ser} = 1,6 - 8,5/11 = 0,83$, причому $0,7 \leq \varphi \leq 1,0$.

Аналогічно визначимо віддаль від центру ваги зведеного перерізу до ядрової точки, найвіддаленішої від розтягнутої зони при дії зусиль попереднього обтиску

$$r = \varphi W'_{red} / A_{red} = 0,83 \cdot 9823,9 / 1853,35 = 4,40 \text{ см}.$$

Г.3.2 Визначення втрат попереднього натягу при натягуванні арматури на упори

Попередній натяг арматури σ_{sp} без врахування втрат приймається рівним $0,6 R_{sn} = 0,6 \cdot 785 = 471 \text{ МПа}$. При розрахунку втрат коефіцієнт точності натягу арматури $\gamma_{sp} = 1$.

Визначимо перші втрати:

- від релаксації напружень арматури при електротермічному способі натягу стержньової арматури

$$\sigma_1 = 0,03 \cdot \sigma_{sp} = 0,03 \cdot 471 = 15,7 \text{ МПа};$$

- від температурного перепаду для бетону класу В15

$$\sigma_2 = \Delta t^0$$

Проте при пропарюванні форма з упорами нагрівається разом з плитою, тому

$$\sigma_2 = 0;$$

- втрати внаслідок деформації анкерів, розташованих біля натяжних пристроїв, для електротермічного способу

$$\sigma_3 = 0;$$

- втрати внаслідок тертя арматури відсутні, тому

$$\sigma_4 = 0;$$

- втрати внаслідок деформації сталеві форми для електротермічного способу натягу

$$\sigma_5 = 0;$$

- втрати від швидконаростаючої повзучості бетону

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \cdot \sigma_{bp} / R_{bp}.$$

Обчислимо зусилля обтиску

$$P_1 = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2) = 4,71 \cdot (471 - 15,7) = 214,4 \text{ кН}.$$

Ексцентриситет зусилля обтиску P_1 відносно центру ваги зведеного перерізу $e_{op} = y_0 - a_p = 10,82 - 3 = 7,82 \text{ см}.$

Напруження в бетоні при обтиску

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op} y_o}{I_{red}} = \frac{214,4}{1853,35} + \frac{214,4 \cdot 7,82 \cdot 10,82}{109831,5} = 2,81 \text{ МПа}.$$

Встановлюємо значення передаточної міцності бетону з умови:

$$\sigma_{bp} / R_{bp} \leq 0,75 \Rightarrow R_{bp} = \sigma_{bp} / 0,75 = 2,81 / 0,75 = 3,75 \text{ МПа}.$$

Зважаючи на $R_{bp} \geq 0,5B15 = 7,5 \text{ МПа}$, тому, $R_{bp} = 7,5 \text{ МПа}$.

Тоді співвідношення $\sigma_{bp} / R_{bp} = 2,81 / 7,5 = 0,375 < 0,75$.

Обчислимо стискуюче напруження в бетоні на рівні центру ваги напружуваної арматури від зусиль обтиску P_1 (без врахування моменту від власної ваги плити перекриття):

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op}^2}{I_{red}} = \frac{214,4}{1853,35} + \frac{214,4 \cdot 7,82^2}{109831,5} = 2,35 \text{ МПа}.$$

Співвідношення $\sigma_{bp} / R_{bp} = 2,35 / 7,5 = 0,313$.

Обчислимо коефіцієнт $\alpha = 0,25 + 0,025 R_{bp} \leq 0,8$;

$$\alpha = 0,25 + 0,025 \cdot 7,5 = 0,438 < 0,8.$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 0,313 < \alpha = 0,438, \text{ тому можна визначити втрати від}$$

швидконаростаючої повзучості для бетону, що піддається теплообробці:

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \cdot \sigma_{bp} / R_{bp} = 0,85 \cdot 40 \cdot 0,313 = 10,6 \text{ МПа.}$$

Сумарні перші втрати становитимуть:

$$\sigma_{los,1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6 = 15,7 + 10,6 = 26,3 \text{ МПа.}$$

З врахуванням перших втрат $\sigma_{los,1}$ зусилля обтиску

$$P_1 = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{los,1}) = 4,71 (471 - 26,3) = 209,5 \text{ кН.}$$

Тоді напруження σ_{bp} становитиме: $\sigma_{bp} = \frac{209,5}{1853,35} + \frac{209,5 \cdot 7,82^2}{109831,5} = 2,3 \text{ МПа.}$

Співвідношення $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{2,3}{7,5} = 0,31.$

Обчислимо другі втрати:

- від усадки бетону – для важкого бетону класу В15, що пропарюється

$$\sigma_8 = 35 \text{ МПа;}$$

- від повзучості бетону при $\sigma_{bp}/R_{bp} = 0,31 < 0,75$:

$$\sigma_9 = 150 \alpha \sigma_{bp}/R_{bp} = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,31 = 39,5 \text{ МПа,}$$

де $\alpha = 0,85$ – для бетону, що пропарюється.

Другі втрати становитимуть

$$\sigma_{los,2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 39,5 = 74,5 \text{ МПа.}$$

Сумарні втрати попереднього натягу арматури становлять

$$\sigma_{los} = \sigma_{los,1} + \sigma_{los,2} = 26,3 + 74,5 = 100,8 \text{ МПа}$$

Приймаємо значення усіх втрат $\sigma_{los} = 100 \text{ МПа.}$

Зусилля обтиску з врахуванням всіх втрат становитиме:

$$P_2 = A_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 4,71 (471 - 100) = 174,7 \text{ кН.}$$

Г.3.3 Розрахунок на утворення тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента

Розрахунок плити як згинального елемента на утворення тріщин виконуємо за умовою:

$$M_r \leq M_{crc} ,$$

де M_r – момент зовнішніх сил, розташованих по один бік від розрахункового перерізу, відносно осі, що проходить через ядрову точку, найвіддаленішу від розтягнутої зони, тріщиностійкість якої перевіряється, і паралельної до нульової лінії;

M_{crc} – момент, що сприймається перерізом, нормальним до поздовжньої осі елемента, при утворенні тріщин і визначається за формулою:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} \pm M_{rp} ,$$

тут M_{rp} – момент зусилля P відносно тієї ж осі, що і для визначення M_r ; знак моменту визначається за напрямком обертання (“плюс” – коли напрямки обертання моментів M_{rp} і M_r протилежні; “мінус” – коли напрямки співпадають); визначається за формулою:

$$M_{rp} = P (e_{0p} \pm r) .$$

Значення W_{pl} можна визначити наближено, виходячи з пружного моменту опору W_{red} за формулою

$$W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,5 \cdot 10150,8 = 15226,2 \text{ см}^3 ,$$

де γ – коефіцієнт, що враховує вплив непружних деформацій бетону розтягнутої зони залежно від форми поперечного перерізу, при $b'_f / b = 1470/469 = 3,13 \approx b_f / b = 1490 / 469 = 3,17$, ці значення більші за 2, але менші від 6, тому $\gamma = 1,5$.

Зусилля попереднього обтиску з врахуванням всіх втрат при коефіцієнті точності натягу $\gamma_{sp} = 0,8$ становить

$$P = \gamma_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) A_{sp} = 0,866 \cdot (471 - 100) \cdot 4,71 = 151,3 \text{ кН} .$$

Момент при утворенні тріщин становитиме

$$\begin{aligned} M_{crc} &= R_{bt,ser} \cdot W_{pl} + M_{rp} = \\ &= 1,15 \text{ МПа} \cdot 0,9 \cdot 15226,2 \text{ см}^3 + 151,3 \text{ кН} \cdot (7,82 + 4,56) \text{ см} = 17,6 \text{ кНм} . \end{aligned}$$

$$M_r = M^n = 38,75 \text{ кНм} > M_{crc} = 17,6 \text{ кНм} ,$$

Отже, тріщини утворюються.

Для елементів третьої категорії тріщиностійкості, які розраховують на розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента, при дії короткотривалих і довготривалих навантажень повинна виконуватись умова:

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} < a_{crc,max},$$

де $a_{crc1} - a_{crc2}$ – приріст ширини розкриття тріщин в результаті короткотривалого збільшення навантаження від постійного і довготривалого до повного;
 a_{crc3} – ширина розкриття тріщин від довготривалої дії постійного і довготривалого навантаження.

Ширину розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента, визначають за формулою :

$$a_{crc} = \varphi_l \eta \delta \lambda \frac{\sigma_s}{E_s} d,$$

де φ_l – коефіцієнт, що при дії короткотривалих навантажень і нетривалій дії постійних і довготривалих навантажень становить $1,0$; при тривалій дії постійних і довготривалих навантажень для конструкцій з важкого бетону при звичайній вологості $\varphi_l = 1,60 - 15\mu$;

η – коефіцієнт, для стержневої арматури періодичного профілю $1,0$;

δ – коефіцієнт, що визначається за формулою:

$$\delta = \frac{\alpha}{\varphi_d (1 + 2\alpha\mu)},$$

тут $\alpha = E_s / E_b = 190000 / 23000 = 8,26$;

φ_d – коефіцієнт, що залежить від діаметру арматури, для $\varnothing 10$ $\varphi_d = 1,0$;

μ – коефіцієнт, що дорівнює відношенню площі перерізу арматури S до площі перерізу бетону розтягнутої зони в нормальному перерізі.

Г.3.3.1 Визначення ширини розкриття тріщин від нетривалої дії повного навантаження

Розрахунок виконуємо за формулою $a_{crc,1} = \varphi_l \eta \delta \lambda \frac{\sigma_{s,1}}{E_s} d$ при дії нормативного експлуатаційного навантаження $M_{tot} = M^n = 38,75$ кНм. Зусилля

попереднього обтиску з урахуванням перших втрат становить $P_1 = 209,5$ кН, що діє з ексцентриситетом $e_{sp} = 7,82$ см.

Ексцентриситет

$$e_{s,tot} = \left| \frac{M}{N_{tot}} \right| = \left| \frac{M_{tot} + P_1 e_{sp}}{P_1} \right| = \left| \frac{38,75 + 209,5 \cdot 0,0782}{209,5} \right| = 0,263 \text{ м.}$$

Відстань від центру ваги зведеного перерізу до центру ваги поздовжньої арматури розтягнутої зони $y = 7,82$ см, відстань від центру ваги зведеного перерізу до верхньої ядрової точки $r = 4,56$ см.

$$\varphi_n = \frac{1}{1 \mp \frac{y+r}{e_{s,tot}}} = \frac{1}{1 - \frac{7,82 + 4,56}{26,3}} = 1,89;$$

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{|\pm M_\gamma \pm M_{rp}|} = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M_{tot} - M_{rp}} = \frac{1,15 \cdot 15226,2}{38,75 - 151,3(7,82 + 4,56)} = 0,475 \leq 1,0;$$

$$\varphi_{ls} = 1,1,$$

$$\frac{e_{s,tot}}{h_0} = \frac{0,263}{0,19} = 1,38 > \frac{1,2}{\varphi_{ls}} = \frac{1,2}{1,1} = 0,9;$$

Обчислимо коефіцієнт, що враховує роботу розтягнутого бетону на ділянці з тріщинами:

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8 \varphi_m) e_{s,tot} / h_0} \leq 1,0,$$

тут φ_{ls} – коефіцієнт, що враховує вплив тривалості дії навантаження; для бетону класу В15 і стержневої арматури періодичного профілю при нетривалій дії навантаження $\varphi_{ls} = 1,1$, а при тривалій дії $\varphi_{ls} = 0,8$.

Після підстановки отримаємо:

$$\psi_s = 1,25 - 1,1 \cdot 0,475 - \frac{1 - 0,475^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 0,475) \cdot 1,38} = 0,21 < 1,0;$$

$$\psi_b = 0,9;$$

$$\varphi_s = \frac{A'_s \psi_s}{A_s \psi_b} = \frac{0,565 \cdot 0,21}{(4,71 + 0,565) \cdot 0,9} = 0,020;$$

$$\beta = \alpha \mu \frac{\psi_b \varphi_{b2}}{\psi_s \varphi_{b1}} = 8,26 \cdot 0,0059 \frac{0,9 \cdot 1}{0,21 \cdot 0,85} = 0,25;$$

$$\text{тут } \mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{4,71 + 0,565}{46,9 \cdot 19} = 0,0059;$$

Коефіцієнт, що враховує вплив стиснутих полиць у таврових і двотаврових елементах, визначається за формулою:

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{\beta b h_0} = \frac{(147 - 46,9) \cdot 3,85}{0,25 \cdot 46,9 \cdot 19} = 1,73;$$

$$\varphi_s = \beta \left(\sqrt{1 + \frac{2 \left(1 + \varphi_s \frac{a'}{h_0} \right) \left(1 + 0,5 \varphi_f \frac{h_f}{h_0} \right)}{\varphi_n \beta (1 + \varphi_s)^2 (1 + \varphi_f)^2}} - 1 \right)$$

Після підстановки отримаємо:

$$\varphi_s = 0,25 \left(\sqrt{1 + \frac{2 \left(1 + 0,020 \frac{3}{19} \right) \left(1 + 0,5 \cdot 1,73 \frac{3,85}{19} \right)}{1,89 \cdot 0,25 (1 + 0,020)^2 (1 + 1,73)^2}} - 1 \right) = 0,071;$$

Висота стиснутої зони у нормальному перерізі з тріщиною, яку обчислюють за формулою

$$x_1 = \varphi_s (1 + \varphi_s) (1 + \varphi_f) \varphi_n h_0 = 0,071 (1 + 0,071) (1 + 1,73) 1,89 \cdot 19 = 7,5 \text{ см};$$

Коефіцієнт, що дорівнює відношенню площі перерізу арматури до площі перерізу бетону розтягнутої зони в нормальному перерізі елемента

$$\mu = \frac{A_{sp} + A_s}{(h - x - h_f)b + h_f b_f} = \frac{4,71 + 0,565}{(22 - 7,5 - 3,85)46,9 + 3,85 \cdot 149} = 0,0049;$$

$$\delta = \frac{\alpha}{\varphi_n (1 + 2\alpha\mu)} = \frac{8,26}{1,0 \cdot (1 + 2 \cdot 8,26 \cdot 0,0049)} = 7,6;$$

$$\lambda = \frac{\left(2 - \frac{h'_f}{x} \right) (b'_f - b) h'_f}{bx} = \frac{\left(2 - \frac{3,85}{7,5} \right) (147 - 46,9) 3,85}{46,9 \cdot 7,5} = 1,63;$$

$$z = \left(h_0 - \frac{x}{3} \right) \left(\frac{1 + \lambda \frac{h_0 - 0,5h'_f}{h_0 - x/3}}{1 + \lambda} \right) = \left(19 - \frac{7,5}{3} \right) \left(\frac{1 + 1,63 \frac{19 - 3,85/2}{19 - 7,5/3}}{1 + 1,63} \right) = 16,86.$$

