

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ АвіАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
Кафедра комп'ютерних технологій будівництва
та реконструкції аеропортів

ДОПУСТИТИ ДО ЗАХИСТУ

Завідувач кафедри КТБ та РА

 О. Лаленко

10 06 2022 р.

ДИПЛОМНИЙ ПРОЕКТ

(ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА)

ВИПУСКНИКА ОСВІТНЬО-КВАЛІФІКАЦІЙНОГО РІВНЯ

"БАКАЛАВР"


Тема: Реконструкція бізнес-центру в м. Буча Київської області

Виконала: студентка 405 групи Невмержицька Катерина Василівна

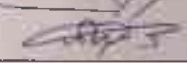
Керівник: д.т.н., професор Степанчук Олександр Васильович

Консультанти з розділів:

Керівник дипломного проекту

 Степанчук О.В.

Нормоконтролер з ЄСКД (ЄСПД):

 О.В.Родченко

Київ 2022
МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
Кафедра комп'ютерних технологій будівництва
та реконструкції аеропортів

ДОПУСТИТИ ДО ЗАХИСТУ

Завідувач кафедри КТБ та РА

 О. Лапенко

• 13 " 04 2022 р.

ЗАВДАННЯ
НА ДИПЛОМНЕ ПРОЕКТУВАННЯ

Студентці Невмержицькій Катерині Василівні

Курс 4 група 405

Спеціальність Промислове та цивільне будівництво

Шифр 192

1. Тема проекту Реконструкція бізнес-центру в м. Буча Київської області

2. Спеціальна частина, НДР _____

Тему проекту затверджено наказом ректора університету

3. Вихідні данні до проекту

3.1. Характеристику будинку

3.1.1. Призначення будинку та технологічна потужність Будинок
призначений для потреб держави і містить в собі офісні приміщення, які
виробляють невелику потужність

3.1.2. Матеріал головних конструкцій Головними матеріалами
реконструйованого будинку є залізобетон та цегла

3.1.3 Інші загальні дані Прилегла територія будинку займає 4846,21
м², де розміщується наземна автостоянка та будинок з розмірами: довжиною
51900 мм, шириною 41150 мм, висотою 12,35 м.

3.2. Навантаження Короткочасні: снігові 1670 Па, вітрові 420 Па; постійні: на
1 м² перекриття 4,74 кПа, на 1 м² покриття 4,90 кПа; тимчасові 3,35 кПа.

3.3. Район будівництва місто Буча

3.4. Геологічна характеристика будівельного майданчика

Таблиця 3.1. – Піщані ґрунти

№ шару ґрунту	Найменування ґрунту	Густина γ_s , т/м ³	Щільність $\gamma_{s\gamma}$, т/м ³	Природна вологість ґрунту W , %	Глибина залягання підосви шару
1	Насипний ґрунт	1,67	-	-	-0,8÷-1,2
2	Пісок дрібнозернистий	1,91	2,72	0,09	-4,8÷-5,0

Таблиця 3.2. – Глиняні ґрунти

№ шару ґрунту	Найменування ґрунту	Густина γ , т/м ³	γ_s , Щільність т/м ³	Природна вологість ґрунту W, %	Межа розкочування W, %	Межа текучості W, %	Глибина залягання підшви шару
4	Суглинок жовтувато-сірий	1,85	2,73	0,24	0,19	0,29	-10,3÷ -11,1

ґрунтові води на відмітці 123,6 -124,25м.

Особливі умови Будинок розташований на підвищеній місцевості

3.5. Топографічна характеристика будівельного майданчика Топографічна характеристика будинку пояснюється місцем розташування будинку

3.6. Джерела постачання будівництва головними матеріалами та засобами їх транспортування Постачання відбуваються за допомогою місцевих організацій та підприємств, які мають необхідні засоби

3.7. Строки будівництва в продовж 8 місяців

3.8. Додаткові данні зазначені у розділах

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки і графічної частини проекту

4.1. Вступ містить загальне поняття про реконструкцію _____

4.2. Аналітичний огляд містить доцільність проведення реконструкції _____

4.3. Архітектурний розділ містить креслення будинку та архітектурно –
планувальні рішення _____

Обсяг графічного матеріалу 3 листа

4.4. Розрахунково-конструктивний розділ містить креслення елементів будинку
та розрахунково-конструктивну частину _____

Обсяг графічного матеріалу 2 листа

4.5. Основи і фундаменти містить підбір та розрахунки підсилення
фундаментів _____

Обсяг графічного матеріалу 1 лист

4.6. Технологія будівництва (ремонту) містить склад комплексного
технологічного процесу _____

5. Додатки Креслення всіх розділів

Консультанти по проекту

- Архітектурна частина _____ Степанчук О.В.
- Розрахунково-конструктивна _____ Степанчук О.В.
- Технологія будівництва (ремонт) _____ Степанчук О.В.

Дата видачі завдання _____ 20__ р., термін закінчення
дипломного проекту і надання його до захисту _____ 20__ р.

Керівник дипломного проекту _____ Степанчук О.В.

Завдання до виконання прийняв _____ 20__ р.

Студент

_____ Невмержицька К.В.

ЗМІСТ

Вступ

1. Аналітичний огляд

2. Архітектурний розділ

2.1. Загальні відомості про існуючу будівлю

2.2. Генеральний план

2.3. Об'ємно-планувальне рішення

2.4. Конструктивні рішення

2.5. Технологічна частина

3. Розрахунково-конструктивний розділ

3.1. Розрахунок збірної залізобетонної плити перекриття

3.2. Розрахунок збірного залізобетонного сходового маршу

3.3. Розрахунок підсилення збірної залізобетонної плити
перекриття з круглими пустотами

3.4. Розрахунок металевої перемички над новим прорізом в стіні

3.5. Розрахунок підсилення цегляного простінка

4. Основи та фундаменти

4.1. Оцінка існуючих фундаментів та умов майданчика

4.2. Розрахунок підсилення існуючих фундаментів

5. Технологія будівництва

5.1. Межі застосування технологічної карти на встановлення опалубки

5.2. Склад комплексного технологічного процесу

5.3. Технологія й організація будівельного процесу

5.4. Складування і запас матеріалів

5.5. Механізація покрівельних робіт

5.6. Основні підрахунки

Висновки

Список використаної літератури

Додатки

ВСТУП

Будівлі і споруди відіграють істотне значення у житті сучасного суспільства. Можна стверджувати, що справжній рівень цивілізації, розвиток науки, культури та виробництва значною мірою визначаються кількістю і якістю побудованих будинків та споруд. Життя невпинно й побут людини залежить від наявності необхідної житлової, побутової та промислової забудови, її відповідності своєму призначенню, відмінним технічним станом.

Кожна будівля і споруда характеризується відповідними експлуатаційними властивостями, які мають зберігатися протягом всього терміну служби завдяки технічно правильній експлуатації. Основою експлуатації є запобігання передчасному фізичному зношенню, а також усунення виявлених дефектів і пошкоджень будівель і споруд. Цього досягають застосуванням чіткої системи оглядів та планово-запобіжних ремонтів.

Метою поточних ремонтів є запобігання передчасному зношенню елементів будівель і споруд, їх інженерного устаткування та усунення дрібних дефектів і пошкоджень. Велике зношення та руйнування окремих конструкцій і обладнання викликає потребу в капітальному ремонті, за якого можна покращити або змінити функціональні процеси в будівлях і спорудах.

Вагомим фактором розвитку населених пунктів є реконструкція і покращання зовнішнього благоустрою.

Забудова населених пунктів різних періодів зведення часто характеризується великою різноманітністю стилів. З будівлями, що є пам'ятками історії, культури та архітектури, часто дисонує сучасна забудова. Загострюється проблема модернізації будівель – оновлення, надання їм сучасного вигляду відповідно до новітніх вимог. На необхідність реконструкції і модернізації

будівель вказує також структура капіталовкладень, щорічні обсяги введення в дію основних фондів ($\approx 17,2$ млрд. грн.).

Реконструкція будинків і споруд – це їхнє перероблення з метою часткової чи повної зміни функціонального призначення, встановлення нового ефективного обладнання, поліпшення забудови території відповідно до сучасних підвищених нормативних вимог. Вона є частиною загальної реконструкції виробничих підприємств чи міського району, житлового масиву, комплексу соціально-побутових, культурних закладів.

Реконструкція будинків і споруд виконується і під час технічного переозброєння підприємств.

Переобладнання передбачає перепланування і збільшення висоти приміщень, підсилення, за необхідності – частковий демонтаж і заміну конструкцій, а також надбудову, прибудову і поліпшення фасадів будинків.

Під час реконструкції і технічного переозброєння капітальні вкладення істотно менші і окупуються у 2–2,5 рази швидше, ніж під час капітального будівництва. З іншого боку, загальні затрати часу на реконструкцію у 1,5–2,0 рази менші, ніж на новобудову.

Реконструкція повинна мати комплексний характер, враховувати тривалу перспективу розвитку міст, регіону, підприємства. Некомплексний підхід, урахування вимог тільки сьогодення, відсутність перспективного планування можуть привести через деякий час до неможливості виконання наступної реконструкції без зносу забудови, яка склалась після попередньої реконструкції.

Реконструкція часто пов'язана з відновленням експлуатаційних показників і підсиленням несучих елементів будинків і споруд. Ці роботи вимагають індивідуальних підходів і інженерних рішень, які відрізняються від підходів і конструктивних рішень при новому будівництві.

Соціальні завдання реконструкції полягають у докорінному поновленні забудови і планувальної структури житлового фонду. Ці задачі передбачають

поліпшення і поступове вирівнювання умов праці працівників старих і нових міських районів згідно із сучасними вимогами.

АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД

Запроектована реконструкція центру ділової активності в м. Буча є актуальним проектом оскільки останнім часом все більше будівель, що мають виховне чи житлове призначення займається не тільки дрібними фірмами, а й цілими підприємствами. Тому будівництво нових і розширення існуючих бізнес центрів є необхідною умовою для ведення малого і середнього бізнесу в умовах щільної забудови, як в нашому випадку, міст та населених пунктів. Тільки уявіть собі, наскільки простіше володіти необхідною інформацією і підтримкою маючи партнерів по бізнесу безпосередньо «за стінкою»!

На користь розширення існуючих бізнес центрів говорить те, що реконструкція старих будівель є економічно обґрунтована, хоча б тому, що термін служби залізобетону досягає ста років. При будівництві нових будівель затрачаються дорогі будівельні матеріали й ресурси, проте комфортність умов праці може бути досягнута, наприклад, за допомогою різних варіантів перепланування старого цивільного фонду.

Саме таким шляхом уже пройшли багато країн далекого зарубіжжя (США, Франція, Німеччина, Данія, Швеція й ін.). Аналіз цього досвіду показує, що поряд з новим будівництвом і ремонтно-відновлювальними роботами, розширюються обсяги реконструкції будинків і споруджень. При цьому, як показує світова практика, виникає необхідність проведення заходів енергозбереження в будинках, що враховано даним проектом, оскільки прийняте утеплення зовнішніх стін будівлі.

Доцільність реконструкції визначається соціальним ефектом і повинна бути обґрунтована техніко-економічними розрахунками.

Серед існуючих принципів і методів реконструкції цивільних будинків слід виділити:

1. принцип реконструкції шляхом надбудови додаткових поверхів (у тому числі способом підйому даху за допомогою гідродомкратів (у ГНЦ РФ «Будівництво» розроблений спосіб крокового підйому даху);

2. принцип реконструкції без надбудови поверхів, – за рахунок використання обсягу горища й надбудови мансарди, або прибудови відносно легкого несучого каркаса надбудови з металевих елементів;

3. влаштування приставних балконів з металоконструкцій або заміна балконів на лоджії з наступним розширенням кімнат;

4. використання обв'язувальних ригелів для пристрою лоджій з наступним розширенням кімнат або з метою утеплення фасадів;

5. об'ємний метод – оббудовування й надбудова існуючого будинку – метод «фламінго», а також пристрій террасової прибудови на кілька поверхів (формується як окремий самонесучий обсяг, що вимагає створення умов для незалежного осідання) з можливістю повного перепланування квартир і пристрій повноцінних роздільних санвузлів;

6. влаштування на перших поверхах великорозмірних отворів під кафе, басейни, спортивні зали, магазини, паркінги й т.п.;

7. перепланування й влаштування нежитлових приміщень на першому поверсі й у підвалах – формується за рахунок об'єднання приміщень як в одному, так і у двох рівнях;

8. перепланування приміщень старого фонду із пристроєм приміщень у двох рівнях;

9. збільшення площі приміщень за рахунок раціонального використання площ сходових кліток старого фонду;

10. утеплення фасадів листовими й плитними матеріалами;

11. влаштування вітражного скління в сходовій клітці;

12. прибудова двох-трьох поверхових будинків громадського призначення між торцями близькорозташованої групи багатоповерхових великопанельних будинків;

13. розрідження колон розробленими новими методи, що використовуються в каркасних будинках;

14. комплексна реконструкція з використанням вищенаведеними принципами.

З вище перерахованого в нашому випадку доцільно виконати надбудову над існуючою будівлею в зв'язку зі щільною забудовою району розміщення будівлі і малою площею прилягаючої території об'єкту. Двох нових поверхів буде достатньо для задоволення потреб поставлених замовником. Також заплановано перепланування існуючих поверхів, для удосконалення робочих процесів підприємств центру ділової активності.

Для покращення зовнішнього вигляду будівлі передбачене оздоблення фасаду декоративними штукатурками і рельєфне виділення вікон за рахунок накладок з пінопласту, заміна і використання в новому будівництві метало пластикових вікон і дверей, а також влаштування вітражного скління в існуючій і надбудованій сходовій клітці.

Влаштування нових прорізів і отворів у стінах варто робити за допомогою спеціального різального інструменту (механічного, гідравлічного або електродугового). При цьому необхідно виключити утворення у конструкціях тріщин і інших ушкоджень, які знижують їхню несучу здатність.

У переважній більшості випадків за результатами розрахунків несучих конструкцій, виникає потреба в їхньому посиленні або закріпленні основ фундаментів. Ці конструктивні заходи дозволяють відчутно (на 25-40%) знизити собівартість додаткових площ, яке виходить при реконструкції, у порівнянні з аналогічними показниками в новому будівництві і є однією з головних причин інвестиційної привабливості реконструкції будинків.

Таким чином, аналіз і формулювання основних принципів реконструкції будівель дає нам величезні можливості для економії будівельних матеріалів і трудозатрат, оскільки під терміном реконструкція може матися на увазі як перепланування приміщень, так і їх капітальний ремонт і модернізація будинків з новими прибудовами.

2. АРХІТЕКТУРНИЙ РОЗДІЛ

2.1. Загальні відомості про існуючу будівлю

Будівля центру ділової активності, що підлягає реконструкції, розташована в м. Буча в плані має складну конфігурацію розмірами в основних осях 51,90 м і 41,15 м. Кількість існуючих поверхів в будівлі – 3. Надбудовується ще 2 поверхи. Висота поверху 3,3 м. Загальна висота існуючої будівлі – 12,35 м. Висота після реконструкції становитиме 18,60 м.

Будівля з поздовжніми несучими стінами, виконаними з керамічної цеглини марки 100.

Виходячи з даних обстеження і інженерно-геологічних вишукувань, фундаменти – стрічкові, основою служить дрібний пісок.

Плити перекриття і покриття – багатопустотні по серії 1.141-1 вип. 64 з класу бетону В25. Армування плит виконане з арматури класу Вр-I, А 600 С.

Сходові марші та площадки застосовані по серії 1.251.1-4 вип. 1, також з бетону класу В25. Арматура класу А 400 С та Вр-I.

Геологічні умови будівництва:

- ґрунтові умови – пісок дрібнозернистий маловологий,
- рівень ґрунтових вод на глибині 7,7÷7,9 м,
- нормативна глибина сезонного промерзання ґрунтів 1,2 м.

Клас будівлі – II.

Ступінь довговічності – 2.

Ступінь вогнестійкості – 2.

2.2. Генеральний план

Будівля, яка реконструюється, знаходиться в м. Буча. Відведена територія об'єкту, має складну геометричну форму і в самих довгих місцях становить – 81,0×52,5 м.

Границями ділянки служать: з південного-заходу – тротуаром вул. Холодногорська, зі сходу – тротуаром вул. Василенка з півночі й північного-заходу знаходяться існуючі будівлі.

Територія об'єкту розташована на піщаних ґрунтах з помірним рельєфом, який пересікається з загальним схилом в південно-східному напрямку. Абсолютні відмітки коливаються від 131,30 м до 132,05 м.

Проїзди і площадки – з твердим покриттям з асфальтобетону. Відвід дощових і талих вод з території здійснюється по залізобетонним лоткам на проїжджу частину вулиці в решітки дощоприймальників зливної каналізації.

На ділянці розташована стоянка для автомобілів. Проїзди на генеральному плані запроектовані завширшки – 6,0 м з радіусом округлення 6 м.

Вся територія в межах відведеної ділянки підлягає благоустрою та озелененню після закінчення робіт по реконструкції. Земляна ділянка зі сторони існуючих будинків відгороджується рядовими насадженнями дерев і низькорослими чагарниками. Зі сторони проїжджої частини тротуару також знаходяться рядові насадження дерев. Вільна від забудови та твердих покриттів територія озеленена шляхом посіву газонної трави та влаштування клумб з квітами.

Техніко-економічні показники генплану

1. Площа ділянки	– 4846,21м ²	100%
2. Площа забудови	– 1327,45 м ²	27,4%
3. Площа озеленення	– 1639,09 м ²	33,8%
4. Площа проїздів, площадок, відмосток	– 1879,67 м ²	38,8%

2.3. Об'ємно-планувальне рішення

Об'ємно-планувальні рішення будівлі, що підлягає реконструкції визначені її призначенням, технологічними, санітарно-гігієнічними, протипожежними та містобудівельними вимогами та прийняті згідно діючих норм будівельного та технологічного проектування.

Будівля, що підлягає реконструкції, в плані має складну конфігурацію з розмірами в осях 1-6 – 51,90 м, А-Е – 41,15 м. Конструктивна схема – з поздовжніми несучими стінами. Просторова жорсткість будівлі забезпечується за допомогою анкерів плит перекриття в стіни. Частина будівлі, що надбудовується має два прогони по 6 м. Будівля триповерхова з висотою поверху – 3,3 м. Загальна висота будівлі – 12,35 м. Після реконструкції будівля стане п'ятиповерховою, загальною висотою – 18,60м. Висота надбудованих поверхів буде 3,3 м.

Планована організація будівлі виконана з п'яти основних функціональних блоків:

- 1) Банківська установа (ізольована від інших).
- 2) Приміщення під офіси.
- 3) Кафе-ресторан на 50 посадкових місць.
- 4) Інтернет-кафе.
- 5) Буфети.
- 6) Спортивний зал.
- 7) Центр зайнятості.
- 8) Блок господарських і допоміжних приміщень.

На двох надбудованих поверхах розмістяться офісні приміщення, допоміжні приміщення та кафетерії.

На першому поверсі розташовані приміщення банку, які підлягають переплануванню та ремонту.

ТЕП прийнятих рішень

1. Площа забудови – 1077,27 м²
2. Корисна площа – 1929,01 м²
3. Загальна площа – 2154,54 м²
4. Будівельний об'єм – 6732,94 м³

2.4. Конструктивні рішення

Конструктивні рішення надбудови будівлі прийнято виходячи з об'ємно-планувальних рішень, техніко-економічної доцільності та з урахуванням існуючої будівельно-конструктивної бази будівлі.

Несучі та огорожуючі конструкції прийняті на основі уніфікованих габаритних схем з максимальним використанням збірних залізобетонних конструкцій.

Фундаменти

Основою під фундаменти служить дрібнозернистий маловологий пісок. Фундаменти під існуючою будівлею – стрічкові з бетонних блоків по ГОСТ 13579-78* по залізобетонним фундаментним плитам. По верху фундаментних блоків влаштована гідроізоляція. По периметру споруди влаштована відмостка завширшки – 1м з асфальтобетону з ухилом – 3% від будівлі.

Стіни

Будівля з повздовжніми несучими стінами. Зовнішні стіни виконані з звичайної керамічної цегли М100 (ГОСТ 530-80) на розчині М50, товщиною – 640мм. Прив'язка до осі 140-500 мм. Внутрішні стіни споруди товщиною – 380мм та 510мм, с прив'язкою до осі – 190-190 мм та 200-310мм, виконані з цегли М50 на розчині М25. Несучі перемички укладені зі сторони спирання плит перекриття і покриття.

Надбудову зовнішніх стін на два запроєктовані поверхи виконуємо суцільною кладкою з пінобетонних блоків товщиною 400 мм на цементно-

піщаному розчині М50 з прив'язкою до осі 140-260 мм, з утепленням шаром плит "STIRODUR" товщ. 240 мм та зовнішнім облицюванням декоративною штукатуркою. Внутрішні стіни надбудови – суцільні з керамічної цегли М100 на розчині М50 товщиною 380мм та 510 мм, з прив'язкою як в існуючій частині будівлі. По периметру зовнішніх стін під панелі перекриття і покриття влаштовується суцільний монолітний пояс 400x380 мм із бетону класу В15, армований стержнями арматури класу А 400 С та А 240 С. Залізобетонний монолітний пояс служить і перемичками над прорізами під ним. Інші прорізи перекриваються брусковими перемичками по серії 1.038.1-1, вип.1.

Влаштування армошвів і армопоясів при надбудові будівлі непотрібне, оскільки надбудовується всього два поверхи з об'легшеними стінами, а кладка існуючих стін знаходиться в доброму стані.

Перекриття

Міжповерхові перекриття виконуються зі збірних залізобетонних пустотних плит серії: 1.141-1, вип. 64, 1.141-1, вип. 60. Товщина плит перекриття – 220мм. Також в міжповерхових перекриттях є монолітні ділянки, товщиною – 220мм. Вараховуючи опирання плити монолітної ділянки по контуру, приймаємо армування відповідно роботі плити, яка працює в двох напрямках. Згідно сортаменту зварних сіток ГОСТ 8478-81-81 армування проводиться цільними

вузькими зварними уніфікованими сітками маркою $\frac{5Bp-I-100}{5Bp-I-100} 2350 \times L \frac{C_1}{30}$.

В прольоті укладаються дві сітки в взаємно перпендикулярному напрямку. Нижні сітки укладаємо з нахльосткою у 125мм згідно. Монолітні ділянки виконувати із бетону кл. В 15.

Плити перекриття вкладаються на шар цементного розчину марки М100. Шви між плитами, а також шви в місцях примикання плит до стін замоноличуються цементним розчином М150. Для надання просторової жорсткості проводиться анкерівка плит: на зовнішніх стінах виконується Г-подібним анкером, на внутрішніх – анкером із окремих стержнів. Анкерівка плит

проводиться через один шов. Антикоровий захист анкерів виконується шляхом покриття їх шаром цементного розчину М150, товщиною – 40мм. Отвори в плитах перекриття для пропускання стояків інженерної комунікації виконується шляхом свердління на місці спеціальним свердлом, не порушуючи ребер. Після монтажу стояків отвори замоноличують розчином М150. Ширина опирання на несучі зовнішні стіни – 140 мм, а на несучі внутрішні – 190 мм.

Перегородки

Всі перегородки в надбудованій частині будівлі і на поверхах де проводиться перепланування запроектовані товщиною 100 мм з гіпсокартонних плит по оцинкованому металевому каркасу "KNAUF" і по шару гідроізоляції "Cerezit". В середині перегородки заповнюються акустичним заповнювачем. Для санвузлів застосовуються водостійкі гіпсокартонні листи.

Сходи

Внутрішні сходи – двоходові, залізобетонні, розміщені в сходовій клітці. Сходи складаються з поверхових и міжповерхових площадок по серії – 1.252.1-4 вип. 1 та сходових маршів по серії – 1.251-4 вип. 1. Перила сходів висотою 0,9 м. В будівлі також передбачені монолітні залізобетонні сходи з бетону класу В25 і арматури А400 С та А 240 С.

