

НУБІП України

НУБІП України

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

01.06 – КМР. 202 “С” 2022.02.04. 018 ПЗ

КАТЬКІН БОГДАН ВАЛЕРІЙОВИЧ

2022 р.

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет (ННІ) _____

УДК 69.059.25:728.2(477.46)

НУБІП України

ПОГОДЖЕНО
Декан факультету (Директор ННІ)
Конструювання та дизайну
(назва факультету (ННІ))

ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ
Завідувач кафедри
Будівництва
(назва кафедри)

(підпис) Ружи́ло З.В.
(ПІБ)

(підпис) Бакулін Є.А.
(ПІБ)

НУБІП України

“ ” 20 р. “ ” 20 р.
МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА
на тему Реконструкція п'ятиповерхової будівлі під торгівельний центр у м. Золотоноша

Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія
(код і назва)
Освітня програма Будівництво та цивільна інженерія
(назва)
Орієнтація освітньої програми Освітньо-професійна
(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Гарант освітньої програми

(науковий ступінь та вчене звання)

(підпис)

Фесенко О.А.
(ПІБ)

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

(науковий ступінь та вчене звання)

(підпис)

Бакулін Є.А.
(ПІБ)

Виконав

(підпис)

Катькін Б.В.
(ПІБ студента)

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет (ННІ) Конструювання та дизайну

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри _____

(науковий ступінь, ім'я та прізвище)

(підпис)

(ІПБ)

20 _____ року

ЗАВДАННЯ

ДО ВИКОНАННЯ МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ СТУДЕНТУ

Катькін Богдан Валерійович

(прізвище, ім'я, по батькові)

Спеціальність

192 Будівництво та цивільна інженерія

(код і назва)

Освітня програма

Будівництво та цивільна інженерія

(назва)

Орієнтація освітньої програми

Освітньо-професійна

(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Тема магістерської кваліфікаційної роботи Реконструкція п'ятиповерхової будівлі під торгівельний центр у м. Золотоноша

затверджена наказом ректора НУБіП України від _____

20 _____ р. № _____

Термін подання завершеної роботи на кафедру _____

(рік, місяць, число)

Вихідні дані до магістерської кваліфікаційної роботи інженерно-геологічні та топогеодезичні умови будівельного майданчика, природно-кліматичні умови району будівництва, навантаження та впливи.

Перелік питань, що підлягають дослідженню:

1. Об'ємно-планувальні та архітектурні рішення об'єкту проектування
2. Конструктивні та технологічні рішення проектування
3. Науково-дослідча частина

Перелік графічного матеріалу (за потреби) Архітектура, фасади, розрізи, вузли, технологія та організація будівельного виробництва, результати наукових досліджень.

Дата видачі завдання " _____ " _____ 20 _____ р.

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Завдання прийняв до виконання

(підпис)

(прізвище та ініціали студента)

ЗМІСТ

1. ВСТУП

2. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД

- 2.1. Причини деформацій цегляних стін
- 2.2. Запобігання появи тріщин та руйнувань цегляної кладки
- 2.3. Основні методи підсилення цегляної кладки
- 2.4. Інноваційні методи підсилення цегляних простінків

3. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

- 3.1. Загальна частина
- 3.2. Умови проекту реконструкції
- 3.3. Генеральний план реконструкції об'єкта
- 3.4. Об'ємно-планувальні рішення реконструкції будівлі
- 3.5. Архітектурно-конструктивні рішення реконструкції будівлі
- 3.6. Опорядження будинку
- 3.7. Санітарно-технічне обладнання
- 3.8. Протипожежні заходи в проекті реконструкції
- 3.9. Захист від шуму та вібрації в проекті реконструкції
- 3.10. Природоохоронні заходи в проекті реконструкції
- 3.11. Техніко-економічні показники проекту реконструкції

4. РОЗРАХУНКОВА-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

- 4.1. Розрахунок монолітної з/б балочної плити перекриття
 - 4.1.1. Загальні положення
 - 4.1.2. Вихідні умови з проектування
 - 4.1.3. Варіанти компонування плити перекриття
 - 4.1.4. Розрахункові прольоти та навантаження
 - 4.1.5. Визначення зусиль в плиті
 - 4.1.6. Розрахунок міцності перерізу
 - 4.1.7. Розрахунок та конструювання другорядної балки
 - 4.1.8. Розрахунок та конструювання головної балки

4.2. Перевірка несучої здатності цегляних простінків будівлі

4.2.1. Перевірочний розрахунок несучої здатності цегляної стіни

5. ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

5.1. Аналіз стрічкових бутобетонних фундаментів існуючої будівлі

5.2. Перевірочний розрахунок стрічкового бутобетонного фундаменту

5.2.2. Несуча здатність стрічкових фундаментів будівлі від дії існуючих навантажень

5.2.3. Визначення розрахункового опору під подошвою фундаменту

6. ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ ПРОВЕДЕННЯ РЕКОНСТРУКЦІЇ

6.1. Технологічна карта на підсилення стрічкових фундаментів

6.1.1. Область застосування

6.1.2. Виконання робіт з підсилення фундаментів

6.1.3. Підготовчі роботи

6.1.4. Організація та послідовність робіт

6.1.5. Опис технології виконання робіт з підсилення фундаментів

6.2. Організація робіт з проведення реконструкції

6.2.1. Методи та засоби виконання процесів

6.2.2. Вибір комплектів будівельних машин

6.2.3. Підрахунок об'ємів робіт

6.2.4. Роботи підготовчого періоду

6.2.5. Календарний графік реконструкції об'єкта

6.2.6. Будівельний генеральний план об'єкта

7. ОХОРОНА ПРАЦІ

7.1. Нормативне регулювання ОП та ТБ

7.2. Техніка безпеки на будівництві

7.3. Вимоги щодо застосування технічного обладнання

7.4. Виконання робіт підвищеної небезпеки

8. ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА

8.1. Інвестиційні процеси в будівництві

8.2. Інвестори як суб'єкти інвестиційної діяльності

8.3. Склад і структура капітальних вкладень

9. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

9.1. Розрахунок цегляної будівлі у ПК «ЛІРА» версія 9.6

9.1.1. Побудова 3D-моделі будівлі по результатам проведеного обстеження

9.1.2. Фізико-механічні характеристики матеріалів конструкцій

9.1.3. Навантаження та їхні комбінації

9.2. Результати розрахунку у ПК «ЛІРА» версія 9.6

9.3. Аналіз напружено-деформованого стану по результатам розрахунку

9.3.1. Ізополя переміщень

9.3.2. Ізополя напружень

ВИСНОВКИ

10. ВИКОРИСТАНА ЛІТЕРАТУРА

ДОДАТОК №1 (Розрахункові таблиці)

ДОДАТОК №2 (Локальний кошторис)

НУБІП України

ВСТУП

Згідно нормативних документів до початку проектування реконструкції будь-якого об'єкта необхідно провести його технічне обстеження з метою визначення фактичного технічного стану та експлуатаційної придатності складових конструктивних елементів та огорожуючих конструкцій.

До складу проведення технічного обстеження входить:

1. Визначення фактичних фізико-механічних та деформаційних характеристик відповідальних (несучих) конструктивних елементів об'єкта.

2. Геодезичні вимірювання для визначення переміщення об'єкта (будівлі або окремих його частин) у просторі, в тому числі, вимірювання просідань, випучень, кренів та інших локальних та загальних деформацій об'єкта.

3. Топо-геологічні дослідження стану ґрунтового масиву в основі будівлі та поряд з нею.

Виконання цих вимог є обов'язковим, а результати досліджень є основою для подальшого проектування реконструкції об'єкта.







Для визначення фактичних фізико-механічних та деформаційних характеристик відповідальних (несучих) конструктивних елементів використовуються відповідні методи досліджень.

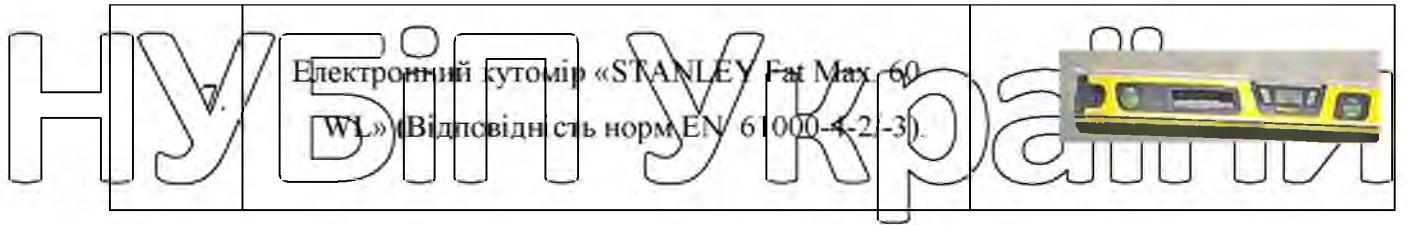
Візуальні та інструментальні обстеження включають:

- натурні візуальні огляди з фотофіксацією поточного стану об'єкта;
- виявлення дефектів, пошкоджень, відхилень та руйнувань конструктивних елементів, їх фотофіксація;
- лінійні виміри конструктивних елементів;
- визначення характеристик міцності несучих (відповідальних) конструктивних елементів руйнівними або неруйнівними методами контролю;
- виміри загальних і локальних деформацій конструктивних елементів (прогини, вигини, крени, переміщення, розкриття тріщин, тощо).

На даний час широко застосовуються методи неруйнівного контролю з визначення фактичних параметричних значень (міцність, жорсткість, стійкість) конструктивних елементів

будівель та споруд. Так, при проведенні будівельно-технічного обстеження, для визначення фактичних фізико-механічних та деформаційних характеристик застосовуються сучасні інструменти та вимірювальне обладнання:

№ п.п	Найменування приладу	Загальний вигляд
1.	Ультразвуковий імпульсний вимірювач міцності будівельних матеріалів (дефектоскоп) NOVOTEST ИПСМ.	
2.	Вимірювач міцності будівельних конструкцій (ударно-імпульсний) ОНІКС-2.5.	
3.	Вимірювач товщини захисного шару бетону NOVOTEST Арматуроскоп-вимірювач діаметру арматури.	
4.	Лазерний нівелір Bosch PLL 360 3 603 F6E 000, відповідність нормам ЄС IEC 60825-1:2007	
5.	Прилад для пошуку металу у конструкціях «Laserliner Multifinder Plus» в режимі «METAL-SCAN», відповідність вимогам ЄС: www.laserliner.com/info).	
6.	Лазерний далекомір «BOSH» GLM Professional, відповідність нормам: EAEC N RU-DE.AЯ46.B.96254).	



Статистична обробка показників вимірів включає:

- виключення грубих помилок, які викликані нерівномірним складом матеріалу;
- попаданням виміру приладу в пори матеріалу;
- визначення проміжку, до якого належить найбільша кількість вимірів;
- визначення середньої міцності в цьому проміжку.

У відповідності з ДСТУ Б.В.2.6–156:2010 розрахункове значення міцності на стиск визначається як:

$$f_{rd} = \frac{\alpha_{sc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$$

де γ_c – коефіцієнт надійності за призначенням;

α_{sc} – коефіцієнт, що враховує несприятливі впливи.

Розрахункові значення опору конструкції і його матеріалу осьовому стиску та осьовому розтягу приймають у залежності від нормативних показників

У необхідних випадках розрахункові значення характеристик міцності перемножують на наступні коефіцієнти умов роботи γ_{α} , які враховують особливості роботи конструкції:

а) γ_{c1} – коефіцієнт, який враховує тривалість впливу статичного навантаження:

$\gamma_{c1} = 1$ – при нетривалій (короткочасній) дії навантаження;

$\gamma_{c1} = 0,9$ – при тривалій дії навантаження;

б) γ_{c2} – коефіцієнт, що враховує характер руйнування конструкцій, $\gamma_{c2} = 0,9$.

На базі напрацьованих статистичних даних з вимірів визначаються опосередковані фактичні характеристики міцності будівельних конструкцій та проводиться аналіз-співставлення їхньої відповідності регламентованим чинним нормам.

При визначенні характеристик міцності неруйнівними методами контролю на відміну від руйнівних методів контролю, похибка показників становить в межах $\pm 5,0\%$, що цілком задовольняє точність результатів вимірів.

Деформативність конструктивних елементів визначається на основі вимірів та їх ідентифікації за ступенем пошкодження, відповідно ДСТУ Б ВТ.2-5:2006 «Прогни та перемашення» та згідно класифікації деформацій будівель та споруд за трісма-категоріями:

I - деформації з швидкістю 37 мм/рік не порушують нормальну експлуатацію;

II - деформації з швидкістю 62 мм/рік порушують нормальну експлуатацію;

III - деформації з швидкістю до 179 мм/рік аварійні.

По результатам проведених досліджень вноситься експертний висновок будівельно-технічного дослідження стосовно відповідності конструктивних елементів об'єкта чинним нормам з будівництва, зведення та експлуатації.

Надається оцінка технічному стану та експлуатаційної придатності конструктивним елементам і будівель в цілому. Визначається можливість та умови проведення реконструкції об'єкта.

1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД

1.1. Причини деформацій цегляних стін

Цегляна кладка стін в стані експлуатації а також, при проведенні реконструкції вимагає посилення та проведення ремонтних робіт з її відновлення. Це відбувається в силу цілого ряду різних причин з яких

будівельники змушені застосовувати різні методи підсилення цегляної кладки. Основною задачею підсилення цегляної кладки це підвищення її несучої здатності, збільшення тривалості терміну експлуатації, а нерідко є єдиним можливим способом подальшого використання всього будівельного об'єкта.

Деформації цегляних стін можливо класифікувати за основними причинами цього явища.

1. Різноманітні конструктивні помилки:

- недостатня або неправильна глибина закладання фундаментів будівель і будов;

- нерівномірні процеси осідання настиг будівлі, в результаті яких в кладці з цегли відбуваються напруги, що призводять до розривів і тріщин;

- невідповідність несучої здатності стін фактичному навантаженню;

- деформація або зміна роботи балочного перекриття;

- застосування розчинів з добавками із шлаків підвищеної зольності;

- порушення просторової жорсткості стінового несучого остова в старих будівлях.

2. Незадовільна експлуатація:

- просадка конструкцій фундаментів через поганий технічний стан підземних комунікацій;

- постійне перезволоження стін через незадовільний стан зливів, карнизів, водостічних труб, вимощення та інші конструкції;

- порушення шарнірних зв'язків стін з дисками перекриттів, через що відбувається відхилення стіни від вертикальної осі або випинання окремих її ділянок;

- вирівнювання розчину на велику глибину кладки;

3. Виробничі недоліки та помилки:

- неправильна пробивка отворів;

- односторонній розпір зводу перекриття, внаслідок якого відбувається бічне випинання кладки;

- оштукатурювання поверхні цегляної кладки жирним або цементним розчином або забарвлення олійною фарбою, які мають низьку повітропроникність, що порушує нормальний вологісний режим цегляної стіни;

- неправильна або неякісна закладення штраб або пробитих гнізд для монтажу балок або плит перекриттів;

- укладання гачків і балок перекриттів без розподільних пластин або плит низькоякісне проектування;

- перенапруження підстав або простінків невеликого перерізу внаслідок перерозподілу діючих навантажень;

- несанкціоноване і неправильне збільшення поверховості будівлі без урахування несучої здатності фундаменту і нижніх стін;

- розташування нової будівлі в безпосередній близькості від уже побудованого раніше без розробки спеціальних заходів, що знижують вплив на роботу ґрунту під фундаментами.

Наслідком кожної з причин деформації стає перевантаження робочих перетинів кладки, або позакентрово обтиснутих, або багаторазове скоротили несучу здатність, наприклад, при розшаруванні конструкції на окремі гнучкі елементи. В кінцевому рахунку, це може привести до руйнування будівлі.

1.2. Запобігання появи тріщин та руйнувань цегляної кладки

Уловний і основний метод попередження руйнувань і тріщин - це грамотне проектування та відповідальне виконання будівельних робіт та заходів по зведенню цегляних стін.

Аналіз даних за деформаціями будівель і споруд в розглянутих умовах показав, що вибір способу підсилення несучих конструкцій залежить від інженерно-геологічних умов (властивостей ґрунтів) і ступеня їх вивченості, характеру і величини прикладеного навантаження, детальності обстеження існуючих фундаментів, збереження існуючих конструкцій, способу виробництва робіт і типу використовуваного обладнання.

Особливо небезпечні деформації відбуваються в побудованих без урахування розвитку нерівномірних осад старих будівлях, які отримали ушкодження і мають численні дефекти, що ослабляють несучі конструкції:

тріщини в стінах, зрушення перекриттів і сходових маршів, перекося отворів, відхилення стін від вертикалі і ін.

Небезпечними факторами руйнування вважаються різні перепланування, пробивки отворів в несучих стінах, фундаментах, прокладка комунікацій і т.д.

Посилення отворів в цегляних стінах - важливий будівельний захід. Як правило, це типові рішення, яке виконується за відпрацьованою схемою.

При посиленні прорізу в цегляній стіні необхідно, щоб решта цегляної кладки не посипалась після того, як буде вскритий плануємий отвір. Тому,

посилення кладки завжди починається зверху. Після розмітки прорізу, вгорі отвори необхідно проштробити спеціальні ніші, в які треба вставити посилюючу

перемичку з двох спарених пластин, кутиків, двогаврів, швелерів, тощо. З іншого боку стіни вставляється такий же елемент у відповідь, після чого обидві

деталі стягують спеціальними стяжними шпильками крізь метал і цеглу.

Якщо застосовується подвійний силікатна цегла М 150, то швелера можна сховати, використовуючи спеціальні вставки. Даний спосіб можна

використовувати, якщо для будівництва стіни застосовувався і проста будівельна цегла з червоної глини. Далі по намічених лініях прорізають отвір. Перед різкою

та вибиванням частини стіни можна підперти перекриття для зняття частини навантаження. Після того, як отвір прорізаний, його можна підсилити сталевими

куточками, які встановлюють на розчин по кутах отвору і спеціальними сталевими тяжами з'єднують між собою, а також прикручують до стіни крізь

цеглу. Часто після прорізу залишаються простінки невеликої площі, які вимагають посилення, так як їх несуча здатність не відповідає навантаженню.

Посилення цегляних простінків і колон вироляють сталевими обоймами. Для цього по кутах колони або простінка встановлюють куточки, які стягують

сталевими смугами, привареними з двох сторін до куточків. Виходить своєрідна металева клітка або решітка, яка тримає і підсилює конструкцію. Обойми можуть

бути залізобетонними і армованими розчинними. Це застосовується для посилення великих стін і цілих будинків.

Для посилення навіть невеликих об'єктів необхідна розробка спеціального проекту.

Якщо на стіні з'явилися тріщини, то їх необхідно усунути. Для цього краще використовувати посилення цегляної кладки ін'єктуванням, при якому в порожнину тріщини закачують цементний або полімерцементний розчин спеціальним насосом.