Зусилля попереднього обтиску з урахуванням перших та других втрат

$$P_2 = 174,7 \text{ кН.}$$

$$\sigma_{s1} = \frac{M_{tot} - P_2(z - e_{sp})}{A_s z} = \frac{38,75 - 174,7(0,1686 - 0,0782)}{(4,71 + 0,565)10^{-4} \cdot 0,1686} = 224,4 \text{ МПа};$$

$$w = \frac{5 + 0,6 \frac{\sigma_s}{R_{b,ser}}}{\delta} = \frac{5 + 0,6 \frac{224,4}{11}}{7,6} = 2,27;$$

$$\lambda = 2 \left(1 - \frac{1}{e^w} \right) = 2 \left(1 - \frac{1}{e^{2,27}} \right) = 1,79 \geq 1,45, \text{ тому приймаємо } \lambda = 1,45.$$

Обчислимо ширину розкриття тріщин від нетривалої дії повного навантаження за формулою:

$$a_{crc,1} = \varphi_l \eta \delta \lambda \frac{\sigma_{s,1}}{E_s} d = 1 \cdot 1 \cdot 7,6 \cdot 1,45 \frac{224,4}{1,9 \cdot 10^5} \cdot 10 = 0,130 \text{ мм.}$$

Г.3.3.2 Визначення ширини розкриття тріщин від нетривалої дії постійного та довготривалого тимчасового навантаження

Розрахунок виконуємо за формулою: $a_{crc,2} = \varphi_l \eta \delta \lambda \frac{\sigma_{s,2}}{E_s} d$ при дії нормативного довготривалого навантаження $M_l = 33,95 \text{ кНм}$. Зусилля попереднього обтиску з урахуванням перших втрат становить $P_1 = 209,5 \text{ кН}$, що діє з ексцентриситетом $e_{sp} = 7,82 \text{ см}$.

Ексцентриситет

$$e_{s,tot} = \left| \frac{M}{N_{tot}} \right| = \left| \frac{M_l + P_1 e_{sp}}{P_1} \right| = \left| \frac{33,95 + 209,5 \cdot 0,0782}{209,5} \right| = 0,240 \text{ м.}$$

Відстань від центру ваги зведеного перерізу до центру ваги поздовжньої арматури розтягнутої зони $y = 7,82$ см, відстань від центру ваги зведеного перерізу до верхньої ядрової точки $r = 4,56$ см.

$$\varphi_n = \frac{1}{1 \mp \frac{y+r}{e_{s,tot}}} = \frac{1}{1 - \frac{7,82 + 4,56}{24,0}} = 2,08;$$

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{|\pm M_r \mp M_{rp}|} = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M_{tot} - M_{rp}} = \frac{1,15 \cdot 15226,2}{33,95 - 151,3 \cdot (7,82 + 4,56)} = 0,546 < 1,0;$$

$$\varphi_{ls} = 1,1,$$

$$\frac{e_{s,tot}}{h_0} = \frac{0,240}{0,19} = 1,26 > \frac{1,2}{\varphi_{ls}} = \frac{1,2}{1,1} = 0,9;$$

Обчислимо коефіцієнт, що враховує роботу розтягнутого бетону на ділянці з тріщинами:

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8 \varphi_m) e_{s,tot} / h_0} \leq 1,0,$$

Після підстановки отримаємо:

$$\psi_s = 1,25 - 1,1 \cdot 0,546 - \frac{1 - 0,546^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 0,546) \cdot 1,26} = 0,17 < 1,0;$$

$$\psi_b = 0,9;$$

$$\varphi_s = \frac{A'_s \psi_s}{A_s \psi_b} = \frac{0,565 \cdot 0,17}{(4,71 + 0,565) \cdot 0,9} = 0,0164;$$

$$\beta = \alpha \mu \frac{\psi_b \varphi_{b2}}{\psi_s \varphi_{b1}} = 8,26 \cdot 0,0059 \frac{0,9 \cdot 1}{0,17 \cdot 0,85} = 0,3$$

$$\text{ТУТ } \mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{4,71 + 0,565}{46,9 \cdot 19} = 0,0059;$$

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b) h'_f}{\beta b h_0} = \frac{(147 - 46,9) \cdot 3,85}{0,3 \cdot 46,9 \cdot 19} = 1,44;$$

$$\varphi_s = \beta \left(\sqrt{1 + \frac{2 \left(1 + \varphi_s \frac{a'}{h_0}\right) \left(1 + 0,5 \varphi_f \frac{h_f}{h_0}\right)}{\varphi_n \beta (1 + \varphi_s)^2 (1 + \varphi_f)^2}} - 1 \right)$$

Після підстановки отримаємо:

$$\varphi_s = 0,3 \left(\sqrt{1 + \frac{2 \left(1 + 0,0164 \frac{3}{19}\right) \left(1 + 0,5 \cdot 1,44 \frac{3,85}{19}\right)}{2,08 \cdot 0,3 (1 + 0,0164)^2 (1 + 1,44)^2}} - 1 \right) = 0,079;$$

$$x_2 = \varphi_s (1 + \varphi_s) (1 + \varphi_f) \varphi_n h_0 = 0,079 (1 + 0,0164) (1 + 1,44) 2,08 \cdot 19 = 7,7 \text{ см};$$

$$\lambda = \frac{\left(2 - \frac{h'_f}{x}\right) (b'_f - b) h'_f}{bx} = \frac{\left(2 - \frac{3,85}{7,7}\right) (147 - 46,9) 3,85}{46,9 \cdot 7,7} = 1,6;$$

$$z = \left(h_0 - \frac{x}{3}\right) \left(\frac{1 + \lambda \frac{h_0 - 0,5 h'_f}{h_0 - x/3}}{1 + \lambda}\right) = \left(19 - \frac{7,7}{3}\right) \left(\frac{1 + 1,6 \frac{19 - 3,85/2}{19 - 7,7/3}}{1 + 1,6}\right) = 16,83.$$

$$P_2 = 174,7 \text{ кН};$$

$$\sigma_{s2} = \frac{M_l - P_2 (z - e_{sp})}{A_s z} = \frac{33,95 - 174,7 (0,1683 - 0,0782)}{(4,71 + 0,565) 10^{-4} \cdot 0,1683} = 205,1 \text{ МПа};$$

$$\mu = \frac{A_{sp} + A_s}{(h - x - h_f) b + h_f b_f} = \frac{4,71 + 0,565}{(22 - 7,7 - 3,85) 46,9 + 3,85 \cdot 149} = 0,005.$$

$$\delta = \frac{\alpha}{\varphi_d (1 + 2\alpha\mu)} = \frac{8,26}{1,0 \cdot (1 + 2 \cdot 8,26 \cdot 0,005)} = 7,63;$$

$$w = \frac{5 + 0,6 \frac{\sigma_s}{R_{b,ser}}}{\delta} = \frac{5 + 0,6 \frac{205,1}{11}}{7,63} = 2,12;$$

$$\lambda = 2 \left(1 - \frac{1}{e^w}\right) = 2 \left(1 - \frac{1}{e^{2,12}}\right) = 1,76 > 1,45, \text{ тому приймаємо } \lambda = 1,45.$$

Обчислимо ширину розкриття тріщин від нетривалої дії повного навантаження за формулою:

$$a_{crc,2} = \varphi_l \eta \delta \lambda \frac{\sigma_{s,2}}{E_s} d = 1 \cdot 1 \cdot 7,63 \cdot 1,45 \frac{205,1}{1,9 \cdot 10^5} \cdot 10 = 0,119 \text{ мм.}$$

$$a_{crc,2} = 0,119 \text{ мм} < [a_{crc,2}] = 0,2 \text{ мм.}$$

Г.3.3.3 Визначення ширини розкриття тріщин від тривалої дії постійного та довготривалого тимчасового навантаження

Розрахунок виконуємо за формулою $a_{crc,3} = \varphi_l \eta \delta \lambda \frac{\sigma_{s,3}}{E_s} d$ при дії нормативного довготривалого навантаження $M_l = 33,95 \text{ кНм}$. Зусилля попереднього обтиску з урахуванням перших втрат становить $P_l = 209,5 \text{ кН}$, що діє з ексцентриситетом $e_{sp} = 7,82 \text{ см}$.

Ексцентриситет

$$e_{s,tot} = \left| \frac{M}{N_{tot}} \right| = \left| \frac{M_l + P_l e_{sp}}{P_l} \right| = \left| \frac{33,95 + 209,5 \cdot 0,0782}{209,5} \right| = 0,24 \text{ м.}$$

$$\varphi_n = \frac{1}{1 \mp \frac{y+r}{e_{s,tot}}} = \frac{1}{1 - \frac{7,82 + 4,56}{24,0}} = 2,08;$$

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{|\pm M_r \mp M_{rp}|} = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M_{tot} - M_{rp}} = \frac{1,15 \cdot 15226,2}{33,95 - 151,3 \cdot (7,82 + 4,56)} = 0,546 < 1,0;$$

$$\varphi_{ls} = 0,8,$$

$$\frac{e_{s,tot}}{h_0} = \frac{0,24}{0,19} = 1,26 > \frac{1,2}{\varphi_{ls}} = \frac{1,2}{0,8} = 1,5;$$

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8 \varphi_m) e_{s,tot} / h_0} \leq 1,0, \text{ після підстановки отримаємо:}$$

$$\psi_s = 1,25 - 0,8 \cdot 0,546 - \frac{1 - 0,546^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 0,546) \cdot 1,26} = 0,592 < 1,0;$$

$$\psi_b = 0,9;$$

$$\varphi_s = \frac{A'_s \psi_s}{A_s \psi_b} = \frac{0,565 \cdot 0,592}{(4,71 + 0,565) \cdot 0,9} = 0,07;$$

При довготривалій дії навантаження для бетону класу В15 при вологості повітря навколишнього середовища 80...100% $\varphi_{b2} = 2,2$.

$$\beta = \alpha \mu \frac{\psi_b \varphi_{b2}}{\psi_s \varphi_{b1}} = 8,26 \cdot 0,0059 \frac{0,9 \cdot 2,2}{0,592 \cdot 0,85} = 0,192;$$

$$\text{тут } \mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{4,71 + 0,565}{46,9 \cdot 19} = 0,0059;$$

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{\beta bh_0} = \frac{(147 - 46,9) \cdot 3,85}{0,192 \cdot 46,9 \cdot 19} = 2,25;$$

$$\varphi_s = \beta \left(\sqrt{1 + \frac{2 \left(1 + \varphi_s \frac{a'}{h_0} \right) \left(1 + 0,5 \varphi_f \frac{h_f}{h_0} \right)}{\varphi_n \beta (1 + \varphi_s)^2 (1 + \varphi_f)^2}} - 1 \right)$$

Після підстановки отримаємо:

$$\varphi_s = 0,192 \left(\sqrt{1 + \frac{2 \left(1 + 0,07 \frac{3}{19} \right) \left(1 + 0,5 \cdot 2,25 \frac{3,85}{19} \right)}{2,08 \cdot 0,192 (1 + 0,07)^2 (1 + 2,25)^2}} - 1 \right) = 0,044;$$

$$x_2 = \varphi_s (1 + \varphi_s) (1 + \varphi_f) \varphi_n h_0 = 0,044 (1 + 0,07) (1 + 2,25) 2,08 \cdot 19 = 6,0 \text{ см};$$

$$\lambda = \frac{\left(2 - \frac{h'_f}{x} \right) (b'_f - b) h'_f}{bx} = \frac{\left(2 - \frac{3,85}{6,0} \right) (147 - 46,9) 3,85}{46,9 \cdot 6,0} = 1,86;$$

$$z = \left(h_0 - \frac{x}{3} \right) \left(\frac{1 + \lambda \frac{h_0 - 0,5h'_f}{h_0 - x/3}}{1 + \lambda} \right) = \left(19 - \frac{6}{3} \right) \left(\frac{1 + 1,86 \frac{19 - 3,85/2}{19 - 6/3}}{1 + 1,86} \right) = 17,0.$$

$$P_2 = 174,7 \text{ кН};$$

$$\sigma_{s3} = \frac{M_l - P_2(z - e_{sp})}{A_s z} = \frac{33,95 - 174,7(0,17 - 0,0782)}{(4,71 + 0,565) 10^{-4} \cdot 0,17} = 199,7 \text{ МПа};$$

$$\mu = \frac{A_{sp} + A_s}{(h - x - h_f)b + h_f b_f} = \frac{4,71 + 0,565}{(22 - 6 - 3,85)46,9 + 3,85 \cdot 149} = 0,0046$$

$$\delta = \frac{\alpha}{\varphi_d(1 + 2\alpha\mu)} = \frac{8,26}{1,0 \cdot (1 + 2 \cdot 8,26 \cdot 0,0046)} = 7,68;$$

$$w = \frac{5 + 0,6 \frac{\sigma_s}{R_{b,ser}}}{\delta} = \frac{5 + 0,6 \frac{199,7}{11}}{7,68} = 2,07;$$

$$\lambda = 2 \left(1 - \frac{1}{e^w} \right) = 2 \left(1 - \frac{1}{e^{2,07}} \right) = 1,75 > 1,45, \text{ тому приймаємо } \lambda = 1,45.$$

При тривалій дії постійних і довготривалих навантажень для конструкцій з важкого бетону при звичайній вологості

$$\varphi_l = 1,60 - 15\mu = 1,6 - 15 \cdot 0,0046 = 1,531.$$

Обчислимо ширину розкриття тріщин від тривалої дії навантаження за формулою:

$$a_{crc,3} = \varphi_l \eta \delta \lambda \frac{\sigma_{s,3}}{E_s} d = 1,531 \cdot 1 \cdot 7,68 \cdot 1,45 \frac{199,7}{1,9 \cdot 10^5} \cdot 10 = 0,179 \text{ мм.}$$

Для елементів третьої категорії тріщиностійкості, які розраховують на розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента, при дії короткотривалих і довготривалих навантажень повинна виконуватись умова: $a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} < a_{crc,max}$, після підстановки отримаємо:

$$a_{crc} = a_{crc,1} - a_{crc,2} + a_{crc,3} = 0,130 - 0,119 + 0,179 = 0,190 \text{ мм.}$$

$$a_{crc} = 0,190 \text{ мм} < [a_{crc,1}] = 0,3 \text{ мм.}$$

Г.3.4 Розрахунок на утворення тріщин, нахилених до поздовжньої осі елемента

Розрахунок на утворення тріщин виконуємо за умовою

$$\sigma_{mt} \leq \gamma_{b4} R_{bt, ser},$$

де γ_{b4} – коефіцієнт умов роботи бетону і визначається за формулою:

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \sigma_{mc} / R_{b,ser}}{0,2 + \alpha \cdot B} \leq 1,0,$$

тут α – коефіцієнт, для важкого бетону $\alpha = 0,01$;

B – клас бетону за міцністю на стиск, МПа (В15), причому $\alpha \cdot B \leq 0,3$.