Покрівля

Покрівля в будівлі запроектована рулонна, малоухильна, з ухилом $i=0,03$, суміщена не вентилявана. Покрівля складається із чотирьох шарів руберойду на бітумній мастиці, вирівнюючого шару із цементно-піщаного розчину товщиною 20 мм, утеплювача та пароізоляції. В якості утеплювача використовується керамзитний гравій та пінополістирольні плити, руберойд РКМ 3505 вкладається по гарячій бітумній мастиці МБК-Г-55. Для захисту рулонного килиму від сонячних променів та механічних пошкоджень в проектуемій будівлі передбачено захисний шар із гравію на бітумній основі.

Вікна та двері

Заповнення віконних прорізів – металопластикові двокамерні вікна розмірами 1000x2000, 1200x2000 та 2000x2000, вітражі – засклені металопластикові 2600x2600.

Заповнення дверних прорізів:

внутрішні двері – дерев'яні фільончасті тоновані 1000x2000;

в санвузлах – металопластикові глухі 700x2000;

в сходових клітинах – металопластикові зі заскленими фрамугами 1200x2000 та 1300x2000;

зовнішні – металопластикові зі заскленими фрамугами 1600x2200, 2600x2400 та з вітражами 3280x3300.

Підлога

Підлога, в залежності від призначення приміщення, прийнята:

- керамічна плитка у приміщеннях вестибулю, коридорах, санвузлах;
- лінолеум у службових та офісних приміщеннях та буфетах.

Підлога передбачена підвищеної якості й довговічності.

Проїзд в будівлю зроблений з асфальтобетону мілко зернистого.

На технічному поверсі виконана бетонна підлога.

Оздоблення

Зовнішнє оздоблення включає в себе оштукатурення фасадних поверхонь простою та декоративною штукатуркою по пластиковій сітці, з виконанням архітектурних деталей з пінопласту, та покриттям оштукатурених поверхонь акриловими фарбами. Цокольна частина існуючої будівлі та зовнішні сходи облицьовані плитами з граніту. Необхідно виконати реставрацію гранітного покриття (перекладка розтрісканих елементів, герметизація швів, очищення, гідрофобний захист).

Внутрішнє оздоблення приміщень прийняте у відповідності з їх призначенням: облицювання керамічної плитки, поліпшеної штукатурки, поліпшене водоемульсійне фарбування.

Стелі фарбуються водоемульсійними та олійними сумішами, в деяких приміщеннях використовується підвісна стеля системи "ARMSTRONG".

Кольорове рішення оздоблення приміщень приймається в залежності від виробничого призначення, інтенсивності освітлення та орієнтації прорізів по сторонам світу.

Водовідвід

Водовідвід запроектований внутрішній організований зі з'єднанням з існуючим. Водоприймальні лійки встановлюють в внутрішніх несучих стінах на понижених ділянках покрівлі по дві лійки на один блок покрівлі. Кількість лійок прийнята 8 штук.

2.5.Технологічна частина.

В технологічній частині проекту виконана технологія офісного комплексу, в якому розміщено: офісні приміщення; підприємства громадського харчування; підприємство обслуговування; відділення банку. Всі заклади призначені для обслуговування населення, яке проживає в мікрорайоні.

Для закладів громадського харчування в будівлі запроектований ліфт. Для розвантаження товарів передбачено автостоянку.

На першому поверсі розташовано паркова на шість місць для зручності працівників центру та спортивний зал.

На другому поверсі розташовано: кафе-ресторан на 50 місць.

На третьому поверсі знаходиться інтернет-кафе.

На надбудованих третьому і четвертому поверхах запроектовані буфети на 20 місць.

В цехах кафе-ресторану та буфетах передбачена максимальна механізація. Теплове обладнання – електричне. Харчові відходи збираються в спеціальні баки і в кінці зміни вивозяться.

Відділення банку має окремий від адміністрації вихід, відремонтовані операційний та касовий зали прилягатимуть безпосередньо до вестибюлю.

Кабіни працівників касового й операційного залів банку розмістяться так, що дозволять забезпечити зручний підхід до них клієнтам. Для розвантаження інкасаторської машини передбачено вихід до стоянки автомобілів.

Приміщення підключені до централізованих мереж водопостачання, каналізації, опалення, мають природне і штучне освітлення, вентиляцію.

Будівля має двоконтурний котел, який використовує в якості пального електроенергію. Установка служить для підігріву води в опалювальній системі з регуляцією температури в залежності від зовнішніх погодних умов і виробництва гарячої води для споживання.

3. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

3.1. Розрахунок збірної залізобетонної плити перекриття

Плита використовується для перекриття всіх надбудованих поверхів будинку, а також для покриття будинку.

Плита виготовлена з попередньонапруженого залізобетону. Твердіння залізобетону відбувається в теплових камерах при природному тиску.

Відпускна міцність бетону не менше 70% від проектної. Плита спирається на цегельні стіни товщиною 640 мм і 380 мм, на шар цементного розчину М100 товщиною 20 мм. Монтажні шви заповнюються цементним розчином марки М150.

Плита армується виробами, що виконуються зварюванням за ГОСТ 109.22.-75. захисний шар бетону для сіток приймається – 10 мм, а для арматури, що напружується, не менше – 20 мм.

Для проектування плити приймаються матеріали:

– бетон класу В30:

$$R_b = 17 \text{ МПа}, R_{bt} = 1,2 \text{ МПа}, R_{b,ser} = 22 \text{ МПа}, R_{bt,ser} = 1,8 \text{ МПа}, E_b = 2,9 \cdot 10^4 \text{ МПа};$$

– робоча арматура напружена клас А 600С:

$$R_{sp} = 510 \text{ МПа}, R_{s,ser} = 590 \text{ МПа}, E_{sp} = 1,9 \cdot 10^5 \text{ МПа};$$

– арматура стінок і каркаса класу Вр-I:

$$R_{s,ser} = 405 \text{ МПа}, R_s = 365 \text{ МПа}, R_{sw} = 265 \text{ МПа}, E_s = 1,7 \cdot 10^5 \text{ МПа};$$

– петлі А 240С:

$$R_s = 225 \text{ МПа}, E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ МПа}.$$

Перенапруження арматури класу А 600С прийнято електротермічним способом з передачею зусиль на опори форми. При розрахунку багатопустотної плити коефіцієнт надійності прийнятий – $\gamma_n = 0,95$.

Частина класів арматури приводиться на кресленнях плити.

Розрахунок плити виконується по першій групі граничних станів з урахуванням вимог СНиП 2.03.01-84.

До тріщиностійкості плити пред'являються вимоги 3-ої категорії.

Визначаємо навантаження, які діють на 1 м² перекриття в таблиці 3.1.

Розрахунок ваги 1м² перекриття

Прийнята конструкція перекриття (рис. 3.1.):

Плитка керамічна $\gamma = 700 \text{ кг/м}^3 - 10$

Цементно-піщаний розчин $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3 - 20$

Цементно-піщана стяжка $\gamma = 1900 \text{ кг/м}^3 - 50$

Залізобетонна плита перекриття $\gamma = 2500 \text{ кг/м}^3 - 220$

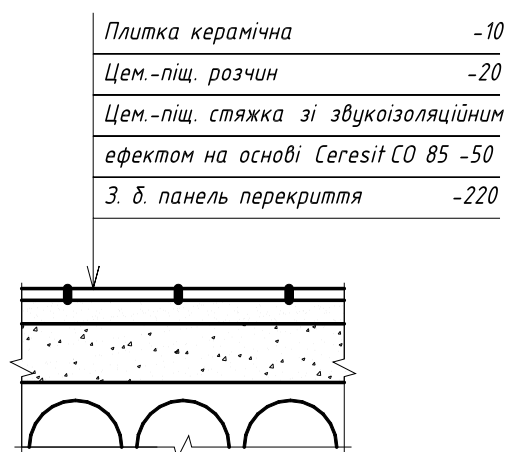


Рис. 3.1. Деталь підлоги

Таблиця 3.1.

Підрахунок навантажень на 1 м² перекриття

Назва навантаження	Підрахунок	Нормативне, кН/м ²	Коеф. надійності за навантаженням γ_f	Розрахункове, кН/м ²
ПОСТІЙНЕ				
1. Плитка керамічна	0,01 · 23	0,23	1,2	0,28
2. Цементно-піщана стяжка	0,02 · 18	0,36	1,3	0,47
3. Цементно-піщана стяжка зі звукоізоляційним ефектом	0,05 · 19	0,95	1,3	1,24
4. Залізобетонна плита перекриття (з урахуванням заповнення швів між плитами)		3,2	1,1	3,52
РАЗОМ:		4,74		5,51
ТИМЧАСОВЕ				
1. Тривале	табл. 6.2	0,85	1,2	1,02
2. Короткочасне	табл. 6.2	2,0	1,2	2,4
3. Вага тимчасових перегородок	п.6.6	0,5	1,3	0,65
РАЗОМ:		3,35		4,07
ВСЬОГО:		$q^n = 8,09$		$q = 9,58$
ПРИЙМАЄМО:		$q^n = 8,1$		$q = 9,6$

Визначення розрахункової і конструктивної довжини

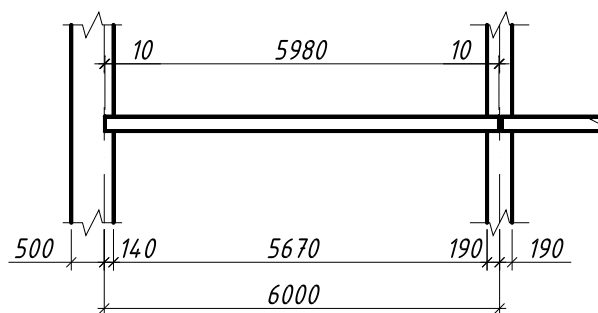


Рис. 3.2. Схема обпирання плити

Обпирання плити на стіни (3.2.) $l_{on} = 130 \text{ мм}$, $l'_{on} = 180 \text{ мм}$.

Розрахункова довжина плити:

$$l_0 = -20 - \frac{a_n}{2} - \frac{a'_n}{2} = 6000 - 20 - \frac{130}{2} - \frac{180}{2} = 5835 \text{ мм}$$

Визначення тиску на один метр погонний і внутрішні зусилля

Навантаження на 1 м довжини плити, діючі по нормалі до його осі, при номінальній ширині плити $b_n = 1500 \text{ мм}$:

- розрахункове повне

$$q = 9,6 \cdot 1,5 = 14,4 (\text{кН/м});$$

- нормативне повне

$$q^n = 8,1 \cdot 1,5 = 12,2 (\text{кН/м});$$

- нормативне тривало діюче

$$q_l^n = 4,74 \cdot 1,5 = 7,1 (\text{кН/м}).$$

Розрахункова схема плити (рис. 3.3.) прийнята у виді однопрогонної статично визначної балки.

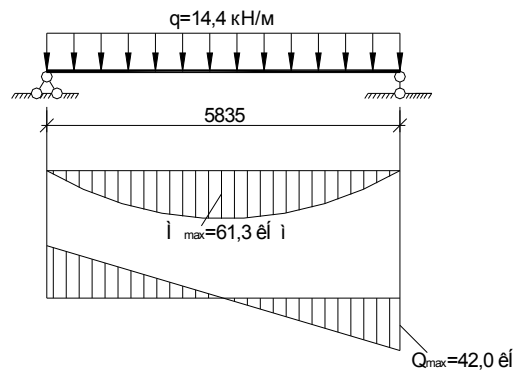


Рис. 3.3. Розрахункова схема плити

Зусилля від розрахункового навантаження:

- момент, що вигинає

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{14,4 \cdot 5,835^2}{8} = 61,3 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

- поперечна сила

$$Q = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{14,4 \cdot 5,835}{2} = 42,0 \text{ кН}.$$

Зусилля від нормативного навантаження:

- повного

$$M^n = \frac{q^n \cdot l_0^2}{8} = \frac{12,2 \cdot 5,835^2}{8} = 51,9 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$Q^n = \frac{q^n \cdot l_0}{2} = \frac{12,2 \cdot 5,835}{2} = 35,6 \text{кН}.$$

- тривало діючого

$$M_l^n = \frac{q_l^n \cdot l_0^2}{8} = \frac{7,1 \cdot 5,835^2}{8} = 30,2 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_l^n = \frac{q_l^n \cdot l_0}{2} = \frac{7,1 \cdot 5,835}{2} = 20,7 \text{кН}.$$

Призначення поперечного перерізу плити

Приймаємо висоту плити – 22 см, що відповідає типовим рішенням плити перекриття.

Монтажні зазори: $\delta_1 = 40 \text{мм}$, $\delta_2 = 10 \text{мм}$

Конструктивна ширина плити зверху і знизу (рис. 3.4.):

$$b_f' = b_n - \delta_1 = 1500 - 40 = 1460 \text{мм}$$

$$b_f = b_n - \delta_2 = 1500 - 10 = 1490 \text{мм}$$

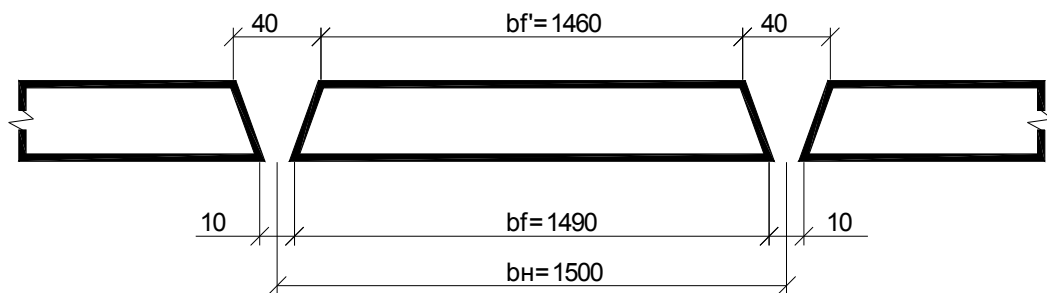


Рис. 3.4. Конструктивна ширина плити та монтажних зазорів

Товщина проміжного ребра плити $\delta_p^n = 26 \text{мм}$

Діаметр отворів плити приймаємо $d_0 = 159 \text{мм}$

Кількість отворів у поперечному перерізі

$$n_{oms} = \frac{e'_f}{d_0 + \delta_p^n} = \frac{1460}{159 + 26} = 7,89шт$$

Приймаємо 7 отворів згідно з типовим рішенням (рис. 3.5.). Товщина крайнього ребра зверху:

$$\delta_p^{n'} = \frac{e'_f - d_0 \cdot n_{oms} - (n_{oms} - 1) \delta_p}{2} = \frac{1460 - 159 \cdot 7 - (7 - 1) \cdot 26}{2} = 95,5мм$$

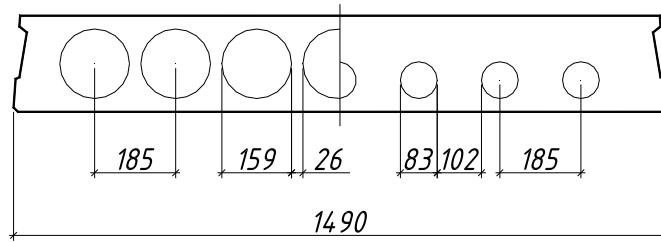


Рис. 3.5. Схема розміщення отворів в плиті

Призначення розрахункового перерізу плити

При розрахунку міцності плити конструктивний переріз заміняємо розрахунковим у виді двотавра (рис. 3.6.).

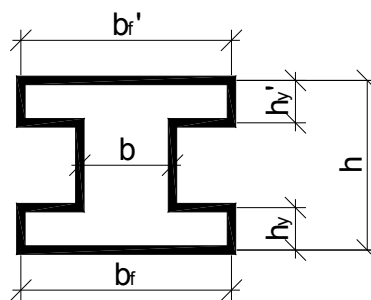


Рис. 3.6. Розрахунковий переріз плити

Ширина полиці: $b_f = b_f' = 1460мм$.

Ширина ребра розрахункового перерізу дорівнює сумі товщин всіх ребер:

$$b = b_f' - h_0 \cdot d_0 = 1460 - 7 \cdot 159 = 347мм$$

$$\text{Товщина полиці } h_f = h'_f = \frac{h - d_0}{2} = \frac{220 - 159}{2} = 30,5 \text{ мм} .$$

Відстань від нижньої грані до центра ваги розтягнутої арматури приймаємо $a = 25 \text{ мм}$.

$$\text{Робоча висота перерізу: } h_0 = h - a = 220 - 25 = 195 \text{ мм} .$$

Розрахунок міцності нормального перерізу на дію моменту

Перевіряємо розрахунковий випадок таврових елементів.

Визначаємо момент, що сприймає стиснута полиця перерізу:

$$M_f = \gamma_{e_2} \cdot R_e \cdot b_f \cdot h_f (h_0 - 0,5 \cdot h'_f) = 0,9 \cdot 1,7 \cdot 146 \cdot 3,05 (19,5 - 0,5 \cdot 3,05) = 122,5 \text{ кНм}$$

Установлюємо положення нейтральної вісі, перевіряючи умову

$$M_f \geq M = 122,5 \text{ кНм} > 61,3 \text{ кНм}$$

Нейтральна вісь проходить у границях товщини полки, тому двотавровий переріз розглядаємо як прямокутник з розміром $b_f \cdot h$.

Визначаємо величину коефіцієнта A_0 :

$$A_0 = \frac{M \cdot \gamma_n}{\gamma_{e_2} \cdot R_e \cdot b_f \cdot h_0^2} = \frac{6130 \cdot 0,95}{0,9 \cdot 1,7 \cdot 146 \cdot 19,5^2} = 0,069 < A_0^{\max}$$

$$A_0^{\max} = 0,38 \text{ – необхідна площа арматури.}$$

Знаходимо коефіцієнти $\xi = 0,072$, $\eta = 0,964$ (по інтерполяції).

ξ	η	A_0
0,07	0,965	0,067
0,072	0,964	0,069
0,08	0,96	0,077

Перевіряємо умову $\xi \leq \xi_R$, де $\xi_R = 0,51$:

$$0,072 < 0,51$$

При виконанні умови розрахунковий опір арматури R_s слід множити на коефіцієнт умов роботи γ_{sb} :

$$\gamma_{sb} = \bar{\eta} - (\bar{\eta} - 1) \left(\frac{2\xi}{\xi_R} - 1 \right) \leq \bar{\eta}, \text{ де}$$

$\bar{\eta} = 1,2$ – коефіцієнт, що приймається для арматури класу А600

$$\gamma_{sb} = 1,2 - (1,2 - 1) \left(\frac{2 \cdot 0,072}{0,51} - 1 \right) = 1,34 > \bar{\eta}$$

Приймаємо $\gamma_{sb} = 1,2$

Потрібна площа перерізу арматури:

$$A_s^{nom} = \frac{M \cdot \gamma_n}{\gamma_{se} \cdot R_{se} \cdot h_0 \cdot \eta} = \frac{6130 \cdot 0,95}{1,2 \cdot 51 \cdot 19,5 \cdot 0,964} = 5,06 \text{ см}^2$$

За сортаментом арматурної сталі приймаємо: 5 $\emptyset 12$ А 600С, $A_s^n = 5,65 \text{ см}^2$

Розрахунок міцності похилого перерізу на поперечну силу

Перевіряємо умову $Q \leq 0,3 \cdot R_{ct} \cdot b \cdot h_0 \cdot \varphi_{b1} \cdot \varphi_{w1}$:

Де коефіцієнти $\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_c = 1 - 0,01 \cdot 17 = 0,83$,

$\beta = 0,01$ для важкого бетону,

$\varphi_{w1} = 1,1$.

Підставимо дані у формулу

$$0,3 \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 0,347 \cdot 0,195 \cdot 0,83 \cdot 1,1 = 315,1 \text{ кН} > Q = 42,0 \text{ кН}$$

Умова виконується, прийняті розміри перерізу достатні.

Перевіряємо умову $Q \leq Q_{всн}$:

$$Q_{всн} = 0,6 \cdot R_{ст} \cdot b \cdot h_0 \cdot \gamma_{в2} = 0,6 \cdot 0,12 \cdot 34,7 \cdot 19,5 \cdot 0,9 = 43,9 \text{кН} ,$$

$$Q = 42 \text{кН} < Q_{всн} = 43,9 \text{кН} .$$

Умова виконується, поперечна арматура не потрібна за розрахунком.

Назначаємо поперечні стержні із дроту діаметром 4 мм класу Вр-I, $R_{sw} = 265 \text{МПа} = 26,5 \text{кН} / \text{см}^2$. Поперечну арматуру об'єднуємо в 4 вертикальні каркаси, $A_{sw} = 0,126 \cdot 4 = 0,504 \text{см}^2$. Крок поперечних стержнів установлюємо за конструктивними умовами не більше:

$$\delta_u \leq \frac{1}{2} \cdot h = \frac{1}{2} \cdot 22 = 11 \text{см}$$

Приймаємо крок $\delta_u = 10 \text{см}$ біля опор на ділянках довжиною $1/4$ прольоту.

Визначаємо зусилля, яке сприймається на 1 м довжини:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S_w} = \frac{26,5 \cdot 0,504}{10} = 1,34 \text{кН} / \text{см}$$

Зусилля, що сприймається бетоном і поперечною арматурою

$$Q_{b,sw} = 2 \sqrt{\varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 \cdot q_{sw}} ,$$

де коефіцієнт $\varphi_{b2} = 2$ для важкого бетону,

коефіцієнт $\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{b \cdot h_0} \leq 0,5$ враховує вплив стиснутих полиць таврових

перерізів, при цьому значення b'_f приймається не більше $b + 3h'_f$:

$$b'_f = b + 3h'_f = 34,7 + 3 \cdot 3,05 = 43,85 \text{см} .$$

Підставимо дані у формулу:

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(43,85 - 34,7) \cdot 3,05}{34,7 \cdot 19,5} = 0,03 < 0,5$$

Коефіцієнт $\varphi_n = 0,2$ враховує вплив поздовжніх сил.

Сумарний коефіцієнт $1 + \varphi_f + \varphi_n = 1 + 0,03 + 0,2 = 1,23$ не повинен перевищувати 1,5.

$$Q_{b,sw} = 2\sqrt{2 \cdot 1,23 \cdot 0,12 \cdot 34,7 \cdot 19,5^2 \cdot 1,34} = 144,5 \text{кН} > Q = 42,0 \text{кН}$$

Умова виконується, міцність похилого перерізу забезпечена.