Виходячи з особливостей і характеру примикання приймаються ті чи інші конструктивні заходи, спрямовані на забезпечення експлуатаційної придатності існуючих будівель: попереджувальні проєктні рішення; попереджувальні заходи, необхідні при виконанні робіт; ремонтні заходи при виникненні аварійних ситуацій.

Посилення конструкцій може виконуватися по тимчасовій і за постійною схемою. Тимчасове посилення конструкцій застосовують у випадках тривалого розвитку деформацій при виникненні аварійних пошкоджень будівель. У міру стабілізації деформацій тимчасове посилення замінюється постійним.

Посилення конструкцій, як попереджувальне, так і відновне, виконується збільшенням несучої здатності елементів споруди або зміною конструктивної схеми будівель шляхом збільшення його просторової жорсткості і міцності!

1.3. Основні методи підсилення цегляної кладки

Перш ніж почати роботу по посиленню окремих цегляних конструкцій, необхідно їх розвантажити за допомогою установки тимчасових опор. Однак тут нерідко допускаються помилки: навантаження лежать вище деформованих конструкцій зосереджено передається на деформується фундамент і тим самим погіршуються умови його роботи. Навантаження необхідно перерозподілити так, щоб розвантажити повністю або частково деформується фундамент, тобто передати її на надійну основу, іноді через спеціально виконані опори (площадки). За тимчасовими опорами необхідно вести постійні спостереження і при необхідності підбивати під них клини або ставити додаткові розвантажують опори.

Простінок ділянку стіни між суміжними дверними або віконними прорізами, розташованими на одному рівні. Стан простінків грає велику роль в надійності і безпеки будівлі. Однак, як і будь-яка будівельна конструкція, з плином часу, а також під впливом механічних факторів, простінки можуть

старіти і зношуватися. Виправити ситуацію допоможе посилення будівельної конструкції.

Для того, щоб до мінімуму скоротити ризик руйнування будівлі та зберегти її надійність і безпеку, простінки необхідно поєнлити. Деформовані простінки між віконними, дверними або іншими прорізами цегляних будівель підсилюють шляхом влаштування металевих або залізобетонних корсетів (обойм). Якщо виконано тимчасове кріплення лежить вище кладки, простінки можуть бути посилені часткової або повної їх перекладанням.

Конструкція металевого корсета складається з вертикальних стійок уголкової сталі з шириною полиць 100-120 мм, що охоплюють кути простінка, і приварених до стійок через певний інтервал горизонтальних планок зі смугової сталі товщиною 6-8 мм. Такий корсет майже вдвічі підвищує несучу здатність простінка.

З внутрішньої сторони будівлі частини металевого каркаса влаштовуються із заглибленням в тіло простінка і/подальшим оштукатурюванням борозен. Залізобетонний корсет застосовується в тих випадках, коли напруга в робочому перетині простінка може викликати руйнування кладки. Стійки такого корсета також можуть розташовуватися в вертикальних борознах, що пробиваються в кладці простінків.

У тих випадках, коли в конструкціях будівлі виникають небезпечні тріщини в місцях примикання капітальних стін один до одного, стіни відхиляються від вертикальної площини і витріщає їх окремі ділянки, з метою запобігання подальшого розвитку деформацій влаштовують накладні пояса (рис.

1 і 2).

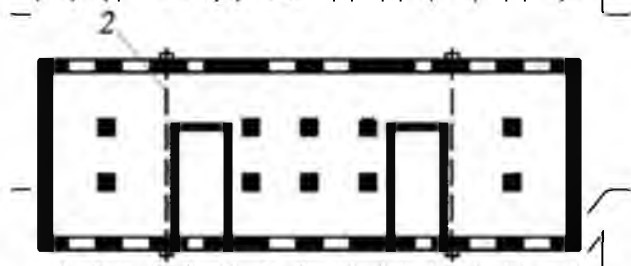
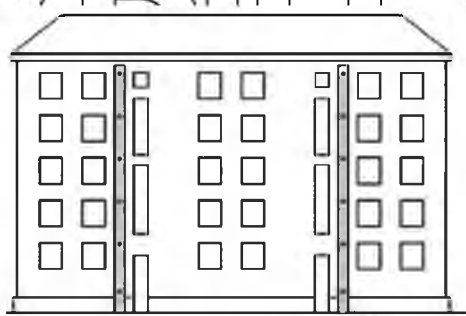


Рис. 1.1. Підсилення цегляних простінків: 1 - накладної пояс з швелера;

2 - металевий тяж

Ці пояси являють собою систему парних вертикальних анкерів з швелерів №12-14, об'єднаних горизонтальними тяжами з круглої сталі діаметром 18-28 мм. Тяжі найкраще влаштовувати на рівні залізобетонних перекриттів з подальшим укриттям їх під полами. Натяг тяжів ведеться вручну за допомогою муфт, що мають зворотну нарізку. Розраховуються тяжі по зусиллю на розтягнення кладки. Із зовнішнього боку анкери та тяжі можна утапливати в штрабу, яка потім оштукатуривається. У зимовий час не виключена можливість прояву паморозі на металевих частинах накладних поясів всередині будівель, тому на зовнішній частині тяжів необхідно влаштовувати теплоізолюючі прокладки.

Конструкції підсилення з напруженими поясами застосовуються в тих випадках, коли в стінах будівель виникають тріщини зі значним розкриттям великою довжиною. Такі пояси надають будівлі просторову жорсткість, знімають напруження розтягу в кладці і передають їх на метал (рис. 1.2).

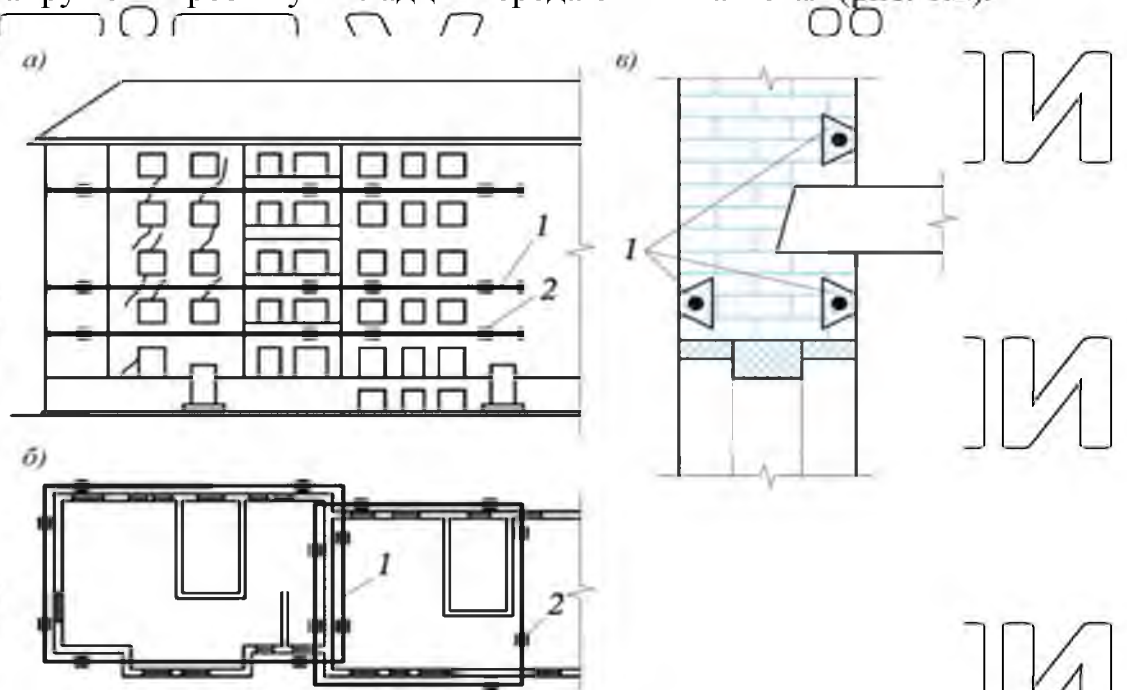


Рис. 1.2. Конструкції підсилення з напруженими поясами: а - фасад; б - план частини будівлі; в - варіанти розміщення тяжів; 1 - арматурний тяж діаметром 22 - 32 мм; 2 - штраба

Застосування напружених поясів має певні переваги в порівнянні з іншими способами, оскільки вони забезпечують: вирівнювання нерівномірних деформацій коробки будівлі; ведення відновлювальних робіт без порушення нормальної експлуатації будівлі; виняток перекладки значних ділянок стін; економічне витрачання металу на відновлення пошкоджених стін і будівлі.

Напружені пояса складаються з металевих стрижнів діаметром 22-32 мм, що охоплюють пошкоджене будівля або його відсік на рівні міжповерхових і горіщного перекриттів. Стрижні натягують зазвичай вручну різьбовими муфтами. Для установки стрижнів поясів пробивають горизонтальні штраби із зовнішнього боку стін. Стрижні кріплять до опорних частин, які представляють собою вертикальні куточки № 10-15, встановлені на кутах або перетинах стін. Пояси повинні бути замкненими. Згідно з методикою Академії комунального господарства ім. К.Д. Памфілова, довжина великої сторони пояса не повинна перевищувати 1,5 довжини короткої. Довга сторона зазвичай становить 15-18 м. Пояс, що охоплює деформовану частину будівлі, повинен бути заведений на неушкоджену частину не менш ніж на 1,5 довжини деформованої ділянки.

Перетин тяжів підбирається по зусиллю, що залежить від розрахункового опору кладки на сколювання, товщини стіни і її довжини. Перетин стрижнів, що сприймають згинальний момент в стіні, призначається таким, щоб їх міцність дорівнювала міцності кладки, що сприймає перерізують силу:

$$N = 0,2Rlb ,$$

де

N - зусилля в стержні, кН;

R - розрахунковий опір кладки сколювання, кН/м²;

l - довжина стіни, м; b - товщина стіни, м.

Тріщини в стінах будівлі можна зміцнити за допомогою скоб-стяжок, що встановлюються на рівні кожного поверху. Призначення таких скоб - перерозподіл навантаження від деформованих ділянок стін на міцні ділянки. Такий захід дозволяє запобігти подальшому розкриття тріщин. Скоба-стяжка (рис. 1.3) складається з обрізка швелера або куточка довжиною не менше 2 м,

скріпленого зі стіною двома анкерними болтами діаметром 20-22 мм. Анкерний болт розташовується на відстані не ближче 1 м від тріщини.

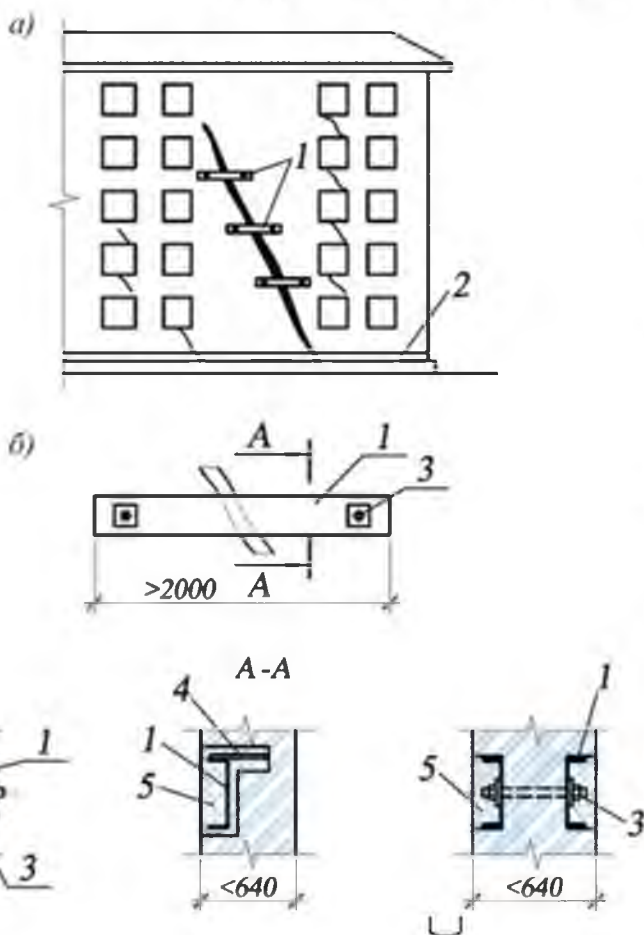


Рис. 1.3. Посилення цегельних будівель за допомогою скоб-стяжок або розвантажувальних балок (розміри в см): *a* - фасад; *б* - фрагмент посилення, *1* - скоба-стяжка; *2* - розвантажувальна балка з швелера на рівні верху фундаменту (на рівні 1-го або підвального поверху), *3* - стягнутий болт, *4* - планка-анкер; *5* - бетон марки 100

На відміну від скоб-стяжок, які забезпечують локальне посилення пошкодженої ділянки стіни, розвантажувальні балки служать для загального посилення будівлі. Зазвичай їх влаштовують з швелерів № 22-27 і ставлять на рівні верху фундаменту або на рівні віконних перемичок першого або підвального поверху.

Двосторонні розвантажувальні балки встановлюють при товщині стін більше 64 см і анкерують болтами діаметром 16-20 мм через 2-2,5 м. Односторонні розвантажувальні балки ставлять при малій товщині стін і анкерують смуговим або круглим залізом з тим же інтервалом, що і двосторонні

балки. Скоби-стяжки і розвантажувальні балки встановлюють на цементному розчині в штрабі глибиною не менше ширини полиці. Після закінчення кріплення анкерів штраба заповнюється бетоном марки 100 з ущільненням. Всі металеві деталі скоб-стяжок і розвантажувальних поясів повинні бути покриті антикорозійними складами.

Для збільшення просторової жорсткості цегляної будівлі застосовують зміну конструктивної схеми, що дозволяє перерозподілити зусилля в конструкціях, забезпечивши більш ефективну їх роботу. Для цього можна встановити додаткові конструкції у вигляді стійок, підкосів, порталів, ввести зв'язку, діафрагми, розпірки і ін. (Рис. 1.4).

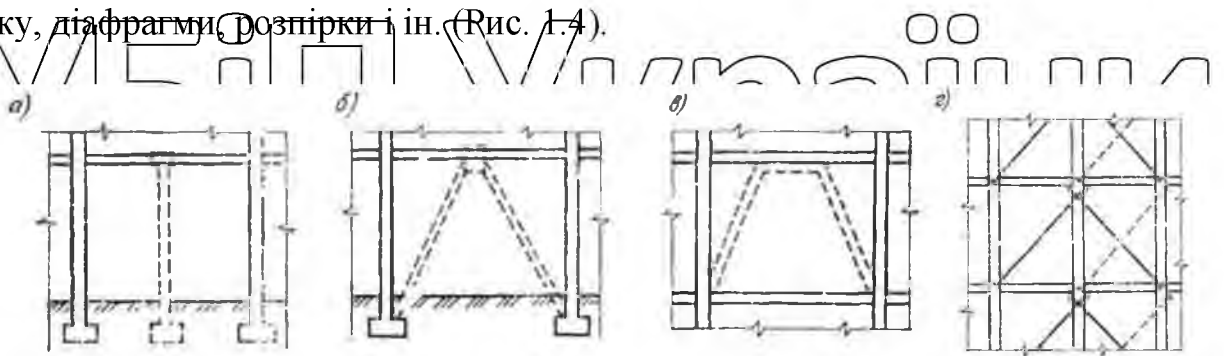


Рис. 1.4. Варіанти зміни конструктивної схеми: а - додаткова колона; б - підкоси; в - портал; з - підкоси

Зазначені способи в першу чергу застосовують для малоповерхових будівель, є досить ефективними і дозволяють розвантажити конструкції, які отримали ушкодження. У всіх випадках підсилюють елементи повинні бути включені в спільну роботу з існуючими конструкціями. Для цієї мети підсилюють елементи обжимають домкратами, підклинюють, закладають зазори розчином і

т.п.

Існують різні способи і методи посилення простінків, які можна умовно розділити на дві групи - традиційні та інноваційні.

До традиційних способів посилення простінків відносяться:

- застосування сталевих обойм, хомутів;
- пристрій металевого або залізобетонного сердечника;
- влаштування цегляної обойми або залізобетонної обойми;
- пристрій армованої розчинної обойми;
- розвантаження з наступною заміною простінка;

- посилення шляхом накладання поясів з металевих куточків;
- пристрій накладних поясів з цвелерів;
- часткове або повне заповнення прорізів цегляною кладкою.

Традиційні методи посилення простінків, в цілому, досить ефективні, однак, в деяких випадках їх застосування неприпустимо. Після застосування описаних вище методів змінюється зовнішній вигляд споруди, а це непринятно при ремонті будівель, що представляють історичну цінність, для яких збереження зовнішнього вигляду є визначальним фактором.

Основною перевагою наведених методів є їх відносна простота і невисока вартість застосовуваних матеріалів (хоча, наприклад, при застосування методу посилення шляхом заміни простінка потрібні додаткові витрати на трудомісткі роботи по влаштуванню розвантаження). При облаштуванні сталевих обойм (при установці їх на зовнішніх стінах) виникає небезпека появи містків холоду, що тягне за собою додаткові витрати на теплоізоляцію.

1.4. Іноваційні методи підсилення цегляних простінків

Найбільш універсальним та надійним способом посилення простінків є посилення шляхом застосування вуглеволокна. Цей інноваційний матеріал володіє унікальними властивостями: надзвичайна міцність (в 2 рази міцніший за сталь), легкість (в 4 раз легше сталі), висока термостійкість, нетоксичність.

Метод посилення простінків шляхом застосування вуглеволокна полягає в наклеюванні на поверхню конструкції високоміцних полотень із застосуванням спеціального епоксидного клею або клею на основі мікроцементу. Після проведення ремонту за даною технологією несуча здатність стін може бути збільшена майже в 2 рази в порівнянні з еталоном, а міцність кладки при стисненні збільшується приблизно в 2-2,4 рази.

Недоліком вуглеволокна можна назвати його досить високу вартість у порівнянні з традиційними будівельними матеріалами. Однак, витрати на матеріал компенсуються відсутністю витрат на зайву робочу силу - роботи по посиленню простінків вуглеволокном можуть бути виконані однією командою робітників. Також не будуть потрібні і дорогі сунутні роботи, які неминуче будуть при застосуванні традиційних технологій.

При реконструкції цегляних будівель із стінами з цегляної кладки виникає необхідність відновлення несучої здатності або посилення елементів кладки внаслідок збільшення навантажень від надбудовуються поверхів. При тривалій експлуатації будівель спостерігаються ознаки руйнування простінків, стовпів і кладки стін в результаті нерівномірних осідань фундаментів, атмосферних впливів, протікання покрівлі та ін.

До прийняття технічних рішень з підсилення конструкцій важливо оцінити фактичну міцність несучих елементів. Ця оцінка виконується методом руйнівних навантажень, фактичної міцності цегли, розчину, а для армованої кладки - межі текучості сталі. При цьому необхідно найбільш повно враховувати чинники, що знижують несучу здатність конструкцій. До них відносяться тріщини, локальні пошкодження, відхилення кладки від вертикалі, порушення зв'язків, спирання плит.