Значення головних розтягуючих і головних стискуючих напружень у бетоні визначаються за формулою

$$\sigma_{mt(mc)} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2},$$

тут σ_x – нормальне напруження в бетоні в перерізі, перпендикулярному до поздовжньої осі елемента, від зовнішнього навантаження та зусилля попереднього обтиску, визначається за формулою (знак “-”, бо ці напруження стискуючі):

$$\sigma_x = -\frac{P}{A_{red}} = -\frac{174,7 \text{ кН}}{1853,35 \text{ см}^2} = -0,943 \text{ МПа};$$

σ_y – нормальні напруження в бетоні в перерізі, паралельному до поздовжньої осі елемента, від місцевої дії опорних реакцій, зосереджених сил та розподіленого навантаження, а також зусилля обтиску внаслідок попереднього натягу хомутів та відігнутих стержнів; оскільки напружувана поперечна арматура відсутня, то $\sigma_y = 0$;

τ_{xy} - дотичні напруження в бетоні від зовнішнього навантаження:

$$\tau_{xy} = \frac{Q^n S_{red}}{I_{red} b} = \frac{27,31 \text{ кН} \cdot 20048,7 \text{ см}^3}{109831,5 \text{ см}^4 \cdot 46,9 \text{ см}} = 1,1 \text{ МПа}.$$

Головні стискуючі напруження

$$\sigma_{mc} = -\frac{\sigma_x}{2} - \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_{xy}^2} = -\frac{0,943}{2} - \sqrt{\frac{0,943^2}{4} + 1,1^2} = -1,67 \text{ МПа}.$$

Головні розтягуючі напруження

$$\sigma_{mt} = -\frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_{xy}^2} = -\frac{0,943}{2} + \sqrt{\frac{0,943^2}{4} + 1,1^2} = 0,72 \text{ МПа}.$$

Коефіцієнт умов роботи бетону

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \sigma_{mc} / R_{b,ser}}{0,2 + \alpha \cdot B} = \frac{1 - 1,67 / 11}{0,2 + 0,15} = 2,42 > 1,$$

тому приймаємо $\gamma_{b4} = 1$.

$$\sigma_{mt} = 0,72 \text{ МПа} < R_{bt, ser} = 1,15 \text{ МПа}$$

Отже нахилені тріщини не утворюються.

Г.3.5 Визначення прогинів на ділянках з тріщинами

Повний прогин:

$$f = f_1 - f_2 + f_3 ,$$

де f_1 – прогин від нетривалої дії всього навантаження;

f_2 – прогин від нетривалої дії постійних і тривалих навантажень;

f_3 – прогин від тривалої дії постійних та тривалих навантажень.

Прогини визначаються за формулою:

$$f = s \cdot l^2 \frac{1}{r} ,$$

де $s = 5/48$;

l – розрахунковий проліт, $l = 5,675 \text{ м}$;

$1/r$ – відповідна кривина при прогині елемента, визначається для кожного випадку за формулою:

$$\frac{1}{r} = \frac{M\psi_s}{zA_sE_s(h_0 - x)} - \frac{N_{tot}\psi_s}{A_sE_s(h_0 - x)},$$

де M – момент відносно осі, нормальної до площини дії моменту, що проходить через центр ваги перерізу розтягнутої арматури, від усіх зовнішніх зусиль, розташованих по один бік перерізу, і від зусиль попереднього обтиску, визначених з урахуванням перших втрат;

z – віддаль від центру ваги площі перерізу арматури до точки прикладання рівнодійної зусиль в стиснутій зоні перерізу над тріщиною;

ψ_s – коефіцієнт, що враховує роботу розтягнутого бетону на ділянці з тріщинами.

Г.3.5.1 Розрахунок кривини при нетривалій дії повного навантаження

$$M = M^n = 38,75 \text{ кНм}; \quad N_{tot} = P_1 = 209,5 \text{ кН};$$

$$\psi_s = 0,21;$$

$$x = 7,5 \text{ см};$$

$$z = 16,86 \text{ см};$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{r_1} &= \frac{M^n \psi_s}{z A_s E_s (h_0 - x)} - \frac{P_1 \psi_s}{A_s E_s (h_0 - x)} = \\ &= \frac{(38,75 \text{ кНм} + 209,5 \text{ кН} \cdot 7,82 \text{ см}) 0,21}{16,86 \text{ см} \cdot 5,275 \text{ см}^2 \cdot 190000 \text{ МПа} \cdot (19 - 7,5) \text{ см}} - \\ &- \frac{209,5 \text{ кН} \cdot 0,21}{5,275 \text{ см}^2 \cdot 190000 \text{ МПа} \cdot (19 - 7,5) \text{ см}} = 2,14 \cdot 10^{-4} \text{ м}^{-1}. \end{aligned}$$

Г.3.5.2 Розрахунок кривини при короткотривалій дії довготривалого навантаження

$$M = M_l = 33,95 \text{ кНм}; \quad N_{tot} = P_1 = 209,5 \text{ кН};$$

$$\psi_s = 0,17;$$

$$x = 7,7 \text{ см};$$

$$z = 16,83 \text{ см};$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{r_2} &= \frac{M_l \psi_s}{z A_s E_s (h_0 - x)} - \frac{P_1 \psi_s}{A_s E_s (h_0 - x)} = \\ &= \frac{(33,95 \text{ кНм} + 209,5 \text{ кН} \cdot 7,82 \text{ см}) 0,17}{16,83 \text{ см} \cdot 5,275 \text{ см}^2 \cdot 190000 \text{ МПа} \cdot (19 - 7,7) \text{ см}} - \\ &- \frac{209,5 \text{ кН} \cdot 0,17}{5,275 \text{ см}^2 \cdot 190000 \text{ МПа} \cdot (19 - 7,7) \text{ см}} = 1,34 \cdot 10^{-4} \text{ м}^{-1}. \end{aligned}$$

Г.3.5.3 Розрахунок кривини від довготривалої дії довготривалого навантаження

$$M = M_l = 33,95 \text{ кНм}; \quad N_{tot} = P_1 = 209,5 \text{ кН};$$

$$\psi_s = 0,592;$$

$$x = 6,0 \text{ см};$$

$$z = 17,0 \text{ см};$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{r_3} &= \frac{M_1 \psi_s}{z A_s E_s (h_0 - x)} - \frac{P_1 \psi_s}{A_s E_s (h_0 - x)} = \\ &= \frac{(33,95 \text{ кНм} + 209,5 \text{ кН} \cdot 7,82 \text{ см}) 0,592}{17 \text{ см} \cdot 5,275 \text{ см}^2 \cdot 190000 \text{ МПа} \cdot (19 - 6) \text{ см}} - \\ &= \frac{209,5 \text{ кН} \cdot 0,592}{5,275 \text{ см}^2 \cdot 190000 \text{ МПа} \cdot (19 - 6) \text{ см}} = 3,93 \cdot 10^{-4} \text{ м}^{-1}. \end{aligned}$$

Загальна кривина $\frac{1}{r} = \frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} + \frac{1}{r_3} = (2,14 - 1,34 + 3,93) \cdot 10^{-4} \text{ м}^{-1} = 4,73 \cdot 10^{-4} \text{ м}^{-1}$.

Прогин $f = s \cdot l^2 \frac{1}{r} = \frac{5}{48} \cdot 5,675^2 \cdot 4,73 \cdot 10^{-4} = 15,9 \cdot 10^{-4} \text{ м} = 0,00159 \text{ м}$.

Допустимий прогин $[f] = \frac{l}{200} = \frac{5,675}{200} = 0,0284 \text{ м}$.

$$f = 0,00159 \text{ м} < [f] = 0,0284 \text{ м}.$$

Отже, розрахунковий прогин менший від допустимого. Це свідчить про те, що армування плити є достатнім.

Додаток Д

Розрахунок колони каркасу

Д.1 Навантаження на колону

Таблиця Д.1 – Збір навантаження на плиту покриття

№ п/п	Найменування навантаження	Нормативне навантаження кПа	Коефіцієнти		Розрахункове навантаження кПа
			f	n	
1	Рубероїд $b=7$ мм, $\rho_m=600$ кг/м ³	0,042	1,3	0,95	0,052
2	Керамзитобетон $b=50$ мм, $\rho_m=500$ кг/м ³	0,25	1,3	0,95	0,31
3	Керамзитовий гравій $b=30$ мм, $\rho_m=400$ кг/м ³	0,12	1,3	0,95	0,15
4	Утеплювач $b=150$ мм $\rho_m=15$ кг/м ³	0,23	1,3	0,95	0,28
5	Пароізоляція $b=5$ мм $\rho_m=600$ кг/м ³	0,03	1,3	0,95	0,037
6	Залізобетонна плита, $b=220$ мм, $\rho_m=2600$ кг/м ³	2,6	1,1	0,95	2,72
7	Постійне навантаження	3,27			3,55

Д.2 Розрахунок колони за першою групою граничних станів

Вихідні дані:

$$N = 1794,4 \text{ кН}; N_l = 1632,7 \text{ кН}; b = h = 400 \text{ мм}; \gamma_{b2} = 0,9;$$

бетон $B15 R_b = 8,5 \text{ МПа}; R_s = 365 \text{ МПа}; l_0 = 3,15 \text{ м}.$

$$1. \quad l_0/h = 3,15/0,4 = 7,9 < 20.$$

$$2. \quad N_l/N = 1632,7/1794,4 = 0,91.$$

3. за табл. визначаємо φ_b при $l_0/h = 7,9$ і $N_l/N = 0,91$ $\varphi_b = 0,91.$

4. приймаємо $\mu = 1,5\% .$

5. по табл. визначаємо $\varphi_{sb} = 0,912.$

$$6. \alpha_s = \frac{R_{sc}}{R_b} \mu_1 = \frac{365}{8,5 \cdot 0,9} 0,015 = 0,711.$$

$$7. \varphi_1 = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b) \alpha_s = 0,91 + 2(0,912 - 0,91) 0,711 = 0,913.$$

$$8. \varphi_1 = 0,913 \leq \varphi_{sb} = 0,912.$$

$$9. \varphi = \varphi_{sb} = 0,912.$$

$$10. A_{s,tot} = \frac{N}{\varphi \cdot R_{sc}} - \frac{R_b \cdot b \cdot h}{R_{sc}} = \frac{1794,4 \cdot 10^3}{0,912 \cdot 365} - \frac{8,5 \cdot 0,9 \cdot 400 \cdot 400}{365} = 2037 \text{ мм}^2.$$

За сортаментом підбираємо 4Ø28 А400С з $A_s=2463 \text{ мм}^2$.

Додаток Е

Збір навантаження на фундаменти

Постійні навантаження:

а) навантаження від покриття (див. табл. Д.1):

На колони передається навантаження від покриття:

$$N_{\text{покp.кр.}} = q_{\text{під.}} \cdot A_{\text{кр.}} + N_{\text{дв.д.}} = 3,55 \cdot (7,2 \cdot 3) + 3,5 / 2 = 78,4 \text{кН.}$$

$$N_{\text{покp.ср.}} = q_{\text{під.}} \cdot A_{\text{ср.}} + N_{\text{дв.д.}} = 3,55 \cdot (7,2 \cdot 6) + 3,5 = 156,9 \text{кН.}$$

де $q_{\text{під.}}$ – вага 1 м² покриття, кН/м²; $A_{\text{кр.}}$, $A_{\text{ср.}}$ – вантажні площі крайньої та середньої колони відповідно;

$N_{\text{дв.д.}}$ – вага 1 м.п. ригеля перекриття.

б) навантаження від перекриття (див. табл. Г.1):

На колони передається навантаження від перекриття:

$$N_{\text{пер.кр.}} = (q_{\text{під.}} \cdot A_{\text{кр.}} + N_{\text{дв.д.}}) \cdot n = (4,89 \cdot 7,2 \cdot 3 + 3,5) \cdot 5 = 545,6 \text{кН.}$$

$$N_{\text{пер.ср.}} = (q_{\text{під.}} \cdot A_{\text{ср.}} + N_{\text{дв.д.}}) \cdot n = (4,89 \cdot 7,2 \cdot 6 + 3,5) \cdot 5 = 1073,4 \text{кН.}$$

де $q_{\text{під.}}$ – вага 1 м² перекриття, кН/м²;

$A_{\text{кр.}}$, $A_{\text{ср.}}$ – вантажні площі крайньої та середньої колони відповідно;

$N_{\text{дв.д.}}$ – вага 1 м.п. ригеля перекриття;

n – число перекриттів.

в) навантаження від самонесучої стіни:

$$N_{\text{ст.}} = q_{\text{під.}} \cdot (A_{\text{ст.}} - A_{\text{заскл.}}) = 17 \cdot 0,51 \cdot (7,2 \cdot 21,8 - (1,8 \cdot 1,8 \cdot 4 + 1,8 \cdot 1,2 \cdot 2)) = 1211 \text{кН.}$$

де $q_{\text{під.}}$ – вага 1 м² зовнішньої стіни, кН/м²;

$A_{\text{ст.}} = L \cdot H$; L – крок колон;

H – висота стіни;

$A_{\text{заскл.}}$ – площа застелення.

г) вага колони:

$$N_{\text{кол.кр.}} = N_{\text{вїз.їд.}} = G_{\text{кол.}} \cdot n = 13,8 \cdot 6 = 82,8 \text{ кН.}$$

де $G_{\text{кол.}}$ – вага колони, кН;

n – кількість поверхів.