Визначення геометричних характеристик приведенного перерізу

Відношення модулів пружності:

$$\alpha_{sp} = \frac{E_{sp}}{E_c} = \frac{19 \cdot 10^4}{2,9 \cdot 10^4} = 6,6$$

Площа приведенного перерізу:

$$A_{red} = A + \alpha_{sp} \cdot A_{sp} = 146 \cdot 22 - 7 \frac{3,14 \cdot 15,9^2}{4} + 6,6 \cdot 5,65 = 1860,1 \text{см}^2$$

Статистичний момент приведенного перерізу відносно нижньої грані:

$$S_{red} = 146 \cdot 22 \cdot 11 - 7 \frac{3,14 \cdot 15,9^2}{4} \cdot 11 + 6,6 \cdot 5,65 \cdot 2,5 = 20144,12 \text{см}^3$$

Відстань від нижньої грані до центру ваги приведенного перерізу:

$$y_0 = S_{red} / A_{red} = 20144,12 / 1860,1 = 10,8 \text{см}$$

Відстань від точки прикладення зусилля в напруженій арматурі до центру ваги приведенного перерізу:

$$e_0 = y_0 - a = 10,8 - 2,5 = 8,3 \text{см}$$

Момент інерції приведенного перерізу:

$$J_{red} = J_b + J_{sp} \alpha_{sp} = \frac{146 \cdot 22^3}{12} - 7 \cdot 0,05 \cdot 15,9^4 + 5,65 \cdot 8,3^2 \cdot 6,6 = 109750,1 \text{см}^4$$

Момент опору приведенного перерізу в розтягнутій і стиснутій зонах

$$W_{red} = J_{red} / y_0 = 109750,1 / 10,8 = 10162,05 \text{см}^3$$

$$W'_{red} = \frac{J_{red}}{h - y_0} = \frac{109750,1}{22 - 10,8} = 9799,12 \text{ см}^3$$

Для визначення пружнопластичного моменту опору і подальших розрахунків переріз плити приймаємо у виді двотавра (рис. 3.7.), круглі отвори заміняємо еквівалентними прямокутниками з тією ж площею і моментом інерції.

$$A = \frac{3,14 \cdot 15,9^2}{4} = 198,46 \text{ см}^2$$

$$J = 0,05d^4 = 0,05 \cdot 15,9^4 = 3195,65 \text{ см}^4$$

Визначаємо висоту еквівалентного прямокутника (рис. 3.8.):

$$h_1 = \sqrt{\frac{12J}{A}} = \sqrt{\frac{12 \cdot 3195,65}{198,46}} = 13,9 \text{ см}$$

Ширина полиць зверху і знизу

$$b_f' = b_f = 146 \text{ см}$$

Ширина звісу полиці

$$b_{f36} = \frac{A}{h_1} = \frac{198,46 \cdot 7}{13,9 \cdot 2} = 50 \text{ см}$$

Ширина ребра

$$b = b_f - 2 \cdot b_{f36} = 146 - 2 \cdot 50 = 46 \text{ см}$$

Товщина полиць

$$h_f = h_f' = 3 + \frac{15,9 - 13,9}{2} = 4 \text{ см}$$

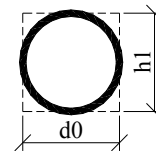
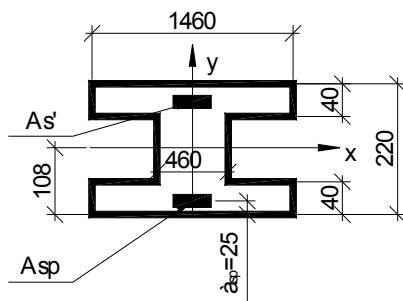


Рис. 3.7. Розрахунків переріз плити

Рис. 3.8. Еквівалентний

прямокутник

Пружнопластичний момент опору приведенного перерізу, при $\gamma = 1,5$, відносно нижньої грані:

$$W_m = \gamma W_{red} = 1,5 \cdot 10162,05 = 15243,08 \text{ см}^3$$

відносно верхньої грані:

$$W'_m = \gamma \cdot W'_{red} = 1,5 \cdot 9799,12 = 14698,68 \text{ см}^3$$

Відстань від центру ваги приведенного перерізу:

– до верхньої ядрової точки

$$r_{\text{я}} = 0,8 \frac{W_{red}}{A_{red}} = 0,8 \frac{10162,05}{1860,1} = 4,37 \text{ см}$$

– до нижньої ядрової точки

$$r'_{\text{я}} = 0,8 \frac{W'_{red}}{A_{red}} = 0,8 \frac{9799,12}{1860,1} = 4,21 \text{ см}$$

Визначення втрат попередньо-напруженої арматури

Початкове попереднє напруження арматури, яке передається на потдон:

$$\sigma_0 = 0,75 R_s^n = 0,75 \cdot 590 = 443 \text{ МПа},$$

де R_s^n – нормальний опір арматури А 600С

Визначаємо величину – p :

$$p = 30 + \frac{360}{1} = 30 + \frac{360}{10} = 66 \text{ МПа}, \text{ припустимі відхилення}$$

$$l_1 = n + 4m = 6 + 4 = 10 \text{ м} \text{ – відстань між зовнішніми гранями форми}$$

Перевіряємо умови:

$$\sigma_0 + p = 443 + 66 = 509 \text{ МПа} < R_s^n = 590 \text{ МПа}$$

$$\sigma_0 - p = 443 - 66 = 377 \text{ МПа} > 0,3R_s^n = 177 \text{ МПа}$$

Умови виконуються.

1 метр – подовження для закріплення на упорах форми.

Призначаємо передатну міцність бетону

$$R_b = 17 \text{ МПа} > R_{bp} = 0,7 \cdot 17 = 12 \text{ МПа} > 0,5 R_b = 8,5 \text{ МПа}$$

При визначенні втрат напруги коефіцієнт точності напруги арматури приймаємо $\gamma_{sp} = 1$.

Визначення перших утрат напруги (до обтиснення бетону)

Втрати від релаксації напруги конструкції

$$\sigma_1 = 0,03\sigma_0 = 0,03 \cdot 443 = 13,3 \text{ МПа}$$

– від температурного перепаду

$$\sigma_2 = 1,25 \cdot \Delta t = 1,25 \cdot 65 = 81,2 \text{ МПа}$$

– від деформації анкерів та деформації сталеві форми

$\sigma_3 = \sigma_5 = 0$, тому що вони враховані при визначенні повного продовження арматури.

– від швидконатекаючої повзучості

Сила обтиснення

$$P_{sp} = \sigma_{sp} \cdot A_{sp} = 34,85 \cdot 5,65 = 196,9 \text{ кН}$$

$$\sigma_{sp} = \sigma_0 - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3 - \sigma_5 = 443 - 13,3 - 81,2 - 0 - 0 = 348,5 \text{ МПа}$$

Ексцентриситет сили P_{sp}

$$e_{sp} = \frac{\sigma_{sp} \cdot A_{sp} \cdot e_0}{P_{sp}} = \frac{34,85 \cdot 5,65 \cdot 8,3}{196,9} = 8,3 \text{ см}$$

Напруга в бетоні на рівні центра ваги арматури A_{sp}

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{sp}}{A_{red}} + \frac{P_{sp} \cdot e_{sp} \cdot e_0}{J_{red}} = \frac{196,9}{1860,1} + \frac{196,9 \cdot 8,3 \cdot 10,8}{109750,1} = 0,27 \text{ кН/см}^2$$

$$\alpha = 0,25 + 0,025R_{bp} = 0,25 + 0,025 \cdot 12 = 0,55 < 0,8$$

$$\text{Так як } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{0,27}{1,2} = 0,23 < \alpha = 0,55,$$

то значення втрати від швидконатекаючої повзучості знаходимо по формулі:

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \cdot \sigma_{bp} / R_{bp} = 0,85 \cdot 40 \cdot 2,7 / 12 = 7,7 \text{ МПа}$$

Перші втрати напруги в арматурі

$$\sigma_{,1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_5 + \sigma_6 = 13,3 + 81,2 + 0 + 0 + 7,7 = 102,2 \text{ МПа}$$

Напруження в напруженій арматурі з врахуванням перших втрат:

$$\sigma_{0,1} = \sigma_0 - \sigma_{,1} = 443 - 102,2 = 340,8 \text{ МПа}$$

Зусилля обтиснення бетону з урахуванням перших втрат:

$$P_1 = \gamma_{sp} \cdot \sigma_{0,1} \cdot A_{sp} = 1 \cdot 34,08 \cdot 5,65 = 192,55 \text{ кН}$$

Напруження в бетоні після обтиску:

$$\sigma_{bsp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{sp}}{J_{red}} e_{sp} = \frac{192,55}{1860,1} + \frac{192,55 \cdot 8,3}{109750,1} \cdot 8,3 = 0,22 \text{ кН/см}^2 < 0,7 \cdot 1,2 = 0,84 \text{ кН/см}^2$$

Умова виконується.

Другі втрати (після обтиснення бетону)

Втрати від осідання бетону

$$\sigma_8 = 35 \text{ МПа} \text{ для бетону класу В35 і менше}$$

Втрати від повзучості бетону

$$\text{Так як } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{0,27}{1,2} = 0,23 < 0,75,$$

то значення втрати від повзучості бетону знаходимо по формулі:

$$\sigma_9 = 150 \cdot \alpha \cdot \sigma_{bp} / R_{bp} = 150 \cdot 0,55 \cdot 2,7 / 12 = 18,6 \text{ МПа}$$

Другі втрати напруги в арматурі

$$\sigma_{,2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 18,6 = 53,6 \text{ МПа}$$

Сума втрати напруги в арматурі

$$\sigma = \sigma_{,1} + \sigma_{,2} = 102,2 + 53,6 = 155,8 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа}$$

Напруження в напруженій арматурі з врахуванням всіх втрат:

$$\sigma_{0,2} = \sigma_0 - \sigma = 443 - 155,8 = 287,2 \text{ МПа}$$

Зусилля обтиснення бетону з урахуванням всіх втрат:

$$P_2 = \gamma_{sp} \cdot \sigma_{0,2} \cdot A_{sp} = 1 \cdot 28,72 \cdot 5,65 = 162,27 \text{ кН}$$

Розрахунок по міцності перерізів, похилих до поздовжньої осі елементу.

Так, як на припорних ділянках панелі довжиною по 1,5 м з кожної сторони ставимо по 4 каркаси ($n = 4$) з поперечними стержнями діаметром 4 мм, встановленими на відстані один від одного $S_w = 10 \text{ см}$.

$$\text{Тоді } \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{17 \cdot 10^4}{2,9 \cdot 10^4} = 5,86$$

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{bS_w} = \frac{4 \cdot 0,126}{46 \cdot 10} = 0,0011$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \cdot 5,86 \cdot 0,0011 = 1,032$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 \cdot 17 \cdot 0,9 = 0,847$$

Так як умова $Q = 42,0 \text{ кН} < 0,3 \cdot R_g \cdot b \cdot h_0 \cdot \varphi_{b1} \cdot \varphi_{w1} = 0,3 \cdot 1,7 \cdot 0,9 \cdot 46 \cdot 19,5 \cdot 0,847 \cdot 1,032 = 359,9 \text{ кН}$ виконується, то прийняті розміри перерізу достатні.

$$\text{Визначаємо коефіцієнт } \varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{b \cdot h_0} \leq 0,5, \text{ який враховує вплив}$$

стиснутих полиць таврових перерізів, при цьому значення b'_f приймається не більше $b + 3h'_f$:

$$b'_f = b + 3h'_f = 46 + 3 \cdot 4 = 58 \text{ см}, \text{ тоді}$$

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{b \cdot h_0} = 0,75 \frac{(58 - 46) \cdot 4}{46 \cdot 19,5} = 0,04 < 0,5$$

$$\text{Коефіцієнт } \varphi_n = 0,1 \frac{P}{R_{et} \cdot b \cdot h_0} = 0,1 \frac{162,27}{0,12 \cdot 0,9 \cdot 46 \cdot 19,5} = 0,17 < 0,5$$

Так як умова

$$Q = 42,0 \text{ кН} < 0,6 \cdot R_{et} \cdot b \cdot h_0 (1 + \varphi_f + \varphi_n) = 0,6 \cdot 0,12 \cdot 0,9 \cdot 46 \cdot 19,5 (1 + 0,04 + 0,17) = 70,3 \text{ кН}$$

виконується, розрахунок поперечної арматури не потрібен.

Коефіцієнт точності напруги арматури:

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

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \frac{p}{\sigma_0} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right) = 0,5 \frac{66}{443} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{5}} \right) = 0,11,$$

де n_p - кількість стержнів напруженої арматури в перерізі.

$$\gamma_{sp} = 1 + 0,11 = 1,11 \text{ чи } \gamma_{sp} = 1 - 0,11 = 0,89$$

Розрахунок перерізів, нормальних до поздовжньої осі елемента, по виникненню і розкриттю тріщин.

Для визначення моменту тріщиноутворення визначаємо величину максимального напруження в стиснутій зоні бетону

$$\sigma_b = \frac{M^n}{J_{red}} y + \frac{P_2}{A_{red}} - \frac{P_2 e_0}{J_{red}} y = \frac{5190}{109750,1} (22 - 10,8) + \frac{162,27}{1860,1} - \frac{162,27 \cdot 8,3}{109750,1} (22 - 10,8) = 0,48 \text{ кН/см}^2 = 4,8 \text{ МПа}$$

$$\text{Коефіцієнт } \varphi = 1,6 - \frac{\sigma_b}{R_{b,ser}} = 1,6 - \frac{4,8}{22} = 1,38 > 1 \quad \varphi = 1 \quad (\text{приймаємо } \varphi = 1).$$

$$r = 1 \cdot \frac{W_{red}}{A_{red}} = 1 \cdot \frac{10162,05}{1860,1} = 5,46 \text{ см}$$

Визначаємо момент тріщиноутворення:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_m + \gamma_{sp} P_2 (r + e_0) = 0,18 \cdot 15243,08 + 0,89 \cdot 162,27 (5,46 + 8,3) = 4730,98 \text{кН} \cdot \text{см} = 47,31 \text{кН} \cdot \text{м} < 51,9 \text{кН} \cdot \text{м}$$

В перерізі, нормальному до поздовжньої осі елементу, утворюються тріщини і потрібний розрахунок по їх розкриттю.

Оскільки $M_{crc} = 47,31 \text{кН} \cdot \text{м} > M_l^n = 30,2 \text{кН} \cdot \text{м}$, то при дії тільки довготривалого навантаження тріщин не буде, т.т. $\sigma_{crc,2} = 0$. Тому потрібно визначити ширину розкриття тріщин лише від короткочасної дії всього нормативного навантаження.

Обчислюємо характеристики:

$$\mu = \frac{A_{sp}}{bh_0} = \frac{5,65}{46 \cdot 19,5} = 0,006 < 0,02;$$

При короткотривалій дії навантаження ($\nu = 0,45$)

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f + \frac{\alpha}{2\nu} (A'_s + A'_{sp})}{b \cdot h_0} = \frac{(146 - 46) \cdot 4 + \frac{6,6}{2 \cdot 0,45} (0,565 + 0)}{46 \cdot 19,5} = 0,451;$$

$$\lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{h'_f}{2h_0} \right) = 0,451 \left(1 - \frac{4}{2 \cdot 19,5} \right) = 0,41$$

Обтискаюча сила прикладена в центрі ваги арматури, т.т. $e_{sp} = 0$, при цьому

$$M_{tot} = M^n + P_2 \cdot e_{sp} = M^n = 51,9 \text{кН} \cdot \text{м}.$$

Визначаємо величину, яка характеризує навантаження:

$$\sigma_m = \frac{M_{tot}}{bh_0^2 R_{b,ser}} = \frac{5190}{46 \cdot 19,5^2 \cdot 2,2} = 0,14$$

Сила обтиснення з урахуванням коефіцієнта точності напруження:

$$P_2 = 0,89 \cdot 162,27 = 144,42 \text{кН}, \text{ прикладене в центрі ваги перерізу арматури.}$$

Ексцентриситет поздовжньої сили $N_{tot} = P_2$ відносно центру ваги при дії повного навантаження:

$$e_{s,tot} = \frac{M_{tot}}{N_{tot2}} = \frac{5190}{144,42} = 35,94 \text{см}$$

Відносна висота стиснутої зони

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1+5(\sigma_m + \lambda)}{10\mu\alpha}} + \frac{1,5 + \varphi_f}{11,5 \frac{e_{s,tot}}{h_0} - 5} = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(0,14+0,41)}{10 \cdot 0,006 \cdot 6,6}} + \frac{1,5+0,451}{11,5 \frac{35,94}{19,5} - 5} = 0,21$$

Плече внутрішньої пари сил:

$$z = h_0 \left[1 - \frac{\frac{h_f'}{h_0} \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] = 19,5 \left[1 - \frac{\frac{4}{19,5} 0,451 + 0,21^2}{2(0,451 + 0,21)} \right] = 17,49 \text{ см}$$

Приріст напруги в розтягнутій арматурі при дії всього навантаження

$$\sigma_s = \frac{M_n - P(z - e_{sp})}{(A_s + A_{sp})z} = \frac{5190 - 144,42(17,49 - 0)}{(0 + 5,65)17,49} = 27,0 \text{ кН/см}^2$$

Визначаємо ширину розкриття тріщин при $\delta = 1$, $\varphi_l = 1$, $\eta = 1$

$$a_{crc} = \delta \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100\mu)^{\frac{2}{3}} \sqrt{d} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \frac{270}{1,9 \cdot 10^5} 20(3,5 - 100 \cdot 0,006)^{\frac{2}{3}} \sqrt{12} = 0,19 \text{ мм}, \text{ що менше}$$

допустимої величини $a_{crc,adm} = 0,4 \text{ мм}$.

Розрахунок перерізів, похилих до поздовжньої осі елемента.

Розрахунок перерізів, похилих до поздовжньої осі елемента на виникнення тріщин виконують для опорного перерізу на рівні центру ваги.

Приведений статичний момент частини перерізу, розміщеної вище центру ваги, відносно осі, що проходить через центр ваги приведенного перерізу

$$S_{red} = 146 \cdot 4 \left(12 - \frac{4}{2} \right) + 46 \cdot 5,86 \cdot 3,65 = 6824 \text{ см}^3$$

Послідовно визначаємо:

дотичні напруги на рівні центру ваги перерізу

$$\tau_{xy} = \frac{Q_n S_{red}}{J_{red} b} = \frac{35,6 \cdot 6824}{109750,1 \cdot 46} = 0,048 \text{ кН/см}^2 = 0,48 \text{ МПа};$$

Нормальні напруги на тому ж рівні

$$\sigma_x = \frac{P_2}{A_{red}} = \frac{144,42}{1860,1} = 0,08 \text{ кН/см}^2 = 0,8 \text{ МПа}, \quad \sigma_y = 0$$

Визначаємо головні розтягуючі напруження

$$\sigma_{mt} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2} + \tau_{xy} = \frac{0,8-0}{2} + \sqrt{\left(\frac{0,8-0}{2}\right)^2} + 0,48 = 1,2 \text{ МПа}$$

головні стискаючі напруження

$$\sigma_{mt} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2} - \tau_{xy} = \frac{0,8-0}{2} - \sqrt{\left(\frac{0,8-0}{2}\right)^2} - 0,48 = -0,17 \text{ МПа}$$

Визначаємо коефіцієнт:

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \frac{\sigma_{mc}}{R_{b,ser}}}{0,2 + \alpha_1 B} = \frac{1 - \frac{0,17}{22}}{0,2 + 0,01 \cdot 30} = 1,98 > 1$$

Приймаємо $\gamma_{b4} = 1$.

Перевіряємо умову $\sigma_{mc} = 1,2 \text{ МПа} < \gamma_{b4} R_{bt,ser} = 1 \cdot 1,8 = 1,8 \text{ МПа}$.

Оскільки умова виконується то тріщини в перерізах, похилих до поздовжньої осі елемента, не утворюються.

Розрахунок по деформаціях.

Оскільки відношення $l/h = 583,5/22 = 26,5 > 10$, то визначаємо тільки величину прогину, обумовлену дією моменту, що вигинає, без урахування впливу поперечних сил.

Гранично допустимий прогин для даної панелі $f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{583,5}{200} = 2,92 \text{ см}$. Він обумовлений естетичними вимогами, тому розрахунок по деформаціям проводимо тільки на дію постійних нетривалих навантажень при коефіцієнті надійності по навантаженню, рівному одиниці.

Оскільки в перерізі, нормальному до поздовжньої осі панелі, тріщини утворюються тільки при дії усього навантаження, а при дії тільки постійного і тривалого навантаження вони закриваються, то розрахунок по деформаціям проводимо як для елементів без тріщин, але з урахуванням збільшення кривизни і прогину на 20 %.

Тепер обчислюваний кривизну

$$\frac{1}{r_i} = \frac{M\varphi_{b2}}{\varphi_{b1}E_bJ_{red}} :$$

від постійного і тривалого навантажень

$$\frac{1}{r_2} = \frac{51900 \cdot 2 \cdot 1,2}{0,85 \cdot 2,9 \cdot 10^4 \cdot 109750,1} = 4,6 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

від короткочасного вигину

$$\frac{1}{r_3} = \frac{144,42 \cdot 8,3 \cdot 1,2}{0,85 \cdot 2,9 \cdot 10^3 \cdot 109750,1} = 0,53 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

Оскільки напруга обтискання бетону верхнього волокна

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} - \frac{P_1 e_{sp}}{J_{red}} e_{sp} = \frac{192,55}{1860,1} - \frac{192,55 \cdot 8,3}{109750,1} 11,3 = -0,06 \text{ кН/см}^2 ,$$

тобто в цьому волокні з'являється розтягуюча напруга, то при визначенні

кривизни вигину $\frac{1}{r_4}$ прийmemo $\sigma'_b = 0$, $\varepsilon'_b = 0$. Тоді

$$\frac{1}{r_4} = \frac{\sigma_b}{E_s h_0} = \frac{10,8 + 35 + 18,6}{19 \cdot 10^4 \cdot 19,5} = 1,74 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

Прогини від відповідних силових впливів будуть:

- від постійного і тривалого навантаження

$$f_2 = \frac{1}{r_2} sl^2 = 4,6 \cdot 10^{-5} \frac{5}{48} 583,5^2 = 1,63 \text{ см} ,$$

- від короткочасного вигину

$$f_3 = \frac{1}{r_3} sl^2 = 0,53 \cdot 10^{-5} \frac{1}{8} 583,5^2 = 0,23 \text{ см} ,$$

- від тривалого вигину

$$f_4 = \frac{1}{r_4} sl^2 = 1,74 \cdot 10^{-5} \frac{1}{8} 583,5^2 = 0,74 \text{ см} .$$

Сумарний прогин при тривалій дії навантаження

$f = f_2 - f_3 - f_4 = 1,63 - 0,23 - 0,74 = 0,66 \text{ см} < f_{adm} = 2,92 \text{ см}$, тобто не перевищує допустиму величину.

Перевірка міцності панелі на зусилля, які виникають у стадії виготовлення, транспортування і монтажу.

Монтажні петлі розташовані на відстані 0,35 м від торця панелі, в цих же місцях повинні укладатися прокладення при перевезенні панелі і її складуванні.

Навантаженням на панель є її власна вага з урахуванням коефіцієнта динамічності 1,8 і зусилля обтискання.

Згинаючий момент в перерізі у петель від власної ваги

$$M_g = \frac{3,14 \cdot 1,8 \cdot 1,2 \cdot 0,35^2}{2} = 0,42 \text{кН} \cdot \text{м} .$$

Зусилля обтискання в граничному стані

$$P = (\gamma_{sp} \cdot \sigma_{0,1} - 330) \cdot A_{sp} = (1,11 \cdot 340,8 - 330) \cdot 5,65 \cdot 100 = 27283 \text{Н} = 27,28 \text{кН} .$$

Згинаючий момент від цього зусилля відносно осі, що проходить через точку прикладення зусилля в розтягнутій при виготовленні, транспортуванні і монтажі арматурі $M_p = P(h_0 - a') = 27,28(19,5 - 2,2) = 472 \text{кН} \cdot \text{см} = 4,72 \text{кН} \cdot \text{м}$

Сумарний момент $M = M_p + M_g = 0,42 + 4,72 = 5,14 \text{кН} \cdot \text{м}$

Для сприйняття цього моменту зверху поставлена сітка, що має поздовжні стержні 7 Ø3 Вр-I. Крім того, панель має 4 каркаси з верхніми стержнями 4 Ø4 Вр-I. Таким чином площа розтягнутої при виготовленні, транспортуванні і монтажі арматури $A_s = 0,99 \text{см}^2$. Арматура в нижній стислій зоні складається з нижніх стержнів приопорних каркасів 4 Ø4 Вр-I ($A'_s = 0,50 \text{см}^2$).

Перевірку міцності перерізу проводимо так само, як при позацентровому стисненні приймаючи $\eta = 1$.

Висота стислої зони

$$x = \frac{P + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_{bp}^0 \cdot b'_f} = \frac{27280 + 360 \cdot 0,99 \cdot 100 - 360 \cdot 0,5 \cdot 100}{9,72 \cdot 146 \cdot 100} = 0,32 \text{см} < h'_f = 3 \text{см}$$

(нейтральна вісь проходить в полиці) і шукана несуча здатність

$$N_{adm} = \frac{R_{bp}^0 b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s z_s}{e} =$$
$$= \frac{9,72 \cdot 146 \cdot 0,32 (22 - 2,2 - 0,5 \cdot 0,32) 100 + 360 \cdot 0,5 \cdot 100 (19,5 - 2,2)}{19,5 - 2,2} = 70394 H = 70,4 кН > P = 27,28 кН$$

Тобто несуча здатність забезпечена.

Розрахунок монтажної петлі

Розрахунок петель виконуємо за формулою

$$A_s = \frac{P \cdot K_q}{R_s \cdot n} = \frac{30,94 \cdot 1,5}{225 \cdot 10^3 \cdot 2} = 1,03 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 1,03 \text{ см}^2$$

де P – розрахункова вага панелі

$$P = h_{red} \cdot b_n \cdot l_n \cdot \gamma_{зб} \cdot \gamma_f = 0,125 \cdot 1,5 \cdot 6 \cdot 25 \cdot 1,1 = 30,94 \text{ кН}$$

$n = 2$ – кількість петель в розрахунку

Приймаємо петлі $\emptyset 12$ А240С, $A_s = 1,13 \text{ см}^2$.