Для рівномірного обтиску кладки стін використовується спеціальна конструкція центруючі рами, вона має шарнірне обпирання на опорно-розподільні пластини. Таке рішення забезпечує тривалу експлуатацію з досить високою ефективністю. Місця розташування тяжів і центруючих рам закриваються різного роду поясами і не порушують загальний вигляд фасадних поверхонь.

Для елементів стін, простінків, стовпів, що мають руйнування цегляної кладки, але не втратили стійкість, проводиться місцева заміна кладки. При цьому марка цегли приймається на 1-2 одиниці вище, ніж існуюча.

Досить ефективні прийоми відновлення необштукатуреної цегляної кладки, коли потрібно зберегти колишній вигляд фасадів. В цьому випадку дуже ретельно підбираються цегла за колірною гамою і розмірами, а також матеріал швів. Після відновлення кладки проводиться піскоструминне очищення, що дозволяє отримувати оновлені поверхні, де нові ділянки кладки не виділяються з основного масиву.

У зв'язку з тим що кам'яні конструкції сприймають в основному стискаючі зусилля, то найбільш ефективним способом їх посилення є пристрій сталевих, залізобетонних та армоцементних обойм. При цьому цегляна кладка в обоймі

працює в умовах всебічного стиснення, коли поперечні деформації значно зменшуються і, як наслідок, збільшується опір поздовжньої сили.

Розрахункове зусилля в металевому поясі визначається по залежності:

$$N = 0,2 R_{кл} \times l \times b,$$

де - $R_{кл}$ - розрахунковий опір кладки сколювання, тс/м²;

- l - довжина ділянки, що підсилюється, стіни, м;

- b - товщина стіни, м.

Для забезпечення нормальної роботи цегляних стін і запобігання подальшого розкриття тріщин початковим етапом є відновлення несучої здатності фундаментів методами посилення, що виключає появу нерівномірних осад.

На рис. Рис. 1.5 наведені найбільш поширені варіанти посилення кам'яних стовпів і простінків сталевими, залізобетонними і Армоцементні обоймами.

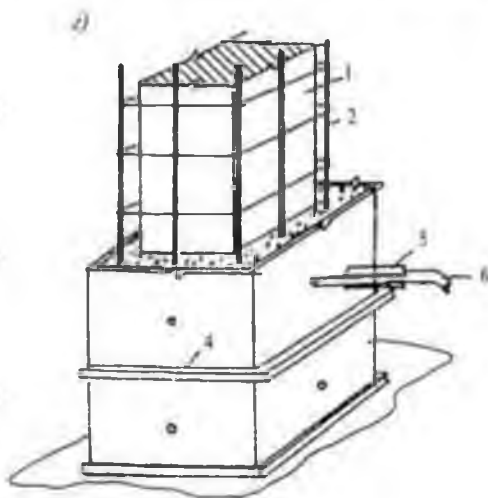
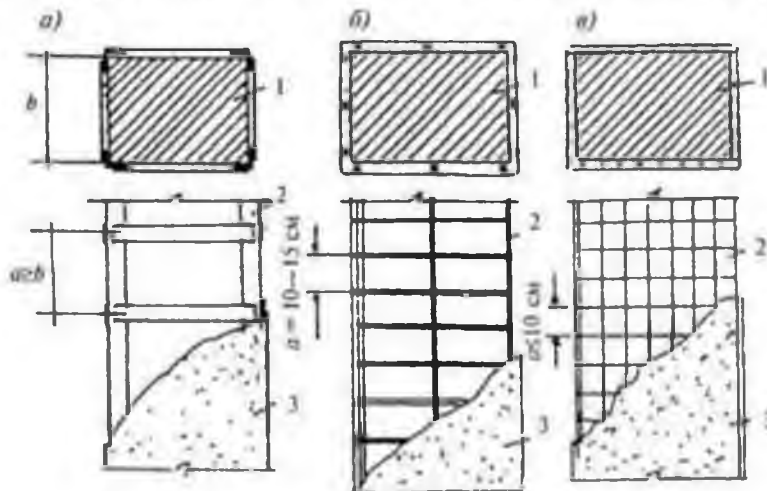


Рис. 1.5. Посилення стовпів сталевий обоймою (а), армокаркасів (б), сітками і залізобетонними обоймами (в, г): 1 – конструкція підсилення; 2 –

елементи підсилення; 3 - захисний шар; 4 - щитова опалубка з хомутами; 5 - ін'єктор;
6 - матеріальний шланг

Сталева обойма складається з поздовжніх куточків на всю висоту конструкції, що підсилюється і поперечних планок (хомутів) з плоскою або круглою сталі. Крок хомутів приймається не більше меншого розміру перерізу, але не більше 500 мм. Для включення обойми в роботу слід ін'єкувати зазори між сталевими елементами і кладкою. Монолітність конструкції досягається шляхом штукатурення високоміцними цементно-піщаними розчинами з добавкою пластифікаторів, що сприяють більшій адгезії з кладкою і металоконструкціями.

Для більш ефективного захисту на сталеву обойму встановлюється металева або полімерна сітка, по якій здійснюється нанесення розчину товщиною 25-30 мм. При незначних обсягах робіт розчин наноситься вручну за допомогою штукатурного інструменту. Великі обсяги робіт виконуються механізованим шляхом з подачею матеріалу розчинонасосами. Для отримання високоміцного захисного шару використовуються установки торкретування і пнев-мобетонірованія. Через високої щільності захисного шару і великий адгезії з елементами кладки досягається спільна робота конструкції і підвищується її несуча здатність.

Пристрій залізобетонної сорочки здійснюється шляхом установки арматурних сіток по периметру конструкцію, що підсилюється з кріпленням її через фіксатори до цегляної кладки. Кріплення здійснюється шляхом використання анкерів або дюбелів. Залізобетонна обойма виконується з дрібнозернистої бетонної суміші не нижче класу С10/15 з поздовжньою арматурою класів А240-А400 і поперечної - А240. Крок поперечної арматури приймається не більше 15см. Товщина обойми визначається розрахунком і становить 4-12см. В залежності від товщини обойми істотно змінюється технологія виробництва робіт. Для об'єм товщиною до 4см використовуються методи нанесення бетону торкретуванням і пневмобетонірованієм. Остаточна обробка поверхонь досягається пристроєм штукатурного накривочного шару.

Для об'ємів товщиною до 12 см по периметру конструкцію, що підсилюється встановлюється інвентарна опалубка. В її щитах встановлюються ін'єкційні трубки, через які дрібнозерниста бетонна суміш нагнітається під тиском 0,2-0,6 МПа в порожнині. Для підвищення адгезійних властивостей і заповнення всього простору бетонні суміші пластифікуються шляхом введення суперпластифікаторів в обсязі 1,0-1,2% маси цементу. Зниження в'язкості суміші і підвищення її проникності досягаються додатковим впливом високочастотної вібрації шляхом контакту вібратора з опалубкою сорочки.

Досить хороший ефект дає імпульсний режим подачі суміші, коли короточасні впливу підвищеного тиску забезпечують більш високий градієнт швидкостей і високу проникність.

Залізобетонні об'єми можуть виконуватися у вигляді елементів незнімної опалубки (Рис. 1.6.). При цьому зовнішні поверхні можуть мати невеликий або глибокий рельєф або гладку поверхню. Після установки незнімної опалубки і кріплення її елементів забезпечується замоноличування простору між посилюваною і огорожувальною конструкцією. Використання незнімної опалубки має значний технологічний ефект, так як відпадає необхідність в розбиранні опалубки, а головне - виключається оздоблювальний цикл робіт.

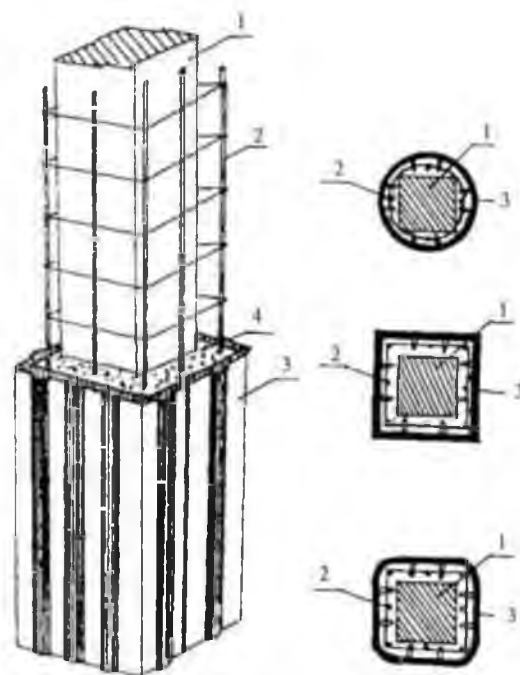


Рис. 1.6. Посилення стовпів з використанням опалубки-облицювання з архітектурного бетону 1 – конструкція підсилення; 2 - армокаркас; 3 - елементи облицювання; 4 - бетон омонолічування

На рис. 1.7. приведені конструктивні варіанти посилення перемичок з використанням різного роду металевих накладок. Вони встановлюються шляхом пробивки штраб і отворів у цегляній кладці і надалі омонолічуються цементно-піщаним розчином по сітці.

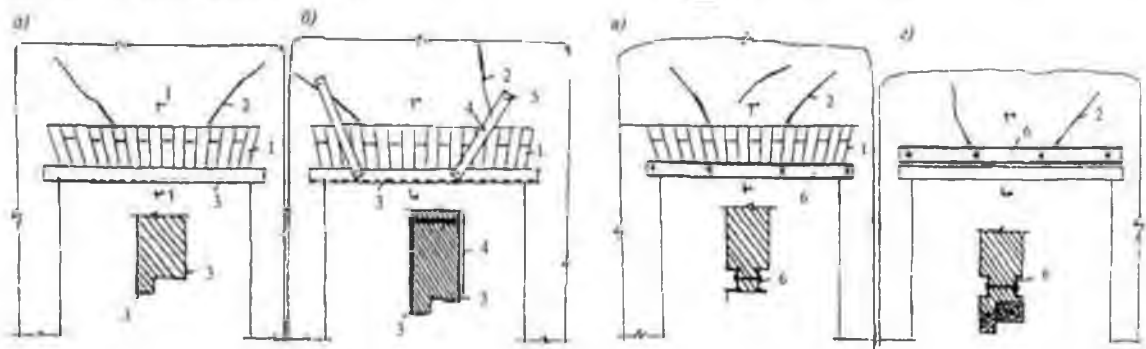


Рис. 1.7. Приклади посилення перемичок цегляних стін а, б - шляхом підведення накладок з уголкової сталі; в, г - додатковими металевими перемичками з швелера: 1 - цегляна кладка; 2 - тріщини; 3 - накладки з куточків; 4 - смугові накладки; 5 - анкерні болти; 6 - накладки з швелера

Ефективним прийомом посилення цегляних стін є влаштування залізобетонних одні- і двосторонніх стійок в штрабах і плястр.

Технологія пристрою двосторонніх залізобетонних стійок передбачає утворення штраб на глибину 5-6см, висвердлювання наскрізних отворів по висоті стіни, кріплення за допомогою тяжів арматурного каркаса і подальше замоноличення утворилася порожнини. Для омоноличивання використовують цементно-піщані розчини з пластифікуючими добавками. Високий ефект досягається при використанні розчинів і дрібнозернистих бетонів з попередніми домол цементу, піску і суперпластифікатора. Такі суміші крім великої адгезії мають властивість прискореного твердіння і високими фізико-механічними характеристиками

При зведенні односторонніх задіобетонних пілястр потрібно пристрій вертикальних штаб, в порожнині яких встановлюють анкерні пристрої. До останніх здійснюється кріплення арматурного каркаса. Після його розміщення проводиться установка опалубки. Вона виконується з окремих фанерних щитів, об'єднаних хомутами і прикріплюються до стіни за допомогою анкерів. Дрібнозерниста бетонна суміш нагнітається за допомогою насосів поярусно через отвори в опалубці. Подібна технологія застосовується при двосторонньому пристрої пілястр з тією різницею, що процес кріплення щитів опалубки здійснюється за допомогою болтів, що перекривають товщину стіни.

НУБІП УКРАЇНИ

НУБІП УКРАЇНИ

3 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

3.1. Загальна частина

В дипломній магістровській роботі проектом реконструкції існуючої п'яти поверхової будівлі в м. Золотоноша, передбачені об'ємно-планувальні та архітектурно-конструктивні рішення під торгівельний центр.

Будівлі, які були збудовані в другій половині 50-х років ХХ століття, як житлові – комунального типу, на даний час, втратили своє функціональне призначення (не відповідають сучасним нормам і вимогам, тобто мають значний моральний знос). Крім того, з часом, функціональне призначення приміщень таких будівель змінились, і здебільшого комунальні квартири будинків перепланувались під офісні приміщення, а перші поверхи переобладнувались під громадські приміщення різного функціонального призначення (гастрономи, аптеки, мілкі майстерні, тощо). Така диспропорція функціонального призначення ускладнює технічну експлуатацію, порушує вимоги функціональної доцільності, санітарно-технічні норми та правила. Тому

зазначені будівлі підлягають реконструкції із зміною функціонального призначення.

3.2. Умови проекту реконструкції

Проект реконструкції будівлі повинен відповідати чинним вимогам:

1. Функціональної доцільності - проектне рішення повинні відповідати сучасним функціональним процесам, для яких вона призначена, з матеріально-організованим середовищем для здійснення праці людини згідно технічного завдання та місто-будівних умов і обмежень.

2. Забезпечення конструктивної надійності (враховуючи термін експлуатації будівлі) в проектному рішенні реконструкції необхідно забезпечити міцність, вертикальну стійкість, просторову жорсткість, довговічність та вогнестійкість будівлі. Будівля повинна надійно захищати людей та обладнання від несприятливих силових факторів та несилових впливів.

3. Вимоги по навантаженням відповідно ДБН В.1.2-2:2006:

Навантаження та впливи району будівництва:

- Вітровий район – I;

Тип місцевості – IV;

- Снігове навантаження становить ≈ 1700 Па;

- Вітрове навантаження ≈ 420 Па.

4. Вимоги кліматології відповідно ДСТУ-НБ В.1.1-27:2010: Природньо

кліматичні умови:

- Середня температура найбільш теплого місяця липня становить $+19,6$ °С;

- Абсолютний мінімум температури становить $-31,4$ °С;

- Абсолютна максимальна температура становить $+37,0$ °С;

- Середня тривалість безморозного періоду 155 – 185 діб;

- Середня швидкість вітру 4,4 м/сек;

- Середньорічна кількість атмосферних опадів становить 675 мм.

5. Вимоги сейсмічності ДБН В.1.1-12:2016 та карта ОСР-2004-А:

- Сейсмічність – до 4 балів.

- Категорія ґрунтів за сейсмічними властивостями – II;
- Нормативна глибина промерзання ґрунтів – 1,2 м.

6. Вимоги надійності відповідно ДБН В.1.2-14-2009: Класи

відповідальності об'єкта будівництва

- Клас відповідальності об'єктів по призначенню – III;
- Клас наслідків (відповідальності) – ССЗ;
- Категорія складності – III.

7. Вимоги вибухо-пожежної безпеки ДБН В.1.1.7-2016:

- Ступінь вогнестійкості – II.

Згідно з технічним завданням на проєкт реконструкції передбачається зміна функціонального призначення об'єкта. Проєктування здійснюється у дві стадії:

- перша стадія «П» (проєкт) з відповідними погодженнями виконання умов містобудівної ради;
- друга стадія «РД» (розробка робочої документації).

Згідно чинних вимог – «Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації будівель і споруд» до початку проєктування реконструкції було проведено технічне обстеження будівлі з метою визначення фактичного технічного стану та експлуатаційної придатності складових конструктивних елементів та огорожуючих конструкцій.

При проведенні технічного обстеження було виконано:

1. Визначення фактичних фізико-механічних та деформаційних характеристик відповідальних (несучих) конструктивних елементів будівлі;
2. Геодезичні вимірювання просідань, кренів та інших локальних і загальних деформацій будівлі;
3. Інженерно-геологічні дослідження стану ґрунтового масиву в основі будівлі та поряд з нею;
4. Проведені обміри та розроблені обмірні креслення.

Загальний вигляд об'єкта реконструкції (рис. 3.1).

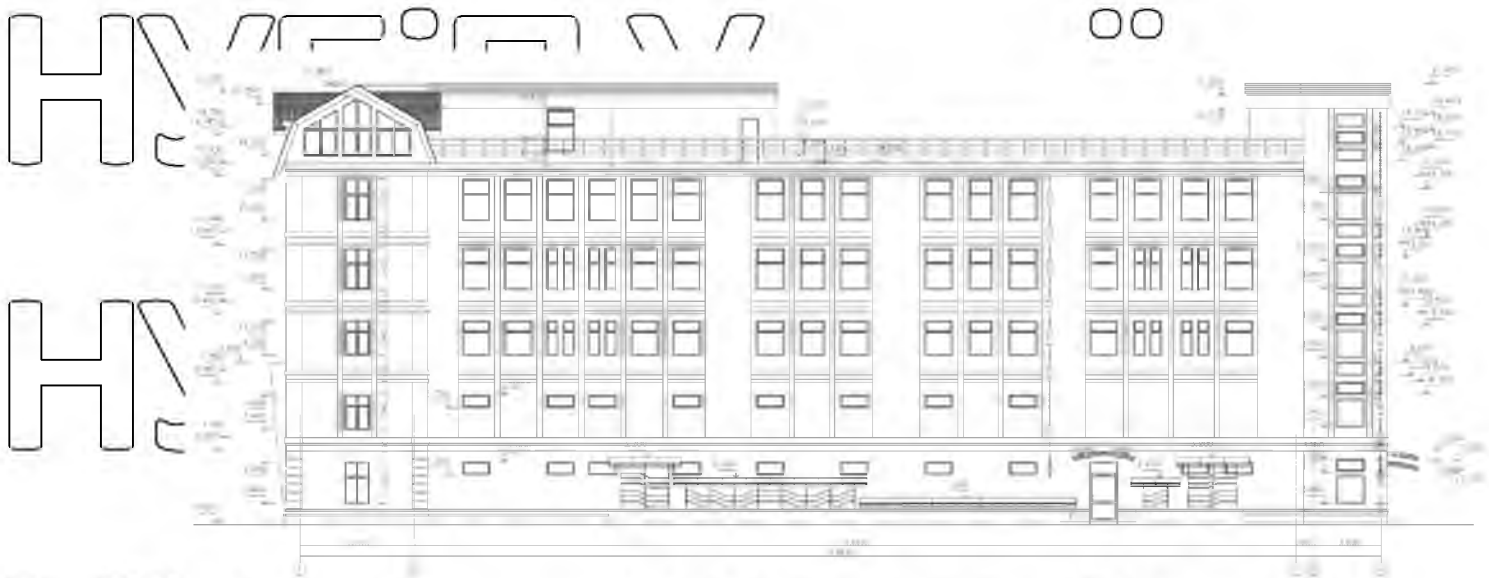


Рис. 3.1 Загальний вигляд об'єкта до його реконструкції (головний фасад)

3.3. Генеральний план реконструкції об'єкта

Генеральне розпланування розроблено на основі завдання на проектування в межах ділянки реконструкції відповідно вимогам ДБН Б.2.2-12:2018 "Планування і забудова територій".