Таблиця Е.1 – Збір навантажень на фундамент

№ п/п	Вид навантаження	Навантаження на фундамент			
		Крайній		Середній	
		N, кН	M, кН·м	N, кН	M, кНм
	Постійне				
1	Вага покриття	78,4	-	156,9	-
2	Вага перекриття	545,6	-	1073,4	-
3	Вага колон	82,8	-	82,8	
	Всього	706,8	-	1313,1	-
	Тимчасове				
4	Вага снігу	27,2	-	54,4	-
5	Вага тимчасового навантаження	213,4	-	426,8	-
	Всього	240,6	-	481,2	-
	<i>Всього</i>	947,4	252,9	1794,3	210,6
				-	
6	Вага самонесучої стіни	1211			
	Всього	2158,4	252,9	1794,3	210,6

Тимчасові навантаження:

а) снігове навантаження:

$$N_{\text{сн.кр.}} = \gamma_{\text{фн}} \cdot S_0 \cdot A = 1,26 \cdot 1,0 \cdot 21,6 = 27,2 \text{ кН}$$

$$N_{\text{сн.сп.}} = \gamma_{\text{фн}} \cdot S_0 \cdot A = 1,26 \cdot 1,0 \cdot 43,2 = 54,4 \text{ кН}$$

де $\gamma_{\text{фн}}$ – коефіцієнт надійності заграничним значенням снігового навантаженням,

що визначається згідно ДБН В.1.2-2:2006;

S_0 – граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття, що визначається згідно ДБН В.1.2-2:2006.

б) тимчасове навантаження на перекриття:

$$N_{\text{тим.кр.}} = \eta \cdot A_{\text{кр}} \cdot n = 2,47 \cdot 21,6 \cdot 4 = 213,4 \text{кН.}$$

$$N_{\text{тим.кр.}} = \eta \cdot A_{\text{кр}} \cdot n = 2,47 \cdot 43,2 \cdot 4 = 426,8 \text{кН.}$$

де $\eta = 2,47 \text{ кН/м}^2$ - розрахункове рівномірно розподілене навантаження на перекриття;

n – число перекриттів де діє тимчасове навантаження.

Додаток Ж

Розрахунок фундаментів мілкового закладання

Ж.1 Розрахунок необхідної площі подошви фундаменту

Ж.1.1 розрахунок фундаменту ФМ1

Навантаження на обрізі фундаменту (крайня колона):

$N_{0//} = 2158,4 \text{ кН}$ – вертикальне розрахункове навантаження для II групи граничного стану на обрізі фундаменту;

$M_{y//} = 252,9 \text{ кН}$ – момент відносно головних осей інерції для II групи граничного стану на обрізі фундаменту.

Фундамент розглядаємо як центрально навантажений.

Площа подошви стовпчастого фундаменту:

$$A_{\phi} = \frac{N_{0//}}{R - \gamma_{m//} d};$$

$\gamma_{m//}$ – усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунту і матеріалу фундаменту, кН/м^3 (при наявності підвалу 17 кН/м^3 , при відсутності підвалу - 20 кН/м^3);

$d = 4,95 \text{ м}$ – глибина закладання фундаменту, рахуючи від відмітки планування;

R – розрахунковий опір ґрунту, кПа .

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} \left[M_{\gamma} k_z b \gamma_{//} + M_q d' \gamma'_{//} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{//} + M_c c_{//} \right],$$

де d_b – глибина підвалу;

γ_{c1}, γ_{c2} – коеф. умов роботи.

$k = 1$ – вважаємо, що характеристики властивостей ґрунтів прийняті дослідним шляхом;

$k_z = 1$ – коеф. при $b < 10 \text{ м}$ (b – ширина фундаменту).

Основою фундаменту буде служити ґрунт суглинок лесоподібний з наступними фізико-механічними характеристиками:

$$\gamma_{//} = 18,7 \text{ кН / м}^3, \varphi_{//} = 20^\circ, c_{//} = 9 \text{ кПа}.$$

Згідно таблиць приймаємо:

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

$d_f = d = 4,95 \text{ м}$ – глибина закладання фундаменту, рахуючи від відмітки планування.

Розрахунковий опір ґрунту для фундаменту Фм1 шириною $b=1 \text{ м}$.

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1} \cdot (0,51 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 18,7 + 3,06 \cdot 4,95 \cdot 17,1 + (3,06 - 1) \cdot 2,48 \cdot 17,1 + 5,66 \cdot 9) = 534 \text{ кПа}.$$

Площа підшви стовпчастого фундаменту Фм1:

$$A_\phi = \frac{N_{0//}}{R - \gamma_{m//} d} = \frac{2158,4}{534 - 17 \cdot 4,95} = 4,78 \text{ м}^2.$$

Отримане значення площі підшви збільшуємо на 20%:

Площа підшви стовпчастого фундаменту Фм1:

$$A_\phi = 4,78 \cdot 1,2 = 5,74 \text{ м}^2.$$

Розмір фундаменту встановлюємо у випадку квадратної підшви $b = \sqrt{A_\phi} = \sqrt{5,74} = 2,39 \text{ м}$.

Прийнятий розмір підшви фундаменту $a=b=2,4 \text{ м}$.

Перевіряємо виконання умов:

- середній тиск під підшвою фундаменту $\rho_{//} \leq R$:

$$\rho_{//} = \frac{N_{0//}}{\ell \times b} + \gamma_{m//} d = \frac{2158,4}{2,4 \cdot 2,4} + 17 \cdot 4,95 = 458 \text{ кПа}.$$

$$\rho_{//} = 458 \text{ кПа} \leq R = 551,2 \text{ кПа}.$$

- максимальний крайовий тиск під підшвою фундаменту $\rho_{max//} \leq 1,2R$

$$\rho_{max//} = \frac{N_{0//}}{\ell \times b} + \gamma_{m//} d + \frac{6M_{y//}}{b \times \ell^2} = \frac{2158,4}{2,4 \cdot 2,4} + 17 \cdot 4,95 + \frac{6 \cdot 252,9}{2,4 \cdot 2,4^2} = 567,8 \text{ кПа}.$$

$$\rho_{max//} = 567,8 \text{ кПа} \leq 1,2R = 661,4 \text{ кПа}.$$

Умови виконуються.

Ж.1.2 розрахунок фундаменту ФМ2

Навантаження на обрізі фундаменту (середня колона):

$N_{0//} = 1794,3 \text{ кН}$ – вертикальне розрахункове навантаження для II групи граничного стану на обрізі фундаменту;

$M_{y//} = 210,6 \text{ кН}$ – момент відносно головних осей інерції для II групи граничного стану на обрізі фундаменту.

Розрахунковий опір ґрунту для фундаменту ФМ2 шириною $b=1 \text{ м}$

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1} \cdot (0,51 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 18,7 + 3,06 \cdot 4,95 \cdot 17,1 + (3,06 - 1) \cdot 2,48 \cdot 17,1 + 5,66 \cdot 9) = 534 \text{ кПа.}$$

Площа підшови стовпчастого фундаменту ФМ2:

$$A_{\phi} = \frac{N_{0//}}{R - \gamma_{m//} d} = \frac{1794,3}{534 - 17 \cdot 4,95} = 4,0.$$

Отримане значення площі підшови збільшуємо на 20%:

Площа підшови стовпчастого фундаменту ФМ2:

$$A_{\phi} = 4 \cdot 1,2 = 4,8.$$

Розмір фундаменту встановлюємо у випадку квадратної підшови $b = \sqrt{A_{\phi}} = \sqrt{4,8} = 2,2$;

Прийнятий розмір підшови фундаменту $a=b=2,4 \text{ м}$.

Розрахунковий опір ґрунту для фундаменту ФМ2 шириною $b=2,4 \text{ м}$

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1} \cdot (0,51 \cdot 1 \cdot 2,4 \cdot 18,7 + 3,06 \cdot 4,95 \cdot 17,1 + (3,06 - 1) \cdot 2,48 \cdot 17,1 + 5,66 \cdot 9) = 551,2 \text{ кПа.}$$

Перевіряємо виконання наступних умов:

- середній тиск під підшовою фундаменту $\rho_{//} \leq R$

$$\rho_{//} = \frac{N_{0//}}{\ell \times b} + \gamma_{m//} d = \frac{1794,3}{2,4 \cdot 2,4} + 17 \cdot 4,95 = 394,8 \text{ кПа.}$$

- максимальний крайовий тиск під підшовою фундаменту $\rho_{max//} \leq 1,2 R$

$$\rho_{max//} = \frac{N_{0//}}{\ell \times b} + \gamma_{m//} d + \frac{6 M_{y//}}{b \times \ell^2} = \frac{1794,3}{2,4 \cdot 2,4} + 17 \cdot 4,95 + \frac{6 \cdot 210,6}{2,4 \cdot 2,4^2} = 486,2 \text{ кПа.}$$

$$\rho_{max//} = 486,2 \text{ кПа} \leq 1,2R = 661,4 \text{ кПа}.$$

Умови виконуються.

Ж.2 Розрахунок армування стовпчастого фундаменту

Ж.2.1 розрахунок армування фундаменту Фм1

Розрахункове навантаження на фундамент N приймають з розрахунку колони першого поверху: $N=2158,4 \text{ кН}$.

Розрахунковий тиск на ґрунт:

$$P_g = \frac{N}{a \cdot b} = \frac{2158,4}{2,4 \cdot 2,4} = 374,7 \text{ кН / м}^2.$$

Робоча висота плитної частини фундаменту:

$$h_0 = -\frac{h_{ef}}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{R_{bt} + P_g}} = -\frac{900}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2158,4 \cdot 10^3}{0,75 + 0,375}} = 243 \text{ мм},$$

де h_{ef} – розмір сторони підколонника.

Повна висота плитної частини фундаменту з урахуванням захисного шару 70 мм $h = h_0 + 70 = 243 + 70 = 313 \text{ мм}$. Прийmemo кратною 150 мм і не менш за 600 мм.

Для нашого випадку прийmemo висоту плитної частини фундаменту 600 мм.

Перевіряемо висоту нижнього уступу за умовою міцності на поперечну силу без поперечного армування в нахиленому перерізі:

$$Q \leq 0,6 R_{bt} \cdot h_{01} \cdot b,$$

$$\begin{aligned} Q &= 0,5(a - h_c - 2h_0) \cdot P_g = \\ &= 0,5(2,4 - 0,4 - 2 \cdot 0,53) \cdot 374,7 = 179,1 \text{ кН} < 0,6 \cdot 0,75 \cdot 0,23 \cdot 2,4 = 248,4 \text{ кН}, \end{aligned}$$

де a – розмір підшви фундаменту,

h_c – розмір поперечного перерізу колони,

h_0 – робоча висота плитної частини фундаменту,

h_{01} – робоча висота нижнього уступу фундаменту,

b – ширина розрахункового перерізу.

Умова міцності виконується.

Визначимо розрахункові згинальні моменти в перерізах I–I, II–II:

$$M_1 = 0,125 P_g (a - h_{ef})^2 \cdot a = 0,125 \cdot 374,7 (2,4 - 0,9)^2 \cdot 2,4 = 252,9 \text{кН};$$

$$M_2 = 0,125 P_g (a - a_2)^2 a = 0,125 \cdot 374,7 (2,4 - 1,8)^2 \cdot 1,8 = 30,4 \text{кНм}.$$

Відповідно необхідна площа перерізу арматури на всю ширину фундаменту:

$$A_{s,1} = \frac{M_1}{0,9 H_0 \cdot R_s} = \frac{252,9 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 530 \cdot 365} = 1453 \text{мм}^2,$$

$$A_{s,2} = \frac{M_2}{0,9 h_{02} \cdot R_s} = \frac{30,4 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 530 \cdot 365} = 175 \text{мм}^2.$$

Приймаємо сітку з робочими стержнями в двох напрямках і кроком 200 мм і діаметром не меншим за 10 мм.

На 1 м.п. необхідна площа перерізу арматури:

$$a_s = \frac{A_s}{a} = \frac{1453}{2,4} = 605 \text{мм}^2$$

Приймаємо сітку Ø14A400С з кроком 200 мм.

Підколонник армуємо конструктивно. Сітки підколонника виготовляємо з арматури Ø8A240 і встановлюємо з кроком $s = 200 \text{мм}$ по всій висоті стакана. Каркас підколонника виготовляємо з арматури Ø18A400С з кроком 200 мм (поздовжня) і Ø8A400С з кроком 200 мм (поперечна).

Ж.2.2 розрахнок армування фундаменту Фм2

Розрахункове навантаження на фундамент N приймають з розрахунку колони першого поверху: $N = 1794,3 \text{кН}$.

Розрахунковий тиск на ґрунт:

$$P_g = \frac{N}{a \cdot b} = \frac{1794,3}{2,4 \cdot 2,4} = 312 \text{кН} / \text{м}^2.$$

Робоча висота плитної частини фундаменту:

$$h_0 = -\frac{h_{ef}}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{R_{bt} + P_g}} = -\frac{900}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1794,3 \cdot 10^3}{0,75 + 0,312}} = 200 \text{мм},$$

де h_{ef} – розмір сторони підколонника.

Повна висота плитної частини фундаменту з урахуванням захисного шару 70 мм $h = h_0 + 70 = 200 + 70 = 270$ мм. Прийmemo кратною 150 мм і не менш за 600 мм.

Для нашого випадку прийmemo висоту плитної частини фундаменту 600 мм.

Перевіряємо висоту нижнього уступу за умовою міцності на поперечну силу без поперечного армування в нахиленому перерізі:

$$Q \leq 0,6 R_{bt} \cdot h_{01} \cdot b,$$

$$\begin{aligned} Q &= 0,5(a - h_c - 2h_0) \cdot P_g = \\ &= 0,5(2,4 - 0,4 - 2 \cdot 0,53) \cdot 312 = 146,6 \text{ кН} < 0,6 \cdot 0,75 \cdot 0,23 \cdot 2,4 = 248,4 \text{ кН}, \end{aligned}$$

де a – розмір підшви фундаменту,

h_c – розмір поперечного перерізу колони,

h_0 – робоча висота плитної частини фундаменту,

h_{01} – робоча висота нижнього уступу фундаменту,

b – ширина розрахункового перерізу.

Умова міцності виконується.