Мінімальна довжина анкерівки петлі в бетоні при його міцності 70%

$$a = 30 \cdot d_n = 30 \cdot 12 = 420 \text{ мм}$$

Армування плити

Плиту армуємо звареними арматурними виробами – сітками і каркасами. На опорних ділянках плити встановлюємо сітки С-2 з арматури $\emptyset 4$ Вр-I, що поліпшують анкерування арматури, що напружується, у нижній зоні плити. У верхній стиснутій зоні плити встановлюємо сітку С-1, що призначена для сприйняття монтажного навантаження і підсилює бетон.

Розміри сіток С-1, С-2 приведені на кресленнях плити.

3.2. Розрахунок збірного залізобетонного сходового маршу

Сходовий марш використовується для сходової клітини надбудови будинку для 3-го і 4-го поверхів в осях В-Г .

Сходовий марш виготовлений з залізобетону. Твердіння залізобетону відбувається в теплових камерах при природному тиску. Відпускна міцність бетону не менше 70% від проектної. Сходовий марш спирається на сходові площадки, які, в свою чергу, спираються на цегельні стіни товщиною 640 мм і 380 мм.

Сходовий марш армується виробами, що виконуються зварюванням за ГОСТ 109.22.-75. захисний шар бетону для сіток приймається – 10 мм, а для арматури не менше – 20 мм.

Для проектування сходового маршу приймаються матеріали:

– бетон класу В15:

$\gamma_{b2} = 0,9$ - коефіцієнт умов роботи, враховує вплив довгодіючого навантаження на несучу здатність залізобетонних елементів;

$$R_b = 0,9 \cdot 8,5 = 7,65 \text{ МПа}, R_{bt} = 0,9 \cdot 0,75 = 0,68 \text{ МПа}, R_{b,ser} = 11 \text{ МПа}, R_{bt,ser} = 1,15 \text{ МПа},$$

$$E_b = 2,05 \cdot 10^4 \text{ МПа}$$

– робоча арматура класу А 400С:

$$R_{s,ser} = 390 \text{ МПа}, R_s = 365 \text{ МПа}, E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ МПа}$$

– арматура стінок і каркаса класу Вр-I:

$$R_{s,ser} = 395 \text{ МПа}, R_s = 360 \text{ МПа}, R_{so} = 260 \text{ МПа}, E_s = 1,7 \cdot 10^5 \text{ МПа}$$

До тріщиностійкості маршу пред'являються вимоги 3-ої категорії.

Визначаємо навантаження , які діють на 1 м² горизонтальної проекції сходового маршу в таблиці 3.2.

Таблиця 3.2.

Підрахунок навантажень на 1 м² горизонтальної проекції сходового маршу

Назва навантаження	Підрахунок	Нормати- вне ² кН/м ²	Коеф. надійності за наван- таженням γ_f	Розрахун- кове ² кН/м ²
ПОСТІЙНЕ				
1. Плитка керамічна	0,01 · 23	0,23	1,2	0,28
2. Цементно-піщана стяжка	0,02 · 18	0,36	1,3	0,47
3. Власна вага маршу	$\frac{14,2}{3 \cdot 1,35}$	3,51	1,1	3,86
4. Огорожа і поручні		0,2	1,1	0,22
РАЗОМ:		4,3		4,83
ТИМЧАСОВЕ				
	По ДБН			
1. Короткочасне		3,0	1,2	3,6
РАЗОМ:		3,0		3,6
ВСЬОГО:		$q^n = 7,3$		$q = 8,43$
ПРИЙМАЄМО:		$q^n = 7,3$		$q = 8,5$

Визначення тиску на один метр погонний і внутрішні зусилля

Ухил маршу характеризується величинами (рис. 3.9.):

$$\operatorname{tg} \alpha = 16,5/30 = 0,55, \quad \alpha = 29^\circ, \quad \cos \alpha = 0,875.$$

Навантаження на 1 м довжини маршу, діючі по нормалі до його осі:

- розрахункове повне

$$q = 8,5 \cdot 1,35 \cdot 0,875 = 10,04 (\text{кН/м});$$

- нормативне повне

$$q^n = 7,3 \cdot 1,35 \cdot 0,875 = 8,62 (\text{кН/м});$$

- нормативне тривало діюче

$$q_l^n = 4,3 \cdot 1,35 \cdot 0,875 = 5,08 (\text{кН/м});$$

- нормативне короткочасне

$$q_{sh}^n = 3,0 \cdot 1,35 \cdot 0,875 = 3,54 (\text{кН/м}).$$

Розрахунковий проліт при довжині обпирання $c = 9 \text{ см}$:

$$l_0 = -\frac{2}{3}c = (391,3 - 9,8) - \frac{2}{3} \cdot 9 = 375,5 \text{ см}$$

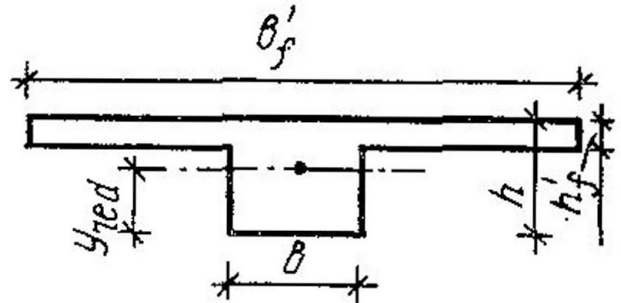
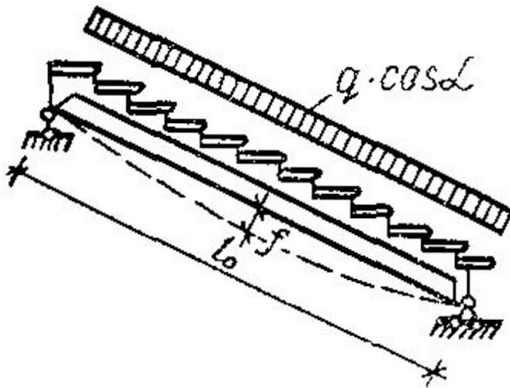
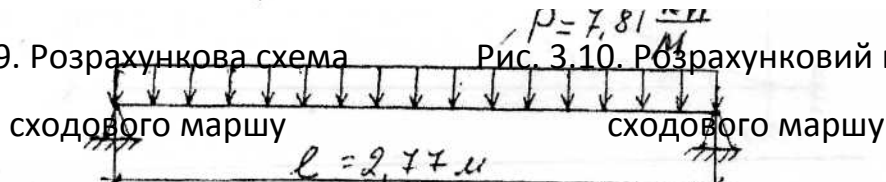


Рис. 3.9. Розрахункова схема

Рис. 3.10. Розрахунковий переріз



Зусилля від розрахункового навантаження:

- момент, що вигинає

$$M = \frac{q_0^2}{8} = \frac{10,04 \cdot 3,755^2}{8} = 17,7 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

- поперечна сила

$$Q = \frac{q_0}{2} = \frac{10,04 \cdot 3,755}{2} = 18,9 \text{ кН}$$

Зусилля від нормативного навантаження:

- повного

$$M^n = \frac{q_0^n}{8} = \frac{8,62 \cdot 3,755^2}{8} = 15,1 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q^n = \frac{q_0^n}{2} = \frac{8,62 \cdot 3,755}{2} = 16,2 \text{ кН}$$

$$M_{max} = M = \frac{Pl_0^2}{8} = \frac{7,8 \times 2,77^2}{8} = 7,5 \text{ кНм}$$

- тривало діючого

$$M_1^n = \frac{q_1^n}{8} = \frac{5,08 \cdot 3,755^2}{8} = 9,0 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_1^n = \frac{q_1^n}{2} = \frac{5,08 \cdot 3,755}{2} = 9,5 \text{ кН}$$

- короткочасного

$$M_{sh}^n = \frac{q_{sh}^n \cdot l_0^2}{8} = \frac{3,54 \cdot 3,755^2}{8} = 6,2 \text{кН} \cdot \text{м} ;$$

$$Q_{sh}^n = \frac{q_{sh}^n \cdot l_0}{2} = \frac{3,54 \cdot 3,755}{2} = 6,7 \text{кН} .$$

**Розрахунок по міцності перерізів, нормальних
до поздовжньої осі елементу.**

За розрахунковий переріз маршу приймають тавровий з характеристиками:

- висота $h = 18,7 \text{см}$,

- ширина ребра $b = 2 \frac{10+12}{2} = 22 \text{см}$,

- ширина полиці $b_f' = 135 \text{см}$,

- товщина полиці $h_f' = 3 \text{см}$.

Визначаємо площу перерізу поздовжньою робочої арматури.

При $a = 3 \text{см}$, робоча висота перерізу $h_0 = 18,7 - 3 = 15,7 \text{см}$.

При $\alpha_1 = 0,85$, $\omega = \alpha_1 - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 7,65 = 0,789$.

Значення $\sigma_{sR} = R_s = 365 \text{МПа}$, $\sigma_{scu} = 500 \text{МПа}$, тоді

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{scu}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,789}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,789}{1,1}\right)} = 0,655$$

$$A_R = \xi_R (1 - 0,5\xi_R) = 0,655 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,655) = 0,441.$$

Так як

$$M_t = b_f' h_f' R_b (h_0 - 0,5h_f') = 135 \cdot 3 \cdot 0,765 (15,7 - 0,5 \cdot 3) = 4399,5 \text{кН} \cdot \text{см} = 44 \text{кН} \cdot \text{м} > M = 17,7 \text{кН} \cdot \text{м}$$

то нейтральна вісь проходить в межах полиці і переріз розглядають як

прямокутний шириною $b_f' = 135 \text{см}$.

Визначаємо $A_0 = \frac{M \cdot \gamma_n}{\gamma_{e2} \cdot R_b \cdot b_f' \cdot h_0^2} = \frac{1770 \cdot 0,95}{0,765 \cdot 135 \cdot 15,7^2} = 0,066 \text{см}^2 < A_R = 0,441$.

Знаходимо коефіцієнти $\xi = 0,069$, $\eta = 0,961$ (по інтерполяції).

ξ	η	A_0
0,060	0,970	0,058
0,069	0,961	0,066
0,070	0,960	0,067

Перевіряємо умову $\xi \leq \xi_R$:
 $0,069 < 0,655$

Потрібна площа перерізу арматури:

$$A_s^{nom} = \frac{M \cdot \gamma_n}{R_s \cdot h_0 \cdot \eta} = \frac{1770 \cdot 0,95}{36,5 \cdot 15,7 \cdot 0,961} = 3,05 \text{ см}^2$$

За сортаментом арматурної сталі приймаємо: 2 $\emptyset 14$ А 400С, $A_s^n = 3,08 \text{ см}^2$

Діаметр поперечних стержнів приймаємо конструктивно, при поздовжній робочій арматурі $\emptyset 14$ мм, поперечна повинна бути не менше $\emptyset 5$ мм ($f_w = 0,196 \text{ см}^2$).

Розрахунок по міцності перерізів, похилих до поздовжньої осі елемента.

Обчислюємо величини $\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 \cdot 7,65 = 0,924$,

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{20 \cdot 10^4}{2,05 \cdot 10^4} = 9,76 \quad S_w = 10 \text{ см} \quad \text{і задаємося}$$

$$\text{Тоді} \quad A_{sw} = n f_w = 2 \cdot 0,196 = 0,392 \text{ см}^2, \quad \mu_w = \frac{A_{sw}}{b S_w} = \frac{0,392}{22 \cdot 10} = 0,0018$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \alpha \mu_w = 1 + 5 \cdot 9,76 \cdot 0,0018 = 1,088$$

Так як умова

$Q = 18,9 \text{ кН} < 0,3 \cdot R_g \cdot b \cdot h_0 \cdot \varphi_{b1} \cdot \varphi_{w1} = 0,3 \cdot 0,765 \cdot 22 \cdot 15,7 \cdot 0,924 \cdot 1,088 = 79,7 \text{ кН}$ виконується, то прийняті розміри перерізу достатні.

Так як умова $Q = 18,9 \text{ кН} > 0,6 \cdot R_{ct} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot 0,068 \cdot 22 \cdot 15,7 = 14,1 \text{ кН}$ не виконується, потрібен розрахунок поперечної арматури.

Послідовно визначаємо:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S_w} = \frac{26,0 \cdot 0,392}{10} = 1,02 \text{ кН / см}$$

коефіцієнт $\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{b \cdot h_0} \leq 0,5$ враховує вплив стиснутих полиць таврових

перерізів, при цьому значення b'_f приймається не більше $b + 3h'_f$:

$$b'_f = b + 3h'_f = 227 + 3 \cdot 3 = 31 \text{ см}, \text{ тоді}$$

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{b \cdot h_0} = 0,75 \frac{(31 - 22) \cdot 3}{22 \cdot 15,7} = 0,059 < 0,5$$

Коефіцієнт $\varphi_n = 0$ при відсутності попереднього напруження, тоді

$$C_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot (1 + 0,059 + 0)0,068 \cdot 22 \cdot 15,7^2}{1,02}} = 27,8 \text{ см}$$

Так як $C_0 = 27,8 \text{ см} < 2 \cdot 15,7 = 31,4 \text{ см}$, то

$$q_{sw} = \frac{Q^2}{4\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2} = \frac{18900^2}{4 \cdot 2(1 + 0,059 + 0)0,68 \cdot 22 \cdot 15,7^2 \cdot 100} = 114,3 \text{ Н/м}$$
 , тоді

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S_w} = \frac{26,0 \cdot 0,392}{10} = 1,02 \text{ кН / см}$$
 ,

$$S_{\max} = \frac{0,75\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{Q} = \frac{0,75 \cdot 2(1 + 0,059 + 0)0,068 \cdot 22 \cdot 15,7^2}{18,9} = 31,0 \text{ см}$$
 .

Оскільки прийнятий крок поперечних стержнів $S = 10 \text{ см}$ менше отриманих S і S_{\max} і конструктивних міркувань його збільшувати не можна, то залишаємо цей крок для конструювання. Призначений крок поперечних стержнів $S = 10 \text{ см}$ встановлюємо в крайніх чвертях прольоту маршу, в середній половині якого крок поперечних стержнів приймаємо $S = 20 \text{ см}$.

Перевірку міцності похилих перерізів на дію моменту, що вигинає, можна не проводити, якщо конструктивні заходи по анкерівці поздовжніх стержнів у опор передбачають їх приварювання до закладних деталей. При армуванні маршу в полиці по конструктивним міркуванням поставлена сітка $C-1$, а в верху поздовжніх ребер є монтажні стержні $2\varnothing 4\text{Вр-I}$, тоді уся верхня арматура складе $9\varnothing 4\text{Вр-I}$, $A'_s = 1,13 \text{ см}^2$.

Розрахунок по граничним станам другої групи

Визначаємо геометричні характеристики приведенного перерізу

Площа приведенного перерізу:

$$A_{red} = A + \alpha_s \cdot A_s = 135 \cdot 3 + 22 \cdot 15,7 + 9,76 \cdot 3,08 = 781 \text{ см}^2$$

Статистичний момент приведенного перерізу відносно нижньої грані:

$$S_{red} = S + \alpha S_s = 135 \cdot 3 \cdot 17,2 + 15,7 \cdot 22 \cdot 7,85 + 9,76 \cdot 3,08 \cdot 3 = 9768 \text{ см}^3$$

Відстань від нижньої грані до центру ваги приведенного перерізу:

$$y_0 = S_{red} / A_{red} = 9768 / 781 = 12,5 \text{ см}$$

Момент інерції приведенного перерізу:

$$J_{red} = J + J_s \alpha_s = \frac{135 \cdot 3^3}{12} + 135 \cdot 3 \cdot 4,79^2 + \frac{22 \cdot 15,7^3}{12} + 22 \cdot 15,7 \cdot 4,65^2 + 9,76 \cdot 3,08 \cdot 9,5^2 = 26872 \text{ см}^4$$

Момент опору приведенного перерізу :

$$W_{red} = J_{red} / y_0 = 26872 / 12,5 = 2150 \text{ см}^3$$

Пружно-пластичний момент опору при $\gamma = 1,75$:

$$W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,75 \cdot 2150 = 3763 \text{ см}^3$$

Розрахунок перерізів, нормальних до поздовжньої осі елемента, по виникненню і розкриттю тріщин.

Оскільки умова

$$M_r = M_n = 15,2 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} = 0,115 \cdot 3763 = 432,75 \text{ кН} \cdot \text{см} = 4,33 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

не виконується, то в перерізі поздовжніх ребер утворюються тріщини і потрібний розрахунок по їх розкриттю.

Обчислюємо характеристики:

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{3,08}{22 \cdot 15,7} = 0,009 < 0,02 ;$$

При короткотривалій дії навантаження ($\nu = 0,45$)

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f + \frac{\alpha}{2\nu} (A'_s + A'_{sp})}{b \cdot h_0} = \frac{(135 - 22) \cdot 3 + \frac{9,76}{2 \cdot 0,45} (1,13 + 0)}{22 \cdot 15,7} = 1,02 ;$$

$$\lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{h'_f}{2h_0} \right) = 1,02 \left(1 - \frac{3}{2 \cdot 15,7} \right) = 0,92$$

При довготривалій дії навантаження ($\nu = 0,15$)

$$\varphi_f = \frac{(135 - 22) \cdot 3 + \frac{9,76}{2 \cdot 0,15} (1,13 + 0)}{22 \cdot 15,7} = 1,09 ;$$

$$\lambda = 1,09 \left(1 - \frac{3}{2 \cdot 15,7} \right) = 0,99$$

Значення, які характеризують навантаження:

$$\sigma_m = \frac{M_{tot}}{bh_0^2 R_{b,ser}} :$$

Повне $M_{tot} = M_n = 15,2 \text{кН} \cdot \text{м}$

$$\sigma_m = \frac{1520}{22 \cdot 15,7^2 \cdot 1,1} = 0,255$$

Тривало діюче $M_{tot} = M_l^n = 9,0 \text{кН} \cdot \text{м}$

$$\sigma_m = \frac{900}{22 \cdot 15,7^2 \cdot 1,1} = 0,151$$

Відносна висота стиснутої зони

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\sigma_m + \lambda)}{10\mu\alpha}} :$$

При короткочасній дії всього навантаження

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,255 + 0,92)}{10 \cdot 0,009 \cdot 9,76}} = 0,104$$

При короткочасній дії постійного і тривалого навантаження

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,151 + 0,92)}{10 \cdot 0,009 \cdot 9,76}} = 0,111$$

При довготривалій дії постійного і тривалого навантаження

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,151 + 0,99)}{10 \cdot 0,009 \cdot 9,76}} = 0,106$$

Так як $\xi h_0 = 0,111 \cdot 15,7 = 1,74 \text{см} < h_f' = 3 \text{см}$, то розрахунок слід вести як для прямокутного перерізу шириною b_f' . Проте оскільки, з однієї сторони, різниця між ξh_0 і h_f' невелика, а з іншої, у деякі формули замість $h_f' = 3 \text{см}$ потрібно підставляти $2a' = 2 \cdot 1,5 = 3 \text{см}$, то результати будуть ті ж. Тому розрахунок продовжуємо без коригування.

Плече внутрішньої пари сил:

$$z = h_0 \left[1 - \frac{\frac{h_f'}{h_0} \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right]:$$

При короткочасній дії всього навантаження

$$z = 15,7 \left[1 - \frac{\frac{3}{15,7} 1,02 + 0,104^2}{2(1,02 + 0,104)} \right] = 14,263 \text{ см}$$

При короткочасній дії постійного і тривалого навантаження

$$z = 15,7 \left[1 - \frac{\frac{3}{15,7} 1,02 + 0,111^2}{2(1,02 + 0,111)} \right] = 14,262 \text{ см}$$

При довготривалій дії постійного і тривалого навантаження

$$z = 15,7 \left[1 - \frac{\frac{3}{15,7} 1,09 + 0,106^2}{2(1,09 + 0,106)} \right] = 14,259 \text{ см}$$

Приріст напруги в розтягнутій арматурі $\sigma_s = \frac{M_n}{A_s z}$:

при короткочасній дії всього навантаження

$$\sigma_s = \frac{1520}{3,08 \cdot 14,263} = 34,6 \text{ кН/см}^2;$$

при короткочасній дії постійного і тривалого навантажень

$$\sigma_s = \frac{900}{3,08 \cdot 14,262} = 20,49 \text{ кН/см}^2;$$

при тривалій дії постійного і тривалого навантажень

$$\sigma_s = \frac{900}{3,08 \cdot 14,259} = 20,49 \text{ кН/см}^2$$

Визначаємо ширину розкриття тріщин

$$a_{crc} = \delta \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100\mu) \sqrt{d}:$$

при короткочасній дії всього навантаження

$$a_{crc1} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{346}{2 \cdot 10^5} 20(3,5 - 100 \cdot 0,009)^{\frac{2}{3}} \sqrt{14} = 0,22 \text{ мм};$$

при короткочасній дії постійного і тривалого навантажень

$$a_{crc2} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{204,9}{2 \cdot 10^5} 20(3,5 - 100 \cdot 0,009)^{\frac{2}{3}} \sqrt{14} = 0,13 \text{ мм};$$

при тривалій дії постійного і тривалого навантажень

$$a_{crc3} = 1 \cdot (1,6 - 15 \cdot 0,009) \cdot 1 \cdot \frac{204,9}{2 \cdot 10^5} 20(3,5 - 100 \cdot 0,009)^{\frac{2}{3}} \sqrt{14} = 0,19 \text{ мм}.$$

У результаті ширина нетривалого розкриття тріщин

$$a_{crc,sh} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} = 0,22 - 0,13 + 0,19 = 0,28 \text{ мм} < a_{crc,adm} = 0,4 \text{ мм};$$

ширина тривалого розкриття тріщин

$a_{crc,l} = a_{crc3} = 0,19 \text{ мм} < a_{crc,adm} = 0,3 \text{ мм}$ тобто в обох випадках ширина розкриття тріщин не перевищує допустимої.

Розрахунок перерізів, похилих до поздовжньої осі елемента, на виникнення тріщин.

Розрахунок виконують для опорного перерізу, де згинаючий момент близький до нуля (отже, $\sigma_x = 0$), на рівні сполучення полиці з ребром ($y = h - y_0 - h_f' = 18,7 - 12,5 - 3 = 3,2 \text{ см}$) і в центрі ваги приведенного перерізу ($y = 0$).

Статичні моменти S_{red} для відповідних рівнів дорівнюють:

$$S_{red} = 135 \cdot 3 \cdot 4,7 + 9,76 \cdot 1,13 \cdot 4,7 = 1955 \text{ см}^3;$$

$$S_{red} = 135 \cdot 3 \cdot (3,2 + 1,5) + 22 \cdot 3,2^2 \cdot 0,5 + 9,76 \cdot 1,13 \cdot (3,2 - 1,5) = 2035 \text{ см}^3$$

Відповідні дотичні напруги і головні стискуючі і розтягуючі напруги при про $\sigma_x = \sigma_y = 0$:

$$\sigma_{mc}^{mt} = \tau_{xy} = \frac{QS_{red}}{J_{red}b} = \frac{18,9 \cdot 1955}{26872 \cdot 22} = 0,063 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{mc}^{mt} = \tau_{xy} = \frac{QS_{red}}{J_{red}b} = \frac{18,9 \cdot 2035}{26872 \cdot 22} = 0,065 \text{ кН/см}^2.$$

Визначаємо коефіцієнт:

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \frac{\sigma_{mc}}{R_{b,ser}}}{0,2 + \alpha_1 B} = \frac{1 - \frac{0,65}{11}}{0,2 + 0,01 \cdot 15} = 2,7 > 1$$

Приймаємо $\gamma_{b4} = 1$.

Перевіряємо умову $\sigma_{mc} = 0,65 \text{ МПа} < \gamma_{b4} R_{bt,ser} = 1 \cdot 1,15 = 1,15 \text{ МПа}$.

Оскільки ця умова при розрахунку на нормативні навантаження дотримується, то тріщини в перерізах, похилих до поздовжньої осі елемента, не утворюються.

Розрахунок по деформаціях.