Площа ділянки під реконструкцію становить 1490 кв.м. Рельєф ділянки спокійний з перепадом абсолютних відміток 102,03 – 104,92 м у Балтійській системі висот. Організація рельєфу виконана способом проектних горизонталей перерізом 1,0 м, (методом інтерполяції) з ув'язкою до прилеглих ділянок, що повністю забезпечує відведення дощовик вод з прилеглих вулиць з подальшим скиданням у дощову каналізацію.

За відносну позначку $\pm 0,000$ прийнята абсолютна позначка землі 104,44м. Вертикальна прив'язка об'єкта реконструкції передбачена від існуючого реперу міської геодезичної мережі з виносом і закріпленням позначки 104,44м на будівельному майданчику. Креслення «ПТ» розроблені на основі завдання на проектування та топо-геодезичної зйомки майданчика реконструкції виконаної у 2021р. Об'єкт знаходиться в межах червоних ліній згідно даних Головного управління архітектури та містобудування м. Золотоноша.

Габарити проїздів включаючи розвороти запроєктовані відповідно до вимог пожежної безпеки. Рішенням генерального плану забезпечується проїзд

пожежних машин з усіх чотирьох сторін об'єкта по влаштованим асфальтобетонним покриттям та покриттям із бетонної дрібно розмірної плитки (ФЕМ). Проектом передбачено збереження існуючих тротуарів для пішоходів.

Так, як, об'єкт реконструкції знаходиться в щільній міській забудові м.

Золотоноша, тому передбачаються відповідні заходи, що до зменшення впливу ремонтно-будівельних робіт на існуючі будівлі, споруди та інженерно-технічні комунікації, які знаходяться в зоні прилеглої території.

При розробці організації рельєфу враховано гідрогеологічні умови підйому ґрунтових вод та умови існуючої забудови. На ділянки реконструкції не

передбачається виїмка родючого шару землі. Проектом реконструкції передбачено комплексний благоустрій території, встановлення малих архітектурних форм та озеленення території.

На території будівлі розташовані під'їзди до входів, гостьова автостоянка, майданчик відпочинку та сміттєзбірник.

Відведення атмосферних опадів передбачається по поверхні дорожнього покриття до лотків у існуючі ливневі мережі.

Благоустрій та озеленення. Вільна від забудови територія

упорядковується та озеленюється. Навколо об'єкта реконструкції передбачено

влаштування покриття з ФЕМ. Покриття внутрішньо-квартальних проїздів із середньозернистого асфальтобетону, пішохідних доріжок – дрібно розмірна тротуарна плитка ФЕМ.

Організація розташування зелених насаджень проводиться з урахуванням розміщення підземних комунікацій. Озеленення передбачає влаштування

звичайних газонів із підсишкою чорнозему $h = 25$ см та посівом газонних трав.

Породи зелених насаджень підібрані з урахуванням ґрунту.

При проектуванні враховувались положення нормативних документів ВСН-183-76 - розміщення сміттєвих урн.

Основні техніко-економічні показники по генплану реконструкції

НАЗВА	ОДИН. ВИМІРУ	КІЛЬКІСТЬ	
		В межах ділянки	За межами ділянки
Площа ділянки	м2	1487.0	
Площа забудови	м2	1051	104
Площа покриття, в т.ч:	"	540	
- плиткою ФЕМ з можливістю проїзду	"	458	614
- плиткою ФЕМ тротуарів	"	82	382
- сховане вимощення	"	50	67
Відсоток забудови	%	70.7	
Площа озеленення	м2	24	
Відсоток озеленення	%	1.6	
Площа майданчику для зупинки автомобілів відвід.	м2	355.1	
в т.ч. інвалідів	м2	37.1	

3.4. Об'ємно-планувальні рішення реконструкції будівлі

В основу об'ємно-планувальної схеми будинку закладено принцип модульності розмірів та типізації конструктивних елементів відповідно функціональному призначенню приміщень.

Основними несучими конструктивними елементами є повздовжні та поперекові несучі стіни, тобто несучий остов будівлі становить існуючі цегляні стіни спроектовані по стіновій конструктивній системі.

Внутрішня просторова жорсткість та стійкість будинку забезпечується сумісною роботою несучих стін та міжповерхових перекриттів. Крім того просторова жорсткість забезпечується сходовими клітинами які, в загальній структурі будівлі працюють як вертикальні ядра жорсткості.

Згідно завдання на проектування приміщення торговельного комплексу вирішено в єдиному об'ємі з основними габаритними розмірами в плані 54,5x23,8м.

Запроектований об'єм представляє собою існуючу будівлю та дві запроектовані прибудови до неї, з боку двору, та з боку існуючого внутрішньо-квартального проїзду.

У підвалі розміщено два торговельних зали, на першому поверсі продовольчий магазин, на другому поверсі магазин з продажу непродовольчих товарів. На третьому, четвертому і п'ятому поверхах запроектовані торговельні точки та адміністративні приміщення.

Головні входи відвідувачів до торгових залів першого та другого поверхів зблоковано в єдину вхідну групу по головному фасаді, два входи залишено на місці існуючих входів в будівлю, третій - головний вхід до торгові зали першого поверху розташований між ними.

У виставкові зали підвального поверху передбачені окремі входи, що прибудовуються по фасаді будівлі.

Для забезпечення доступу маломобільних груп населення в приміщення надземної частини торгового комплексу передбачені пандуси при входах відвідувачів, а поруч з одним з входів запроектовано ліфт вантажопідйомністю 1000,0кг з кабіною розміром 2,1x1,1м.

Торгові зали магазинів пов'язано з особистими та побутовими приміщеннями обслуговуючого персоналу і згідно діючих санітарних норм та правил відокремлені одне від одного. Працюючий персонал забезпечений необхідним набором побутових, санітарно-гігієнічних та службових приміщень.

Всі ці приміщення розташовані таким чином, щоб максимально скоротити шляхи руху персоналу магазину і забезпечити необхідну послідовність технологічного процесу.

В адміністративних приміщеннях третього, четвертого і п'ятого поверхів одночасно працюють 90 осіб (по 30 працівників на кожному поверсі). Всі адміністративні приміщення мають нормативний рівень природнього освітлення робочих місць працівників.

3.5. Архітектурно-конструктивні рішення реконструкції будівлі

Існуюча будівля була спроектована у 50-ті роки минулого століття по стіновій конструктивній системі за традиційною будівельною системою (з дрібно-розмірних конструктивних елементів). Основними вертикальними конструктивними елементами є повздовжні та попереківі несучі стіни.

Основними горизонтальними несучими елементами є балочні перекриття. Зовнішні несучі стіни виконують подвійну функцію – сприймають зовнішні та внутрішні навантаження і являються зовнішнім огородженням будівлі, тобто чинять опір зовнішнім природним впливам.

Після реконструкції загальна площа будівля торгового комплексу буде складати 1051,0 кв.м. В плані вона має прямокутну форму з виступаючими частинами та квадратною прибудовою. Основні розміри будівлі в плані по осях 53,9x13,0м та розмірами прибудови 11,5x9,9м, що відповідає завданню з містобудівної ситуації та архітектурно-композиційних вимогам АПЗ.

Гранична висота будівлі становить 22,0м, умовна висота визначена 17,75м.

Відповідно по поверхам будівлі:

- висота підземного поверху, яка дорівнює існуючій висоті 3,4м;
- висота першого поверху дорівнює існуючій висоті 3,9м;
- висота другого поверху дорівнює існуючій висоті 3,45м;
- висота третього, четвертого і п'ятого поверхів прийнята по 3,45м.

Проектом реконструкції під торговий комплекс передбачено чітке розділення входних груп. Вхідні портали в будівлю запроектовано: (вхід до ліфтового холу, вхід до сходової клітини) запроектований з боку внутрішньо кварталного проїзду по осі «9», центральний по осі «1». Вхід працюючих до адміністративних приміщень передбачено по окремих сходах прибудови з боку торця будівлі. Для службового персоналу магазинів запроектовані окремі входи, окремі від входів відвідувачів. Службові входи персоналу магазинів передбачені з боку прибудови до існуючої будівлі по дворовому фасаді та прибудови по торцевому фасаді існуючої будівлі з боку внутрішньо кварталного проїзду.

З кожної торгової зали передбачено не менше двох розосереджених виходів безпосередньо назовні або в сходові клітки типу СК-1. Ширина всіх дверей евакуаційних виходів із торгових залів становить 1,2 м.

З кожної виставкової зали, що розміщені в підвальному поверсі, передбачено по два розосереджених виходи безпосередньо назовні, зберігаються існуючі світлові прямки та влаштовуються прямки в прибудові з боку двору.

Виходи з підвального поверху відокремлені від виходів з надземними поверхнями і передбачені безпосередньо назовні по відкритих сходах шириною 1,5 або через сходові клітки типу СК-1 з виходами назовні. Евакуаційні виходи із торгових залів другого поверху запроектовані по сходах типу С1 в сходових клітках типу СК-1, які розташовані в прибудовах, а з торгового залу першого поверху безпосередньо назовні. Ширина маршів сходів в сходових клітках СК-1 прийнята 1,35 м, відстань між сходовими маршами - 250 та 120 мм. Відстань від найбільш віддаленої точки торгових залів до найближчого евакуаційного виходу назовні не перевищує нормативного «луча евакуації» - 50 м.

Торгові зали магазинів першого та другого поверхів мають природне освітлення через вікна, які мають стулки з ручним відкриванням. Підвальні приміщення обладнані світловими приямками з вікнами.

Покрівля будівлі запроектована частково скатною із технічним горищем, частково-пласкою експлуатованою з місцями для відпочинку працівників адміністративних приміщень. По периметру експлуатованої покрівлі запроектовано огороження висотою 1,2м. З експлуатованої покрівлі передбачений організований внутрішній водостік. Виходи на покрівлю передбачені по сходах типу С1, розташованих в сходових клітках типу СК 1.

В місцях перепаду висот на покрівлі передбачаються ліжечні драбини типу М1.

3.6. Опорядження будинку

Зовнішнє оздоблення. Для зовнішнього оздоблення торгового комплексу з офісними приміщеннями застосована декоративна штукатурка з пофарбуванням атмосферостійкими фарбами білого, світло-бежевого та темно-бежевого кольорів.

Стіни першого поверху та цоколь опоряджуються керамогранітною плиткою темно-червоного кольору.

Сходи вхідів, пандуси та вхідні майданчики облицьовуються дрібнорозмірною бетонною модульною плиткою.

Заповнення прорізів у зовнішніх стінах виконується блоками з рамами із металопластикових профілів (ПВХ) і зашкленням двокамерними склопакетами.

Декоративне огороження майданчиків входу, пандусів та сходів металеве з пофарбуванням емалевими фарбами.

Покрівля скатна запроектована з метало-черепиці темно-червоного кольору, покрівля плоска експлуатована з ухилом 1,0% вкрита дрібнорозмірною бетонною модульною плиткою (ФЕМ) та не експлуатована з ухилом 1,0% вкрита єврорубероїдом з захисним шаром із гравію фракцією 10 - 40мм у вигляді пригрузочної посипки товщиною – 40 мм (ДБН В.2.6-14-95, п.2.25). Кольорове рішення, див “Паспорт опорядження фасадів” (рис. 3.2).

Внутрішнє опорядження. Внутрішнє опорядження приміщень будівлі прийнято в залежності від їх функціонального призначення згідно з санітарними та протипожежними вимогами до матеріалів опорядження.

Внутрішнє оздоблення – євростандарт, санвузли - штучний мармур або високоякісна керамічна плитка з візерунками.

Інтер'єри приміщень – за проектами дизайнерських рішень згідно функціонального призначення приміщень.

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

ТАБЛИЦЯ КОЛЬОРІВ ОПОРЯДЖЕННЯ ФАСАДІВ



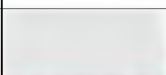

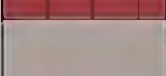

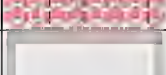
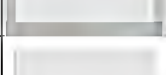



Позиція маркування	Елемент фасаду	Матеріал оздоблення	№, код або зразок кольору	
1	Основні площини стін	Декоративна штукатурка		"Охра"
2	Ділянки стін	Декоративна штукатурка		Білий
3	Ділянки стін	Декоративна штукатурка		Сірий
4	Стіни 1-го поверху	Керамогранітна плитка		Червоний граніт
5	Цоколь	Керамогранітна плитка		Сірий
6	Гокривля	Металочерепиця		Червоний
7	Двері вхідні; Вітражі	Рама профіль; Скло-прозоре		Сірий
8	Вікна	Металопластикова; Скло-прозоре		Білий
9	Гісок	Керамогранітна плитка		Сірий
10	Накриття над входами	Металевий каркас; Полікарбонат		Коричневий
11	Підшивка покритті	Металева вагонка; Обробка деревом		

Рис. 3.2. Паспорт опорядження фасадів будівлі

Для внутрішнього опорядження застосовані наступні матеріали:

- підлоги всіх приміщень торгового комплексу, крім технічних приміщень, електрощитової та індивідуального теплового пункту, опорядковуються керамічною плиткою з неслизькою поверхнею;
- підлоги технічних приміщень, електрощитової та індивідуального теплового пункту передбачені з покриттям цементно-піщаною стяжкою;
- стелі торгових залів, тамбурів головного входу, адміністративних приміщень та коридорів запроектовані підвісними не-горючими типу "ARMSTRONG";
- стелі технічних приміщень, електрощитової, індивідуального теплового пункту, інвентарних та приміщень для прибирального інвентаря передбачено опорядкуються шпаклюванням та водоемульсійним фарбуванням;

- стелі решти приміщень запроектовані підшивними з гіпсокартону;
- стіни виставкових та торговельних залів, тамбурів, коридорів, сходових кліток, адміністративних приміщень передбачено опорядити поліпшеною декоративною штукатуркою, шпаклюванням та фарбуванням;
- стіни технічних приміщень, електрощитової, індивідуального теплового пункту, інвентарних та приміщень для прибирального інвентаря передбачено опорядити штукатуркою, шпаклюванням та вапняним фарбуванням;
- стіни санітарних вузлів та душової опоряджуються керамічною плиткою;
- стіни решти приміщень опоряджуються штукатуркою, шпаклюванням та водоемульсійним фарбуванням.

3.7. Санітарно-технічне обладнання

Система опалення централізована від міських теплових мереж спроектована відповідно погоджених технічних умов.

Система кондиціонування примусова з припливно-витяжною вентиляцією спроектована відповідно до чинних нормативів офісних будівель класу "А".

Проектом передбачено 12,5 м.кв офісної площі на одного працівника, кратність повітрообміну становить 10 л/с на одного працівника.

Система холодного, гарячого водопостачання забезпечується централізовано від міських мереж. Спроектовано вузли обліку споживання.

Система каналізації та водовідведення здійснюється у існуючі міські мережі.

Системи спроектовані відповідно до виданих та погоджених технічних умов.

3.8. Протипожежні заходи в проекті реконструкції

1. Пожежонебезпечні приміщення відізолюються від інших приміщень перегородками за класом EI 45, EI 15;

2. У коридорах передбачені протипожежними стінами 1 типу з межею вогнестійкості REI 150, REI 60;

3. Двері зовнішні та сходових клітин протипожежні - сертифіковані;

4. Відкривання всіх дверей заплановано в напрямку потоку евакуації працівників з будинку.

5. На покрівлі передбачена огорожа – парапет.

6. Всі дерев'яні конструкції обробляються вогнезахисними сумішами для з межею вогнестійкості не нижче R 60;

7. Всі металеві конструкції покриваються вогнезахисним покриттям з межею вогнестійкості R 150.

Зазначені заходи забезпечують швидку та безпечну евакуацію всіх працівників з офісних приміщень.

3.9. Захист від шуму та вібрації в проекті реконструкції

В проекті реконструкції під торговий комплекс передбачені заходи щодо зменшення шумового впливу зовнішніх та внутрішніх джерел шуму з метою забезпечення нормативного акустичного режиму приміщень у будівлі та на прилеглий території.

З метою забезпечення нормативних рівнів шуму від транспортного шуму передбачено:

1. Застосування вікон з двокамерними склопакетами та елементами мікропровітрювання, по периметру вікон передбачається ретельне ущільнення пружними прокладками.

2. Проектом реконструкції передбачено захист від шуму джерелами якого є обладнання електрощитових, венткамер, насосної групи, теплопункту, тощо.

Заходами передбачено:

стаціонарні насоси встановлюються на окремі фундаменти, які ізолювані від огорожувальних конструкцій будівлі;

- в приміщеннях з підвищеним рівнем шуму двері передбачено з підвищеною звукоізоляцією (2 шари металу, проміжок заповнюється МВП, товщиною 50 мм), з ущільненнями у притулах пружними матеріалами;

- при проходженні трубопроводів через стіни та перегородки передбачена ретельна ізоляція пружними прокладками. Кріплення обладнання даних енергетичних приміщень передбачається через пружні прокладки.

3. Для захисту від шуму обладнання ліфту з метою виключення передачі структурного шуму проектом передбачено відокремлення огорожувальних конструкцій ліфтової шахти від конструкцій будівлі.

4. Міжповерхові перекриття будівлі запроектовано з урахуванням вимог щодо звукоізоляції по повітряному та ударному шуму – монолітне з.б. перекриття з звукоізоляційним шаром підлоги.

5. Перекриття над технічними приміщеннями підвального поверху запроектовано з підвищеною звукоізоляцією.

Застосування у проекті заходів щодо зниження шумового впливу зовнішніх та внутрішніх джерел шуму дасть можливість забезпечити нормативний акустичний режим, як в будівлі торгового комплексу так і на прилеглий території.

3.10. Природоохоронні заходи в проекті реконструкції

1. Відведення внутрішніх фекальних стоків передбачається в міську фекальну каналізаційну мережу.

2. Відведення дощових вод з території об'єкта спроектована в міську систему лівневої каналізації.

3. Для зниження шуму та вібрації від силових установок передбачені заходи, що рекомендуються технічними умовами їхньої експлуатації.

4. Після завершення ремонтно-відновлювальних робіт передбачено благоустрій та озелененню майданчику реконструкції.