Визначимо розрахункові згинальні моменти в перерізах I–I, II–II:

$$M_1 = 0,125 P_g (a - h_{cf})^2 \cdot a = 0,125 \cdot 312 (2,4 - 0,9)^2 \cdot 2,4 = 210,6 \text{ кНм};$$

$$M_2 = 0,125 P_g (a - a_2)^2 a = 0,125 \cdot 312 (2,4 - 1,8)^2 \cdot 1,8 = 25,3 \text{ кНм}.$$

Відповідно необхідна площа перерізу арматури на всю ширину фундаменту:

$$A_{s1} = \frac{M_1}{0,9 H_0 \cdot R_s} = \frac{210,6 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 530 \cdot 365} = 1210 \text{ мм}^2,$$

$$A_{s2} = \frac{M_2}{0,9 h_{02} \cdot R_s} = \frac{25,3 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 530 \cdot 365} = 145 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо сітку з робочими стержнями в двох напрямках і кроком 200 мм і діаметром не меншим за 10 мм.

На 1 м.п. необхідна площа перерізу арматури:

$$a_s = \frac{A_s}{a} = \frac{1210}{2,4} = 504 \text{ мм}^2$$

Приймаємо сітку Ø12A400C з кроком 200 мм.

Підколонник армуємо конструктивно. Сітки підколонника виготовляємо з арматури Ø8A240 і встановлюємо з кроком $s = 200\text{ мм}$ по всій висоті стакана. Каркас підколонника виготовляємо з арматури Ø18A400С з кроком 200 мм (поздовжня) і Ø8A400С з кроком 200 мм (поперечна).

Додаток И

Конструювання пальових ростверків

И.1 Розрахунок ростверка РСм1

Навантаження на ростверк:

$N_{0/} = 2158,4 \text{ кН}$ – вертикальне розрахункове навантаження для І групи граничного стану на обрізі фундаменту;

$M_{y/} = 252,9 \text{ кНм}$ – момент відносно головних осей інерції для І групи граничного стану на обрізі фундаменту;

Середній тиск під подошвою ростверка:

$$P_q = \frac{F_q}{(3d)^2} = \frac{897,1}{(3 \times 0,3)^2} = 1107,5.$$

Площа подошви ростверку :

$$A_q = \frac{N_{0/}}{P_q - \gamma_f \gamma_m d_q} = \frac{2158,4}{1107,5 - 1,1 \cdot 17 \cdot 4,95} = \frac{2158,4}{1015,9} = 2,1 \text{ м}^2.$$

Приблизна вага ростверку:

$$N_q = \gamma_f A_q \gamma_m d_q = 1,1 \cdot 2,1 \cdot 17 \cdot 4,95 = 192,4 \text{ кН}.$$

Кількість паль:

$$n_p = \frac{\eta_m (N_{0/} + N_q)}{F_q} = \frac{1,1(2158,4 + 192,4)}{897,1} = 2,88$$

Приймаємо 4 палі.

Розміщуємо палі в плані та визначаємо розміри ростверку (віддаль між осями забивних висячих паль повинна бути не менше $3d$).

Розмір сторони ростверку для рядового розташування паль:

$$3d(n-1) + d + 200 = 3 \cdot 300(3-1) + 300 + 200 = 2100 \text{ мм}.$$

$b_p = 1800 \text{ мм}$ – ширина ростверку,

$l_p = 2100 \text{ мм}$ – довжина ростверку.

Виконуємо перевірку розрахункового навантаження на палю для відцентровано-навантаженого фундаменту:

$$N \leq F_q; \quad N_{pmax} \leq 1,2F_q.$$

$$N = \frac{N_{\prime}}{n_p}; \quad N_{pmax} = \frac{N_{\prime}}{n_p} + \frac{M_{y\prime} x}{\sum y_{\prime}^2};$$

Зусилля, що передаються на палі в рівні підшви:

$$M_{y\prime} = 252,9 \text{кНм} - \text{момент в рівні підшви ростверку.}$$

Сумарне розрахункове навантаження на палі в рівні підшви

$$N_{\prime} = N_{o\prime} + N_q + N_{qq}$$

$$N_q = \gamma_f V_q \gamma_b = 1,1 \cdot 2,55 \cdot 25 = 70,13 \text{кН} - \text{вага ростверку,}$$

де $\gamma_f = 1,1$ – коефіцієнт надійності по навантаженню.

$$V_q = 0,45 \cdot 1,8 \cdot 2,1 + 0,9 \cdot 0,9 \cdot 1,05 = 2,55 \text{м}^3 - \text{об'єм ростверку.}$$

$$\gamma_b = 25 \text{кН} / \text{м}^3 - \text{питома вага залізобетону.}$$

$$N_{qq} = \gamma_f V_{qq} \gamma' = 1,1 \cdot 9,3 \cdot 17,1 = 174,9 \text{кН} - \text{вага ґрунту на сходах ростверку.}$$

$$\gamma' = 17,1 \text{кН} / \text{м}^3 - \text{питома вага ґрунту засипки.}$$

$$N_{\prime} = 2158,4 + 70,13 + 174,9 = 2403,43 \leq F_{rs}.$$

$$N = \frac{2403,43}{3} = 801,1.$$

$$N_{pmax} = \frac{2403,43}{3} + \frac{252,9 \cdot 0,45}{(0,6 + 0,6)^2} = 801,1 + 79,03 = 880,13 \leq 1,2F_{rs} = 1076,5.$$

Умова виконується.

И.2 Розрахунок ростверка РСм2

$N_{o\prime} = 1794,3 \text{кН}$ – вертикальне розрахункове навантаження для І групи граничного стану на обрізі фундаменту;

$M_{y\prime} = 210,6 \text{кНм}$ – момент відносно головних осей інерції для І групи граничного стану на обрізі фундаменту;

Середній тиск під підшвою ростверка:

$$P_q = \frac{F_q}{(3d)^2} = \frac{897,1}{(3 \times 0,3)^2} = 1107,5.$$

Площа підоснови ростверку :

$$A_q = \frac{N_{o/}}{P_q - \gamma_f \gamma_m d_q} = \frac{1794,3}{1107,5 - 1,1 \cdot 17 \cdot 4,95} = \frac{1794,3}{1015,9} = 1,77 \text{ м}^2.$$

Приблизна вага ростверку:

$$N_q = \gamma_f A_q \gamma_m d_q = 1,1 \cdot 1,8 \cdot 17 \cdot 4,95 = 164,9 \text{ кН}.$$

Кількість палей:

$$n_p = \frac{\eta_m (N_{o/} + N_q)}{F_q} = \frac{1,1(1794,3 + 164,9)}{897,1} = 2,4$$

Приймаємо 4 палі.

Розміщуємо палі в плані та визначаємо розміри ростверку (віддалі між осями забивних висячих палей повинна бути не менше $3d$).

Розмір сторони ростверку для рядового розташування палей:

$$3d(n-1) + d + 200 = 3 \cdot 300(3-1) + 300 + 200 = 2100 \text{ мм}.$$

$$b_p = 1800 \text{ мм} - \text{ширина ростверку},$$

$$l_p = 2100 \text{ мм} - \text{довжина ростверку}.$$

Виконуємо перевірку розрахункового навантаження на палю для відцентровано-навантаженого фундаменту:

$$N \leq F_q; \quad N_{p \max} \leq 1,2 F_q.$$

$$N = \frac{N_{/}}{n_p}; \quad N_{p \max} = \frac{N_{/}}{n_p} + \frac{M_{y/} x}{\sum y_{/}^2};$$

Зусилля, що передаються на палі в рівні підоснови:

$$M_{y/} = 210,6 \text{ кНм} - \text{момент в рівні підоснови ростверку}.$$

Сумарне розрахункове навантаження на палі в рівні підоснови

$$N_{/} = N_{o/} + N_q + N_{qq}$$

$$N_q = \gamma_f V_q \gamma_b = 1,1 \cdot 2,79 \cdot 25 = 70,13 \text{ кН} - \text{вага ростверку},$$

де $\gamma_f = 1,1$ – коефіцієнт надійності по навантаженню.

$$V_q = 0,45 \cdot 1,8 \cdot 2,1 + 0,9 \cdot 0,9 \cdot 1,05 = 2,55 \text{ м}^3 - \text{об'єм ростверку}.$$

$\gamma_b = 25 \text{кН/м}^3$ – питома вага залізобетону.

$N_{qq} = \gamma_f V_{qq} \gamma'_f = 1,1 \cdot 9,3 \cdot 17,1 = 174,9 \text{кН}$ – вага ґрунту на сходинах

ростверку.

$\gamma'_f = 17,1 \text{кН/м}^3$ – питома вага ґрунту засипки.

$$N_f = 1794,3 + 70,13 + 174,9 = 2039,33 \leq F_{rs}.$$

$$N = \frac{2039,33}{3} = 679,8.$$

$$N_{pmax} = \frac{2039,33}{3} + \frac{210,6 \cdot 0,45}{(0,6 + 0,6)^2} = 679,8 + 65,8 = 745,6 \leq 1,2 F_{rs} = 1076,5.$$

Умова виконується.

Додаток К

Порівняння варіантів влаштування фундаментів

Таблиця К.1 – Порівняння варіантів фундаментів по вартості

№ п/п	Найменування робіт	од. вимір.	Вартість за од. виміру, грн.	К-кість	Загальна вартість, грн.
1	2	3	4	5	6
I варіант фундаментів					
А. Земляні роботи					
1	Розробка ґрунтів глибиною до 4 м	м ³	Не враховуємо, оскільки об'єм земляних робіт в обох варіантах однакові		
2	Доопрацювання ґрунту вручну	м ³			
3	Зворотня засипка з пошаровим ущільненням	м ³			
Б. Влаштування фундаментів					
1	Влаштування підготовки під фундаменти	м ³	25,4	0,7	17,8
2	Влаштування монолітних з/б фундаментів	м ³	75,4	5,2	392,1
Всього					409,9
II варіант фундаментів					
А. Земляні роботи					
1	Розробка ґрунтів глибиною до 4 м	м ³	Не враховуємо, оскільки об'єм земляних робіт в обох варіантах однакові		
2	Зворотня засипка з пошаровим ущільненням	м ³			
Б. Влаштування фундаментів					
1	Влаштування з/б паль	шт	137,1	4	548,4
2	Влаштування підготовки під ростверк	м ³	25,4	0,46	11,7
Всього					741,1

Додаток Л

Розрахунок трудомісткості будівельно-монтажних робіт

Л.1 Номенклатура та об'єми будівельних робіт

Таблиця Л.1 – Відомість визначення номенклатури та об'ємів робіт по будівництву

N п/п	Види робіт	Ескізи, формули підрахунку	Од.вим. за ДБН	Кількість		
				1захв.	2захв	3захв
1	2	3	4	5	6	7
I. Підготовчий період						
1	Планування території	93,8x41+21x41	1000м ²	4,7068		
II. Земляні роботи						
2	Зрізання рослинного шару ґрунту бульдозером Д271	93,8x41+21x41	1000м ²	4,7068		
3	Разробка котловану екскаватором	$V_{к.}=(F_1+F_2)h/2$	100м ³	32,10	35,84	32,10
4	Знімання недобору ґрунту вручну	$V_{добр.}=V_{к.}x0,1$	м ³	321	358,4	321
III. Підземна частина						
5	Влаштування бетонної підготов. під фундаменти	$axb \times h$	100м ³	0,183	0,203	0,183
6	Влаштування монолітних фундаментів	$axb \times h$	м ³	140,4	130	140,4
7	Гідроізоляція цокольних блоків	axb	100м ²	3,88	3,74	3,88
8	Монтаж колон в стакани фундамент. вагою до 2 т		шт.	27	30	27
9	Влаштування стиків колони з фундамент.		шт.	27	30	27
10	Зворотня засипка котловану		100м ³	7,74	8,84	7,74
11	Монтаж ригелів масою до 1 т		шт.	9	6	9
12	Монтаж ригелів масою до 2 т		шт.	13	22	13
13	Електрозварювання колон з ригелями	1 ригель - 1 м.п.	10м.п.	2,2	2,8	2,2
14	Влаштування стиків колон з ригелем	1 ригель - 2 стика	шт.	44	56	44

Продовження табл. Л.1

1	2	3	4	5	6	7
15	Монтаж діафрагм жорсткості		шт.	4	5	4
16	Електрозварювання діафрагм	1 діафрагма - 2 м.п.	м.п.	8	10	8
17	Влаштування стиків між колоною і діафрагмою	1 діафрагма - 5,7 м.п.	100м.п.	0,228	0,285	0,228
18	Монтаж сходових маршів		шт.	2	3	2
19	Електрозварювання сходових маршів	1 марш - 1 м.п.	10м.п.	0,2	0,3	0,2
20	Монтаж елементів збірних ліфтових шахт		шт.	-	5	-
21	Монтаж плит перекриття		шт.	54	65	54
22	Монтаж цокольних блоків		шт.	270	264	270
23	Зворотня засипка пазух котловану		м ³	210,3	156,2	210,3
24	Ущільнення ґрунту	пошарово 20см	м ³	210,3	156,2	210,3
IV.Надземна частина						
25	Монтаж конструкцій першого поверху		шт.	153	161	153
26	Монтаж конструкцій другого поверху		шт.	153	161	153
27	Монтаж конструкцій третього поверху		шт.	153	161	153
28	Монтаж конструкцій четвертого поверху		шт.	153	161	153
29	Монтаж конструкцій технічного поверху		шт.	151	151	151
30	Цегляна кладка зовнішньої самонесучої стіни	ахbхh	м ³	641,8	363,5	641,8
V.Покрівельні роботи						
31	Влаштування пароізоляції					
32	Влаштування утеплювача					
33	Влаштування стяжки з керамзитобетону					
34	Влаштування покриття з рубероїду					
		ахb	100м ²	5,75	5,44	5,75

Продовження табл. Л.1

1	2	3	4	5	6	7
VI.Опоряджувальні роботи						
35	Монтаж вікон	axb	100м ²	2,60	4,04	2,67
36	Влаштування гіпсокартонних перегородок	axb	м ²	3348,6	3363	3322,3
37	Монтаж дверей	axb	100м ²	2,52	2,28	2,43
38	Шпаклювання стелі	Lxh	100м ²	28,77	28,48	28,77
39	Шпаклювання стін	Lxh	100м ²	14,49	6,43	14,43
40	Фарбування стелі	Lxh	100м ²	28,77	28,48	28,77
41	Фарбування стін	Lxh	100м ²	14,49	6,43	14,43
42	Влаштування гідроізоляції підлоги	axb	100м ²	28,77	28,48	28,77
43	Влаштування стяжки зі шлакобетону	axb	100м ²	28,77	28,48	28,77
44	Влаштування цементно-піщаної стяжки	axb	100м ²	28,77	28,48	28,77
45	Покриття підлоги керамічною плиткою	axb	м ²	2877,2	2848	2877,2
46	Штукатурка фасаду	axb	100м ²	12,59	8,18	12,64
47	Фарбування фасаду	axb	100м ²	12,59	8,18	12,64
VII.Спеціальні роботи						
48	Опалення і вентиляція		%		15	
49	Водопостачання і каналізація		%		14	
50	Електрифікація		%		10	
51	Благоустрій території		%		10	
52	Невраховані роботи		%		10	
53	Здача об'єкта		%		0,2	