Обчислюємо коефіцієнт

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M_n} :$$

при дії усього навантаження

$$\varphi_m = \frac{1,15 \cdot 3763}{15200} = 0,29 ;$$

при дії постійного і тривалого навантажень

$$\varphi_m = \frac{1,15 \cdot 3763}{9000} = 0,48 ;$$

Відповідні коефіцієнти $\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \varphi_m$:

від короткочасної дії усього навантаження

$$\psi_s = 1,25 - 1,1 \cdot 0,29 = 0,931 < 1 ;$$

від короткочасної дії постійного і тривалого навантажень

$$\psi_s = 1,25 - 1,1 \cdot 0,48 = 0,722 < 1 ;$$

від тривалої дії постійного і тривалого навантажень

$$\psi_s = 1,25 - 0,8 \cdot 0,48 = 0,866 < 1 .$$

Тепер обчислюваний кривизну

$$\frac{1}{r_i} = \frac{M_i}{h_0 z} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) E_b b h_0} \right] :$$

від нетривалої дії усього навантаження

$$\frac{1}{r_1} = \frac{1520}{15,7 \cdot 14,263} \left[\frac{0,931}{2 \cdot 10^4 \cdot 3,08} + \frac{0,9}{(1,02 + 0,104)0,45 \cdot 2,05 \cdot 10^3 \cdot 22 \cdot 15,7} \right] = 119,64 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}$$

від короткочасної дії постійного і тривалого навантажень

$$\frac{1}{r_2} = \frac{900}{15,7 \cdot 14,262} \left[\frac{0,722}{2 \cdot 10^4 \cdot 3,08} + \frac{0,9}{(1,02 + 0,111)0,45 \cdot 2,05 \cdot 10^3 \cdot 22 \cdot 15,7} \right] = 57,14 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}$$

від тривалої дії постійного і тривалого навантажень

$$\frac{1}{r_3} = \frac{900}{15,7 \cdot 14,259} \left[\frac{0,866}{2 \cdot 10^4 \cdot 3,08} + \frac{0,9}{(1,09 + 0,106)0,15 \cdot 2,05 \cdot 10^3 \cdot 22 \cdot 15,7} \right] = 85,0 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}$$

Повна кривизна

$$\frac{1}{r_3} = \frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} + \frac{1}{r_3} = (119,64 - 57,14 + 85,0) \cdot 10^{-6} = 147,5 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}$$

Прогин маршу становить:

$$f = \frac{1}{r} sl^2 = 147,5 \cdot 10^{-6} \frac{5}{48} 375^2 = 2,2 \text{ см}$$

і його відносне значення

$$\frac{f}{l} = \frac{2,2}{375} = \frac{1}{170} < \frac{1}{200}, \text{ т.т. в межах допустимого.}$$

Перевірка хиткості полягає в тому, щоб прогин від нетривалої дії вантажу 1000 Н (додаткового до повного нормативного навантаження) не перевищував 0,7 мм.

При перевірці використовуємо дані, з попереднього розрахунку, і обчислюємо додатково:

$$\text{момент, що вигинає } M = M_n + \frac{N \cdot l_0}{4} = 15200 + \frac{1000 \cdot 3,75}{4} = 16,14 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\text{коефіцієнт } \sigma_m = \frac{M}{bh_0^2 R_{b,ser}} = \frac{1614}{22 \cdot 15,7^2 \cdot 1,1} = 0,271;$$

$$\text{відносна висота стиснутої зони } \xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\sigma_m + \lambda)}{10\mu\alpha}} = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,271 + 0,92)}{10 \cdot 0,009 \cdot 9,76}} = 0,103;$$

$$z = h_0 \left[1 - \frac{\frac{h_f'}{h_0} \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] = 15,7 \left[1 - \frac{\frac{3}{15,7} 1,02 + 0,103^2}{2(1,02 + 0,103)} \right] = 14,263 \text{ см}$$

плече внутрішньої пари сил

$$\text{коефіцієнт } \varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M_n} = \frac{1,15 \cdot 3763}{16140} = 0,27 ;$$

$$\text{коефіцієнт } \psi_s = 1,25 - \varphi_s \varphi_m = 1,25 - 1,1 \cdot 0,27 = 0,953 < 1.$$

Кривизна від додаткового вантажу $N = 1000 \text{ Н}$, що викликає момент, що вигинає

$$M = \frac{N \cdot l_0}{4} = \frac{1000 \cdot 3,75}{4} = 937,5 \text{ Н} \cdot \text{м} ,$$

$$\frac{1}{r} = \frac{93,75}{15,7 \cdot 14,263} \left[\frac{0,953}{2 \cdot 10^4 \cdot 3,08} + \frac{0,9}{(1,02 + 0,103) 0,45 \cdot 2,05 \cdot 10^3 \cdot 22 \cdot 15,7} \right] = 7,53 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}$$

$$\text{і прогин від цього вантажу } f = \frac{1}{r} \frac{1}{s} l^2 = 7,53 \cdot 10^{-6} \frac{1}{12} 375^2 = 0,09 \text{ см} < 0,7 \text{ см} .$$

Хиткість маршу допустима.

Армування сходового маршу

Сходовий марш армуємо звареними арматурними виробами – сітками і каркасами. В поздовжніх ребрах сходового маршу встановлюємо каркаси КР-1, а в поперечних ребрах – каркаси КР-2 і КР-3. У верхній стиснутій зоні сходового маршу встановлюємо сітку С-1, що призначена для сприйняття монтажного навантаження і підсилює бетон. Розміри арматурних виробів приведені на кресленнях сходового маршу.

3.3. Розрахунок підсилення збірної залізобетонної плити перекриття з круглими пустотами

В зв'язку з надбудовою двох поверхів над будівлею центру ділової активності необхідно провести підсилення деяких збірних залізобетонних плит з круглими пустотами над третім поверхом існуючої будівлі в зв'язку зі збільшенням корисного навантаження на плити.

Параметри плити до підсилення: номінальний розмір плити в плані 1,2х6,0 м; висота $h = 220\text{мм}$; бетон важкий, підвержений тепловій обробці, класу В25 ($R_b = 14,5\text{МПа}$); робоча поздовжня арматура стержнева : 4 $\varnothing 10$ А 600С ($R_s = 510\text{МПа}$, $A_s = 3,14\text{см}^2$). Дійсний поперечний переріз плити показаний на рис. 3.11.

Навантаження від перекриття приймаємо як при розрахунку плити перекриття: нормативне $q^n = 8,1$, розрахункове $q = 9,6$.

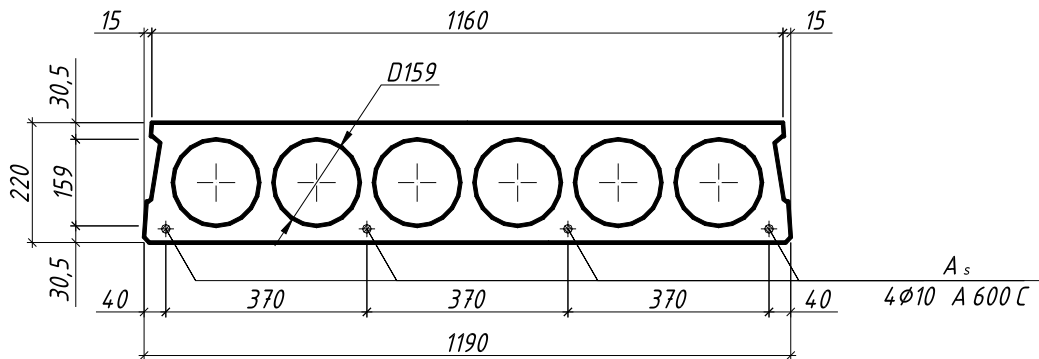


Рис. 3.11. Дійсний поперечний переріз плити

Визначення розрахункової і конструктивної довжини

Обпирання плити на стіни (рис. 3.12.) $o_n = 130\text{мм}$, $o'_n = 180\text{мм}$.

Розрахункова довжина плити:

$$l_0 = 6000 - 20 - \frac{o_n}{2} - \frac{o'_n}{2} = 6000 - 20 - \frac{130}{2} - \frac{180}{2} = 5835\text{мм}$$

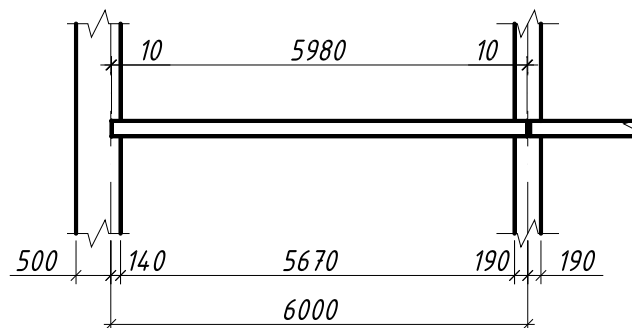


Рис. 3.12. Схема обпирання плити

Визначення тиску на один метр погонний і внутрішні зусилля

Навантаження на 1 м довжини плити, діючі по нормалі до її осі, при номінальній ширині плити $b_n = 1200$ мм :

- розрахункове повне

$$q = 9,6 \cdot 1,2 = 11,52 (\text{кН/м});$$

- нормативне повне

$$q^n = 8,1 \cdot 1,2 = 9,72 (\text{кН/м}).$$

Розрахункова схема плити (рис. 3.13.) прийнята у виді одно прогонної статично визначної балки.

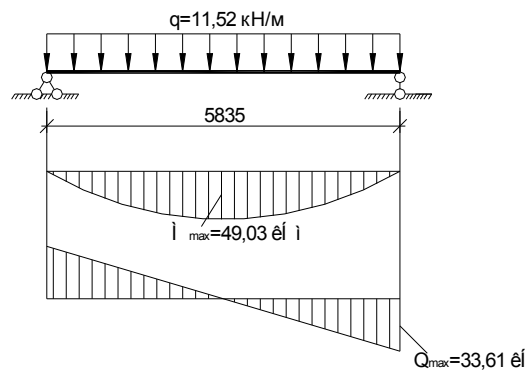


Рис. 3.13. Розрахункова схема плити

Зусилля від розрахункового навантаження:

- момент, що вигинає

$$M_1 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{11,52 \cdot 5,835^2}{8} = 49,03 \text{кН} \cdot \text{м};$$

- поперечна сила

$$Q = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{11,52 \cdot 5,835}{2} = 33,61 \text{кН}.$$

Зусилля від нормативного навантаження:

$$M^n = \frac{q^n \cdot l^2}{8} = \frac{9,72 \cdot 5,835^2}{8} = 41,37 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$Q^n = \frac{q^n \cdot l}{2} = \frac{9,72 \cdot 5,835}{2} = 28,36 \text{кН}.$$

При розрахунку міцності плити конструктивний поперечний переріз заміняємо розрахунковим у виді тавра (рис 3.14.).

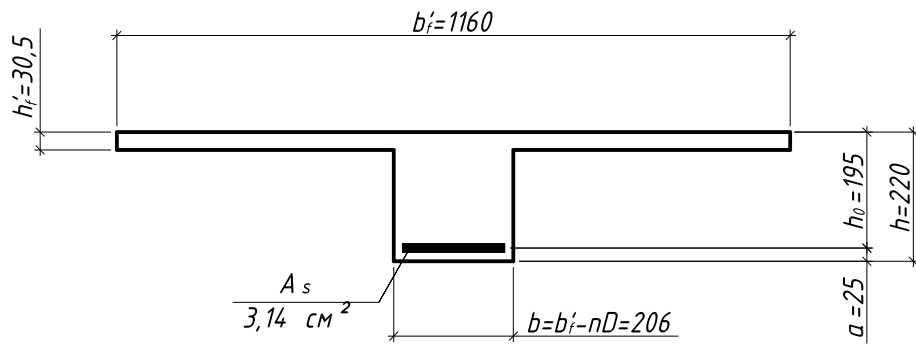


Рис. 3.14. Розрахунковий переріз плити

Визначаємо несучу здатність нормального перерізу плити.

Робоча висота перерізу плити $h_0 = h - a = 220 - 25 = 195 \text{ мм}$.

Визначаємо положення нейтральної осі з умови

$$R_s \cdot A_s \leq \gamma_{b_2} \cdot R_b \cdot b'_f \cdot h'_f$$

$$510 \cdot 10^3 \cdot 3,14 \cdot 10^{-6} = 160,14 \text{ кН} < 0,9 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 1,16 \cdot 0,0305 = 461,71 \text{ кН}$$

Умова виконується, нейтральна вісь знаходиться в полиці.

Визначаємо висоту стиснутої зони перерізу

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{\gamma_{b_2} \cdot R_b \cdot b'_f} = \frac{51 \cdot 3,14}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 116} = 1,06 \text{ см}$$

Відносна висота стиснутої зони перерізу

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{1,06}{19,5} = 0,054 < \xi_R = 0,52$$

Визначаємо несучу здатність нормального перерізу.

Знаходимо коефіцієнт $A_0 =$ при $\xi = 0,054$ (по інтерполяції).

ξ	A_0
0,05	0,048
0,054	0,052
0,06	0,058

$$M = A_0 \cdot \gamma_{b_2} \cdot R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2 = 0,058 \cdot 0,9 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 1,16 \cdot 0,195^2 = 33,39 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Перевіряємо умову

$$M \geq M_1; \quad 33,39 \text{ кН} \cdot \text{м} < 49,03 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Умова не виконується, отже, потрібно підсилення плити.

Коефіцієнт підсилення $k = \frac{M}{M_1} = \frac{49,03}{33,39} = 1,468$, т.т. необхідно підвищити міцність

плити в прольоті на 46,8%.

Розрахунок підсилення плити методом нарощування перерізу.

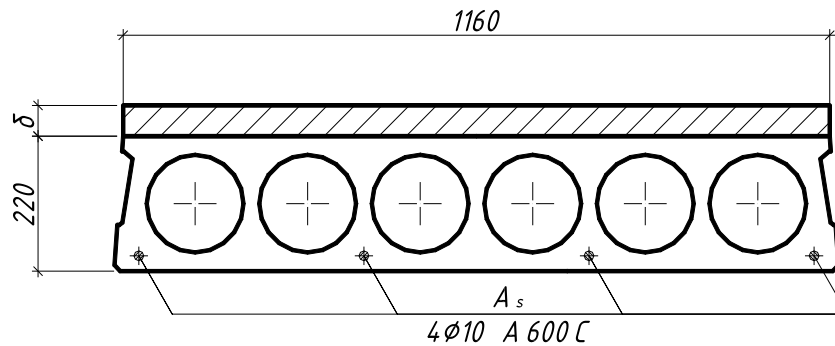


Рис. 3.15. Конструктивний переріз плити з підсиленням

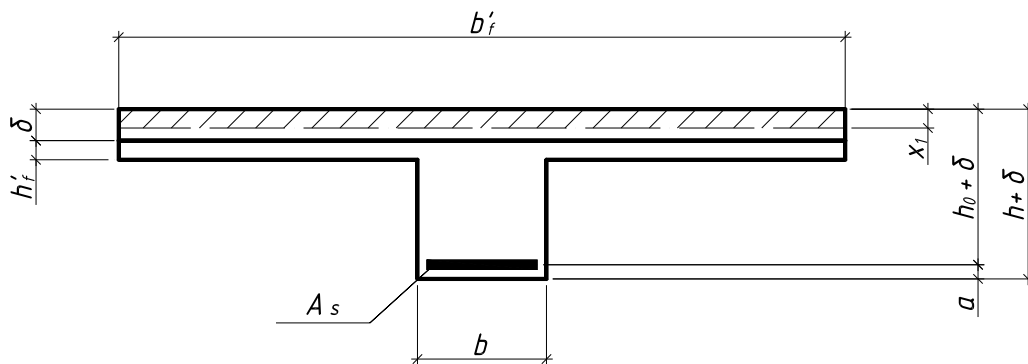


Рис. 3.16. Розрахунковий переріз плити з підсиленням

Задаємося класом бетону підсилення. Приймаємо бетон класу В30 (на клас вище за бетон плити $R_b = 17 \text{ МПа}$).

Визначимо висоту стиснутої зони, припускаючи, що нейтральна вісь знаходиться в межах товщини нового бетону:

$$x_1 = \frac{R_s \cdot A_s}{\gamma_{b_2} \cdot R_{b1} \cdot b'_f} = \frac{51 \cdot 3,14}{0,9 \cdot 17 \cdot 116} = 0,9 \text{ см}$$

Визначаємо товщину набетонки з урахуванням її довантажуючої дії з виразу:

$$M_1 = \gamma_{b_2} \cdot R_{b1} \cdot b'_f \cdot x_1 (h_0 + \delta - 0,5x_1) - \frac{\rho \cdot \delta \cdot b'_f l_0^2 \cdot \gamma_f}{8} ;$$

$$\delta = \frac{M_1 - \gamma_{b_2} \cdot R_{b1} \cdot b'_f \cdot x_1 (h_0 - 0,5x_1)}{\gamma_{b_2} \cdot R_{b1} \cdot b'_f \cdot x_1 - \frac{\rho \cdot b'_f l_0^2 \cdot \gamma_f}{8}} = \frac{49,03 - 0,9 \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 1,16 \cdot 9,0 \cdot 10^{-3} (0,195 - 0,5 \cdot 9,0 \cdot 10^{-3})}{0,9 \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 1,16 \cdot 9,0 \cdot 10^{-3} - \frac{25 \cdot 1,16 \cdot 5,835^2 \cdot 1,1}{8}} = 0,776 \text{ м} = 776 \text{ мм}$$

Товщина шару нового бетону перевищує 100 мм, що небажано, бо приводить до значного зменшення корисної висоти приміщення. Виконуємо підсилення додатковим армуванням.

Розрахунок підсилення плити методом додаткового армування

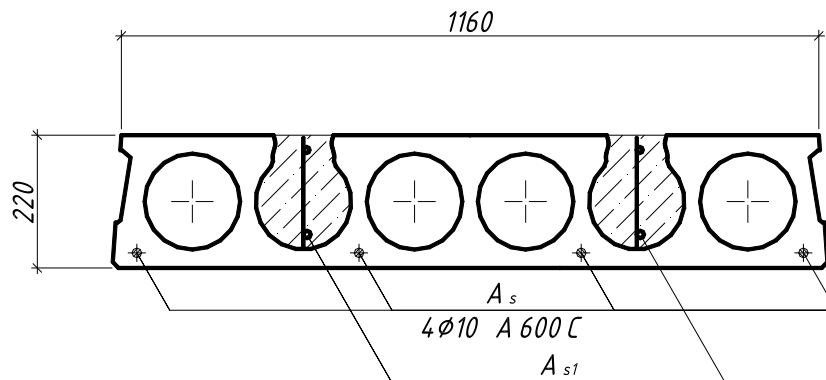


Рис. 3.17. Конструктивний переріз плити з підсиленням

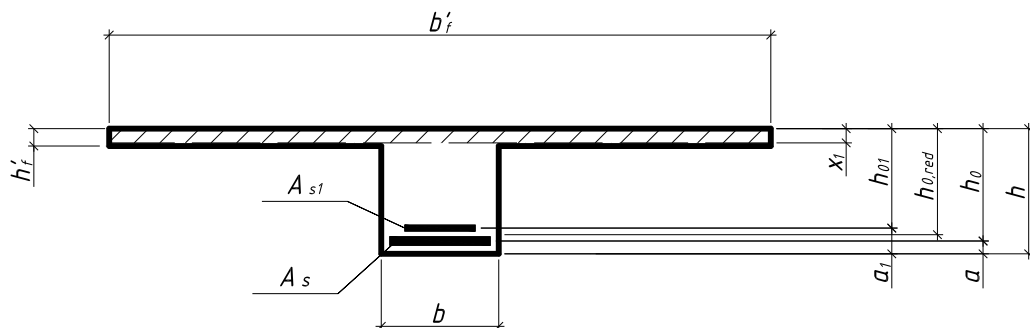


Рис. 3.18. Розрахунковий переріз плити з підсиленням

Перевіряємо умову

$$M_1 \leq \gamma_{b_2} \cdot R_{b1} \cdot b'_f \cdot h'_f (h_{0,red} - 0,5h'_f),$$

$$\text{де } h_{0,red} = \frac{h_0 + h_{01}}{2} = \frac{195 + 169}{2} = 182 \text{ мм}$$

$$\text{тут до } h_{01} = h - a_1 = 220 - \left(30 + 8 + \frac{1}{2} \cdot 25 \right) \approx 169 \text{ мм};$$

$$49,03 \text{ кН} \cdot \text{м} < 0,9 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 1,16 \cdot 0,0305 (0,182 - 0,5 \cdot 0,0305) = 76,99 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Умова виконується, отже, нейтральна вісь підсиленого перерізу знаходиться в полиці.

Визначаємо величину коефіцієнта A_0 :

$$A_0 = \frac{M}{\gamma_{s2} \cdot R_s \cdot b_f' \cdot h_{0,red}^2} = \frac{4903}{0,9 \cdot 1,45 \cdot 116 \cdot 18,2^2} = 0,098 < A_{0R} = 0,385$$

A_{0R} – необхідна площа арматури.

Коефіцієнти $\eta = 0,948$ (по інтерполяції).

η	A_0
0,95	0,095
0,948	0,098
0,945	0,104

Визначимо необхідну площу перерізу сумарної арматури

$$A_s^{nom} = \frac{M}{R_s \cdot h_0 \cdot \eta} = \frac{4903}{51 \cdot 18,2 \cdot 0,948} = 5,57 \text{ см}^2$$

Виділимо необхідну площу перерізу додаткової арматури класу А 400С

$$A_{s1} = (A_s^{nom} - A_s) \frac{R_s}{R_{s1} \cdot m} = (5,57 - 3,14) \frac{510}{365 \cdot 0,95} = 3,57 \text{ см}^2$$

де $m = 0,95$ - коефіцієнт умов роботи арматури підсилення при повному розвантаженні перекриття.

За сортаментом арматурної сталі приймаємо: 2 $\emptyset 16$ А 400С, $A_s = 4,02 \text{ см}^2$.

Визначаємо фактичну здатність нормального несучого перерізу після підсилення.

Перевіряємо умову

$$R_s A_s m_1 + R_{s1} A_{s1,f} m \leq R_b \gamma_{b2} b_f' h_f'$$

де $m = 1$ - коефіцієнт (відсутнє підварювання стержнів підсилення до існуючої арматури);

$$510 \cdot 10^3 \cdot 314 \cdot 10^{-6} \cdot 1,0 + 365 \cdot 10^3 \cdot 402 \cdot 10^{-6} \cdot 0,95 = 299,53 \text{ кН} < 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 1,16 \cdot 0,0305 = 461,71 \text{ кН}$$

Оскільки умова виконується, нейтральна вісь знаходиться в полиці.

Висота стиснутої зони

$$x_1 = \frac{R_s \cdot A_s \cdot m_1 + R_{s1} \cdot A_{s1,f} \cdot m}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b_f'} = \frac{510 \cdot 10^3 \cdot 314 \cdot 10^{-6} \cdot 1,0 + 365 \cdot 10^3 \cdot 402 \cdot 10^{-6} \cdot 0,95}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 1,16} = 0,02 \text{ м}$$

Робоча висота підсиленого перерізу

$$h_{0,red}^{(f)} = \frac{A_s \cdot m_1 \cdot h_0 + A_{s1,f} \cdot h_{01}}{A_s \cdot m_1 + A_{s1,f}} = \frac{314 \cdot 1,0 \cdot 195 + 402 \cdot 169}{314 \cdot 1,0 + 402} = 180 \text{ мм}$$

Відносна висота стислої зони

$$\xi = \frac{x_1}{h_{0,red}^{(f)}} = \frac{20}{180} = 0,111 < \xi_R = 0,52$$

Знаходимо коефіцієнти A_0 (по інтерполяції).

ξ	A_0
0,11	0,104
0,111	0,105
0,12	0,113

Фактичний згинаючий момент

$$M_f = A_0 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b'_f \cdot h_{0,red}^{(f)2} = 0,105 \cdot 0,9 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 1,16 \cdot 0,182^2 = 52,65 \text{ кН} \cdot \text{м} > 49,03 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Запас міцності мінімальний

$$\frac{M_f - M_1}{M_1} \cdot 100\% = \frac{52,65 - 49,03}{49,03} \cdot 100\% = 7,38\%$$

Зазвичай рекомендується виконати підсилення з перспективою послідуного збільшення навантажень. Отже, в даному випадку потрібно передбачити такий спосіб підсилення, який дозволить створити більший запас міцності. Це підсилення додатковим армуванням при одночасному нарощуванні перерізу, тобто комбінованим способом.