3.11. Техніко-економічні показники проекту реконструкції

Відповідно до розробленого проекту «Реконструкція п'ятиповерхової будівлі під торговельний центр у м. Золотоноша» визначені наступні техніко-економічні показники:

Найменування	Одиниця виміру	По
--------------	----------------	----

		торговому комплексу
Категорія складності об'єкта		III
Клас наслідків (відповідальності) будинку		СС3
Поверховість будівлі		5
Ступінь вогнестійкості		II
Площа ділянки	м ²	1490
Площа забудови	м ²	1063,5
Щільність забудови	%	71,6
Будівельний об'єм, всього	м ³	20633
в т.ч.: нижче відм. 0.000	м ³	2429
вище відм. 0.000	м ³	18204
Загальна площа	м ²	4665,96
Корисна площа	м ²	4345,31
Розрахункова площа	м ²	3298,31
Торгівельна площа	м ²	1005,59
Площа виставкових залів	м ²	298,76
Загальна кількість одночасно працюючих	осіб	130
Кількість створених робочих місць	роб. місце	164
Загальні витрати тепла, в т.ч.: на опалення	кВт/год	356,7
	кВт/год	250,0
на гаряче водопостачання	кВт/год	106,7
Питома теплова потужність опалення	Вт/м ²	60,1
Питоме річне теплоспоживання	Гкал/м ² С	0,123
Річне споживання тепла	Гкал/рік	625,6

в т.ч. на опалення	Гкал/рік	441,6
на гаряче водопостачання	Гкал/рік	184,0
Витрата умовного палива	ТУП/рік	89,4
Водоспоживання	м ³ /добу	6,65
Водовідведення	м ³ /добу	6,65
Розрахункова електрична потужність	кВт	268,5
Річна витрата електроенергії	Тис. кВт год	1391
Тривалість будівництва	місяць	32
в т.ч. підготовчого періоду	місяць	3

4. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

4.1. Розрахунок монолітної з/б балочної плити перекриття

4.1.1. Загальні положення

Монолітні залізобетонні балочні перекриття складаються з системи перехресних балок (головних та другорядних) та плити настилу. Це

конструктивне рішення утворюють складну монолітну конструкцію. При визначенні величин навантаження, що передається від одного елемента до інших елементів (настил - другорядна балка - головна балка), не зважаючи на нерозрізність цих конструкцій, для спрощення розрахунків, вони розглядають як розрізні.

Розташування головних та другорядних балок в плані залежить від багатьох факторів: конфігурації і розмірів приміщень в плані, розміщення опор, діафрагм жорсткості, технологічного обладнання, і т.д.

Один з основних показників, що характеризує економічність перекриття, – витрати матеріалів. Але, про об'єм залізобетону конструкції можна судити по приведеній товщині перекриття, розуміючи під нею товщину шару матеріалу, необхідного для виготовлення плити, другорядних та головних балок і розподіленого по всій площі перекриття.

4.1.2. Вихідні умови з проектування

Для всіх елементів перекриття приймаємо бетон класу С20/25, для армування використовуємо стержні із класу арматури А300; поперечна і монтажна арматура класу А240.

Розрахункові характеристики матеріалів:

– бетон класу С20/25: $R_b = 8,5 \text{ МПа}$; $R_{bt} = 0,75 \text{ МПа}$; $R_{b,ser} = 11 \text{ МПа}$;

$R_{b,ser} = 11,5 \text{ МПа}$; $E_b = 23 \cdot 10^3 \text{ МПа}$;

– арматура класу А300: $R_s = R_{sc} = 280 \text{ МПа}$; $R_{sw} = 225 \text{ МПа}$;

$R_{s,ser} = 295 \text{ МПа}$; $E_s = 210 \cdot 10^3 \text{ МПа}$.

– арматура класу А240: $R_s = R_{sc} = 225 \text{ МПа}$; $R_{sw} = 180 \text{ МПа}$;

$R_{s,ser} = 235 \text{ МПа}$; $E_s = 210 \cdot 10^3 \text{ МПа}$.

4.1.3. Варіанти компоновки плити перекриття

Перший варіант.

Приведену товщину перекриття, см, можна визначити по формулі

$$h_{red} = h_{s,red} + h_{sb,red} + h_{mb,red} + h_{c,red}$$

де $h_{s,red}$, $h_{sb,red}$, $h_{mb,red}$, $h_{c,red}$ – приведена товщина відповідно плити,

другорядних балок, головних балок та колон:

$$h_{s,red} = l_s \sqrt{l_s + p_n} = 1,5 \sqrt{1,5 + 12} = 6,49 \text{ см};$$

$$h_{sb,red} = 0,01(0,45l_{sb} + p_n) \frac{l_{sb}^2 \cdot n_s + 1}{l_s \cdot n_s} = 0,01(0,45 \cdot 6 + 12) \frac{6^2 \cdot 12 + 1}{1,5 \cdot 12} = 3,276 \text{ см};$$

$$h_{mb,red} = 0,024l_{mb} \left(0,4 \frac{l_{mb}^2}{l_{sb}} + p_n\right) \frac{n_{sb} + 1}{n_{sb}} = 0,024 \cdot 6 \left(0,4 \frac{6^2}{6} + 12\right) \frac{6+1}{6} = 2,93 \text{ см};$$

$$h_{c,red} = 0,01n_{fl}H_{fl}(1,7l_s + p_n) \frac{(n_{mb} + 1)(n_{sb} + 1)}{n_{mb}n_{sb}} = 0,01 \cdot 3 \cdot 3,3(1,7 \cdot 1,5 + 12) \frac{(3+1)(6+1)}{3 \cdot 6} = 2,26 \text{ см}$$

В цих формулах $l_s = 1,5 \text{ м}$, $l_{sb} = 6,0 \text{ м}$, $l_{mb} = 6,0 \text{ м}$ – прольоти відповідно

плити, другорядної та головної балок; $p_n = 12 \text{ кПа}$ – значення тимчасового

корисного навантаження на перекриття; $n_s = 12$, $n_{sb} = 6$, $n_{mb} = 3$ – кількість

прольотів відповідно плити, другорядної та головної балок, $H_{fl} = 3,3 \text{ м}$ – висота

поверху; $n_{fl} = 3$ – кількість вище розташованих поверхів, що мають колони.

Тоді $h_{red} = 6,489 + 3,276 + 2,931 + 2,259 = 14,955 \text{ см}$

Другий варіант.

Приведену товщину перекриття, см, можна визначити по формулі

$$h_{red} = h_{s,red} + h_{sb,red} + h_{mb,red} + h_{c,red} ,$$

де $h_{s,red}$, $h_{sb,red}$, $h_{mb,red}$, $h_{c,red}$ – приведена товщина відповідно плити, другорядних балок та головних балок та колон:

$$h_{s,red} = l_s \sqrt{l_s + p_n} = 1,5 \sqrt{1,5 + 12} = 5,511 \text{ см};$$

$$h_{sb,red} = 0,01(0,45l_{sb} + p_n) \frac{l_{sb}^2 \cdot n_s + 1}{l_s \cdot n_s} = 0,01(0,45 \cdot 6 + 12) \frac{6^2 \cdot 28 + 1}{1,5 \cdot 28} = 5,126 \text{ см};$$

$$h_{mb,red} = 0,024l_{mb} \left(0,4 \frac{l_{mb}^2}{l_{sb}} + p_n\right) \frac{n_{sb} + 1}{n_{sb}} = 0,024 \cdot 6 \left(0,4 \frac{6^2}{6} + 12\right) \frac{3+1}{3} = 2,699 \text{ см};$$

$$h_{c,red} = 0,01n_{fl}H_{fl}(1,7l_s + p_n) \frac{(n_{mb} + 1)(n_{sb} + 1)}{n_{mb}n_{sb}} =$$

$$= 0,01 \cdot 3 \cdot 3,3(1,7 \cdot 1,5 + 12) \frac{(6+1)(3+1)}{6 \cdot 3} = 2,195 \text{ см}.$$

В цих формулах $l_s = 1,5\text{ м}$, $l_{sb} = 6\text{ м}$, $l_{mb} = 6\text{ м}$ – прольоти відповідно плити, другорядної та головної балок; $p_n = 12\text{ кПа}$ – значення тимчасового корисного навантаження на перекриття; $n_s = 28$, $n_{sb} = 3$, $n_{mb} = 7$ – кількість

прольотів відповідно плити, другорядної та головної балок; $H_{fl} = 3,3\text{ м}$ – висота поверху; $n_{fl} = 3$ – кількість вище розташованих поверхів, що мають колони.

$$\text{Тоді } h_{\text{век}} = 5,511 + 5,126 + 2,699 + 2,195 = 15,531\text{ см.}$$

Приймаємо перший варіант перекриття як більш економічний за витратами залізобетону. Попередні розміри поперечних перерізів плити, балок і колон, см,

можна обчислити по наступним формулам, в яких коефіцієнт роботи приймаємо

$$\gamma_{b2} = 0,9, \text{ тоді } R_b = 8,5 \cdot 0,9 = 7,65\text{ МПа.}$$

$$h_s = 2,8 l_s \sqrt{\frac{l_s + p_n}{R_b}} = 2,8 \cdot 1,5 \sqrt{\frac{1,5 + 12}{7,65}} = 6,569\text{ см;}$$

$$h_{sb} = 5,54 l_{sb} \sqrt{\frac{0,45 l_{sb} + p_n}{R_b}} = 5,54 \cdot 6 \sqrt{\frac{0,45 \cdot 6 + 12}{7,65}} = 46,078\text{ см;}$$

$$h_{mb} = 7,78 \sqrt{(0,4 l_{mb}^2 + p_n l_{sb})} \frac{l_{mb}}{R_b} = 7,78 \sqrt{(0,4 \cdot 6^2 + 12 \cdot 6)} \frac{6}{7,65} = 71,227\text{ см;}$$

$$h_c = b_c = 9 l_s \sqrt{\frac{(1,7 l_s + p_n) n_{fl}}{R_b}} = 9 \cdot 1,5 \sqrt{\frac{(1,7 \cdot 1,5 + 12) \cdot 3}{7,65}} = 38,168\text{ см.}$$

Ширину перерізу балок при цьому доречно приймати рівною 0,4...0,5 їх висоти. Тому приймемо наступні розміри несучих елементів монолітного перекриття:

$$\text{плита } h_s = 7\text{ см} = 0,07\text{ м;}$$

$$\text{другорядна балка } h_{sb} = 50\text{ см} = 0,5\text{ м}, \quad b_{sb} = 25\text{ см} = 0,25\text{ м;}$$

$$\text{головна балка } h_{mb} = 80\text{ см} = 0,8\text{ м}, \quad b_{mb} = 30\text{ см} = 0,3\text{ м;}$$

$$\text{поперечні розміри колони } h_c = 40\text{ см} = 0,4\text{ м}, \quad b_c = 40\text{ см} = 0,4\text{ м.}$$

4.1.4. Розрахункові прольоти та навантаження

При розрахунку балочної плити, яка навантажена рівномірно розподіленим навантаженням, розглядають смужку шириною 1 м. Навантаження

на 1м та 1м² чисельно рівні і відрізняються тільки розмірністю – замість розподіленого навантаження по площі приймають розподілене по довжині.

Для крайніх прольотів плити розрахунковими є наступні розміри:

– в короткому напрямі – між другорядними балками:

$$l_{s1} = 1,5 - 0,2 - 0,25 = 1,3 \text{ м};$$

– в довшому напрямі – між головними балками:

$$l_{s2} = 6,0 - 0,3 - 0,2 = 5,5 \text{ м}.$$

Для середніх прольотів плити розрахунковими є наступні розміри

– в короткому напрямі – між другорядними балками:

$$l_{s1} = 1,7 - 0,25 = 1,5 \text{ м};$$

– в довшому напрямі – між головними балками:

$$l_{s2} = 6,0 - 0,3 = 5,7 \text{ м}.$$

Так як для будь-якого прольоту плити відношення розрахункових

прольотів $\frac{l_{s2}}{l_{s1}} = \frac{5,5}{1,3} = 4,23 > 2$ та $\frac{l_{s2}}{l_{s1}} = \frac{5,7}{1,5} = 3,8 > 2$, плиту розраховують як балочну

вздовж коротших сторін. Навантаження на плиту вказані в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності по навантаженню, γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м ²
Постійне навантаження:			
а) власна вага плити ($\gamma = 25 \text{ кН/м}^3$, $t = 70 \text{ мм}$)	1,75	1,1	1,925
б) власна вага цементної підлоги: – цементна підлога ($\gamma = 22 \text{ кН/м}^3$, $t = 50 \text{ мм}$)	1,1	1,3	1,43
Разом	2,85		3,355
Тимчасове корисне навантаження	12	1,2	14,4
Повне навантаження	14,85		17,755

Всі навантаження визначені з урахуванням коефіцієнта надійності по призначенню конструкції $\gamma_n = 0,95$. Навантаження на балочну плиту шириною

$$1,0 \text{ м } q = 17,755 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \cdot 1 \text{ м} = 17,755 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

4.1.5. Визначення зусиль в плиті

Розрахункові зусилля визначаються з врахуванням їх перерозподілу внаслідок пластичних деформацій. Найбільші згинальні моменти встановлюють розрахунком як в прольотних, так і в опорних перерізах. Поперечні сили при розрахунку плит, як правило не виконуються, оскільки в плитах перекриттів

зазвичай виконується умова $Q \leq Q_{b,u}$.

В крайніх прольотах $M = \frac{ql^2}{11} = \frac{17,755 \cdot 1,3^2}{11} = 2,728 \text{ кНм}$; на других від

краю опор $M = \frac{ql^2}{11} = \frac{17,755 \cdot 1,5^2}{11} = 3,632 \text{ кНм}$; в середніх прольотах та на

середніх опорах $M = \frac{ql^2}{16} = \frac{17,755 \cdot 1,5^2}{16} = 2,497 \text{ кНм}$.

Так як для плити $\frac{h_s}{l_s} = \frac{0,07}{1,5} \approx \frac{1}{30}$, то в плитах, в яких по периметру

знаходяться монолітно зв'язані з ними балки, згинальні моменти в перерізах проміжних прольотів і над проміжними опорами приймаються меншими на 20% для врахування виникаючого розпору: $M = 0,8 \cdot 2,497 = 1,998 \text{ кНм}$.

4.1.6. Розрахунок міцності перерізу

Визначаємо граничне значення відносної висоти стиснутої зони в перерізах плити. Так як навантаження малої сумарної тривалості відсутні, приймаємо коефіцієнт умови роботи бетону $\gamma_{b2} = 0,9$, тоді

$R_b = 8,5 \cdot 0,9 = 7,65 \text{ МПа}$. Робоча арматура із сталі класу А240 діаметром 6-8 мм,

$R_s = 280 \text{ МПа}$. При $\gamma_{b2} < 1$ $\sigma_{sc,u} = \varepsilon_{b,u} \cdot E_s = 0,0025 \cdot 2,1 \cdot 10^5 = 525 \text{ МПа}$.

Звідси знаходимо:

$$\omega = \alpha - \beta \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 7,65 = 0,7888;$$

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,7888}{1 + \frac{280}{525} \cdot \left(1 - \frac{0,7888}{1,1}\right)} = 0,685;$$

$$A_R = \xi_R \cdot (1 - 0,5 \xi_R) = 0,685 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,685) = 0,45;$$

Визначаємо необхідну площу перерізу робочої арматури. Приймаємо $a = 0,015 \text{ м}$, тоді $h_0 = 0,07 - 0,015 = 0,055 \text{ м}$.

В крайніх прольотах:

$$A_0 = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{0,002728}{7,65 \cdot 1 \cdot 0,055^2} = 0,11788 \leq A_R = 0,45$$

За таблицею знаходимо, що при $A_0 = 0,11788$: $\xi = 0,125$ і $\eta = 0,9375$.

Необхідну площу арматури знаходимо за формулою:

$$A_s = \frac{M}{R_s \eta h_0} = \frac{0,002728}{280 \cdot 0,9375 \cdot 0,055} = 0,000188952 \text{ м}^2 = 1,88952 \text{ см}^2$$
$$\mu_s = \frac{0,000188952}{1 \cdot 0,055} = 0,0034 \geq 0,0005$$

На перших проміжних опорах:

$$A_0 = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{0,003632}{7,65 \cdot 1 \cdot 0,055^2} = 0,157 \leq A_R = 0,45$$

За таблицею знаходимо, що при $A_0 = 0,157$: $\xi = 0,17$ і $\eta = 0,915$.

Необхідну площу арматури знаходимо за формулою:

$$A_s = \frac{M}{R_s \eta h_0} = \frac{0,003632}{280 \cdot 0,915 \cdot 0,055} = 0,000257753 \text{ м}^2 = 2,57753 \text{ см}^2$$
$$\mu_s = \frac{0,000257753}{1 \cdot 0,055} = 0,0047 \geq 0,0005$$

В середніх прольотах та на середніх опорах, в яких по всьому периметру не розміщені монолітно зв'язані з ними балки:

$$A_0 = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{0,002497}{7,65 \cdot 1 \cdot 0,055^2} = 0,1079 \leq A_R = 0,45$$

За таблицею знаходимо, що при $A_0 = 0,1079$: $\xi = 0,115$ і $\eta = 0,9425$.

Необхідну площу арматури знаходимо за формулою:

$$A_s = \frac{M}{R_s \eta h_0} = \frac{0,002497}{280 \cdot 0,9425 \cdot 0,055} = 0,00017203 \text{ м}^2 = 1,7203 \text{ см}^2$$
$$\mu_s = \frac{0,00017203}{1 \cdot 0,055} = 0,0031 \geq 0,0005$$

В середніх прольотах та на середніх опорах, в яких по всьому периметру розміщені монолітно зв'язані з ними балки:

$$A_0 = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{0,001998}{7,65 \cdot 1 \cdot 0,055^2} = 0,0863 \leq A_R = 0,45$$

За таблицею знаходимо, що при $A_0 = 0,0863$: $\xi = 0,09$ і $\eta = 0,955$.

Необхідну площу арматури знаходимо за формулою:

$$\mu_s = \frac{M}{R_s \eta h_0} = \frac{0,001998}{280 \cdot 0,955 \cdot 0,055} = 0,00013585 \text{ м}^2 = 1,3585 \text{ см}^2;$$

$$\mu_s = \frac{0,00013585}{1 \cdot 0,055} = 0,0025 \geq 0,0005.$$

Є кілька варіантів армування монолітної плити, а саме:

- армування плити окремими стержнями;
- армування плити зварними сітками з поперечним розташуванням робочих стержнів;
- армування плити зварними рулонними сітками з повздовжнім розташуванням робочих стержнів.

Виконаємо армування плити зварними сітками, використовуючи дрід ВрІ.

4.1.7. Розрахунок та конструювання другорядної балки

Для крайніх прольотів: $l_1 = l_7 = 6000 - 300 - 200 = 5500 \text{ мм} = 5,5 \text{ м}$; для

середніх прольотів: $l_2 = l_3 = l_4 = l_5 = l_6 = 6000 - 300 = 5700 \text{ мм} = 5,7 \text{ м}$.