Л.2 Калькуляція трудомісткості і затрат машинного часу

Таблиця Л.2 – Калькуляція трудозатрат і заробітної плати

Номер процесу	Параграф РЕКН	Назва процесу	Одиниці виміру	Обсяг робіт			На одиницю виміру		На весь обсяг				Склад ланок по РЕКН
				1 захватка	2 захватка	3 захватка	Норма часу, люд-год. маш-год.	Розцінка, грн., коп.	Затрати праці, 1захв 2захв 3захв			Сума зарпл. грн.	
									люд-год. маш-год	люд-год. маш-год	люд-год. маш-год		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
I. Підготовчий період													
1	2-1-35	Планування території	1000 м ²	4,707			0,29	30,7	0,99			144,3	Машин. брозр.-1
II. Земляні роботи													
2	2-1-5	Зрізання рослинного шару бульдозером Д271	1000 м ²	4,707			1,8	91	8,5			428,3	Машин. брозр.-1
3	2-1-10	Разробка котловану екскаватором	100м ³	32,10	35,84	32,10	2,3	44	73,8	82,4	73,8	4401,8	Машин. брозр.-1
4	2-1-44	Знімання недобору ґрунту вручну	м ³	321	358,4	321	1,3	83,2	417,3	465,9	417,3	83233	Землекоп 2розр.-1
III. Підземна частина													
5	4-1-48	Влаштування бетонної підготовки під фундаменти	100м ³	0,183	0,203	0,183	$\frac{18}{6,1}$	$\frac{13}{32}$	$\frac{3,3}{1,1}$	$\frac{3,7}{1,2}$	$\frac{3,3}{1,1}$	$\frac{7,4}{18,2}$	Слюсар 4розр.-1 Бетонув. 2розр.-1 Машин. 4розр.-1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
6		Влаштування монолітних фундаментів	м ³	140,4	156	140,4	Див.техн. карту на влашт. фонд		<u>444,5</u> 28	<u>490,6</u> 29,5	<u>444,5</u> 28	102942	
7	4-1-4	Монтаж колон в стакани фундамент. вагою до 2 т	шт.	27	30	27	<u>2,4</u> 0,24	<u>80</u> 25,4	<u>64,8</u> 6,5	<u>72</u> 7,2	<u>64,8</u> 6,5	<u>6720</u> 2133,6	Монтажн. 5р.4р.2р.-1 Зрозр.-2 Машин. брозр.-1
8	4-1-25	Влаштування стиків колони з фундаментом	шт.	27	30	27	1,2	89,4	32,4	36	32,4	7509,6	Монтажн. 4розр.-1 Зрозр.-1
9	2-1-34	Зворотня засипка котловану	100м ³	7,74	8,84	7,74	1	105,9	7,74	8,84	7,74	2575,5	Машин. брозр.-1
10	4-1-6	Монтаж ригелів масою до 1 т	шт.	9	6	9	<u>1</u> 0,2	<u>74,8</u> 21,2	<u>9</u> 1,8	<u>6</u> 1,2	<u>9</u> 1,8	<u>1795,2</u> 508,8	Монтажн. 5р.4р.2р.-1 Зрозр.-2 Машин. брозр.-1
11	4-1-6	Монтаж ригелів масою до 2 т	шт.	13	22	13	<u>1,4</u> 0,28	<u>105</u> 29,7	<u>18,2</u> 3,6	<u>30,8</u> 6,2	<u>18,2</u> 3,6	<u>5040</u> 1425,6	Монтажн. 5р.4р.2р.-1 Зрозр.-2 Машин. брозр.-1
12	22-1-5	Електрозварювання колон з ригелями	10м.п.	2,2	2,8	2,2	13	83	28,6	36,4	28,6	597,6	Електрозварювальник 6р.5р.-1 4р.3р.-1
13	4-1-25	Влаштування стиків колон з ригелем	шт.	44	56	44	0,97	72,3	42,7	54,3	42,7	10411	Монтажн. 4розр.-1 Зрозр.-1
14	4-1-8	Монтаж діафрагм жорсткості	шт.	4	5	4	<u>1,2</u> 0,3	<u>91,2</u> 31,8	<u>4,8</u> 1,2	<u>6</u> 1,5	<u>4,8</u> 1,2	<u>1186</u> 413	Монтажн. 5р.4р.3р.-1 2розр.-1 Машин. брозр.-1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
15	22-1-5	Електрозварювання діафрагм	10м.п.	0,8	1,0	0,8	13	83	10,4	13	10,4	215,8	Електрозварювальник 6р.5р.-1 4р.3р.-1
16	4-1-26	Влаштування стиків між колоною і діафрагмою	100м.п.	0,228	0,285	0,228	18,5	78	4,2	5,3	4,2	57,8	Монтажн. 4розр.-1 3розр.-
17	4-1-10	Монтаж сходових маршів	шт.	2	3	2	<u>2,8</u> 0,7	<u>204</u> 74,2	<u>5,6</u> 1,4	<u>8,4</u> 2,1	<u>5,6</u> 1,4	<u>1428</u> 519,4	Монтажн. 3р.2р.-1 4розр.-2 Машин. 6розр.-1
18	22-1-5	Електрозварювання сходових маршів	10м.п.	0,2	0,3	0,2	13	83	2,6	3,9	2,6	58,1	Електрозварювальник 6р.5р.-1 4р.3р.-1
19	4-1-15	Монтаж елементів збірних ліфтових шахт	шт.	-	5	-	<u>1,1</u> 0,28	<u>85</u> 29,7	-	<u>5,5</u> 1,4	-	<u>425</u> 148,5	Монтажн. 5р.4р.3р.-1 Машин. 6розр.-1
20	4-1-7	Монтаж плит перекриття	шт.	54	65	54	<u>0,88</u> 0,22	<u>62,3</u> 23,3	<u>47,5</u> 11,9	<u>57,2</u> 14,3	<u>47,5</u> 11,9	<u>10778</u> 4030,9	Монтажн. 4р.3р.-2 2розр.-1 Машин. 6розр.-1
21	4-1-1	Монтаж цокольних блоків	шт.	270	264	270	<u>0,78</u> 0,26	<u>55,4</u> 27,6	<u>210,6</u> 70,2	<u>205,9</u> 68,6	<u>210,6</u> 70,2	<u>44541</u> 22190	Монтажн. 4р.3р.2р.-1 Машин. 6розр.-1
22	11-40	Гідроізоляція цокольних блоків	100м ²	3,88	3,74	3,88	11,5	17	44,6	43	44,6	195,5	Гідроізол. 4розр.-1 3розр.-1 2розр.-1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
23	2-1-34	Зворотня засипка пазух котловану	м ³	210,3	156,2	210,3	0,43	45,6	90,4	67,2	90,4	26302	Машин. брозр.-1
24	2-1-59	Ущільнення ґрунту	100м ²	4,71	4,86	4,71	4,8	7	22,6	23,3	22,6	100	Землекоп 2розр.-1
IV.Надземна частина													
25		Монтаж конструкцій першого поверху	шт.	153	161	153	Див.техн. карту на влашт.тип. ярусу		<u>586,2</u> 80,8		43968		
26		Монтаж конструкцій другого поверху	шт.	153	161	153			<u>586,2</u> 80,8		43968		
27		Монтаж конструкцій третього поверху	шт.	153	161	153			<u>586,2</u> 80,8		43968		
28		Монтаж конструкцій четвертого поверху	шт.	153	161	153			<u>586,2</u> 80,8		43968		
29		Монтаж конструкцій технічного поверху	шт.	151	151	151			<u>564,3</u> 75,4		41752		
30	3-3	Цегляна кладка зовнішньої самонесучої стіни	м ³	641,8	363,5	641,8	3,7	76	2374	1344	2374	125179	Муляр 4розр.-1 3розр.-1
V.Покрівельні роботи													
31	7-13	Влаштування пароізоляції	100м ²	5,75	5,44	5,75	6,7	49	38,5	36,4	38,5	830	Покрівельн 3розр.-1 2розр.-1
32	7-14	Влаштування утеплювача					5	35	28,8	27,2	28,8	592,9	Покрівельн 3розр.-1 2розр.-1
33	7-15	Влаштування стяжки з керамзитобетону					6,8	83	39,1	36,9	39,1	1406	Покрівельн 4розр.-1 3розр.-1 2розр.-1
34	7-2	Влаштування покриття з рубероїду					15,2	225,9	87,4	82,7	87,4	3826,8	Покрівельн 4розр.-1 3розр.-2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
VI.Опоряджувальні роботи													
35	6-13	Монтаж вікон	100м ²	2,60	4,04	2,67	20	30	52	80,8	53,4	279,3	Столяр 4розр.-1 2розр.-1
36	4-1-32	Влаштування гіпсокартонних перегородок	м ²	3348,6	3363	3322,3	0,12	9,5	401,8	403,6	398,7	95322	Монтажн. 4розр.-2 3розр.-1
37	6-13	Монтаж дверей	100м ²	2,52	2,28	2,43	18	87	45,4	41,1	43,7	629	Столяр 4розр.-1 2розр.-1
38	8-1-2	Шпаклювання стелі	100м ²	28,77	28,48	28,77	3,4	69	97,8	96,8	97,8	5935,4	Штукатур 5розр.-1 4розр.-1
39	8-1-2	Шпаклювання стін	100м ²	14,49	6,43	14,43	3,4	69	49,3	21,9	49,1	2439,2	Штукатур 5розр.-1 4розр.-1
40	8-1-15	Фарбування стелі	100м ²	28,77	28,48	28,77	3,9	55	112,2	111,1	112,2	4731,1	Маляр 5розр.-1
41	8-1-15	Фарбування стін	100м ²	14,49	6,43	14,43	3,2	91	46,4	20,6	46,2	3216,9	Маляр 5розр.-1
42	Т-68	Влаштування гідроізоляції підлоги	100м ²	28,77	28,48	28,77	3,67	69,6	105,6	104,5	105,6	5987	Ізолювальн 3розр.-1 2розр.-1
43	19-37	Влаштування стяжки зі шлакобетону	100м ²	28,77	28,48	28,77	4,7	29	135,2	133,9	135,2	2494,6	Бетонувал. 3розр.-1
44	19-43	Влаштування цементно-піщаної стяжки	100м ²	28,77	28,48	28,77	18,5	58	532,2	526,9	532,2	4989,2	Бетонувал. 3розр.-2 2розр.-1
45	19-19	Покриття підлоги керамічною плиткою	м ²	787,8			0,64	47,7	504,2			37578	Облицов. 4розр.-1 3розр.-1
46	8-1-2	Штукатурка фасаду	100м ²	12,59	8,18	12,64	3,4	90	42,8	27,8	43,0	3007	Штукатур 5розр.-1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
47	8-1-18	Фарбування фасаду	100м ²	12,59	8,18	12,64	3,2	91	40,3	26,2	40,4	3040,3	Маляр 5розр.-1
		Загальні трудозатрати								<u>24384,2</u> 1213,3		1190358	
VII. Спеціальні роботи													
48		Опалення і вентиляція	%	15						3840			184547,5
49		Сантехнічні роботи	%	5						1280			61515,8
50		Електрифікація	%	3						768			36909,5
51		Благоустрій території	%	2						512			24606,3
52		Невраховані роботи	%	10						2560			123031,7
53		Здача об'єкта	%	1						260,6			12303,2

Додаток М

Розрахунок необхідних параметрів монтажних кранів

М.1 Розрахунок необхідних параметрів баштового крана

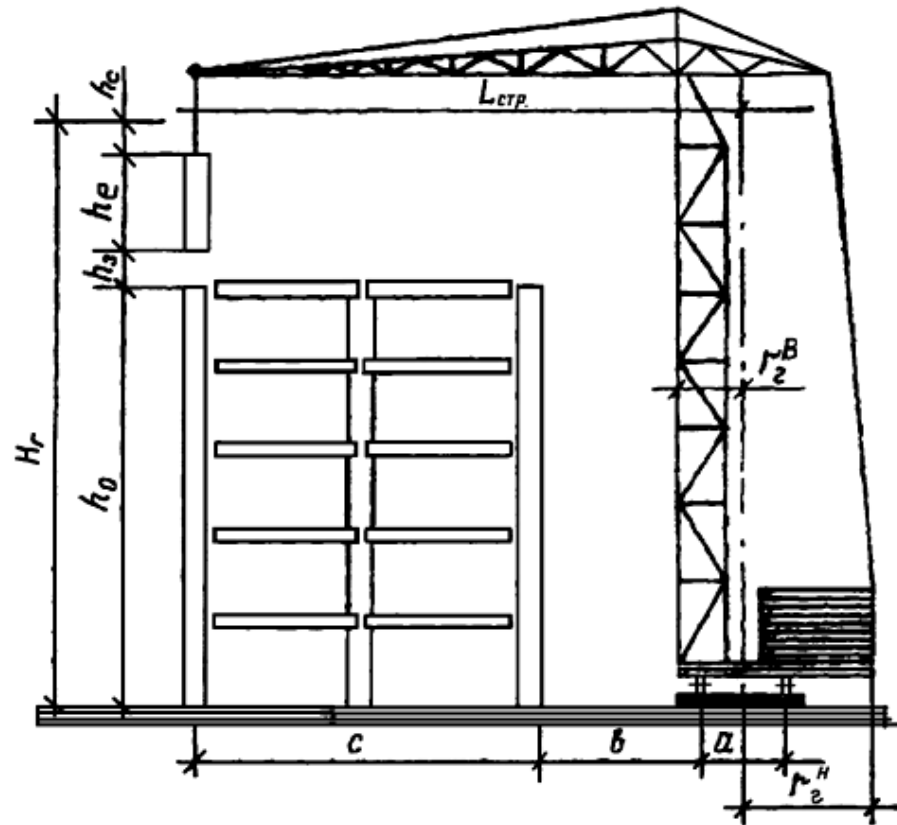


Рисунок М.1 – Схема визначення монтажних характеристик баштового крана

1) необхідна вантажопідйомність: $G = G_m + \Sigma g$

де G_m – маса елемента, т;

Σg – маса монтажних пристосувань та технологічного оснащення, яке встановлюється на монтованому елементі до підйому разом із ним, т.

$$G_{\text{діафрагма}} = 6,3 + 0,08 = 6,38 \text{ т,}$$

$$G_{\text{плита}} = 2,8 + 0,08 = 2,88 \text{ т,}$$

$$G_{\text{колонна}} = 2 + 0,06 = 2,06$$

2) необхідна висота підйому гака: $H_r = h_0 + h_3 + h_e + h_c$

$$H_{\text{діафрагма}} = 10,8 + 0,5 + 3,3 + 3 = 17,6 \text{ м},$$

$$H_{\text{плити}} = 20,4 + 0,5 + 0,22 + 3 = 24,12 \text{ м},$$

$$H_{\text{колона}} = 17,4 + 0,5 + 3,3 + 2 = 23,2 \text{ м}$$

де h_0 – перевищення опори монтованого елемента над рівнем стоянки крана (для кранів встановлених на землі), або над рівнем встановлення на будівлі чи споруді, м;

h_3 – запас по висоті, необхідний за умовою монтажу для наведення конструкції над місцем встановлення або переносу її через змонтовані конструкції, $h_3 \geq 0,5$ м;

h_e – висота елемента в монтажному положенні, м;

h_c – висота стропувальних пристроїв у робочому положенні від верху монтованого елемента до низу гака крана, м.