Розрахунок посилення плити комбінованим способом

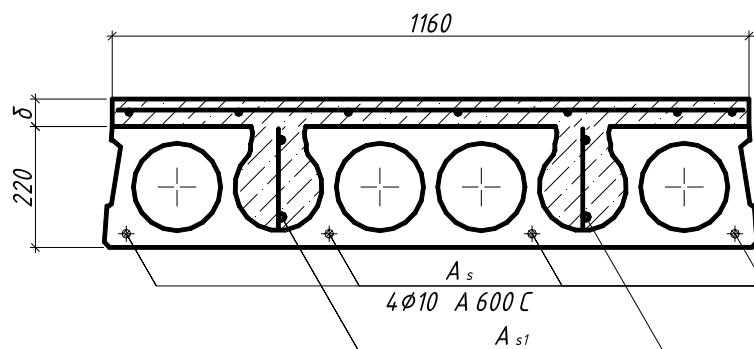


Рис. 3.19. Конструктивний переріз плити з підсиленням.

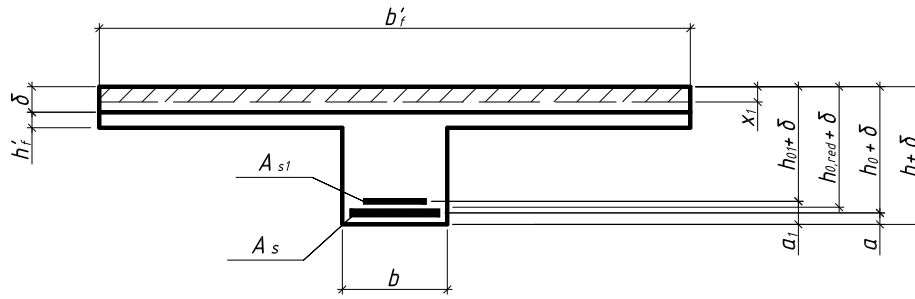


Рис. 3.20. Розрахунковий переріз плити з підсиленням

Призначаємо набетонку мінімальної товщини $\delta = 50\text{мм}$. Приймаємо бетон класу В30 (на клас вище за бетон плити $R_b = 17\text{МПа}$).

Перевіряємо умову

$$M_1 \leq \gamma_{b_2} \cdot R_{b1} \cdot b'_f \cdot \delta [(h_{0,red} + \delta) - 0,5\delta];$$

$$49,03\text{кН} \cdot \text{м} < 0,9 \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 1,16 \cdot 0,05 [(0,182 + 0,05) - 0,5 \cdot 0,05] = 183,69\text{кН} \cdot \text{м}$$

Умова виконується, отже, нейтральна вісь проходить в межах нового бетону (що добре, бо слід прагнути до того, щоб нейтральна вісь проходила в набетонці).

Визначаємо величину коефіцієнта A_0 :

$$A_0 = \frac{M_1}{\gamma_{b_2} \cdot R_{b1} \cdot b'_f \cdot (h_{0,red} + \delta)^2} = \frac{4903}{0,9 \cdot 17 \cdot 116 \cdot (18,2 + 5)^2} = 0,051 < A_{0R} = 0,413$$

$A_{0R} = 0,413$ – необхідна площа арматури.

Знаходимо коефіцієнти η (по інтерполяції).

η	A_0
0,975	0,048
0,9735	0,051
0,97	0,058

Потрібна площа сумарної арматури

$$A_s^{nom} = \frac{M_1}{R_s \cdot (h_{0,red} + \delta) \cdot \eta} = \frac{4903}{51 \cdot (18,2 + 5) \cdot 0,9735} = 4,26\text{см}^2$$

Виділимо необхідну площу перерізу додаткової арматури класу А 400С

$$A_{s1} = (A_s^{nom} - A_s) \frac{R_s}{R_{s1} \cdot m} = (4,26 - 3,14) \frac{510}{365 \cdot 0,95} = 1,65\text{см}^2$$

Приймаємо 2 $\varnothing 12$ А 400С, $A_s = 2,26\text{см}^2$.

Визначаємо фактичну здатність нормального несучого перерізу після

підсилення.

Висота стислої зони

$$x_1 = \frac{R_s \cdot A_s + R_{s1} \cdot A_{s1,f} \cdot m}{\gamma_{b2} \cdot R_{b1} \cdot b'_f} = \frac{510 \cdot 314 + 365 \cdot 226 \cdot 0,95}{17 \cdot 0,9 \cdot 1160} = 13,44 \text{ мм}$$

Робоча висота підсиленого перерізу

$$h_{0,red}^{(f)} = \frac{A_s \cdot h_0 + A_{s1,f} \cdot h_{01}}{A_s + A_{s1,f}} = \frac{314 \cdot 195 + 226 \cdot 169}{314 + 226} = 184 \text{ мм}$$

Відносна висота стислої зони підсиленого перерізу

$$\xi = \frac{x_1}{h_{0,red}^{(f)} + \delta} = \frac{13,44}{184 + 50} = 0,06 < \xi_R = 0,582$$

Коефіцієнти $A_0 = 0,058$

Фактичний згинаючий момент, який сприймається перерізом плити підсиленої комбінованим способом

$$M_f = A_0 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_{b1} \cdot b'_f \cdot (h_{0,red}^{(f)} + \delta)^2 = 0,058 \cdot 0,9 \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 1,16 \cdot (0,184 + 0,05)^2 = 56,37 \text{ кН} \cdot \text{м} > 49,03 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Запас міцності мінімальний

$$\frac{M_f - M_1}{M_1} \cdot 100\% = \frac{56,37 - 49,03}{49,03} \cdot 100\% = 14,97\%$$

Приймаємо два каркаси КР-1 з нижньою арматурою $\varnothing 12$ А 400 С ($A_s = 1,131 \text{ см}^2$) та верхньою арматурою $\varnothing 6$ А 240 С ($A'_s = 0,283 \text{ см}^2$), поперечні стержні з арматури $\varnothing 6$ А 240 С з кроком на $\frac{1}{4}$ прольоту - 100 мм, в середині прольоту – 200 мм. Набетонку армуємо сіткою С-1 з арматури $\varnothing 5$ Вр-1, ($A'_s = 0,196 \text{ см}^2$).

3.4. Розрахунок металевої перемички

над новим прорізом в існуючій стіні

Металева перемичка влаштовується в зовнішній цегляній стіні товщиною 640 мм між осями А і Б по осі 5 на 2-му та 3-му поверхах над місцями влаштування нових прорізів шириною 2,6 м.

Перемичка виконується із двох швелерів стягнених між собою болтами.

Попередньо приймаємо перемичку із двох швелерів №16 ($W_x = 93,4 \cdot 2 = 186,8 \text{ см}^3$, $J_x = 747 \cdot 2 = 1494 \text{ см}^4$) із сталі С 275 ($R_y = 270 \text{ МПа}$, $E = 2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа}$).

Визначення навантаження, які діють на перемичку

Так як перемичка влаштовується в цегляній стіні збір навантажень визначається, виходячи із сумарного навантаження, яке попадає в умовний прямокутний трикутник, розташований над перемичкою з гіпотенузою, рівною розрахунковій довжині даної перемички.

Це значить, що в зону дії навантаження попадає частина стіни площею S , яка описана умовним трикутником (рис. 3.21.) і частини сходової площадки разом зі всім навантаженням на неї. Сюди відноситься маса площадки шириною 2620 мм і половиною прольоту, рівного 3000 мм.

Оскільки стіна неоднорідна визначаємо окремо площу стіни і площу вікна:

$$S_{\text{стіни}} = \frac{3,10 + 2,62}{2} \cdot 0,24 = 0,7 \text{ м}^2; \quad S_{\text{вікна}} = \frac{1,01 \cdot 2,02}{2} = 1,0 \text{ м}^2.$$

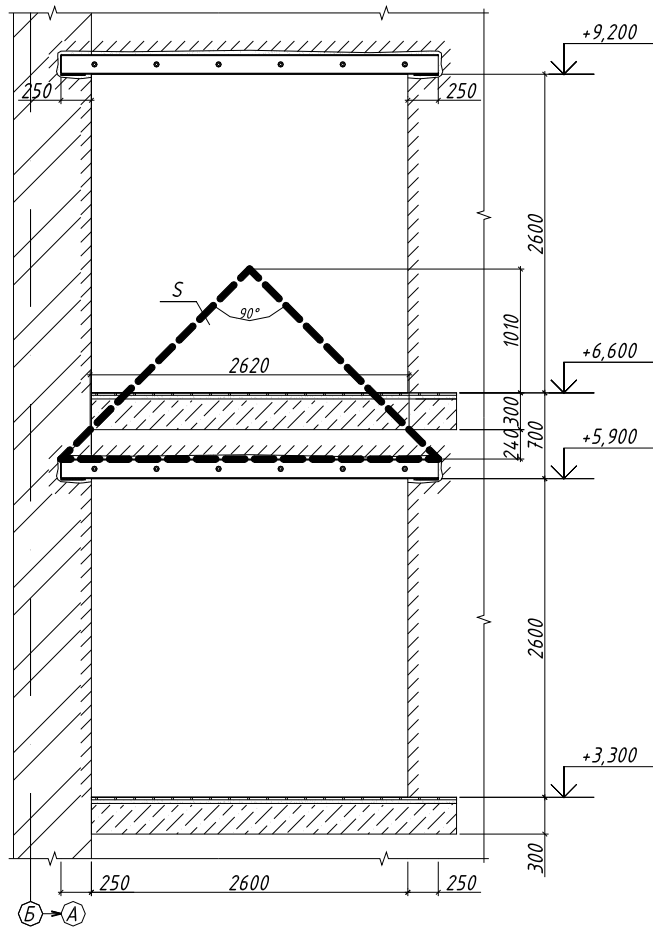


Рис. 3.21. Зона дії навантаження

Визначаємо вантажну площу (рис. 3.22.):

$$A_g = 2,62 \cdot 3,0 = 7,86 \text{ м}^2.$$

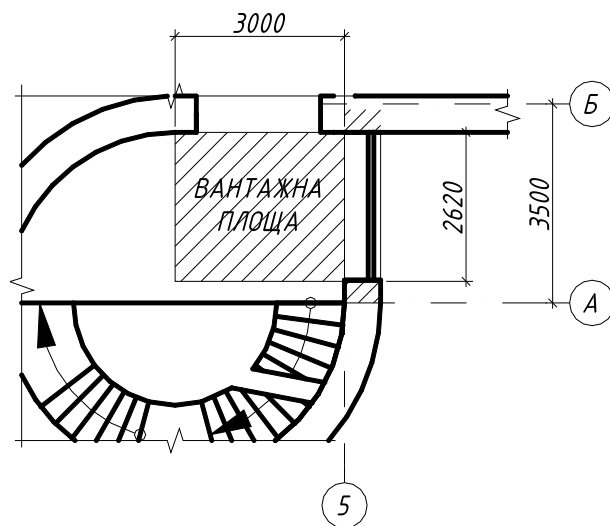


Рис. 3.22. Вантажна площа

Визначаємо навантаження , які діятимуть на 1 м.п. перемички після

пробивання прорізу в таблиці 3.3.

Таблиця 3.3.

Підрахунок навантаження на 1 м.п. перемички після пробивання прорізу

Назва навантаження	Підрахунок	Нормативне	Коеф. надійності за навантаженням γ_f	Розрахункове
<u>ПОСТІЙНЕ</u>				
1. З.б. площадка з покриттям	$\frac{0,3 \cdot 7,86 \cdot 23}{3,1}$	17,50	1,2	21,00
2. Вага цегляної стіни	$\frac{0,64 \cdot 0,7 \cdot 18}{3,1}$	2,60	1,2	3,12
3. Вага вікна	$\frac{0,8 \cdot 1,0}{3,1}$	0,26	1,2	0,31
4. Власна вага перемички	$\frac{0,88 + 0,007}{3,1} + 0,5 \cdot 0,16 \cdot 18$	1,73	1,2	2,08
РАЗОМ:		22,09		26,51
<u>ТИМЧАСОВЕ</u>	По ДБН			
1. Короткочасне	$\frac{3 \cdot 7,86}{3,1}$	7,61	1,2	9,13
РАЗОМ:		7,61		9,13
ВСЬОГО:		$q^n = 29,7$		$q = 35,7$

Визначення внутрішніх зусиль

Розрахункова схема перемички (рис. 3.23.) прийнята у виді однопрогонної статично визначної балки.

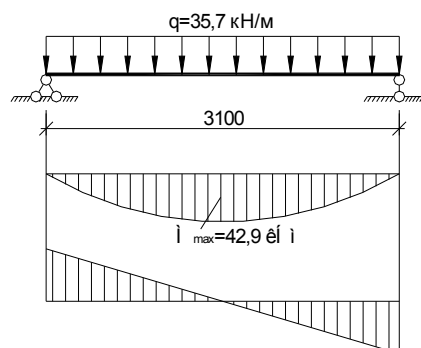


Рис. 3.23. Розрахункова схема перемички

Згинаючий момент

- від розрахункового навантаження:

$$M = \frac{q_0^2}{8} = \frac{35,7 \cdot 3,1^2}{8} = 42,9 \text{кН} \cdot \text{м} ,$$

- від нормативного навантаження:

$$M^n = \frac{q_0^n^2}{8} = \frac{29,7 \cdot 3,1^2}{8} = 35,7 \text{кН} \cdot \text{м} .$$

Визначаємо мінімальний момент опору перемички, необхідний для сприйняття діючого навантаження:

$$W = \frac{M}{R_y \gamma_c} = \frac{4290}{27 \cdot 0,9} = 176,5 \text{см}^3$$

Отримане значення $W = 176,5 \text{см}^3 < 186,8 \text{см}^3$, показує, що міцність перемички достатня.

Перевіряємо жорсткість елементів перемички:

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \frac{q^n l_0^4}{EJ_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,297 \cdot 310^4}{2,06 \cdot 10^4 \cdot 1494} = 1,16 \text{см} < \frac{l}{150} = \frac{310}{150} = 2,07 \text{см}$$

Таким чином несуча здатність перемички достатня.

Підсилення отворів металоконструкціями

Оскільки проводиться демонтаж частини стіни, щоб компенсувати навантаження, яке раніше доводилося на цю частину, виконується підсилення отворів металоконструкціями. Іншими словами, підсилення отворів відновлює міцнісні властивості капітальної стіни. Підсилення є металевою конструкцією, яка монтується на місці нового отвору, за рахунок чого зовнішні краї конструкції щільніше прилягають до стіни, залишається доступ до внутрішньої частини для зачеканки розчином.

3.5. Розрахунок підсилення цегляного простінка

Несуча здатність існуючих кам'яних конструкцій (простінків, стін та ін.), може виявитися недостатньою при реконструкції будівель, надбудовах, а також

за наявності дефектів в кладці, тому перевіримо міцність простінку першого поверху по осі Б₁.

Кладка простінка виконана з глиняної цеглини пластичного формування марки 75 на розчині марки 25. Розмір перерізу простінка 38x285 см, висота 200 см; розрахункова висота стіни - 3,3 м. При візуальному огляді в кладці тріщин не виявлено.

Визначаємо навантаження, які діятимуть на простінок після реконструкції будинку. Навантаження на 1 м² покриття підраховуємо в таблиці 3.4.

Таблиця 3.4.

Підрахунок навантажень на 1 м² покриття

Назва навантаження	Підрахунок	Нормативне $\frac{кН}{м^2}$	Коеф. надійності за навантаженням γ_f	Розрахункове $\frac{кН}{м^2}$
ПОСТІЙНЕ				
1.Захисний шар гравію на бітумній мастиці	$0,01 \cdot 20$	0,20	1,3	0,26
2. 4 шари рубероїду на бітумній мастиці	–	0,20	1,3	0,26
3.Стяжка з цем.-піщаного розчину	$0,03 \cdot 20$	0,60	1,3	0,78
4.Керамзитовий гравій (по ухилу)	$\frac{0,15 + 0,03}{2} \cdot 6$	0,54	1,3	0,702
5.Шар вологостійкого паперу	$0,001 \cdot 11$	0,01	1,3	0,013
6.Пінополістирольні плити	$0,1 \cdot 1$	0,10	1,3	0,13
7.Пароізоляція типу Ceresit	–	0,05	1,3	0,065
8. Залізобетонна плита перекриття (з урахуванням заповнення швів між плитами)	–	3,20	1,1	3,52
РАЗОМ:		4,90		5,73
ТИМЧАСОВЕ				
1. Снігове	По ДБН $1 \cdot 1,67 \cdot 1$	1,67	1,4	2,34
РАЗОМ:		1,67		2,34
ВСЬОГО:		6,57		8,07
ПРИЙМАЄМО:		$q_1^n = 6,6$		$q_1 = 8,1$

Навантаження від перекриття приймаємо як при розрахунку плити перекриття: нормативне $q_2^n = 8,1$, розрахункове $q_2 = 9,6$.

Визначення зусиль, які діють на простінок

Вантажна площа (рис.3.24.) становить: $A_g = 3,85 \cdot 6,0 = 23,1 \text{ м}^2$.

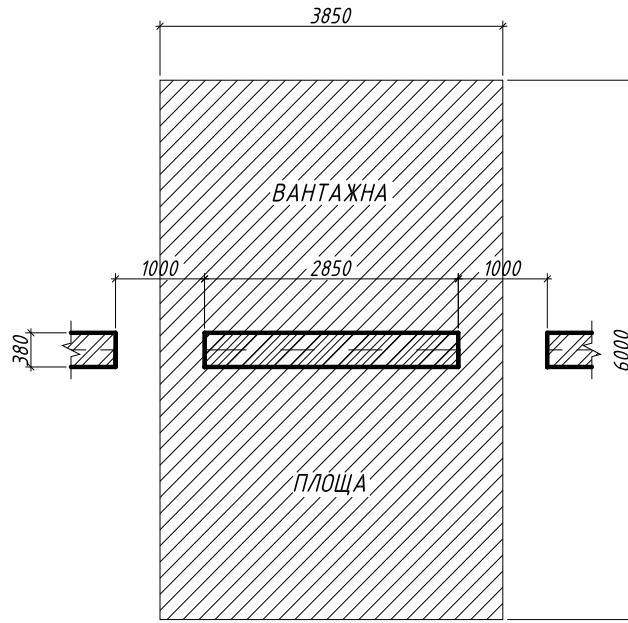


Рис.3.24. Схема вантажної площі

Обчислюємо розрахункову поздовжню силу:

- від власної ваги стіни

$$N_{ст} = (n-1) \cdot b \cdot h \cdot H_{нов} \cdot \rho \cdot \gamma_f \cdot 1,3 = (5-1) \cdot 2,85 \cdot 0,38 \cdot 3,3 \cdot 18 \cdot 1,1 \cdot 1,3 = 368,0 \text{ кН},$$

де $\rho = 18 \text{ кН/м}^3$ - щільність цегляної кладки,

1,3 - коефіцієнт, що враховує додаткове навантаження від міжвіконних перемичок;

- від перекриття

$$N_{пер} = q_2 \cdot A_g = 9,6 \cdot 23,1 = 221,8 \text{ кН};$$

- від покриття

$$N_{пок} = q_1 \cdot A_g = 8,1 \cdot 23,1 = 187,1 \text{ кН};$$

- сумарна величина розрахункової поздовжньої сили

$$N = N_{ст} + (n-1) \cdot N_{пер} + N_{пок} = 368,0 + 4 \cdot 221,8 + 187,1 = 1442,3 \text{ кН}.$$

Визначаємо несучу здатність простінка

Обчислюємо площу перерізу простінка:

$$A_n = b \cdot h = 2,85 \cdot 0,38 = 1,08 \text{ м}^2.$$

Знаходимо розрахункову довжину простінка:

$$l_0 = H_{нов} = 3,3м$$

Приймаємо пружну характеристику кладки з цегли пластичного пресування марки 75 на розчині марки 25 $\alpha = 1000$.

Гнучкість стіни в межах першого поверху:

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{330}{38} = 8,7$$

Залежно від α і λ_h визначаємо коефіцієнт поздовжнього вигину $\varphi = 0,91$ (по інтерполяції).

α	φ
8,0	0,92
8,7	0,91
10,0	0,88

Обчислюємо величину розрахункової поздовжньої сили, що сприймається перерізом простінка:

$$N_1 = m_g \cdot \varphi \cdot A_n \cdot R = 1 \cdot 0,91 \cdot 1,08 \cdot 1,1 \cdot 10^3 = 1081,1кН,$$

де m_g - коефіцієнт, що враховує вплив тривалої дії навантаження ($m_g = 1$ при $h = 0,38м > 0,3м$),

$R = 1,5МПа$ - розрахунковий опір кладки стисненню.

Перевіряємо умову:

$$N_1 \geq N ; N_1 = 1081,1кН < N = 1442,3.$$

Умова не задовольняється, отже, вимагається посилення простінка.

Коефіцієнт підсилення $k = \frac{N}{N_1} = \frac{1442,3}{1081,1} = 1,334$, т.т. необхідно підвищити міцність простінка на 33,4%.

Посилення простінка сталеву обіймою

Призначимо елементи посилення мінімального перерізу. Вертикальну арматуру обійми (кутники) приймаємо із конструктивних міркувань з рівнобоких кутників 4L50x6 ($A_s' = 5,69 \times 4 = 22,76см^2$). Хомути обійми приймаємо із смугової

сталі -35×8 мм ($A_{sw} = 2,80 \text{ см}^2$) з кроком $s = 350 \text{ мм}$.

Міцність простінка, підсилюемого за такою схемою, перевіряють з умови:

$$N \leq \psi \cdot \varphi \cdot \left[\left(m_g \cdot m_k \cdot R + \eta \cdot \frac{2,5 \cdot \mu}{1 + 2,5 \cdot \mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) \cdot A_n + R_{sc} \cdot A'_s \right],$$

ψ і η - коефіцієнти, рівні 1 при центральному стисненню,

m_k - коефіцієнт умов роботи кладки. Приймаємо $m_k = 1$ для кладки без ушкоджень,

μ - процент армування поперечними планками

$$\mu = \frac{2A_{sw}(h+b)}{h \cdot b \cdot s} \cdot 100\% = \frac{2 \cdot 2,80 \cdot (38 + 285)}{38 \cdot 285 \cdot 35} \cdot 100\% = 0,477\%$$

$R_{sw} = 150 \text{ МПа}$ - розрахунковий опір поперечної арматури обойми,

$R_{sc} = 43 \text{ МПа}$ - розрахунковий опір вертикальних кутників, за відсутності безпосередньої передачі навантаження на обойму; $R_{sc} = 190 \text{ МПа}$ - при передачі навантаження з двох сторін - вгорі і внизу обойми.

Визначаємо величину розрахункової поздовжньої сили, що сприймається підсиленням простінком за відсутності безпосередньої передачі навантаження на обойму:

$$\begin{aligned} N_f &= \psi \cdot \varphi \cdot \left[\left(m_g \cdot m_k \cdot R + \eta \cdot \frac{2,5 \cdot \mu}{1 + 2,5 \cdot \mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) \cdot A_n + R_{sc} \cdot A'_s \right] = \\ &= 1,0 \cdot 0,91 \cdot \left[\left(1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,1 \cdot 10^3 + 1,0 \cdot \frac{2,5 \cdot 0,477}{1 + 2,5 \cdot 0,477} \cdot \frac{150 \cdot 10^3}{100} \right) \cdot 1,08 + 43 \cdot 10^3 \cdot 22,74 \cdot 10^{-4} \right] = \\ &= 1971,9 \text{ кН} > N = 1442,3 \text{ кН} \end{aligned}$$

Умова виконується, отже, несуча здатність простінка достатня при запасі

міцності $\frac{N_f - N}{N} \cdot 100\% = \frac{1971,9 - 1442,3}{1442,3} \cdot 100\% = 36,72\%$.

Витрати металу на підсилення: $4,47 \cdot 2,0 \cdot 4 + 2,26 \cdot (2,85 \cdot 2 + 0,38 \cdot 2) \cdot 7 = 138,03 \text{ кг}$.

Підсилення простінка залізобетонною обоймою

Виконуємо обойму з важкого бетону класу В15 ($R_b = 8,5 \text{ МПа}$) товщиною $\delta = 50 \text{ мм}$. Приймаємо вертикальні стержні 18 $\varnothing 6$ А 240С ($A_s = 0,283 \times 18 = 5,094 \text{ см}^2$),

хомути – Ø6 А 240С ($A_{sw} = 0,283\text{см}^2$), з кроком Ø6 А 240С, $s = 150\text{мм}$.