Навантаження на другорядну балку збирають з її вантажної смужки, ширина якої дорівнює кроку другорядних балок. Крім того, враховується вага ребра балки. Розрахункові навантаження при $\gamma_f = 1$:

- постійне $g = 0,2(0,4 - 0,07) \cdot 1,0 \cdot 25 \cdot 0,95 + 3,355 \cdot 1,75 = 7,44 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$;

- тимчасове корисне $p = 12 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$;

- повне $q = g + p = 7,44 + 12 = 19,44 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$.

Розрахункові навантаження при $\gamma_f > 1$:

- постійне $g = 0,2(0,4 - 0,07) \cdot 1,1 \cdot 25 \cdot 0,95 + 3,355 \cdot 1,75 = 7,6 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$;

- тимчасове корисне $p = 12 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$;

- повне $q = g + p = 7,6 + 12 = 19,6 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$.

Визначення розрахункових зусиль. Розрахункові зусилля в балці

визначають з врахуванням їх перерозподілення по формулі $M = \beta(g + p) \cdot l^2$.

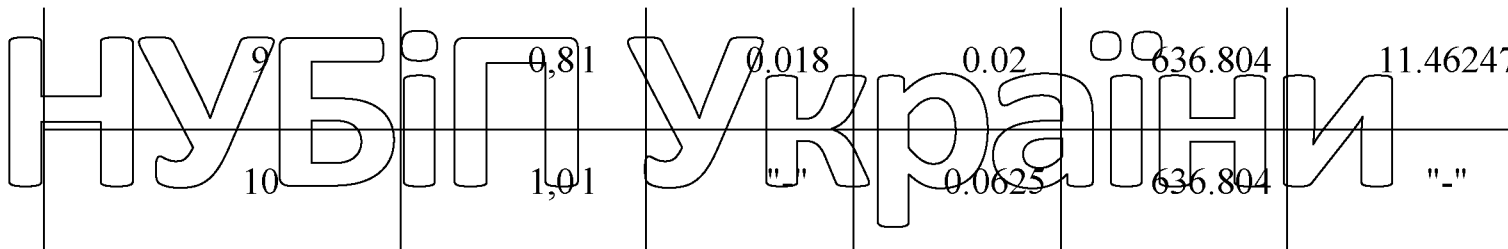
Відношення тимчасового корисного навантаження до постійного становить:

$$\frac{p}{g} = \frac{12}{7,6} = 1,57 \approx 1,6.$$

Так як в багатьох перерізах другорядної балки можуть діяти згинальні моменти різних знаків, то визначення моментів тільки для основних прольотних та опорних перерізів недостатньо. Необхідно визначити додатні та від'ємні моменти для декількох перерізів балки по довжині з метою побудови огинаючої епюри. При симетричних навантаженні та схемі балки розрахункові зусилля достатньо визначити тільки для половини балки. Оскільки в даному випадку різниця в розмірах прольотів l_1 та l_2 менша 10%, то використовуються формули для рівнопрольотних балок. Визначення згинальних моментів подано в таблиці 3.2.

Таблиця 3.2

Номер прольоту	розрахункового перерізу	Відстань від лівої опори до перерізу	Значення коефіцієнтів		$pl^2, \text{кНм}$	Згинальний момент M_{\max} , кНм
			" $+\beta$ "	" $-\beta$ "		
1	1	0,21	0,065	" $-$ "	592,9	38,5385
	2	0,41	0,09	" $-$ "	592,9	53,361
	2'	0,4251	0,091	" $-$ "	592,9	53,9539
	3	0,61	0,075	" $-$ "	592,9	44,4675
	4	0,81	0,02	0,019	592,9	11,858
2	5	1,01	" $-$ "	0,071	592,9	" $-$ "
	6	0,21	0,018	0,026	636,804	11,46247
	7	0,41	0,058	0,003	636,804	36,93463
	7'	0,51	0,0625	0,001	636,804	39,80025
	8	0,61	0,058	0	636,804	36,93463



В першому прольоті відстань від першої опори до нульової ординати

від'ємних моментів становить: $l_x = 0,27l_1 = 0,27 \cdot 5,5 = 1,485\text{м}$. В цьому ж прольоті

відстань від правої опори до нульової ординати додатних моментів становить:

$l_x = 0,15l_1 = 0,15 \cdot 5,5 = 0,825\text{м}$. Та ж відстань у другому, третьому та

четвертому прольотах становить: $l_x = 0,15l_1 = 0,15 \cdot 5,7 = 0,855\text{м}$.

В першому прольоті відстань від першої опори до нульової ординати

від'ємних моментів становить: $l_x = 0,27l_1 = 0,27 \cdot 5,5 = 1,485\text{м}$. В цьому ж

прольоті відстань від правої опори до нульової ординати додатних моментів

становить: $l_x = 0,15l_1 = 0,15 \cdot 5,5 = 0,825\text{м}$. Та ж відстань у другому, третьому та

четвертому прольотах становить: $l_x = 0,15l_1 = 0,15 \cdot 5,7 = 0,855\text{м}$

Знаходимо розрахункові величини поперечних сил: на крайній опорі $Q = 0,4ql_1 = 0,4 \cdot 19,6 \cdot 5,5 = 43,12\text{кН}$; на першій проміжній опорі зліва

$Q = 0,6ql_1 = 0,6 \cdot 19,6 \cdot 5,5 = 64,68\text{кН}$; на першій проміжній опорі справа та на

середній опорі $Q = 0,5ql_2 = 0,5 \cdot 19,6 \cdot 5,7 = 55,86\text{кН}$.

Розрахунок міцності перерізу. Розміри бетонного перерізу другорядної балки визначені раніше – при конструюванні монолітного перекриття ($h = 50\text{см}$,

$b = 25\text{см}$). Для тих ділянок балки, де діють додатні згинальні моменти,

приймають тавровий переріз з полицею в стиснутій зоні. Ширину стиснутої

полиці b'_f приймають із умови, що ширина полиці в кожную сторону від ребра

повинна бути не більше $1/6$ прольоту, тобто $b'_f = 2 \cdot \frac{5,7}{6} + 0,2 = 2,1\text{м}$. Таким чином,

для таврового перерізу приймають $b'_f = 2,1\text{м}$, $h'_f = 0,07\text{м}$.

Робоча висота перерізу балки в крайніх прольотах при $a = 0,05\text{м}$

$h_0 = h - a = 0,5 - 0,05 = 0,45\text{м}$; в середніх прольотах при $a = 0,03\text{м}$

$h_0 = 0,5 - 0,03 = 0,47\text{м}$; біля опор $a = 0,05\text{м}$ $h_0 = 0,5 - 0,05 = 0,45\text{м}$.

Перевіримо міцність бетону стінки по стиснутій смужці між похилими тріщинами біля першої проміжної опори зліва, де діє найбільша поперечна сила.

$$\varphi_b = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 \cdot 7,65 = 0,9235.$$

Передбачаючи відсутність поперечної арматури при $\varphi_{w1} = 1$ перевіряємо

$$\text{умову } Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0$$

$$Q = 64,68 \text{ кН} \leq 0,3 \cdot 1 \cdot 0,9235 \cdot 7,65 \cdot 0,25 \cdot 0,45 = 0,2384 \text{ МН} = 238,4 \text{ кН}.$$

Прийняті розміри бетонного перерізу достатні.

Розрахунок поздовжньої арматури. Відносна висота стиснутої зони бетону, при якій фактична нульова лінія проходить по арматурі:

$$\omega = \alpha - \beta R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 7,65 = 0,7888.$$

Граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону в перерізах

$$\text{плити: } \xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{cs,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,7888}{1 + \frac{280}{525} \left(1 - \frac{0,7888}{1,1}\right)} = 0,685.$$

$$A_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) = 0,685 (1 - 0,5 \cdot 0,685) = 0,45.$$

Визначимо положення нульової лінії в тавровому перерізі. Найбільший додатній момент діє в крайньому прольоті, тому

$$M'_f = R_b \cdot b'_f \cdot h'_f (h_0 - 0,5 \cdot h'_f) = 7,65 \cdot 2,1 \cdot 0,07 \cdot (0,45 - 0,5 \cdot 0,07) =$$

$$= 0,4667 \text{ МНм} = 466,7 \text{ кНм} > M = 53,95 \text{ кНм}. \text{ Нульова лінія розташована в}$$

полиці, тому при дії позитивних згинальних моментів всі перерізи балки розглядаються як прямокутні шириною $b = b'_f = 2,1 \text{ м}$.

Визначимо переріз поздовжньої робочої арматури в прольотних перерізах балки при дії позитивних моментів.

В першому прольоті:

$$A_0 = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{0,05395}{7,65 \cdot 2,1 \cdot 0,45^2} = 0,01658 < A_R = 0,45;$$

з таблиці приймаємо $\eta = 0,9925$;

площа поздовжньої розтягнутої арматури:

$$A_s = \frac{M}{R_s \eta h_0} = \frac{0,05395}{280 \cdot 0,9925 \cdot 0,45} = 0,00043 \text{ м}^2 = 4,3 \text{ см}^2$$

В другому прольоті:

$$A_0 = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{0,0398}{7,65 \cdot 2,1 \cdot 0,47^2} = 0,0112 < A_R = 0,45;$$

з таблиці приймаємо $\eta = 0,9945$;

площа поздовжньої розтягнутої арматури:

$$A_s = \frac{M}{R_s \eta h_0} = \frac{0,0398}{280 \cdot 0,9945 \cdot 0,47} = 0,000304 \text{ м}^2 = 3,04 \text{ см}^2.$$

В опорних перерізах балки діють від'ємні згинальні моменти, плита знаходиться в розтягнутій зоні, тому переріз балки розглядають як прямокутний шириною $b = 0,25 \text{ м}$.

В першій опорі:

$$M = -0,04239 \text{ МНм}, \text{ тому:}$$

$$A_0 = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{0,04239}{7,65 \cdot 0,25 \cdot 0,45^2} = 0,109 < A_R = 0,45;$$

з таблиці приймаємо $\eta = 0,9425$;

площа поздовжньої розтягнутої арматури

$$A_s = \frac{M}{R_s \eta h_0} = \frac{0,04239}{280 \cdot 0,9425 \cdot 0,45} = 0,000357 \text{ м}^2 = 3,57 \text{ см}^2.$$

В наступній опорі:

$$M = -0,0398 \text{ МНм}, \text{ тому:}$$

$$A_0 = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{0,0398}{7,65 \cdot 0,25 \cdot 0,45^2} = 0,1027 < A_R = 0,45;$$

з таблиці приймаємо $\eta = 0,94625$;

площа поздовжньої розтягнутої арматури $A_s = \frac{M}{R_s \eta h_0} = \frac{0,0398}{280 \cdot 0,94625 \cdot 0,45} = 0,000334 \text{ м}^2 = 3,34 \text{ см}^2.$

Крім того, від'ємний згинальний момент може діяти також в прольотному перерізі другого прольоту. В цьому випадку плита знаходиться в розтягнутій зоні, розтягнута арматура розташовується в один ряд, $h_0 = 0,47 \text{ м}$,

$$M = -0,00064 \text{ МНм}.$$

$$A_0 = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{0,00064}{7,65 \cdot 0,25 \cdot 0,47^2} = 0,0015 < A_R = 0,45;$$

з таблиці приймаємо $\eta = 0,995$;

площа поздовжньої розтягнутої арматури

$$\mu_s = \frac{A_s}{b h_0} = \frac{0,0000049}{0,25 \cdot 0,47} \cdot 100\% = 0,0042\% < 0,05\%$$

Кількість поєздовжніх стержнів і їх діаметри визначають в процесі конструювання.

Розрахунок поперечної арматури. Виявимо необхідність встановлення розрахункової поперечної арматури.

При $\gamma_{b2} = 0,9$ отримуємо $R_{bt} = 0,75 \cdot 0,9 = 0,675 \text{ МПа}$.

Визначимо величину $Q_{b,u}$ – міцність залізобетонного елемента в похилому перерізі при відсутності поперечної арматури, що дорівнює

$$Q_{b,u} = \frac{\varphi_{b3} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{c}$$

Оскільки поєздовжні сили відсутні, то $\varphi_n = 0$.

При $c = 0,25l = 0,25 \cdot 5,5 = 1,375 \text{ м}$ отримуємо:

$$Q_{b,u} = \frac{1,5(1+0)0,675 \cdot 0,25 \cdot 0,45^2}{1,375} = 0,0378 \text{ МН}$$

Так як:

$$Q_{b,u} \leq \varphi_{b3} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0 = 0,6(1+0)0,675 \cdot 0,25 \cdot 0,45 = 0,0456 \text{ МН} = 45,6 \text{ кН}$$

Приймаємо $Q_{b,u} = 45,6 \text{ кН}$. Так як не для всіх з опор, що розглядаються, виконується умова $Q \leq Q_{b,u}$, то необхідно встановити розрахункову поперечну арматуру.

Найбільша поперечна сила $Q = 0,06468 \text{ МН}$.

Визначимо величину поперечної сили, що приймає бетон стиснутої зони.

Оскільки на припорних ділянках звиси в стиснутій зоні відсутні, то $\varphi_f = 0$,

$\varphi_n = 0$,

$$e_p = h_0 \frac{\varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n)}{\varphi_{b3} (1 + \varphi_n)} = 0,45 \frac{2(1+0+0)}{0,6(1+0)} = 1,5 \text{ м} > 0,25l = 0,25 \cdot 5,5 = 1,375 \text{ м}$$

При $c = 1,375$ маємо:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n)}{c} R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2$$

$$q_b = \frac{2(1+0+0)}{1,375} \cdot 0,675 \cdot 0,25 \cdot 0,45^2 = 0,0497 \text{ MN}.$$

$$q_w = \frac{(\varphi - \varphi_b)^2}{Q_b c_b} = \frac{(0,06468 - 0,0497)^2}{0,0497 \cdot 1,375} = 0,00328 \frac{\text{MN}}{\text{м}} <$$

$$< 0,5 R_{bt} b = 0,5 \cdot 0,675 \cdot 0,25 = 0,0844 \frac{\text{MN}}{\text{м}}.$$

Оскільки $q_w < 0,5 R_{bt} b$, то $q_w = 0,5 R_{bt} b = 0,0844 \frac{\text{MN}}{\text{м}}$.

При $q_{inc} = 0$:

$$c_0 = h_0 \sqrt{\frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b}{q_w + q_{inc}}} = 0,45 \sqrt{\frac{2(1+0+0) \cdot 0,675 \cdot 0,25}{0,0844}} = 0,9 \text{ м} = 2h_0.$$

Призначимо крок поперечних стержнів. Найбільша відстань між ними становить:

$$s_{w,max} = \frac{0,75 \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{Q} = \frac{0,75 \cdot 2(1+0+0) \cdot 0,675 \cdot 0,25 \cdot 0,45^2}{0,06468} = 0,79$$

При висоті перерізу балки $h = 0,4 \text{ м} < 0,45 \text{ м}$ крок поперечних стержнів повинен бути не більшим $0,5h$ і $0,15 \text{ м}$. Для арматури класу А-І діаметром 6 мм $R_{sw} = 180 \text{ МПа}$ маємо:

$$A_{sw} = \frac{q_w \cdot s_w}{R_{sw}} = \frac{0,0844 \cdot 0,15}{180} = 0,0007033 \text{ м}^2 = 0,703 \text{ см}^2.$$

Обчисленій площі відповідає 3Ø6 А240 ($A_{sw} = 0,85 \text{ см}^2$). Оскільки для в'язаної арматури необхідна парна кількість поперечних стержнів, призначимо 2Ø6 А-І ($A_{sw} = 0,57 \text{ см}^2$) з кроком $s_w = 100 \text{ мм}$.

З'ясуємо, на якій відстані від опор може бути збільшений крок поперечних стержнів. На прольотній ділянці назначаємо 2Ø6 А240 з кроком

$$s_w = 300 \text{ мм}. \text{ Перевіримо умову } \frac{R_{sw} A_w}{s_w} \geq \frac{R_{bt} b}{2}.$$

$$\frac{180 \cdot 0,57}{0,3} = 0,0342 \leq \frac{0,675 \cdot 0,25}{2} = 0,0843. \text{ Умова не виконується. Мінімальна}$$

довжина ділянки з кроком $s_w = 100 \text{ мм}$ визначаємо по формулі:

$l_1 = \frac{(Q - Q_b)}{q} = \frac{(64,68 - 49,7)}{19,6} = 0,764 \text{ м} < 0,25l = 1,375 \text{ м}$. Приймаємо довжину ділянки з кроком поперечних стержнів $s_w = 100 \text{ мм}$ рівною $l_1 = 1,4 \text{ м}$.

Для перерізів балки біля першої, другої та послідовних проміжної опор проводимо ті ж розрахунки. $Q = 0,05586 \text{ МН}$;

$c_b = 0,45 \frac{2(1+0+0)}{0,6(1+0)} = 1,5 \text{ м} > 0,25l = 0,25 \cdot 5,5 = 1,375 \text{ м}$;
 $Q_b = \frac{2(1+0+0)}{1,375} 0,675 \cdot 0,25 \cdot 0,45^2 = 0,0497 \text{ МН}$;

$q_w = \frac{(0,05586 - 0,0497)^2}{0,0497 \cdot 1,375} = 0,000555 \frac{\text{МН}}{\text{м}} < 0,0844 \frac{\text{МН}}{\text{м}}$; $q_w < 0,5R_{bt}b$, то
 $q_w = 0,5R_{bt}b = 0,0844 \frac{\text{МН}}{\text{м}}$;

$$c_0 = 0,45 \sqrt{\frac{2(1+0+0)0,675 \cdot 0,25}{0,0844}} = 0,9 \text{ м} = 2h_0;$$

$s_{w,\text{max}} = \frac{0,75 \cdot 2(1+0+0)0,675 \cdot 0,25 \cdot 0,45^2}{0,05586} = 0,918$;
 $h = 0,4 \text{ м} < 0,45 \text{ м}$.

Для арматури класу А240 діаметром 6,0 мм $R_{sw} = 180 \text{ МПа}$ маємо

$A_{sw} = \frac{0,0844 \cdot 0,15}{180} = 0,000703 \text{ м}^2 = 0,703 \text{ см}^2$;
 призначаємо 206 А240 ($A_{sw} = 0,57 \text{ см}^2$) з кроком $s_w = 100 \text{ мм}$;

$l_1 = \frac{(55,86 - 49,7)}{19,6} = 0,314 \text{ м} < 0,25l = 1,375 \text{ м}$. Приймаємо довжину ділянки з кроком

поперечних стержнів $s_w = 100 \text{ мм}$ рівною $1,4 \text{ м}$.

Для перерізів балки біля першої опори маємо:

$Q = 0,04312 \text{ МН} \leq Q_{b,u} = 0,0456 \text{ МН}$. Звідси виходить, що розрахунок

поперечної арматури непотрібний.