3) необхідний виліт стріли:

$$L_{\text{вдд}} = a/2 + b + c + r_n$$

$$L_{\text{вдд}} = 8/2 + 2,25 + (30 + 0,2 + 0,51) = 36,96 \text{ м},$$

де a – ширина підкранової колії, м;

b – відстань від підкранової колії до найбільш виступаючої частини будівлі (стіни, еркера, пілястри), м;

c – ширина будівлі від її грані з боку крана до осі протилежної поздовжньої стіни або до центра ваги найвіддаленішого від крана збірного елемента, м.

r_n – радіус габарита поворотної платформи, м.

Відстань від осі обертання крана до найближчої виступаючої частини будівлі повинна бути на 0,75 м більшою за радіус r_n габарита нижньої частини крана. Для крана КБ-503А.1 $r_n = 5,5$ м.

М.2 розрахунок параметрів самохідних стрілових кранів

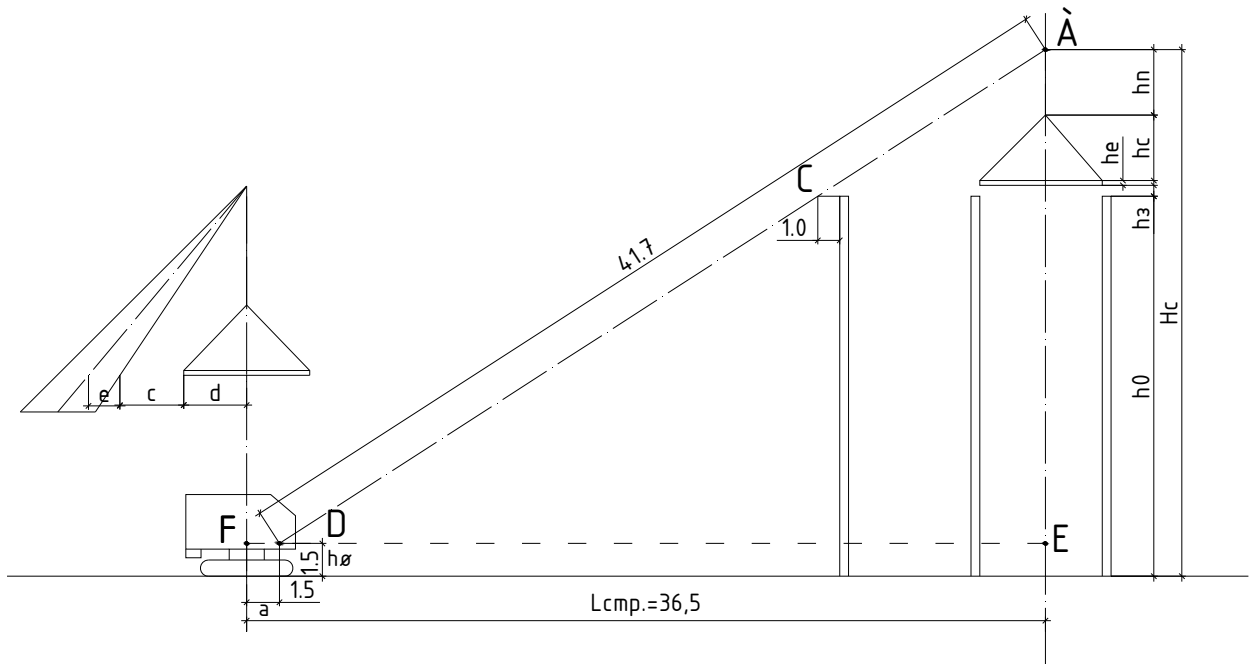


Рисунок М.2 – Схема визначення монтажних характеристик самохідного стрілового крана

- 1) необхідна відстань від рівня стоянки крана до верху стріли:

$$H_c = h_0 + h_3 + h_e + h_c + h_n = 17,4 + 0,5 + 0,22 + 3 + 3 = 24,12 \text{ м,}$$

де h_n – висота поліспасти в стягнутому стані.

- 2) найменший виліт стріли: визначено графічно (рис.3.2).

$$L_{стр.} = 36,5 \text{ м.}$$

- 3) найменша необхідна довжина стріли: визначено графічно (рис.3.2).

$$l = 41,7 \text{ м.}$$

Для визначення графічним способом будується схема монтажу (рис. М.2.). У площині опори монтованого елемента проводиться горизонтальна лінія довжиною 1 м, тобто величина безпечного наближення осі стріли крана до раніше встановленої конструкції (точка С). Потім через центр нерухомого блока А і точку С проводимо пряму лінію до перетину з горизонтальною лінією, проведеною через п'яту стріли, на висоті 1,5 м від рівня стоянки крана (точка D). Відстань AD визначає довжину стріли l , а FE – виліт стріли $L_{стр.}$

В даному випадку необхідно збільшення розрахункового вильоту стріли, використовуємо крани, обладнані гуськом. Монтаж плит покриття ведеться допоміжним гаком, а інших конструкцій – основним гаком. Якщо кран обладнують гуськом, у зв'язку з раціональнішим використанням параметрів, найменша довжина стріли для цього варіанту обладнання визначається за формулою:

$$l_a = \frac{h_0 - h_o}{\sin \alpha} - \frac{l_1 \cdot \operatorname{tg} \varphi}{\cos \alpha} = \frac{17,4 - 1,5}{\sin 76^\circ} - \frac{5,5 \cdot \operatorname{tg} 14^\circ}{\cos 76^\circ} = 16,4 - 5,7 = 10,7 \text{ м} ,$$

де α - кут нахилу стріли до горизонту, при якому її проекція буде найменшою,

$$\alpha = 80 \dots 76^\circ;$$

β - кут нахилу гуська до горизонту, $\beta = 0 \dots 15^\circ$;

L_2 - довжина гуська, прийнята відповідно до стандартного сортаменту, м.

$$l_1 = l_2 - (e + c + d) = 10 - (0,5 + 1 + 3) = 5,5 \text{ м} .$$

$$l_2 = L_r \cos \beta = L_r \cos 0^\circ = 10 \cdot 1 = 10 \text{ м} .$$

Додаток Н

Розрахунок потреби в транспортних засобах

Змінна експлуатаційна продуктивність однієї транспортної одиниці:

$$\dot{I}_{\dot{a}} = \frac{60G_i \dot{O}_{\dot{a}} k_{\dot{a}\dot{a}} k_r}{t_{\dot{a}\dot{a}}}, \text{ (Т/ЗМ);}$$

де G_n – номінальна вантажопідйомність транспортної одиниці (із причепом), т;

$T_{зм}$ – час чистої роботи транспортної одиниці за зміну, (год.). Приймаємо 7,5 год;

$k_{в.в.}$ – коефіцієнт використання вантажопідйомності транспортної одиниці;

$$k_{\dot{a}\dot{a}} = \frac{\dot{m}_i \cdot \dot{a}}{G_i},$$

де m_i – маса одного елемента, т;

a – кількість перевезених елементів за один рейс, штук;

k_r – коефіцієнт використання машин у часі. Приймаємо 0,8;

$t_{ца}$ – тривалість робочого циклу автомобіля, для човникового способу:

$$t_{\dot{a}\dot{a}} = t_1 + \frac{2 \cdot 60L}{V_{\dot{a}\dot{a}}} + t_2 = 10 + \frac{2 \cdot 60 \cdot 15}{19} + 15 = 120, \text{ хв. або 2 год;}$$

де t_1, t_2 – час заміни причепів відповідно на заводі та будівельному майданчику (10-15хв.);

L – відстань транспортування (15 км);

V – середня швидкість транспортування (19 км/год).

Розрахунок зводимо в таблицю Н.1.

Таблиця Н.1 – Транспортні засоби та їх технічна характеристика

№ п/п	Назва збірного елемента	Вага ел-ту, т	Розміри елемента, мм	Транспортний засіб	Вантажопідйомність G_n , т	Кількість ел-тів за один рейс	Коефіцієнт використання $K_{вс}$	Зм. експлуатац. продуктивність P_e , т/зм
1	Фунд. блок	0,5	400x500x900	МАЗ-504Б з напівпричепом-платформою ПК-10	10	20	1	1,5
2	Колона	2	400x400x4950	МАЗ-504 з напівпричепом-платформою УПП-37	12	6	1	6
3	Ригель	1	450x200x3000	МАЗ-504Б з напівпричепом-платформою П-12М,	14	14	1	3
4	Ригель	2	450x200x6000	КрАЗ-258 з напівпричепом-платформою П-12А	24	12	1	6
5	Плита	2,6	6000x1500x220	МАЗ-200 з напівпричепом-платформою НАМИ-790	16	6	0,975	7,8
6	Плита.	3,5	7200x1500x220	КрАЗ-258 з напівпричепом-платформою УПП-16	24	6	0,875	10,5
7	Плита	1,4	3000x1500x220	ГАЗ-53А	4	2	0,7	4,2
8	Діафрагма	6,3	5600x3000x140	МАЗ-504 з напівпричепом-панелевозом платформою НАМИ-790	16	2	0,789	18,9
9	Сходовий марш	5,8	6000x1500x220	КрАЗ-221 з напівпричепом-платформою ПР-20	20	3	0,87	17,4
10	Цегла	3,3	250x120x65	Цегловоз КВ-3-У	10	3	0,99	9,9

Додаток П

Технологічна карта на влаштування фундаментів

Сфера застосування

Технологічна карта розроблена на бетонування фундаментів мілкового закладання під колони 4-ти поверхового 3-х секційного реабілітаційно-оздоровчого комплексу з висотою поверху 3,3 м, на першу захватку в осях 1–5 і Г–Н. Для бетонування фундаментів передбачено застосування бетононасосів. Роботи проводяться у дві зміни у весняний період.

Організація і технологія будівельного процесу

1. До початку бетонування фундаментів мають бути виконані наступні роботи:

- організовано відведення поверхневих і ґрунтових вод і підготовлена основа;
- закінчена установка опалубки (окрім опалубки стакана), арматури і закладних частин;
- влаштовані необхідні сходи і робочі майданчики;
- влаштовані, передбачені проектом виробництва робіт, з'їзди в котлован, встановлені на опори бетононасоси;
- підведена електроенергія і влаштовано освітлення робочих місць і зон бетонування із забезпеченням необхідної освітленості;
- змонтований тимчасовий водопровід;
- перевірені правильність і надійність установки опалубки, кріплень і риштувань;
- складені акти на приховані роботи з підготовки основи, по армуванню і установці закладних частин.

2. Безпосередньо перед укладанням бетонної суміші необхідно:

- очистити опалубку і арматуру від бруду, сміття та іржі, що відшаровується;
- усунути виникаючі дефекти опалубки, випуклість дощок, розкриття щілин;

- перевірити готовність всіх механізмів і пристосувань, що забезпечують виробництво бетонних робіт заданими темпами.

3. Бетонування фундаментів виробляється за наступною схемою: автобетонозмішувач – бетононасос – конструкція.

4. Бетонування фундаментів проводиться по захваткам. Об'єм бетонної суміші, що укладається на кожній захватці, повинен відповідати змінній продуктивності комплексу механізмів, що беруть участь в процесі укладання бетонної суміші.

5. Укладання бетону у фундаменти проводиться в три етапи.

Перший етап – бетонування сходинок фундаменту; другий – бетонування підколонника до низу відмітки стакана підколонника (при цьому бетонування виконується пошарово 0,3 – 0,5 м); третій етап – укладання бетонної суміші після установки і вивіряння опалубки стакана.

6. Бетонна суміш вкладається рівномірними шарами 35 – 50 см. Кожний наступний шар вкладається до початку твердіння попереднього шару бетону і ретельно ущільнюється глибинними вібраторами. У кутах і в стінках опалубки бетонна суміш додатково ущільнюється вібраторами.

7. При ущільненні бетонної суміші кінець робочої частини вібратора повинен занурюватися в раніше укладений шар бетону на глибину 5 – 10 см. Перевстановлення вібратора ведеться так, щоб не залишалося не ущільнених місць. Опирання і дотик вібраторів до арматури під час роботи не допускається.

8. Вібрування на даній позиції закінчується після припинення осідання бетонної суміші і появи цементного молока на поверхні бетону.

9. Кожен замонолічений фундамент під час перших днів тверднення бетону повинен періодично поливатися водою. Поливання починати не пізніше ніж через 10-12 годин.

Техніка безпеки

1. При виробництві робіт по бетонуванню фундаментів слід дотримуватись правил техніки безпеки в будівництві (СНіП III-4-80).

2. Робітники, зайняті на бетонуванні фундаментів, мають бути проінструктовані і навчені правильному поводженню з відповідними інструментами.

3. Кожен новий робітник до початку роботи повинен пройти ввідний інструктаж безпосередньо на робочому місці. Про це необхідно зробити відповідний запис в спеціальному журналі по техніці безпеки, де повинен розписатись робітник.

4. Електропровід на бетононасос і від бетононасоса до рубильника обов'язково ховають в гумові шланги, бетононасос заземлюється.

5. Переміщення трубопроводу слід здійснювати під безпосереднім керівництвом виконроба або майстра. При цьому мають бути прийняті заходи, що забезпечують безпеку робітників, зайнятих пересуванням трубопроводу.