Визначаємо розміри перерізу підсиленого простінка:

$$b_1 = b + 2 \cdot \delta = 2,85 + 2 \cdot 0,05 = 2,95\text{м},$$

$$h_1 = h + 2 \cdot \delta = 0,38 + 2 \cdot 0,05 = 0,48\text{м}.$$

Несуча здатність підсиленого простінка визначаємо по формулі:

$$N_f = \psi \cdot \varphi \cdot \left[\left(m_g \cdot m_k \cdot R + \eta \cdot \frac{3,0 \cdot \mu}{1 + \mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) \cdot A_n + m_b \cdot R_b \cdot A_b + R_{sc} \cdot A'_s \right]$$

Процент армування поперечними хомутами:

$$\mu = \frac{2A_{sw}(h+b)}{h \cdot b \cdot s} \cdot 100\% = \frac{2 \cdot 0,283 \cdot (38 + 285)}{38 \cdot 285 \cdot 15} \cdot 100\% = 0,113\%,$$

A_b - площа перерізу бетону обойми, ув'язненої між хомутами і кладкою (без урахування захисного шару):

$$A_b = (b_1 - 2a)(h_1 - 2a) - bh = (2,95 - 2 \cdot 0,02)(0,48 - 2 \cdot 0,02) - 2,85 \cdot 0,38 = 0,1974\text{м}^2$$

$R_{sw} = 150\text{МПа}$ - розрахунковий опір поперечної арматури обойми,

$R_{sc} = 43\text{МПа}$ - розрахунковий опір вертикальних стержнів за відсутності безпосередньої передачі навантаження на обойму; $R_{sc} = 190\text{МПа}$ - при передачі навантаження з двох сторін,

$m_b = 0,35$ - коефіцієнт умов роботи бетону за відсутності безпосередньої передачі навантаження на обойму; $m_b = 0,7$ - при передачі навантаження на обойму і відсутності опори знизу обойми; $m_b = 1,0$ - при передачі навантаження на обойму і наявності опори знизу обойми.

Обчислюємо розрахункову поздовжню силу, що сприймається підсиленням простінком за відсутності безпосередньої передачі навантаження на обойму:

$$\begin{aligned} N_f &= \psi \cdot \varphi \cdot \left[\left(m_g \cdot m_k \cdot R + \eta \cdot \frac{3,0 \cdot \mu}{1 + \mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) \cdot A_n + m_b \cdot R_b \cdot A_b + R_{sc} \cdot A'_s \right] = 1,0 \cdot 0,91 \times \\ &\times \left[\left(1,0 \cdot 1,0 \cdot 11 \cdot 10^3 + 1,0 \cdot \frac{3,0 \cdot 0,113}{1 + 0,113} \cdot \frac{150 \cdot 10^3}{100} \right) \cdot 1,08 + 0,35 \cdot 8,5 \cdot 10^3 \cdot 0,1974 + 43 \cdot 10^3 \cdot 5,094 \cdot 10^{-4} \right] = \\ &= 2084,4\text{кН} > N = 1442,3\text{кН} \end{aligned}$$

Умова виконується, отже, несуча здатність простінка достатня при запасі

$$\text{міцності} \quad \frac{N_f - N}{N} \cdot 100\% = \frac{2084,4 - 1442,3}{1442,3} \cdot 100\% = 44,52\%$$

$$\text{Витрати металу на підсилення: } 0,222 \cdot 2,0 \cdot 18 + 0,222 \cdot (2,92 \cdot 2 + 0,45 \cdot 2) \cdot 15 = 30,44 \text{ кг}$$

Підсилення простінка обіймою із розчину

Армування виконуємо сіткою із стержневої арматури $\varnothing 6$ А 240С ($A_{sw} = 0,283 \text{ см}^2$), з чарунками 100мм ($s = 100 \text{ мм}$). Сітку покриваємо шаром цементного розчину марки 75 завтовшки $\delta = 30 \text{ мм}$.

Визначаємо несучу здатність простінка, посиленого обіймою з розчину:

$$N_f = \psi \cdot \varphi \cdot \left(m_g \cdot m_k \cdot R + \eta \cdot \frac{2,8 \cdot \mu}{1 + 2\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) \cdot A_n =$$

$$= 1,0 \cdot 0,91 \cdot \left(1,0 \cdot 1,0 \cdot 11 \cdot 10^3 + 1,0 \cdot \frac{2,8 \cdot 0,169}{1 + 2 \cdot 0,169} \cdot \frac{150 \cdot 10^3}{100} \right) \cdot 1,08 = 1081,1 \text{ кН} < N = 1442,3 \text{ кН}$$

$$\text{де } \mu = \frac{2A_{sw}(h+b)}{h \cdot b \cdot s} \cdot 100\% = \frac{2 \cdot 0,283 \cdot (38 + 285)}{38 \cdot 285 \cdot 10} \cdot 100\% = 0,169\%$$

Оскільки умова не виконується несуча здатність простінка після підсилення недостатня. Перевантаження складе:

$$\frac{N - N_f}{N_f} \cdot 100\% = \frac{1442,3 - 1081,1}{1081,1} \cdot 100\% = 33,41\%$$

Збільшимо діаметр хомутів. Приймаємо допустимий максимальний діаметр $\varnothing 10$ А 240С ($A_{sw} = 0,789 \text{ см}^2$).

Вичислимо відсоток армування хомутами:

$$\mu = \frac{2A_{sw}(h+b)}{h \cdot b \cdot s} \cdot 100\% = \frac{2 \cdot 0,789 \cdot (38 + 285)}{38 \cdot 285 \cdot 10} \cdot 100\% = 0,471\%$$

Величина подовжньої сили, що сприймається підсиленням простінком, в цьому випадку буде рівна:

$$N_f = \psi \cdot \varphi \cdot \left(m_g \cdot m_k \cdot R + \eta \cdot \frac{2,8 \cdot \mu}{1 + 2\mu} \cdot \frac{R_{sw}}{100} \right) \cdot A_n =$$

$$= 1,0 \cdot 0,91 \cdot \left(1,0 \cdot 1,0 \cdot 11 \cdot 10^3 + 1,0 \cdot \frac{2,8 \cdot 0,471}{1 + 2 \cdot 0,471} \cdot \frac{150 \cdot 10^3}{100} \right) \cdot 1,08 = 2082,2 \text{ кН} > N = 1442,3 \text{ кН}$$

Умова виконується, отже, несуча здатність простінка достатня при запасі

$$\text{міцності } \frac{N_f - N}{N} \cdot 100\% = \frac{2082,2 - 1442,3}{1442,3} \cdot 100\% = 44,37\%$$

Витрати металу на підсилення: $0,616 \cdot 2,0 \cdot 66 + 0,616 \cdot (2,87 \cdot 2 + 0,40 \cdot 2) \cdot 21 = 165,91 \text{ кг}$.

З урахуванням найменшої витрати металу виконаємо підсилення простінку залізобетонною обіймою, з важкого бетону класу В15 товщиною $\delta = 50 \text{ мм}$ та стержневої арматури $\varnothing 6 \text{ А 240С}$.

4. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

4.1. Оцінка існуючих фундаментів та умов майданчика

Інженерно-геологічні умови майданчика

Інженерно-геологічні умови майданчика характеризуються витриманим горизонтальним заляганням шарів ґрунту. Зроблено три свердловини, відстань між ними становить 30-50 м. Основні фізичні показники ґрунтів приведені у таблицях 4.1., 4.2.

Таблиця 4.1.

Геологічні умови будівельного майданчика

№ ІГЕ	Найменування ґрунтів	№ і відмітка устя свердловини і потужність шару		
		СВ 1 132,05	СВ 2 131,75	СВ 3 131,30
1	Насипний	1,20	1,10	0,80
2	Пісок дрібнозернистий	3,60	3,90	4,00
3	Пісок середньозернистий	2,50	2,20	2,00
4	Суглинок жовтувато-сірий	3,80	3,60	3,50
	Глибина залягання підземних вод	7,80	7,90	7,70

Таблиця 4. 2.

Характеристики властивостей ґрунтів

№ п.п	Найменування	Умов. познач.	Один. вим.	Номер шару			
				ІГЕ -1	ІГЕ -2	ІГЕ -3	ІГЕ -4
1	Щільність	ρ	т/м ³	1,67	1,91	1,95	1,85
2	Щільність часток	ρ_s	т/м ³	–	2,72	2,71	2,73
3	Природна вологість	W	–	–	0,09	0,12	0,24
4	Вологість на границі плинності	W	–	–	–	–	0,29
5	Вологість на границі розкочування	W_p	–	–	–	–	0,19
6	Коефіцієнт фільтрації	k_ϕ	см/з	–	–	–	–
7	Кут внутрішнього тертя	φ	град.	–	32	34	22
8	Питоме зчеплення	C	кПа	–	4	2	29
9	Модуль деформації	E	МПа	–	37	38	19

Оцінка ґрунтових умов будівельного майданчика

1. **ІГЕ-1** – насипний ґрунт, що характеризується підвищеною пористістю та наявністю органічної речовини, відноситься до гумусованих супісків або суглинків. Він розглядається як злежалий. На майданчику має потужність 0,8-1,2 м. Щільність ґрунту $\rho = 1,67 \text{ т/м}^3$. Ґрунт сильностисливий та низької міцності. Тому цей ґрунт як природну основу використовувати не можна. Питома вага насипного ґрунту $\gamma_1 = \rho_1 = 1,67 \cdot 10 = 16,7 \text{ кН/м}^3$.

2. **ІГЕ-2** – піщаний ґрунт, має потужність 3,6-4,0 м, характеристики:

$$\rho_s = 2,72, \quad \rho = 1,91, \quad W = 0,09.$$

$$\text{Коефіцієнт пористості } e = \frac{2,72 \cdot (1 + 0,09)}{1,91} - 1 = 0,55,$$

$$\text{Ступінь вологості } S_r = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0,09 \cdot 2,72}{0,55 \cdot 1,00} = 0,45.$$

Цей шар складається з дрібнозернистого маловологого піску, щільного залягання (ДСТУ Б В.2.1-2-96), з розрахунковим опором $R_0 = 400 \text{ кПа}$.

$$\text{Питома вага ґрунту } \gamma_2 = \rho_2 = 1,91 \cdot 10 = 19,1 \text{ кН/м}^3.$$

3. **ІГЕ-3** – піщаний ґрунт, має потужність 2,0-2,5 м, характеристики:

$$\rho_s = 2,71, \quad \rho = 1,95, \quad W = 0,12.$$

$$\text{Коефіцієнт пористості } e = \frac{2,71 \cdot (1 + 0,12)}{1,95} - 1 = 0,56,$$

$$\text{Ступінь вологості } S_r = \frac{W \cdot \rho_s}{\rho_w} = \frac{0,12 \cdot 2,71}{1,00} = 0,58.$$

Цей шар складається з вологого середньозернистого піску середньої щільності (ДСТУ Б В.2.1-2-96), з розрахунковим опором $R_0 = 400 \text{ кПа}$.

$$\text{Питома вага ґрунту } \gamma_3 = \rho_3 = 1,95 \cdot 10 = 19,5 \text{ кН/м}^3.$$

4. **ІГЕ-4** – глинистий ґрунт жовтувато-сірий, розвідана потужність 3,50-

3,80м, характеристики: $\rho_s = 2,73$, $\rho = 1,85$, $W_n = 0,29$, $W_p = 0,19$, $W = 0,24$.

По числу пластичності $I_p = 0,29 - 0,19 = 0,10$ визначаємо, що ґрунт суглинок.

Показник текучості $I_L = \frac{0,24 - 0,19}{0,29 - 0,19} = 0,5$,

Коефіцієнт пористості $e = \frac{2,73 \cdot (1 + 0,24)}{1,85} - 1 = 0,83$.

Цей шар складається з тугопластичного суглинку (ДСТУ Б В.2.1-2-96), з розрахунковим опором $R_0 = 186 \text{кПа}$.

Питома вага ґрунту $\gamma_4 = \rho_4 = 1,85 \cdot 10 = 18,5 \text{кН/м}^3$.

Висновки по ґрунтовим умовам будівельного майданчика:

1. Ґрунт ІГЕ-1 в якості природної основи використовувати не можна;
2. Ґрунти ІГЕ-2, ІГЕ-3, придатні для використання їх як природної основи з розрахунковими показниками, що наведені у таблиці. Причому в якості несучого шару для фундаментів неглибокого закладання необхідно використовувати дрібний пісок ІГЕ-2;
3. Ґрунтові води залягають на глибині 7,3-7,9м від поверхні і на основу і фундаменти не впливають.

Перевірка достатності розмірів фундаменту, що експлуатується

Перевіряємо достатність глибини закладання.

Глибини закладання фундаментів для будинків з технічним підпіллям чи підвалом залежить, в основному, від їхньої висоти, т.т. приймається по конструктивним міркуванням. В нашому випадку глибина закладання фундаменту від рівня чистої підлоги 1-го поверху становить: $d_{\kappa} = 0,3 + 1,6 + 0,5 = 2,4 \text{м}$, де 0,3 м – висота перекриття над технічним поверхом; 1,6 м – висота технічного поверху; 0,5 м – відстань від рівня підлоги технічного поверху до подошви фундаменту. Визначаємо абсолютну відмітку подошви фундаменту: $d_a = 132,50 - 2,4 = 130,10 \text{м}$, де 132,50 м – абсолютна відмітка чистої підлоги 1-го поверху існуючої будівлі. Так, як найбільша глибина залягання насипного ґрунту

знаходиться на відмітці 130,50 м, то основою під фундаменти слугує дрібнозернистий маловологий піск, щільного залягання, з розрахунковим опором $R_0 = 400 \text{кПа}$.

Визначаємо навантаження на рівні підшви фундаменту.

Спочатку визначаємо навантаження на верхньому уступі фундаменту.

Навантаження від покриття, перекриття та стіни приймаємо з попередніх розрахунків з потрібними корективами. Оскільки фундамент стрічковий розраховуємо ділянку фундаменту 1 м.п. Вантажна площа: $A_6 = 1,0 \cdot 6,0 = 6,0 \text{м}^2$.

Навантаження на 1 м.п. фундаменту:

- від покриття:

нормативне при $q_{\text{нок}}^n = 6,6 \text{кН/м}^2$: $N_{\text{нок}}^n = q_{\text{нок}}^n \cdot A_6 = 6,6 \cdot 6,0 = 39,6 \text{кН/м}$,

розрахункове при $q_{\text{нок}} = 8,1 \text{кН/м}^2$: $N_{\text{нок}} = q_{\text{нок}} \cdot A_6 = 8,1 \cdot 6,0 = 48,6 \text{кН/м}$;

- від перекриття:

нормативне $q_{\text{пер}}^n = 8,1 \text{кН/м}^2$: $N_{\text{пер}}^n = q_{\text{пер}}^n \cdot A_6 = 8,1 \cdot 6,0 = 48,6 \text{кН/м}$,

розрахункове $q_{\text{пер}} = 9,6 \text{кН/м}^2$: $N_{\text{пер}} = q_{\text{пер}} \cdot A_6 = 9,6 \cdot 6,0 = 57,6 \text{кН/м}$;

- від власної ваги стіни

нормативне $N_{\text{см}}^n = n \cdot h \cdot H_{\text{нов}} \cdot \rho \cdot 1,3 = 3 \cdot 0,38 \cdot 3,3 \cdot 18 \cdot 1,3 = 88,0 \text{кН/м}$,

розрахункове $N_{\text{см}} = n \cdot h \cdot H_{\text{нов}} \cdot \rho \cdot \gamma_f \cdot 1,3 = 3 \cdot 0,38 \cdot 3,3 \cdot 18 \cdot 1,1 \cdot 1,3 = 96,8 \text{кН/м}$.

- сумарна величина поздовжньої сили на обрізі фундаменту:

нормативна $N_1^n = N_{\text{нок}}^n + n \cdot N_{\text{пер}}^n + N_{\text{см}}^n = 39,6 + 3 \cdot 48,6 + 88,0 = 273,4 \text{кН/м}$,

розрахункова $N_1 = N_{\text{нок}} + n \cdot N_{\text{пер}} + N_{\text{см}} = 48,6 + 3 \cdot 57,6 + 96,8 = 318,2 \text{кН/м}$.

Визначаємо навантаження від власної ваги фундаменту:

нормативне $N_2^n = 1,8 \cdot 0,4 \cdot 25 + 0,3 \cdot 1,2 \cdot 25 = 27,0 \text{кН/м}$.

Визначаємо навантаження від ваги ґрунту на уступах фундаменту:

нормативне $N_3^n = 0,2 \cdot (1,2 - 0,4) \cdot 22 = 3,5 \text{кН/м}$.

Сумарне нормативне навантаження на рівні підшви фундаменту:

$N^n = N_1^n + N_2^n + N_3^n = 273,4 + 27,0 + 3,5 = 303,9 \text{кН/м}$.

Середнє напруження на рівні підшви фундаменту:

$$\sigma_{mi} = \frac{N^n}{b \cdot 1,0} = \frac{303,9}{1,2 \cdot 1,0} = 253,25 \text{кПа}$$

де $b = 1,2 \text{м}$ - ширина підшви існуючого фундаменту.

Розрахунковий опір ґрунту:

$$R = R_1 = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] =$$

$$= \frac{1,3 \cdot 1,1}{1,0} (1,34 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 19,1 + 6,34 \cdot 0,56 \cdot 18,6 + (6,34 - 1) 0,7 \cdot 18,6 + 8,55 \cdot 4,0) = 286,9 \text{кПа},$$

де $\gamma_{c1} = 1,3$

$\gamma_{c2} = 1,1$, при $L/H = 52,4/12 = 4,4$

} - коефіцієнти умов роботи,

$k = 1$ - коефіцієнт, при міцнісних характеристиках ґрунту (φ і c) визначених

безпосередніми випробуваннями,

$M_\gamma = 1,34$

$M_q = 6,34$

$M_c = 8,55$

} - коефіцієнти,

$k_z = 1$ - при $b < 10 \text{м}$,

$b = 1,2 \text{м}$ - ширина підшви фундаменту,

$\gamma_{II} = 19,1 \text{кН/м}^3$ - усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче за підшву фундаменту,

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2}{h_1 + h_2} = \frac{16,7 \cdot 1,0 + 19,1 \cdot 3,8}{1,0 + 3,8} = 18,6 \text{кН/м}^3$$

- те ж, що залягають вище за

підшву,

$c_{II} = 4 \text{кПа}$ - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підшвою фундаменту,

$$d_1 = 0,15 + 0,35 \frac{22,0}{18,6} = 0,56 \text{м}$$

- глибина залягання фундаментів від підлоги підвалу,

де $0,15 \text{м}$ - товщина шару ґрунту вище за підшву,

$0,35 \text{м}$ - товщина конструкції підлоги підвалу,

$22,0 \text{кН/м}^3$ - розрахункове значення питомої ваги конструкції підлоги підвалу,

$d_b = 0,7 \text{м}$ - глибина підвалу, відстань від рівня планування до підлоги підвалу.

Перевіряємо виконання умови:

$$\sigma_{mt} \leq R, \quad 253,25 \text{ кПа} < 286,9 \text{ кПа}$$

Умова виконується, будівля може експлуатуватися.

Виконуємо розрахунок осідання фундаменту:

$$S = A_0 \cdot b \cdot \frac{\sigma_{mt}}{E} = 2,1 \cdot 1,2 \cdot \frac{253,25}{37 \cdot 10^3} = 0,007 \text{ м} = 0,7 \text{ см},$$

де $A_0 = 2,1$ - коефіцієнт, що залежить від бокового розширення ґрунту, форми і жорсткості фундаменту і методу визначення E , прийнятий як для жорсткого стрічкового залізобетонного фундаменту.

Перевіряємо виконання умови:

$$S \leq S_u, \quad 0,7 \text{ см} < 8,0 \text{ см},$$

де $S_u = 8,0 \text{ см}$ - допустимі значення осідання.

Умова виконується. Осадка не перевищує допустиме значення.

4.2. Розрахунок підсилення існуючих фундаментів

Умови реконструкції, що впливають на підсилення основ та фундаментів споруди.

За умови реконструкції навантаження на верхньому уступі фундаменту значно збільшуються за рахунок збільшення кількості поверхів.

Навантаження від власної ваги стіни становитиме:

$$\text{нормативне } N_{cm}^n = n \cdot h \cdot H_{нов} \cdot \rho \cdot 1,3 = 5 \cdot 0,38 \cdot 3,3 \cdot 18 \cdot 1,3 = 146,7 \text{ кН/м},$$

$$\text{розрахункове } N_{cm} = n \cdot h \cdot H_{нов} \cdot \rho \cdot \gamma_f \cdot 1,3 = 5 \cdot 0,38 \cdot 3,3 \cdot 18 \cdot 1,1 \cdot 1,3 = 161,4 \text{ кН/м}.$$

- сумарна величина поздовжньої сили на верхньому уступі фундаменту:

$$\text{нормативне } N_1^n = N_{нок}^n + n \cdot N_{пер}^n + N_{cm}^n = 39,6 + 5 \cdot 48,6 + 146,7 = 429,3 \text{ кН/м},$$

$$\text{розрахункове } N_1 = N_{нок} + n \cdot N_{пер} + N_{cm} = 48,6 + 5 \cdot 57,6 + 161,4 = 498,0 \text{ кН/м}.$$

Сумарне нормативне навантаження на рівні підшви фундаменту:

$$N^n = N_1^n + N_2^n + N_3^n = 429,3 + 27,0 + 3,5 = 459,8 \text{ кН/м}.$$

Середнє напруження на рівні підшви фундаменту:

$$\sigma_{mt} = \frac{N^n}{b \cdot 1,0} = \frac{459,8}{1,2 \cdot 1,0} = 383,2 \text{ кПа}$$

Розрахунковий опір ґрунту:

$$R = R_1 = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] =$$
$$= \frac{1,3 \cdot 1,1}{1,0} (1,34 \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot 19,1 + 6,34 \cdot 0,56 \cdot 18,6 + (6,34 - 1) 0,7 \cdot 18,6 + 8,55 \cdot 4,0) = 286,9 \text{ кПа},$$

Перевіряємо виконання умови:

$$\sigma_{mi} \leq R, \quad 383,2 \text{ кПа} > 286,9 \text{ кПа}$$

Умова не виконується, потрібне підсилення фундаменту.

Коефіцієнт підсилення $k = \frac{\sigma_{mi}}{R} = \frac{383,2}{286,9} = 1,336$, т.т. необхідно збільшити несучу здатність фундаменту на 33,6%.

Можливі варіанти підсилення фундаментів

Враховуючи перенапруження по підшві існуючого фундаменту, його можна підсилити декількома способами. Вибір методу підсилення і реконструкції фундаментів мілкового закладення залежить від причин, що викликають необхідність такого підсилення, конструктивних особливостей існуючих фундаментів і ґрунтових умов майданчика. Як правило, застосовують такі методи:

- закріплення основи силікатизацією,
- шляхом збільшення ширини підшви,
- шляхом збільшення глибини закладання,
- шляхом пересадки на палі,
- влаштування нових фундаментів.

В нашому випадку приймаємо підсилення стрічкових фундаментів шляхом збільшення ширини підшви, оскільки він є найпростішим в виконанні.

Підсилення фундаменту неглибокого закладання розширенням його підшви

Підсилення фундаменту проводиться шляхом розширення його підшви з

двох сторін прибетонуванням залізобетонних смуг. Для того, щоб ці нові ділянки фундаменту включилися в роботу, над ними вводять траверси - двоконсольні балки, закладені на дрібнозернистому бетоні в тіло фундаменту. Заздалегідь над існуючою фундаментною подушкою в блоках пробивають отвори, зазвичай з кроком 1,0-1,5 м, через які заводять траверси. Їх виконують із спарених швелерів або двутаврів і після бетонування смуг також оббетонують, щоб вони не піддавалися корозії.

Розрахунок посилення фундаменту.

Оскільки фундамент стрічковий розраховуємо ділянку фундаменту завдовжки $l = 100 \text{ см}$.