Конструювання другорядної балки. Виконаємо армування другорядної балки зварними сітками. Прольотну арматуру конструюємо у вигляді плоских вертикальних сіток, над опорну — у вигляді плоских горизонтальних сіток. Прийемо наступне армування:

в першому прольоті – дві сітки, в кожній робочі поздовжні стержні $1\text{Ø}14\text{A}300 + 1\text{Ø}12\text{A}300$, всього $A_s = 5,34\text{см}^2 > 4,3\text{см}^2$;

в другому – дві сітки, в кожній $2\text{Ø}12\text{A}300$, всього $A_s = 4,524\text{см}^2 > 3,04\text{см}^2$;

верхні стержні прольотних сіток діаметром 12мм, тоді арматура біля верхньої грані балки в другому прольоті – $2\text{Ø}12\text{A}300$ ($A_s = 2,26\text{см}^2 > 0,049\text{см}^2$);

на першій опорі – дві розсунутих сітки, в одній $2\text{Ø}12\text{A}300$, в другій $3\text{Ø}12\text{A}300$, всього $A_s = 5,655\text{см}^2 > 3,57\text{см}^2$;

на наступній опорі – дві розсунутих сітки, в кожній $2\text{Ø}12\text{A}300$, всього $A_s = 4,524\text{см}^2 > 3,34\text{см}^2$.

Поперечне армування на приопорних ділянках балки, рівних $0,25l$, приймаємо у відповідності з результатами розрахунку. На іншій частині прольотів у відповідності з конструктивними вимогами приймаємо поперечні стержні $\text{Ø}4\text{Вр-I}$ з кроком 300мм. В горизонтальних сітках призначають поперечні стержні $\text{Ø}5\text{Вр-I}$ (за умовою зварювання). Так як в зварних сітках застосовувати відігнуті стержні не рекомендується, поздовжні стержні обривають.

4.1.8. Розрахунок та конструювання головної балки

Розрахункова схема. Розрахункову схему головної балки приймаємо у вигляді нерозрізної балки на шарнірних опорах. Розрахункові прольоти призначаємо рівними відстаням між осями опор, а для крайніх опор – відстані від середини площадки спирання на колону до осі сусідньої колони:

$$l_1 = l_3 = 6 + 0,2 = 5,8\text{м}, \quad l_2 = 6\text{м}.$$

Навантаження, що передається другорядними балками на головну, враховується у вигляді зосереджених сил і визначається без врахування нерозрізності другорядних балок. Вага ребра головної балки – рівномірно розподілене навантаження, але для спрощення розрахунків умовно вважають його у вигляді зосереджених сил, прикладеними в місцях спирання другорядних балок і рівних вазі ребра головної балки на ділянках між осями примикаючих прольотів плити.

При компоновці перекриття прийнято переріз головної балки 0,8x0,3м, відстань між осями примикання прольотів плити 1,5м. Розрахункове навантаження від ваги ребра головної балки становить:

$$\text{при } \gamma_f = 1 \quad G_d = (0,8 - 0,07) \cdot 0,3 \cdot 1,5 \cdot 25 \cdot 0,95 = 9,1 \text{ kH};$$

$$\text{при } \gamma_f > 1 \quad G_d = 9,1 \cdot 1,1 = 10,01 \text{ kH}.$$

Розрахункові навантаження на головну балку при $\gamma_f = 1$:

$$\text{– постійне } G = 9,1 + 7,44 \cdot 6 = 53,74 \text{ kH};$$

$$\text{– тимчасове корисне } P = 12 \cdot 6 = 72 \text{ kH};$$

$$\text{– повне } G + P = 53,74 + 72 = 125,74 \text{ kH}.$$

Розрахункові навантаження на головну балку при $\gamma_f > 1$:

$$\text{– постійне } G = 10,1 + 7,6 \cdot 6 = 55,7 \text{ kH};$$

$$\text{– тимчасове корисне } P = 12 \cdot 6 = 72 \text{ kH};$$

$$\text{– повне } G + P = 55,7 + 72 = 127,7 \text{ kH}.$$

Визначення зусиль в балці. Розрахункові зусилля визначають з врахуванням їх нерозподілу. Попередньо знаходять зусилля в балці як в пружній системі. Так як різниця в величинах прольотів не перевищує 10%, зусилля визначаються як для рівнопрольотної балки.

Система рівнянь трьох моментів для трьох прольотної балки:

$$2M_B(l_1 + l_2) + M_C l_2 = -6R_B^f;$$

$$M_B l_2 + 2M_C(l_2 + l_3) = -6R_C^f;$$

або приймаючи всі прольоти однаковими:

$$36M_B + 9M_C = -6R_B^f;$$

$$9M_B + 36M_C = -6R_C^f.$$

Якщо навантажені обидва примикаючі прольоти, то фіктивна реакція на опорі n становить: $6R_n^f = \frac{1215}{6} P$;

якщо навантажений один проліт, то $6R_n^f = \frac{1215}{16} P$.

В таблицях 3.3., 3.4., 3.5., 3.6., 3.7., див. Додаток №1, приведені результати розрахунку головної балки як пружної системи. Розрахунок виконаний в програмному комплексі „Ліра”.

Перед тим, як розпочати перерозподілення напружень, з'ясуємо межі можливого зменшення моментів з умови забезпечення тріщиностійкості перерізу. Гранично допустима ширина розкриття тріщин при дії всього навантаження $a_{cr,1} = 0,4 \text{ мм}$, а ширина тривалого розкриття тріщин при

постійних та тривалих навантаженнях $a_{cr,2} = 0,3 \text{ мм}$. Послідовність визначення меж перерозподілення продемонструємо на прикладі опори В. Для цього перерізу найбільші по модулю моменти виникають при $II+V_3$. При $\gamma_s = 1$

ці моменти становлять: $M = 565,5 \text{ кНм}$, $M_l = 435,1 \text{ кНм}$. При $\delta = 1$; $\varphi_l = 1$; $\eta = 1$; $R_s = 280 \text{ МПа}$; $E_s = 210000 \text{ МПа}$, а також $\bar{\mu}_s = 0,015$ і $d = 25 \text{ мм}$:

$$M' = M_{II} \frac{\delta \varphi_l \eta \sqrt{20(3,5 - 100 \bar{\mu}_s) \sqrt{d} R_s}}{a_{cr,1} E_s}$$

$$M' = -565,5 \frac{1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 20(3,5 - 100 \cdot 0,015) \sqrt{25} \cdot 280}{0,4 \cdot 210000} = -317,6 \text{ кНм}.$$

При тривалій дії навантажень $\varphi_l = 1,5$:

$$M_l' = -435,1 \frac{1 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 20(3,5 - 100 \cdot 0,015) \sqrt{25} \cdot 280}{0,4 \cdot 210000} = -488,8 \text{ кНм}.$$

Маємо, що для перерізу балки біля опори В межа перерозподілення обумовлена тривалого дією навантаження і становить $-488,8 \text{ кНм}$. Аналогічно визначені межі перерозподілення і для інших перерізів (табл. 3.3., додаток №1). Перерозподіл зусиль представлено в табл. 3.4., додаток №1.

Поперечні сили обчислюють по ділянкам для кожного сполучення навантажень як тангенс кута нахилу епюри моментів після перерозподілення.

Так, для сполучення $II+V_1$ при довжині ділянки $\Delta l = 1,5 \text{ м}$ поперечні сили дорівнюють:

– на ділянці від опори А до перерізу 11 $Q_{A-11} = (443,2 - 0) \div 1,5 \text{ м} = 197 \text{ кН}$;

– на ділянці від опори А до перерізу 11 $Q_{A-11} = (513 - 443,2) \div 1,5 \text{ м} = 31 \text{ кН}$.

Результати визначення поперечних сил приведені в табл. 3.5., додаток №1.

Розрахунок міцності перерізу. Перевірка розмірів бетонного перерізу балки. Для опори В та С при сполученні навантажень $II+V_1$ маємо:

$$M_{B,e} = M_{C,e} = M_B + 0,5 Q_{B-21} h_c = -488,8 + 0,5 \cdot 101 \cdot 0,4 = -0,4636 \text{ МНм}.$$

Робоча висота перерізу балки при $b_0 = 0,3\text{ м}$ становить:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M_{B, \text{ср}}}{B_R R_B b}} = \sqrt{\frac{0,4636}{0,42 \cdot 8 \cdot 0,3}} = 0,492\text{ м.}$$

Розміщуючи арматуру в два ряди і, враховуючи діаметр поздовжніх стержнів (20...25 мм), призначаємо $a = 0,05\text{ м}$. Тоді приймаємо остаточно

$$h_0 = 0,8 - 0,05 = 0,75\text{ м}, \text{ зоставляючи раніше прийняті розміри } b = 0,3\text{ м} \text{ і } h = 0,8\text{ м.}$$

Для перерізу, що сприймає додатні моменти, плита розміщена в стиснутій зоні. Розрахункову ширину полиці приймають з умови що ширина звису полиці в кожную сторону від ребра не повинна перевищувати $1/6$ прольоту, тобто

$$b_f' = 0,3 + 2 \cdot 9,0 : 6 = 3,3\text{ м}, \quad h_f' = 0,07\text{ м.} \text{ Прийняті розміри перерізу}$$

перевіряють на міцність бетону стінки по стиснутій смужці між похилими тріщинами для ділянки балки, де діє найбільша поперечна сила. Приймаючи

$$\varphi_{\text{вл}} = 1 \text{ (в запас)} \quad \varphi_{\text{б}} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 \cdot 13,05 = 0,87. \text{ Так як } Q_{13-B} = 301,2\text{ кН} < 0,3 \cdot 1 \cdot 0,87 \cdot 8 \cdot 0,3 \cdot 0,65 = 0,775\text{ МН} = 775\text{ кН}, \text{ то прийняті розміри перерізу головної балки достатні.}$$

Розрахунок поздовжньої арматури. Найбільший момент діє в перерізі 12,

тому:

$$M_f' = R_b h_f' b_f' (h_0 - 0,5 h_f') = 8 \cdot 0,07 \cdot 3,3 (0,75 - 0,5 \cdot 0,07) = 2,008\text{ МНм} > M_{12} = 513\text{ кНм.}$$

Тому для всіх перерізів, що сприймають додатні моменти, нульова лінія знаходиться в полиці і розраховувати їх треба як прямокутні шириною

$$b = b_f' = 3,3\text{ м.}$$

$$\text{В крайньому прольоті: } B_0 = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{0,513}{8 \cdot 3,3 \cdot 0,75^2} = 0,028.$$

з таблиці приймаємо $\nu = 0,986$; площа поздовжньої розтягнутої

$$\text{арматури } A_s = \frac{M}{R_s \nu h_0} = \frac{0,513}{280 \cdot 0,986 \cdot 0,75} = 0,002193\text{ м}^2 = 21,93\text{ см}^2$$

$$\text{В середньому прольоті: } B_0 = \frac{0,3107}{8 \cdot 3,3 \cdot 0,75^2} = 0,017,$$

з таблиці приймаємо $\nu = 0,992$; площа поздовжньої розтягнутої

$$\text{арматури } A_s = \frac{0,3107}{280 \cdot 0,992 \cdot 0,75} = 0,001320 \text{ м}^2 = 13,20 \text{ см}^2.$$

При цьому в плиті може діяти і від'ємний момент $M = -168,8 \text{ кНм}$. Для його

сприйняття передбачається арматура в верхній грані балки. Плита в цьому

випадку розміщена в розтягнутій зоні, тобто $b = 0,3 \text{ м}$;

$$B_0 = \frac{0,1688}{8 \cdot 0,3 \cdot 0,75^2} = 0,087; \nu = 0,955;$$

$$\text{Площа арматури } A_s = \frac{0,1688}{280 \cdot 0,955 \cdot 0,75} = 0,000745 \text{ м}^2 = 7,45 \text{ см}^2.$$

Аналогічно для опор В та С: $M_{B,e} = M_{C,e} = -0,4636 \text{ МНм}$.

$$B_0 = \frac{0,4636}{8 \cdot 0,3 \cdot 0,75^2} = 0,24; \nu = 0,861;$$

$$\text{Площа арматури } A_s = \frac{0,4636}{280 \cdot 0,861 \cdot 0,5} = 0,002270 \text{ м}^2 = 22,7 \text{ см}^2.$$

Діаметр і кількість стержнів поздовжньої розтягнутої визначимо при конструюванні.

Розрахунок поперечної арматури. Несучу здатність похилого перерізу при відсутності поперечної арматури визначають як

$$Q \leq Q_{b,u} = \frac{\varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{c} \quad \text{Оскільки поздовжньої сили немає, то } \varphi_n = 0$$

. При $c = a = 2,25 \text{ м}$,

$$Q_{b,u} = \frac{1,5 \cdot 0,75 \cdot 0,3 \cdot 0,75^2}{1,5} = 0,104 \text{ МН} < <$$

$$\varphi_{b3} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 0,75 \cdot 0,3 \cdot 0,75 = 0,145 \text{ МН}$$

Приймаємо $Q_{b,u} = 0,145 \text{ МН}$. Поперечну арматуру необхідно встановлювати.

Визначимо значення поперечної сили.

Оскільки $\varphi_f = 0$, $\varphi_n = 0$, то $c_b \leq a = 2,25 \text{ м}$;

$$c_b \leq h_0 \frac{\varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n)}{\varphi_{b3} (1 + \varphi_n)} = 0,65 \frac{2(1+0+0)}{0,6(1+0)} = 2,17 \text{ м}.$$

Приймаємо $c_b = 2,17 м$;

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_n + \varphi_f) R_{bt} b h_0^2}{c} = \frac{2 \cdot 0,75 \cdot 0,3 \cdot 0,75^2}{2,17} = 0,143 МН$$

При армуванні балки окремими стержнями передбачаються вертикальні

стержні $2\varnothing 10 А-I$, ($A_s = 1,57 см^2$, $R_{sw} = 180 МПа$) з кроком $s_w = 0,15 м$.

$$\frac{R_{sw} A_s}{s_w} \geq \frac{R_{bt} b}{2}$$

$$q_{sw} = 180 \cdot 0,00157 / 0,15 = 0,188 МН / м > 0,5 \cdot 1,05 \cdot 0,3 = 0,183 МН$$

Умова виконується, залишаємо прийняту кількість стержнів.

Перевіримо несучу здатність балки при відсутності відігнутих стержнів:

$$\text{при } q_{ins} = 0 \quad c_0 = 0,65 \sqrt{\frac{2(1+0+0)1,05 \cdot 0,3}{0,188}} = 1,285 м < 2h_0 = 1,3 м;$$

$$Q_w = 0,188 \cdot 1,285 = 0,156 МН$$

Перевіримо умову $Q \leq Q_w + Q_{ins} + Q_b$ для перерізу балки біля опори B зліва. Так як $Q = 0,3012 МН > 0,143 + 0,156 = 0,299 МН$, несуча здатність перерізу балки без відігнутих стержнів забезпечена на всіх ділянках.

Потрібну інтенсивність поперечного армування визначаємо наступним

$$\text{чином: } q_{ins} = \frac{(Q - Q_b)^2}{Q_b c_b} - q_w = \frac{(0,3012 - 0,143)^2}{0,143 \cdot 2,17} - 0,188 = 0,0573 МН / м;$$

$$c_0 = 0,65 \sqrt{\frac{2(1+0+0)1,05 \cdot 0,3}{0,188 + 0,0573}} = 1,125 м$$

Приймаємо $c = 1,125 м$:

$$q_{ins} = \frac{(Q - Q_b)^2}{Q_b c_b} - q_w = \frac{(0,3012 - 0,143)^2}{0,143 \cdot 1,125} - 0,188 = 0,058 МН / м$$

Поздовжні стержні відгинають під кутом 45° . Найбільша відстань між верхнім кінцем одного відгину та низом іншого становить:

$$s_{w,max} = 0,65 \cdot 2 \cdot 1,05 \cdot 0,3 \cdot 0,75^2 / 0,3012 = 0,67 м$$

Крок відгинів при цьому $s_{ins} = 0,75 - 0,05 + 0,6 = 1,2 м$

$$A_{ins} = \frac{q_{ins} s_{ins}}{R_{sw} \sin 45} = \frac{0,058 \cdot 1,2}{295 \cdot 0,707} = 0,0003337 м^2 = 3,34 см^2$$

Кількість стержнів визначимо при конструюванні.

Для приопорної ділянки біля опори необхідне поперечне армування становить: $Q_b = 0,143 \text{ MN}$, $c_b = 2,17 \text{ м}$,

$$q_w = \frac{(Q - Q_b)^2}{Q_b c_b} = \frac{(0,3012 - 0,143)^2}{0,143 \cdot 1,125} = 0,193 \text{ MN/м} > 0,5 R_{bt} b = 0,184 \text{ MN/м}.$$

Довжина проєкції опорного перерізу:

$$c_0 = 0,65 \frac{2(1 + 0 + 0) + 0,05 \cdot 0,3}{0,193} = 1,268 \text{ м} < 2h_0 = 1,3 \text{ м}.$$

При $c = 1,125 \text{ м}$ $q_w = (0,3012 - 0,143) / 0,125 = 0,146 \text{ MN/м}$.

Приймаємо в одній площині $2\text{Ø}8 \text{ A}240$, $A_s = 1,01 \text{ см}^2$,

$s_w = 0,000101 \cdot 180 / 0,146 = 0,1245 \text{ м}$. Призначаємо $2\text{Ø}8 \text{ A-I}$ з кроком 120 мм .

В опорному перерізі другорядної балки при $B_0 = 0,149$ та $\xi = 0,162$ висота

стиснутої зони $x = 0,162 \cdot 0,3 = 0,0567 \text{ м}$. Довжина зони відриву

$$h_1 = 0,75 / (0,4 + 0,5 \cdot 0,0567) = 0,222 \text{ м}.$$

4.2. Перевірка несучої здатності цегляних простінків будівлі

Зовнішня стіна $S_{\text{вант.}} = 3,2 \times 2 \text{ м}$

Навантаження розрахункове, тс

від покриття надбудови та снігу 5,587

від перекриттів 1го та 2го поверху 14,227

від перекриттів 3го,4го та 5го поверху 16,540

Розрахунок несучої здатності цегляної кладки виконаний для найбільш навантаженого простінку 1-го поверху – зовнішня стіна по осі „А”.