6. При ущільненні бетонної суміші електровібраторами потрібно дотримуватись наступних вимог:

а) робітники, які працюють з електровібраторами заздалегідь піддавати медичному огляду з періодичним повторним оглядом у встановлені терміни;

б) забезпечити робітників спецодягом, який включає взуття і діелектричні рукавички, що гасять вібрацію;

в) корпус вібратора до початку роботи заземлити;

г) при перервах в роботі, а також при переходах бетонувальників з одного місця на інше вібратори вимикати;

д) не омивати вібратори водою;

е) через кожних 30 – 35 хвилин роботи вібратори вимикати на 5 – 7 хвилин для охолодження.

Матеріально-технічні ресурси

Потреба в матеріально-технічних ресурсах наведена в табл. П.1, П.2.

Техніко-економічні показники технологічної карти наведено в табл. П.3.

Таблиця П.1 – Основні матеріали, напівфабрикати, будівельні деталі та конструкції

№ п/п	Назва матеріалів, конструкцій	Марка	Одиниця виміру	К-сть.
1	Бетонна суміш	B15	м ³	140,4
2	Арматурні сітки 2,4x2,4м	Ø14А-III	шт.	16
3	Арматурні сітки 2,4x2,4м	Ø12А-III	шт.	11
4	Комплект опалубки	Paschal	м ²	224,1

Таблиця П.2 – Машини, обладнання, механізований інструмент, інвентар та пристрої

№ п./п.	Назва	Тип	Марка	К-сть.	Технічна характеристика
1	Бетононасос		P715TD/TE	2	Подача 80м, виробн.20м ³ /год
2	Автокран		КС-3571	1	Q=6т
3	Вібратор		ІВ-3. 15	7	

Таблиця П.3 – Техніко-економічні показники технологічної карти

№ п./п.	Найменування показників	Одиниця виміру	Показники
1	Трудомісткість на весь об'єм робіт	люд.-зм.	27,78
2	Трудомісткість на весь об'єм робіт	маш.-зм.	1,75
3	Трудомісткість на 1 м ³ конструкції	люд.-зм./м ³ .	1,18
4	Заробітна плата на весь об'єм робіт	грн.	33206
5	Заробітна плата на 1 м ³ бетону	грн.	83,7

Додаток Р

Розрахунок потреби в тимчасових побутових приміщеннях та складах

Р.1 Розрахунок потреби в тимчасових побутових приміщеннях

Кількість працюючих визначається за формулою:

$$N_{заг} = (N_{роб.} + N_{ІТП} + N_{служб.} + N_{МОП})k,$$

де $N_{заг}$ – загальна кількість працюючих на будівельному майданчику, чол.;

$N_{роб.}$ – кількість робітників, що береться за календарним планом, чол.;

$N_{ІТП}$ – кількість інженерно-технічних працівників (ІТР), чол.;

$N_{служб.}$ – кількість службовців, чол.;

$N_{МОП}$ – кількість молодшого обслуговуючого персоналу (МОП), чол.;

k – коефіцієнт, що враховує відпустки, хвороби, виконання суспільних обов'язків, $k = 1,05-1,06$.

$$N_{заг} = (29 + 3 + 2 + 1)1,05 = 37 \text{ чол.}$$

Розрахунок площі інвентарних будинків санітарно-побутового призначення здійснюємо в табл. Р.1, виходячи із кількості працюючих, які зайняті на будівельному майданчику у найбільш чисельну зміну і визначається по календарному графіку – $N_{max} = 29 \text{ чол.}$

Експлікація тимчасових споруд наведена в табл. Р.2.

Таблиця Р.1 – Розрахунок тимчасових споруд

№ п/п	Найменування інвентарних споруд	Одиниці виміру	Нормативні показники	Розрахункова кількість працюючих	Площа, м ²
1	2	3	4	5	6
1.	Контора	м	4,00	6	24,0
2.	Гардеробна	м ²	0,60	37	22,2
3.	Умивальна	м ²	0,06	29	1,74
4.	Приміщення для прийому їжі	м ²	0,25	29	7,25

Продовження табл. Р.1

1	2	3	4	5	6
5.	Приміщення для обігріву працюючих	м ²	0,50	29	14,5
6.	Медичний пункт	м ²	0,05	29	1,45
7.	Душова з переддушовою	м ²	0,82	29	23,78
8.	Сушильня	м ²	0,20	29	5,8
9.	Туалет	м ²	0,14	29	4,06

Таблиця Р.2 – Експлікація тимчасових споруд

№ п/п	Найменування інвентарних будинків	Розрахункова площа м ²	Розміри в плані м,	К-сть будинків	Прийнята площа м ²	Конструктивна характеристика	Використаний типовий проєкт
1	Контора	24	9x2,7	1	24,3	Пересувний тип	420-01
2	Гардеробні	22,2	6x4	1	24	Зб./розб.	420-04-10
3	Приміщення для прийому їжі, умивальня	8,99	5x3	1	15	Контейнер	420-04-10
4	Приміщення для обігріву	14,5	5x3	1	15	Контейнер	420-04-10
5	Медичний пункт	1,45	5x3	1	15	Контейнер	420-04-10
6	Душова з переддушовою	23,8	9x2,7	1	24,3	Контейнер	420-01
7	Сушильня	5,8	5x3	1	15	Контейнер	420-04-10
8	Туалет	4,1	1,5x1	2	6	Збірний з дерева	-

Р.2 Розрахунок потреби в складах

Площа складів розраховується за кількістю матеріалів:

$$Q_{зан} = Q_{заг} / T \alpha n k ,$$

де $Q_{зан}$ – запас матеріалів на складі;

$Q_{заг}$ – загальна кількість матеріалів, необхідних для будівництва;

α – коефіцієнт нерівномірності постачання матеріалів на склади (для авто- та залізничного транспорту $\alpha = 1,1$);

T – тривалість розрахункового періоду (береться з календарного плану), днів;

n – норма запасів матеріалів, днів.

Приймаються наступні норми запасу матеріалів:

- місцеві – 2...5 днів (цегла, бутовий камінь, щебінь, пісок, шлак, збірні з/б конструкції, блоки, панелі, утеплювач, перегородки);

- привізні – 10...15 днів (цемент, вапно, скло, рулонні матеріали, віконні блоки, двері, металеві конструкції).

k – коефіцієнт нерівномірності витрат матеріалів, $k = 1,3$.

Корисна площа складу F без проходів визначається за формулою:

$$F = Q_{зан} / q ,$$

де q - кількість матеріалів, що вкладається на 1 м² складу.

Загальна площа складу:

$$S = F / \beta ,$$

де β - коефіцієнт на проходи .

Обчислені необхідні площі складів для основних конструкцій, виробів та матеріалів наведено в табл. Р.3.

Таблиця Р.3 – Розрахунок площі складів

Конструкції, вироби, матеріали	Одиниці виміру	Загальна потреба $Q_{заг}$	Тривалість вкладання матеріалів у конструкцію T ,	Найбільша добова витрата, $Q_{заг} / T$	Кількість днів запасу, n	Коефіцієнт нерівномірності постачання α	Коефіцієнт нерівномірності витрат k	Запас на складі $Q_{зап}$	Норма зберігання на 1 м ² площі q	Корисна площа складу F , м ²	Коефіцієнт використання площі складу β	Повна площа складу S , м ²	Розміри складу, м	Характеристика складу
Фундаментні блоки	шт.	804	26	40	2	1,1	1,3	11	3,2	3,5	0,6	5,8	4x1,5	відкр.
Цегла	м ³	1647,1	38	43,3	2	1,1	1,3	15,2	2,4	6,3	0,6	10,5	7x1,5	відкр.
Плити перек. покрит.	шт.	820	52	16	2	1,1	1,3	6	0,7	8,6	0,6	14,5	10x1,5	відкр.
Колони	шт.	479	79	6	2	1,1	1,3	12	0,5	6	0,6	10	7x1,5	відкр.
Ригелі	шт.	462	42	11	2	1,1	1,3	4	0,5	8	0,6	13,4	7x2	відкр.
Сход. марші	шт.	41	9	4	2	1,1	1,3	2	0,3	6,7	0,6	11,2	7x2	відкр.
Діафрагма	шт.	65	7,5	9	2	1,1	1,3	3	0,4	7,5	0,6	12,5	8x2	відкр.
Вікна	м ²	931	23,5	40	10	1,1	1,3	3	1,5	2	0,5	4	2x2	навіс
Двері	м ²	723	5,5	131	10	1,1	1,3	9	1,5	4,5	0,5	9	4,5x2	навіс
Рубероїд	м ²	1694	5,5	308	10	1,1	1,3	21,5	4	5,4	0,5	10,8	4x3	навіс
Плити теплоізоляції	м ²	1694	2,5	677,6	5	1,1	1,3	94,8	1,1	86,2	0,7	123,1	24x5	закрит.
Гіпсокартон	м ²	10034	13	771,8	5	1,1	1,3	117	35	3,4	0,5	6,8	3x2,5	закрит.

Додаток С

Визначення потреби у воді та електроенергії на будівельному майданчику

С.1 Розрахунок необхідного водопостачання

В першу чергу розраховується найбільша секундна витрата води на виробничі, господарсько-життєві й протипожежні потреби:

а) господарські витрати води за годину, м³:

$$Q_{\text{госп}} = \frac{N \cdot D \cdot K_1}{n \cdot 1000} = \frac{29 \cdot 60 \cdot 2,7}{16 \cdot 1000} = 0,3 \text{ м}^3,$$

де $N = 29$ чол. – максимальна кількість працюючих у зміні;

$D = 60$ літрів – питоми витрати води на одного працюючого в зміні;

$K_1 = 2,7$ – коефіцієнт нерівномірності водопостачання за годину;

$n = 16$ год. – число годин у зміні.

Виробничі витрати води за годину:

$$Q_{\text{вироб.}} = \frac{\rho_{\text{пр}} \cdot D \cdot K_2}{n \cdot 1000} = \frac{(15,4 + 25,3 + 8,6 + 116,5 + 58,3) \cdot 1760 \cdot 1,6}{16 \cdot 1000} = 39,4 \text{ м}^3$$

де $\rho_{\text{пр}}$ – обсяг роботи, що виконується в зміні;

D – питома витрата води на одиницю обсягу роботи, л;

$K_2 = 1,6$ – коефіцієнт нерівномірності водопостачання.

Витрати води за годину на охолодження двигунів внутрішнього згорання:

$$Q_{\text{дв}} = \frac{1,2 \cdot W_t \cdot N}{1000} = \frac{1,2 \cdot 85 \cdot 180}{1000} = 18,4 \text{ м}^3$$

де W_t – питоми витрати води на 1 к.с. потужності двигунів внутрішнього згорання;

N – потужність двигуна .

Сумарні витрати води на виробничі і господарські потреби:

$$\Sigma Q = Q_{\text{госп}} + Q_{\text{вир}} + Q_{\text{дв}} = 0,3 + 39,4 + 18,4 = 58,7 \text{ м}^3$$

Розрахункові секундні витрати води:

$$q_{\text{розр}} = \frac{\Sigma Q \cdot 1000}{3600} + q_{\text{пож}} = \frac{58,7 \cdot 1000}{3600} + 10 = 26,3 \text{ л / с}$$

де $q_{пож} = 10$ л/с – витрати води на протипожежні потреби.

Діаметр водопровідної лінії:

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot q_{розр} \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 26,3 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,5}} = 150 \text{ мм}$$

де V – швидкість руху води, м/с.

С.2 Розрахунок необхідного електропостачання

Потреба в загальній електричній потужності з врахуванням втрат і одночасної роботи всіх споживачів:

$$P_{заг} = 1,1 \left(\frac{K_1 \cdot \sum P_c}{\cos \varphi} + K_2 \cdot \sum P_m + K_3 \cdot \sum P_{он} + K_4 \cdot \sum P_{ОВ} \right) =$$

$$= 1,1 \left(\frac{0,4 \cdot 65,3}{0,75} + 55,4 + 0,9 \cdot 4,8 + 4,82 \right) = 96,3 \text{ кВт},$$

де $\cos \varphi = 0,75$ – коефіцієнт потужності;

$K_1=0,4$, $K_2=1,0$, $K_3=0,9$, $K_4=1,0$ – коефіцієнт попиту;

$\sum P_c = 65,3$ кВт – витрати електроенергії для живлення електродвигунів

$\sum P_m = 55,4$ кВт – потужність на технічні потреби;

$\sum P_{он} = 4,8$ кВт – витрати електроенергії на освітлення майданчика;

$\sum P_{ОВ} = 4,82$ кВт – для освітлення приміщень;

Розрахунок проводимо у відповідності до таблиці С.1. За отриманими даними приймаємо трансформаторну станцію КТП 100-10 потужністю 100 кВт.

Проектування освітленості будівельного майданчика полягає у визначенні необхідної освітленості, підборі і розташування джерел світла, розрахунку необхідної для їх споживання потужності.

Розрахунок кількості прожекторів n для будівельного майданчика розраховуємо через питому потужність:

$$n = pES/P_L = 0,26 \cdot 5 \cdot 13770/500 = 36.$$

де p - питома потужність, $p = 0,25 \dots 0,40$ Вт/м²·лк – при освітленні прожекторами

ПЗС-35,

E - освітленість, лк;

S - площа, що підлягає освітленню, м²;

P_l - потужність лампи прожектора, Вт. $P_l = 500$ і 1000 Вт для ПЗС-35.

Приймаємо 36 прожекторів ПЗС-35.

Таблиця С.1 – Розрахунок електропостачання

№ п/п	Найменування споживачів	Од. виміру	Обсяг або кількість	Потужність на одиницю, кВт	Загальні витрати ел.енергії
Силова електростанція					120,7
1	Кран КБ-503А.1	шт.	1	65,3	65,3
2	Зварювальний апарат СТЕ-24	шт.	2	27,7	55,4
Внутрішнє освітлення					4,82
3	Контора і побутові приміщення	м ²	114,3	0,015	1,7145
4	Душові	м ²	24,3	0,003	0,0729
5	Навіси	м ²	73,5	0,003	0,22
6	Закриті склади	м ²	187,5	0,015	2,81
Зовнішнє освітлення					4,8
7	Територія майданчика	100 м ²	137,70	0,005	0,6
8	Відкриті складські майданчики	100 м ²	3	0,05	0,2
9	Освітлення робочого місця прожектором	шт.	4	1	4