Визначаємо необхідну ширину підшви фундаменту:

$$b_1 = \frac{N^n}{R \cdot l} = \frac{459,8}{286,9 \cdot 1,0} = 1,60 \text{ м}$$

Уточнюємо нормативне навантаження від власної ваги фундаменту:

$$N_2^n = 1,6 \cdot 0,4 \cdot 25 + 0,5 \cdot 1,6 \cdot 25 = 36 \text{ кН/м}$$

Навантаження від ваги ґрунту на уступах фундаменту не буде $N_3^n = 0$.

Сумарне нормативне навантаження на рівні підшви фундаменту:

$$N^n = N_1^n + N_2^n + N_3^n = 429,3 + 36,0 + 0 = 465,3 \text{ кН/м}$$

Середнє напруження на рівні підшви фундаменту:

$$\sigma_{m1} = \frac{N^n}{b \cdot 1,0} = \frac{465,3}{1,6 \cdot 1,0} = 290,8 \text{ кПа}$$

Розрахунковий опір ґрунту при $d_1 = 0,5 \text{ м}$:

$$R = R_1 = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] =$$

$$= \frac{1,3 \cdot 1,1}{1,0} (1,34 \cdot 1,0 \cdot 1,6 \cdot 19,1 + 6,34 \cdot 0,5 \cdot 25 + (6,34 - 1) 0,7 \cdot 18,6 + 8,55 \cdot 4,0) = 320,2 \text{ кПа}$$

Перевіряємо виконання умови:

$$\sigma_{m1} \leq R, \quad 290,8 \text{ кПа} < 320,2 \text{ кПа}$$

Умова виконується, ширина підшви фундаменту достатня.

Запас міцності становить $\frac{R - \sigma_{mt}}{\sigma_{mt}} \cdot 100\% = \frac{320,2 - 290,8}{290,8} \cdot 100\% = 10,11\%$.

Виконуємо розрахунок осідання фундаменту:

$$S = A_0 \cdot b \cdot \frac{\sigma_{mt}}{E} = 2,1 \cdot 1,6 \cdot \frac{290,8}{37 \cdot 10^3} = 0,026 \text{ м} = 2,6 \text{ см}$$

Перевіряємо виконання умови:

$$S \leq S_u, \quad 2,6 \text{ см} < 8,0 \text{ см},$$

де $S_u = 8,0 \text{ см}$ - допустимі значення осідання.

Умова виконується. Осадка не перевищує допустиме значення.

Розробляємо конструкцію підсилення фундаменту.

Приймаємо крок траверс $l_1 = 1,2 \text{ м}$, висоту підсилюючого об'єкта бетонування $0,5 \text{ м}$.

Ширина смуг оббетонування фундаменту з кожного боку:

$$b_c = 0,5(b_1 - b) = 0,5(1,60 - 1,20) = 0,20 \text{ м} = 20,0 \text{ см},$$

Навантаження, що сприймається фундаментом від реактивного тиску ґрунту $\sigma_{zp} = R = 290,8 \text{ кПа} = 290,8 \cdot 10^{-4} \text{ кН/см}^2$ на ширину $b_c = 20,0 \text{ см}$ і довжину $l_1 = 120 \text{ см}$ рівна:

$$R_{b_c} = \sigma_{zp} \cdot l \cdot b_c = 290,8 \cdot 10^{-4} \cdot 120 \cdot 20 = 69,8 \text{ кН}$$

Це навантаження сприйматиметься кожною консоллю траверси і викликає в ній згинаючий момент:

$$M_{b_c} = R_{b_c} \cdot l_n = 69,8 \cdot \left(\frac{1,6 - 0,4}{2} \right) = 41,88 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Приймаємо переріз траверси з двотавра. Необхідний момент опору W_{tr} рівний:

$$W_{mp} = \frac{M_{b_c}}{R} = \frac{418800}{2350} = 178,2 \text{ см}^3,$$

де R - розрахунковий опір стали ВСтЗпс.

Приймаємо траверсу з двох швелерів №16:

$$W_x = 93,4 \times 2 = 186,8 \text{ см}^3.$$

Нові смуги фундаменту шириною b_c працюють як нерозрізні залізобетонні балки. Вони сприймають реактивний тиск на ґрунт і спираються згори в траверси.

Розрахунковий момент в цих балках рівний:

$$M = \frac{q_{zp} \cdot l_1^2}{12} = \frac{58,16 \cdot 1,2^2}{12} = 6,98 \text{ кН} \cdot \text{м} ,$$

$$\text{де } q_{zp} = \sigma_{zp} \cdot b_c = 290,8 \cdot 0,2 = 58,16 \text{ кН/м} .$$

Задаємо висоту підсилення фундаменту (залізобетонних смуг) 30 см і захисний шар бетону до робочої арматури 70 мм, оббетонування із бетону класу В15 ($R_b = 0,9 \cdot 8,5 = 7,65 \text{ МПа}$), арматура класу А 400С ($R_s = 365 \text{ МПа}$). Маємо робочу висоту перерізу балок $h_0 = 300 - 70 = 230 \text{ мм}$.

$$\text{Визначаємо } A_0 = \frac{M}{R_b \cdot b_c \cdot h_0^2} = \frac{698}{0,765 \cdot 20 \cdot 23^2} = 0,086 < A_R = 0,44 .$$

Знаходимо коефіцієнти $\eta = 0,9545$ при $A_0 = 0,086$.

Потрібна площа перерізу арматури:

$$A_s^{nom} = \frac{M}{R_s \cdot h_0 \cdot \eta} = \frac{698}{36,5 \cdot 23 \cdot 0,9545} = 0,87 \text{ см}^2$$

З конструктивних міркувань при $b_c > 150 \text{ мм}$ приймаємо два каркаси з верхньою і нижньою арматурою з $\varnothing 8 \text{ А } 400 \text{ С}$ ($A_s = 2 \times 0,503 = 1,01 \text{ см}^2$), поперечні стержні з арматури з $\varnothing 6 \text{ А } 240 \text{ С}$ з кроком 250 мм.

5. ТЕХНОЛОГІЯ ВИРОБНИЦТВА

5.1. Межі застосування технологічної карти на встановлення

опалубки

Технологічна карта розроблена на влаштування мало ухильної рулонної покрівлі з чотиришаровим рубероїдним килимом для адміністративної будівлі центру ділової активності. Карта призначена для організації праці бригади покрівельників чисельністю 7 чоловік таким чином, щоб до мінімуму скоротити непродуктивні переходи робітників, а також переміщення матеріалів.

5.2. Склад комплексного технологічного процесу

Комплекс покрівельних робіт розділений на 8 спеціалізованих процесів:

- улаштування пароізоляції;
- улаштування утеплювача з пінополістирольних плит;
- улаштування шару з керамзитового гравію;
- улаштування цементно-піщаної стяжки;
- ґрунтування розчином бітуму;
- улаштування 4-х шарів рубероїдового килима;
- улаштування примикань з покрівельної сталі і захисної кулі.

Ці процеси є основними в виконанні робіт по влаштуванню покрівлі. Підготовчі процеси включають готування мастик, ґрунтовок і підготовку рулонного матеріалу.

5.3. Технологія й організація будівельного процесу

Перед початком виконання робіт із улаштування покрівлі повинні бути змонтовані плити покриття і забиті шви між ними розчином М150 та установлені і закріплені до плит водостічні воронки.

Після замонолічування швів між збірними залізобетонними плитами поверхня цих плит вирівнюється шляхом затірки цементним розчином М75

шаром товщиною до 5мм. Ділянки цегельних стін оштукатурюються на висоту примикання покрівельного килима й ізоляції.

Роботи починають з очищення поверхні від пилу і сміття. Для цього використовують стиснене повітря, яке подається компресором по шлангу.

Наступний етап у влаштуванні покрівлі є укладання шару пароізоляції з руберойду, товщиною 1мм. Полотнища повинні з'єднуватися між собою в поздовжніх і поперечних стиках в нахлест на 100мм. Руберойд, у місцях примикання до стін, повинний заводитися на вертикальну поверхню з таким розрахунком, щоб виключити можливість зволоження теплоізоляційного шару з боку стін.

Після улаштування пароізоляції переходять до улаштування теплоізоляції з пінополістирольних плит товщиною 100мм. Плити укладати на поверхню щільно одна до одної. Якщо ширина швів між плитами перевищує 5 мм, то їх заповнюють теплоізоляційним матеріалом тієї ж об'ємної маси. Потім виконується шар гідроізоляції з руберойду по тій же технології, що і пароізоляція. Шар руберойду покриває шар керамзитового гравію, що сортується перед укладанням і укладається по маякових рейках смугами шаром 150 мм завтовшки зі створенням потрібного ухилу покрівлі.

Основою для рулонного килима є цементно-піщана стяжка, виконана по шару утеплювача. Стяжку виконують з розчину М100, товщиною 30 мм. При влаштуванні стяжки розчин укладають смугами шириною не більше 2 м, обмежених рейками, які служать маяками. Розрівнюють цементно-піщану суміш правилом. У стяжці виконують температурно-усадочні шви шириною 10 мм, що розділяють стяжку з цементно-піщаного розчину на ділянки не більше 6х6 м. Шви одержують шляхом установки рейок товщиною 10 мм із наступним їх видаленням, а шви заливають бітумною мастикою. Цементно-піщаний розчин подається на покрівлю за допомогою розчинонасоса СБ-7.

Для наклейки килима застосовується гаряча бітумна мастика товщиною 18 мм, що укладається на шар ґрунтовки, що виконується розчином бітуму в гасі шляхом розпилення ґрунтувального складу за допомогою пневматичної установки. Ґрунтування виконується на захватці смугами шириною 3м. Поверхня ґрунтується суцільним шаром без пропусків, витрата ґрунтовки повинна бути не більш 800 г на 1м² поверхні.

Рулонний покрівельний килим наклеюється одночасно в кілька шарів. Шари руберойду склеюються між собою мастикою. Цією ж мастикою килим приклеюється і до основи. Перед укладанням руберойд повинний бути очищений від насипок, перемотаний і витриманий у розкратаному виді. Очищення виконати за допомогою розчинника. Роботи з наклейки руберойду починають від карниза. Перший шар має ширину $\frac{1}{4}$ ширини рулону, другий – $\frac{2}{4}$ і третій – $\frac{3}{4}$ ширини рулону. Подальша наклейка виконується цілими рулонами.

Для захисту від старіння килим покривають шаром мастики товщиною 2 мм. На не охолонувшу мастику розсипають шар чистого гравію фракції 5-10мм, що утоплюється в мастику під дією власної маси. Захисне покриття варто виконувати захватками шириною 2 м. Рулонні матеріали подаються на покрівлю підйомником ТП-4.

5.4. Складування і запас матеріалів

Основні матеріали, що складуються на будівельному майданчику:

- руберойд в рулонах,
- плити полістирольні,
- керамзитовий гравій.

Ці матеріали завозяться на будівельний майданчик відповідно до заявки, як мінімум на одну робочу зміну.

Розвантаження і складування проводиться в районі складського майданчика, що є спланованою і ущільненою ділянкою.

5.5. Механізація покрівельних робіт

Будівельні машини й устаткування підібрані з урахуванням максимальної механізації робіт:

- автогудроматор Д-640;
- розчинонасос СБ-7;
- підйомник ГП-4
- установка для сушіння основи;
- установка для очищення і перемотування руберойду СТІЛЬНИК-2;
- самохідна машина для наклейки руберойду.

Таблиця 5.1.

Калькуляція трудових витрат

№ п.п.	Обгрупування	Найменування робіт	Склад ланки	Од. вим.	Об'єм робіт	Норма затрат праці на одиницю виміру		Витрати праці на весь об'єм робіт		Розцінка в грн.	Зарплата в грн.	
						люд. дн.	маш. год.	люд. год.	маш. год.			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
1	P20-39-1	Очищення основи від сміття	пок.2р-1	100м ²	5,41	-	- 0,41	5141 -	- 2,2	0,64	0,275 3-46	1-49
2	P8-52-1	Улаштування одного шару руберойду	ізоляційн 3р-1 2р-1	100м ²	5,41	6,7	-	36,25	-	4-49	24-30	
3	B21-11-1	Подача руберойду	маш. 6р-1 так.2р-1	100т	0,01	- 36	9 -	- 0,36	0,09 -	6-30	23-04 0-06	0-23
4		Розвантажник руберойду	маш. 4р-1 так.2р-1	100т	0,01	- 1,65	0,8 -	- 0,02	0,01 -	0-80	0-97 0-00,8	0-09
5	P8-30-2	Улаштування теплоізоляції	ізоляційн 3р-1 2р-1	100м ²	5,41	18	-	97,38	-	12-06	65-25	
6	B21-11-1	Подача утеплювача	маш. 6р-1 так.2р-1	100т	0,05	- 42	15 -	- 2,1	0,75 -	11-20	27-04 0-56	1-35
7		Розвантаження утеплювача	маш. 4р-1 так.2р-1	100т	0,05	- 1,8	1,8 -	- 0,09	0,09 -	1-62	1-90 0-08	0-09
8	P8-28-4	Улаштування гідроізоляції	ізоляційн 3р-1 2р-1	100м ²	5,41	6,7	-	36,25	-	4-49	24-30	

9	B21-11-1	Подача гідроізоляції	маш. 6р-1 так.2р-1	100т	0,01	- 36	9 -	- 0,36	0,09 -		
10		Розвантаження гідроізоляції	маш. 4р-1 так.2р-1	100т	0,01	- 4,85	2,42 -	- 0,05	0,02 -	2-57 3-10	0-02,5 0-03,1
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
11	P8-30-1	Улаштування керамзитного шару	ізоляційн. .3р-1 2р-1	100м ²	5,41	5,7	-	30,84	-	3-81,7	20-65
12	B21-11-1	Подача керамзиту	маш. 4р-1 так.2р-1	100м ³	0,81	- 70,8	17,7 -	- 57,35	14,34 -	12-39 45-31	10-04 36-75
13		Приєм цементного розчину	бетон. 3р-1	100м ²	0,13	0,28	0,28	0,04	0,04	3-45	0-45
14	P8-27-1	Подача і Улаштування цементного розчину	ізол.4р-1 3р-1	100м ²	5,41	21	-	113,6 1	-	15-64	84-61
15	P8-34-1	Ґрунтування розчином бітуму	пок.4р.	100м ²	5,41	4,1	-	22,18	-	2-62	14-17
16	P8-23-4 P8-23-5	Улаштування чотирьох шарів руберойду	пок.4р-1 3р-1	100м ²	21,64	4,8	-	103,8 7	-	3-58	77-47
17	B21-11-1	Подача руберойду	маш.6р-1 так.2р-1	100т	0,04	- 36	9 -	- 1,44	036 -	6-30 23-04	0-25 0-92
18		Розвантаження руберойду	маш.6р-1 так.2р-1	100т	0,04	- 1,65	0,8 -	- 0,07	0,032 -	0-80 0-97	0-03,2 0-04
19	P8-34-1	Улаштування захисного шару	пок.3р-1 2р-1	100м ²	5,41	6,3	-	34,08	-	4-28	23-15

20	B21-11-1	Подача гравію	маш.6р-1 так.2р-1	100т	0,08	- 70,8	17,7 -	- 5,66	1,42 -		
21	P8-51-3	Улаштування прим. з покрівельної сталі	ізол.3р-1	100м ²	0,27	0,1	-	0,027	-	0,07	0-02
										Σ	394-81
										Σ*1,92	758-03

Таблиця 5.2.

Розрахунок обсягів робіт для покрівлі з рулонних матеріалів

№ пп	Найменування робіт	Формула підрахунку	Ед изм.	В	При м.
1	2	3	4	5	6
1	Площа даху	$S = \frac{(a_1 \cdot e_1 \cdot k) + (a_2 \cdot e_2 \cdot k)}{100} =$ $= \frac{27,75 \cdot 12 \cdot 1,04 + 33,5 \cdot 6 \cdot 1,04}{100}$	100м ²	5,41	
2	Очищення основи від сміття	$F = S$	100м ²	5,41	
3	Влаштування першого шару руберойду	$F = S$	100м ²	5,41	
4	Необхідна кількість руберойду	$N = f_n \cdot F = 111 \cdot 5,41$	100м ²	600,51	
5	Маса руберойду	$P = \gamma \cdot F = 1,7 \cdot 600,51$	кг	1020,87	
6	Улаштування теплоізоляції	$F = S$	100м ²	5,41	
7	Маса теплоізоляції	$v = h \cdot S = 0,1 \cdot 54,1$ $P = \gamma \cdot v = 100 \cdot 54,1$	м ³ кг	54,1 5410	
8	Влаштування	$F = S$	100м ²	5,41	

	гідроізоляції				
9	Влаштування керамзитного шару	$F = S$	100м ²	5,41	
10	Маса керамзиту	$v = 0,15 \cdot 541$ $P = \gamma \cdot v = 600 \cdot 81,15$	м ³ кг	81,15 48690	
11	Улаштування цементної стяжки	$F = S$	100м ²	5,41	
12	Обсяг розчину	$v = h \cdot S = 0,25 \cdot 541$	м ³	13,52	
13	Улаштування чотирьох шарів руберойду	$F = 5,41 \cdot 4$	100м ²	21,64	
14	Кількість руберойду	$N = 21,64 \cdot 111$	100м ²	2402,04	
15	Маса руберойду	$P = \gamma \cdot N = 1,7 \cdot 2402,04$	кг	4083,47	
16	Улаштування примикань	$F = S \cdot 0,05 = 5,41 \cdot 0,05$	100м ²	0,27	
17	Улаштування захисного шару	$F = S$	100м ²	5,41	
18	Маса гравію	$P = 1,5 \cdot 5,62$	кг	8,43	
19	Необхідна кількість гравію	$N = 5,41 \cdot 1,04$	100м ²	5,62	

Підрахунок ТЕП

1. Обсяг робіт

$$v^n = v^H = 541,48 \text{ м}^2$$

2. Загальна трудомісткість

$$Q^H = 68,42 \text{ чел.дн.} \quad Q^n = 62 \text{ чел.дн.}$$

3. Питома трудомісткість

$$q^H = \frac{Q^H}{v} = \frac{68,42}{541,48} = 0,126 \text{ чел.дн./м}^2 \quad q^n = \frac{Q^n}{v} = \frac{62}{541,48} \text{ чел.дн./м}^2$$

4. Вироблення робітника за зміну

$$B^n = \frac{v}{Q^n} = \frac{541,48}{68,42} = 7,91 \text{ м}^2 / \text{чел.дн.} \quad B^n = \frac{v}{Q^n} = \frac{541,48}{62} = 8,73 \text{ м}^2 / \text{чел.дн.}$$

5. Продуктивність

$$П^H = 100\% \quad П^n = \frac{Q^H}{Q^n} \cdot 100\% = \frac{68,42}{62} = 110,33\%$$

6. Заробітна плата на весь обсяг робіт

$$З^H = З^n = \Sigma З \cdot k = 394,81 \cdot 1,92 = 758,03 \text{ грн.}$$

7. Заробітна плата робітника в зміну

$$З_{\text{чел.дн.}}^H = \frac{З^H}{Q^H} = \frac{758,03}{68,42} = 11,07 \text{ грн. / чел.дн.}$$

$$З_{\text{чел.дн.}}^n = \frac{З^n}{Q^n} = \frac{758,03}{62} = 12,23 \text{ грн. / чел.дн.}$$

8. Заробітна плата на одиницю продукції

$$З_{\text{м}^2}^H = \frac{З^H}{v} = \frac{758,03}{541,48} = 1,40 \text{ грн. / м}^2$$

$$З_{\text{м}^2}^n = \frac{З^n}{v} = \frac{758,03}{541,48} = 1,40 \text{ грн. / м}^2$$

9. Рівень механізації

$$k_{\text{мех.}}^H = \frac{Q_{\text{техн.чел.дн}}^H}{Q^H} = \frac{9,13}{68,42} = 0,13$$

$$k_{\text{мех.}}^n = \frac{Q_{\text{техн.чел.дн}}^n}{Q^n} = \frac{9,52}{62} = 0,15$$

ВИСНОВКИ

В дипломній роботі ми розглянули весь процес реконструкції адміністративного будинку з всіма його розділами формування.

Аналітичним оглядом було розглянуто основні принципи реконструкції будинків.

Зробивши необхідні підрахунки за допомогою програми Мономах та перевіривши їх ручним способом ми встановили необхідність підсилення фундаментів та зробили прорахування основних несучих елементів в даному проекті.

Фундаменти було вирішено підсилювати шляхом розширення його підшоши з двох сторін прибетонуванням залізобетонних смуг.

В експлуатації будинку ми забезпечили такі важливі фактори :

- пожежну безпеку будівель, що вимагає в свою чергу значного підвищення вогнестійкості несучих конструкцій, оздоблювальних та облицювальних матеріалів, збільшення кількості евакуаційних шляхів, використання ефективних протипожежних систем і засобів, нової протипожежної техніки;
- застосування надійних та довговічних інженерних систем життєзабезпечення (ліфтів, водопостачання, вентиляції та кондиціонування повітря тощо);

А в основі процесу будівництва ми розглянули процеси складання будівельного генерального плану, побудову календарного графіку, а також процеси влаштування рулонної покрівлі.

Розрахунковими кошторисами ми підраховали вартість проекту реконструкції та зробили висновки рентабельності вкладу цих коштів в проект.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. ДСТУ Б А.2.4-6:2009 Правила виконання робочої документації генеральних планів.
2. ДСТУ Б А.2.4-7:2009 Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень.
3. ДСТУ Б А.2.4-4:2009 Основні вимоги до проектної та робочої документації.
4. ДБН В.1.1-7-2002 Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва.
5. ДБН В.1.2. - 2:2006. Навантаження та впливу: норми проектування. - К.: Мінбуд України, 2006. - 68 с.
6. ДБН В.1.2. - 3:2006. Прогини та переміщення: норми проектування. - К.: Мінбуд України, 2006. - 48 с.
7. Голишев А.Б., Кривошеєв П.І., Козелецький П.М., Розенфельд І.А., Слюсаренко Ю.С. Розрахунок та технічні рішення посилень залізобетонних конструкцій виробничих будівель та просадних основ. - К., Логос, 2008. - 304с.
8. Методичні рекомендації щодо посилення залізобетонних конструкцій на підприємствах, що реконструюються. - Київ: НДІБК Держбуду УРСР, 1984. - 116 с.
9. Методичні вказівки щодо посилення залізобетонних будівельних конструкцій виробничих будівель та споруд підприємств з виробництва мінеральних добрив. – Черкаси. Відділення НДІТЕІ, 1986. - 172 с.

10. Рекомендації щодо посилення залізобетонних конструкцій будівель та споруд реконструйованих підприємств. - Ч.1. Надземні конструкції та споруди / ПромбудНДІпроект. - Харків, 1985. - 248с.
11. Рекомендації щодо проектування посилення залізобетонних конструкцій будівель та споруд реконструйованих підприємств. - М.: Будвидав, 1992. - 192с.
12. Захаров С.Т. Дослідження деяких способів посилення залізобетонних колон із малим ексцентриситетом: Автореф. дис... канд. техн. наук: 05.23.01. - Л., 1974. - 24 с.
13. Сконніков А.В. Розрахунок залізобетонних стрижневих конструкцій при посиленні: Автореф. дис... канд. техн. наук: 05.23.01. - Л., 1991. - 25 с.
14. Голишев А.Б., Кривошеев П.І., Козелецький П.М. та ін. Посилення несучих залізобетонних конструкцій виробничих будівель та просядних основ. - К.: Логос, 2004. - 219 с.
15. Рекомендації з оцінки стану та посилення будівельних конструкцій промислових будівель та споруд // НДІБК Держбуду СРСР. - Будвидав, 1989. - С. 3-71.
16. Рафіїв А.К. Розрахунок стрижневих залізобетонних конструкцій на основі об'єднаних рівнянь пластичності та повзучості: Автореф. дис ... канд. техн. наук: 05 23.01. - Л., 1989. - 24 с.
17. Франчук Г.М., Малахів Л.П. Екологічні проблеми довкілля. - К.: КМУЦА, 2000. - 180с.
18. Голишев А.Б., Ткаченко І.М. Проектування посилень несучих залізобетонних конструкцій виробничих будівель та споруд. - К., Логос, 2001. - 172 с.
19. Гучкін І.С. Технічна експлуатація та реконструкція будівель - М.: Вид