Розрахунок простінку в осях „А, 6-7”

По результатам обстеження:

розрахункова товщина стіни, м - $a = 0,64$

розрахункова ширина простінку, м - $b = 0,70$

Розрахункова площа простінку, см^2 - $A = ba = 4480$

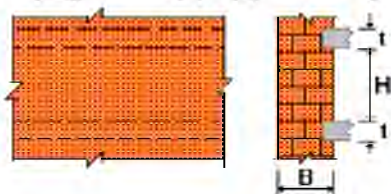
Нормативна щільність цегляної кладки, кг/м^3 $\gamma_k = 1800$

Розрахунковий опір стиску, кгс/см^2 - $R = 75$

Розчин – звичайний цементний, Марка розчину - М25

Механічні пошкодження конструкції

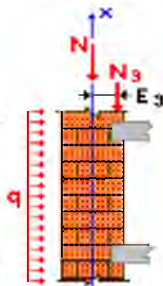
Тріщини з розкриттям до 2,0 мм, перетинаючи не більше восьми рядів кладки (довжиною до 60-65 см) при кількості тріщин не більше чотирьох на 1 м ширини



Висота поверху $H = 3,4$ м
Товщина перекриття $t = 300$ мм
Товщина стіни $B = 0,6$ м



Перекриття монолітні
Коефіцієнт розрахункової висоти 0,8



Навантаження від вітру $q = 0,1$ Т/м²
Навантаження від поверху над стіною
 $N_3 = 3,4$ Т/м
 $E_3 = 0,2$ м
Коефіцієнт тривалості частини навантаження 0,9
Навантаження від вищих перекриттів
 $N = 25,0$ Т/м

Результати розрахунку

Перевірка відп. до СНиП	Перевірка	Коеф. використ.
п. 4.20 СНиП II-22-81	Зріз в швах	0,04
п. 4.20 СНиП II-22-81	Зріз в камені (цеглі)	0,036
п. 4.7 СНиП II-22-81	Стійкість при позацентровому стиску перерізу (середнього)	0,884
п. 4.7 СНиП II-22-81	Стійкість при позацентровому стиску перерізу під перекриттям	0,801
п. 4.7 СНиП II-22-81	Стійкість при позацентровому стиску перерізу (нижнього)	0,927

Для збільшення запасу несучої здатності цегляної стіни на простінках влаштовуються металеві обойми.

Таким чином, при надбудові (реконструкція з надбудовою) несуча здатність цегляних простінків буде достатньою.

4.2.1. Перевірочний розрахунок несучої здатності цегляної стіни

Збір навантаження на 1 м.п. цегляної стіни

1. Постійне навантаження від конструкцій покрівлі

Таблиця 3.6

Узагальнена таблиця збору навантажень від конструкцій покриття

№ п/п	Найменування навантаження	Норм. знач. $g_{нп}$ кг/м ²	γ_f	Розрах. знач. $g_{нр}$ кг/м ²
1	Металева черепиця (Rannila)	5,0	1,05	5,25
2	Суцільна обрешітка з дошок 100x38(h)	22,8	1,2	27,36
3	Крокви дерев'яні дошка 50x200 мм, крок 1,0 м	6 кг/м.п.	1,2	7,2 кг/м.п.
4	Плівка вітрозахисна	0,1	1,3	0,13
5	Утеплювач URSA $\gamma = 50$ кг/м ³ , $l = 200$ мм	10	1,2	12,0
6	Пароізоляція (полімерна мембрана)	1,5	1,2	1,8
7	Підшивка дошкою, $\gamma = 600$ кг/м ³ , $l = 25$ мм	15,0	1,2	18,0
	Всього:	54,4	-	64,54

2. Постійне навантаження від конструкцій внутрішньої стіни надбудови.

Таблиця 3.7

Узагальнена таблиця збору навантажень від конструкцій внутрішньої стіни

№ п/п	Найменування навантаження	Норм. знач. $g_{н}$ кг/м.п	γ_f	Розрах. знач. $g_{д}$ кг/м.п
1	Монолітний залізобетонний пояс по верху стіни мансарди, $h = 200$ мм	250	1,1	275
2	Стіна з газобетонних блоків, $\gamma = 800$ кг/м ³ , $t = 500$ мм, $h = 3,3$ м	1320	1,2	1584
3	Штукатурка ц.п. з обох сторін стіни, $t = 20$ мм	237,6	1,3	308,9
4	Монолітний залізобетонний пояс по верху стіни першого поверху квартири, $h = 200$ мм	250	1,1	275
	Всього:	2057,6	-	2443

3. Постійне навантаження від конструкцій міжповерхового перекриття по металевим балкам.

Таблиця 3.8

Узагальнена таблиця навантажень від конструкцій міжповерхового перекриття

№ п/п	Найменування навантаження	Норм. знач. $g_{н}$ кг/м ²	γ_f	Розрах. знач. $g_{д}$, кг/м ²
1	Покриття підлоги	11	1,2	13,2
2	Стяжка з ц.п. розчину М100, $t = 50$ мм армована сіткою $\varnothing 4$ Вр-І 100x100 мм	90	1,3	117
3	Плити деревоволокнисті, марки М-2 або М3, $t = 24$ мм	14,4	1,2	17,28

4	Стяжка з ц.п. розчину М150, $l = 20 \text{ мм}$	36	0,9	46,8
5	Монолітна з.б. плита перекриття, $l = 120 \text{ мм}$	300	1,1	330
6	Металева балка перекриття двотавр 26Б1, крок 2,2 м	28	0,05	29,4 кг/м.п
	Всього	451,4	-	524,28

4. Тимчасове навантаження на міжповерхове перекриття. Нормативне значення корисного навантаження на перекриття в адміністративних приміщеннях становить 200 кг/м^2 . Розрахункове значення корисного навантаження на міжповерхове перекриття буде становити $200 \cdot 1,2 = 240 \text{ кг/м}^2$

5. Короткочасне снігове навантаження на покрівлю мансарди (рис. 4.1):

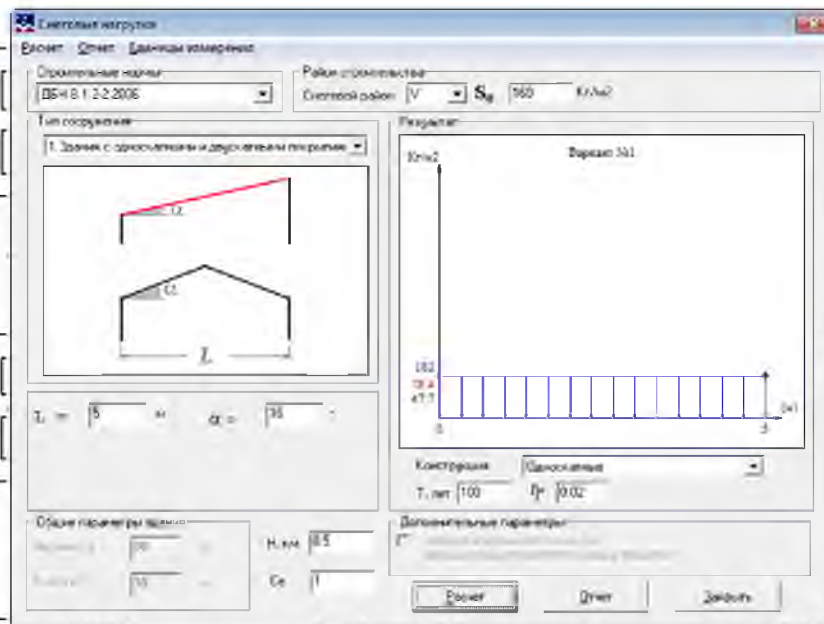


Рис. 4.1. Снігове навантаження на покрівлю мансарди

6. Короткочасне вітрове навантаження на покрівлю мансарди (рис. 4.2):

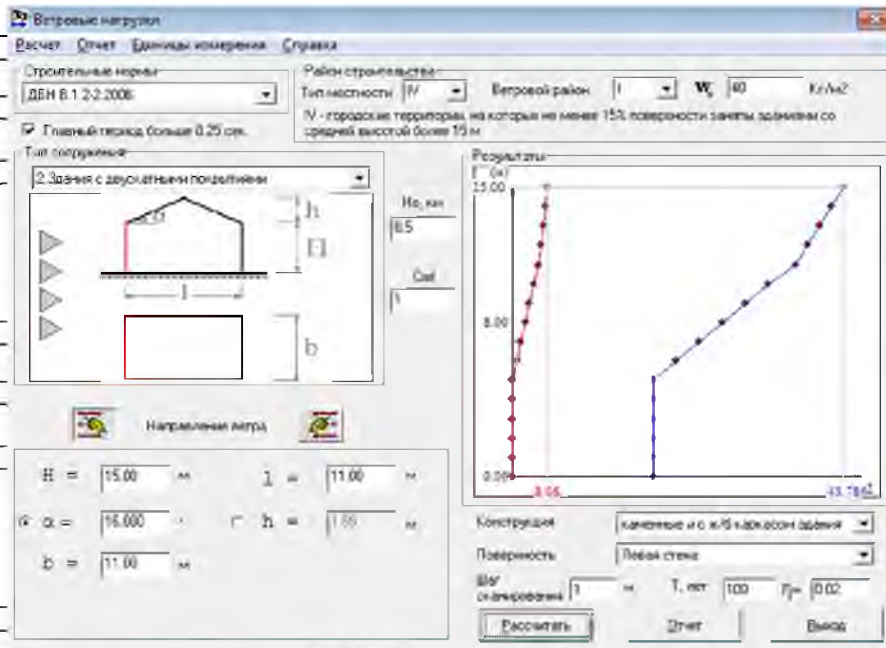


Рис. 4.2. Вітрове навантаження на покрівлю

Навантаження на стіну збираємо з вантажної площі, яка для міжповерхового перекриття становить $4,65 \text{ м}^2$ для стіни надбудови, на яку передається навантаження з покрівлі - $4,7 \text{ м}^2$.

Навантаження на 1 м.п. цегляної стіни, товщиною 510 мм з цегли марки М100 становить:

- від конструкцій покрівлі мансарди:

$$g_1 = (64,54 \text{ кг/м}^2 \cdot 4,7 \text{ м}^2) + (7,2 \text{ кг/м.п.} \cdot 4,7 \text{ м.п.}) = 337,2 \text{ кг/м.п.}$$

- від конструкцій стіни надбудови:

$$g_2 = 2443 \text{ кг/м.п.}$$

- від конструкцій міжповерхового перекриття:

$$g_3 = (574,28 \text{ кг/м}^2 \cdot 4,65 \text{ м}^2) + (29,4 \text{ кг/м.п.} \cdot 4,65 \text{ м.п.}) = 2574,61 \text{ кг/м.п.}$$

- від корисного навантаження на міжповерхове перекриття:

$$g_4 = 180 \text{ кг/м}^2 \cdot 4,65 \text{ м}^2 = 837 \text{ кг/м.п.}$$

- від снігового навантаження на покрівлю мансарди:

$$g_5 = 182 \text{ кг/м}^2 \cdot 4,7 \text{ м}^2 = 855,4 \text{ кг/м.п.}$$

- від вітрового навантаження на покрівлю мансарди:

$$g_6 = 43,78 \text{ кг/м}^2 \cdot 4,7 \text{ м}^2 = 205,8 \text{ кг/м.п.}$$

Виконуємо перевірку міцності та за необхідності підбір необхідної розрахункової арматури. Виконується також перевірка заданого підсилення цегляних простінків.

Вихідні дані та результати перевірки міцності прямокутної ділянки внутрішньої цегляної стіни наведені на рис. 4.3.

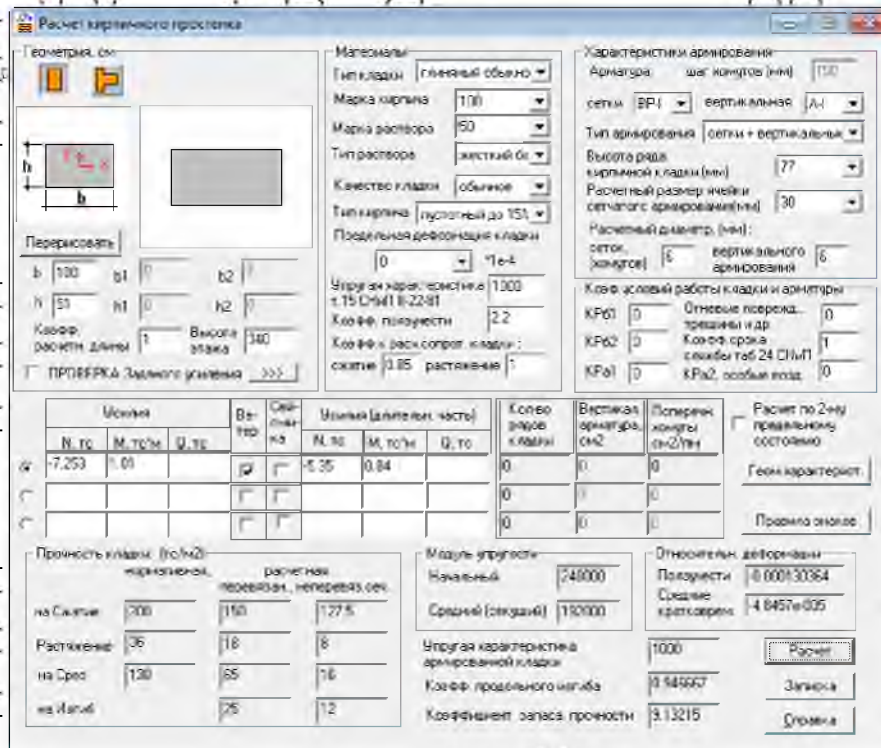


Рис 4.3. Результаты проверки прочности цегляной кладки стіни

Результаты проверочного расчета ділянки внутрішньої цегляної стіни у відповідності до вимог СНиП II-22-81 «Каменные и армокаменные конструкции».

На ділянку стіни прямокутного перерізу прикладена розрахункова повздовжня сила $N = 72,53 \text{ кН}$ (7,25 тс) від довготривалих навантажень $N_g = 53,55 \text{ кН}$ (5,36 тс) та короточасних навантажень $N_{st} = 18,98 \text{ кН}$ (1,89 тс) та розрахунковий момент 4,27 кН·м. Розміри перерізу ділянки стіни, що розглядається – 0,51×1,0 м; висота поверху 3,4 м. Нижні та верхні опори стіни – шарнірні, нерухомі. Стіна запроектована зі звичайної керамічної цегли марки за міцністю - М100, на розчині марки М50.

Визначаємо ексцентриситет від розрахункової повздовжньої сили:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{4,27}{72,53} = 0,059 \text{ м.}$$

Випадковий ексцентриситет у відповідності з п. 4.10 СНиП II-22-81 для несучих стін при основному збігу навантажень має бути не більше $0,9y = 0,23 \text{ м.}$

Де y – відстань від центра ваги перерізу в бік ексцентриситету:

$$y = \frac{h}{2} = \frac{0,51}{2} = 0,26 \text{ м.}$$

Ексцентриситет від дії довготривалих навантажень приймаємо рівним:

$$e_{0g} = \frac{M}{N_g} = \frac{4,27}{53,55} = 0,08 \text{ м.}$$

Розрахунковий ексцентриситет приймаємо рівним:
від розрахункової поздовжньої сили:

$$e_0 = 0,06 \text{ м} < 0,23 \text{ м};$$

від дії довготривалого навантаження:

Знаходимо геометричні характеристики перерізу. Площа перерізу елемента:

$$A = 0,51 \cdot 1,0 = 0,51 \text{ м}^2.$$

Площа стисненої частини перерізу за формулою 14, СНиП II-22-81:

$$A_c = A \left(1 - \frac{2e_0}{h}\right) = 0,51 \left(1 - \frac{2 \cdot 0,06}{0,51}\right) = 0,39 \text{ м}^2.$$

Розрахунковий опір на стиск цегляної кладки марки М100 - R за табл. 2 СНиП II-22-81, становить 1,5 МПа.

Розрахункова довжина елемента l_0 відповідно п.4.3а становить:

$$l_0 = H = 3,4 \text{ м.}$$

Гнучкість елемента за формулою 12, СНиП II-22-81:

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{3,4}{0,51} = 6,67.$$

Пружна характеристика цегляної кладки $\alpha = 1000$ у відповідності з п.7, табл. 15 СНиП II-22-81.

Коефіцієнт поздовжнього згину визначаємо за табл. 18, СНиП II-22-81:

$$\varphi = 0,947.$$

Гнучкість стисненої частини перерізу λ_{hc} дорівнює:

$$\lambda_{hc} = \frac{H}{h_c} = \frac{H}{h - 2e_0} = \frac{3,4}{0,51 - 2 \cdot 0,06} = 8,72.$$

Коефіцієнт повздовжнього згину стисненої частини визначаємо за табл. 18,

СНиП II-22-81:

$$\varphi_c = 0,906.$$

За формулою 15, СНиП II-22-81 коефіцієнт φ_1 :

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,947 + 0,906}{2} = 0,93.$$

Коефіцієнт ω для цегляної кладки приймаємо за формулою табл. 19, СНиП

II-22-81:

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{h} = 1 + \frac{0,06}{0,51} = 1,12 \leq 1,45.$$

Коефіцієнт η при $\lambda_{hc} = 8,72$ за табл. 20, СНиП II-22-81 приймаємо рівним

0.

Коефіцієнт m_g за формулою 16, СНиП II-22-81 дорівнює

$$m_g = 1 - \eta \frac{N_g}{N} \left(1 + \frac{1,2e_{0g}}{h} \right) = 1,0.$$

Розрахункова несуча здатність стіни, за формулою 13, СНиП II-22-81:

$$N_c = m_g \varphi_1 R A_c \omega = 1,0 \cdot 0,93 \cdot 1,5 \cdot 10^3 \cdot 0,39 \cdot 1,12 = 609,34 \text{ кН (60,9 тс)}.$$

Розрахункова повздовжня сила N менше розрахункової несучої здатності

N_c :

$$N = 72,53 \text{ кН} < N_c = 609,34 \text{ кН}.$$

Відповідно, стіна задовольняє вимогам за міцністю. Відносний

ексцентриситет:

$$\frac{e_0}{y} = \frac{0,06}{0,26} = 0,23 < 0,7,$$

тому у відповідності з п.4.8, СНиП II-22-81 розрахунок по розкриттю тріщин

не виконуємо.

НУБІП України

5. ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

5.1. Аналіз стрічкових бутобетонних фундаментів існуючої будівлі

Фундаменти є опорною частиною будинку й призначені для передачі навантаження від вище розміщених конструкцій на ґрунт. Від надійної роботи фундаментів у великому ступені залежать експлуатаційні якості будинку.

Стрічкові фундаменти зводять при будівництві будинків з важкими стінами і перекриттями, а також у випадках, коли під будинком улаштовують підвал або теплий підвал. Найбільш доцільно влаштування стрічкових фундаментів при їхньому мілкому закладенні на сухих ненабухлих ґрунтах, навіть якщо будинок будують із легких конструкцій без підвалу та підпілля. Стрічкові фундаменти в цих умовах стають як би заглибленим цоколем. По витраті матеріалів вони наближаються до аналогічних показників стовпчастих фундаментів.

Плитні фундаменти є різновидом стрічкових фундаментів мілко закладання, однак на відміну від них, вони мають тверде просторове армування по всій несучій площині, що дозволяє без внутрішніх деформацій сприймати знакозмінні навантаження, що виникають при нерівномірних і сезонних переміщеннях ґрунту.

Упрі проведенні технічного обстеження будівлі були вскрыті шурфи для визначення глибини закладання підлоги фундаментів та їх геометричні розміри.

Проведено обміри фундаментів та розроблені обмірні креслення (5.1).

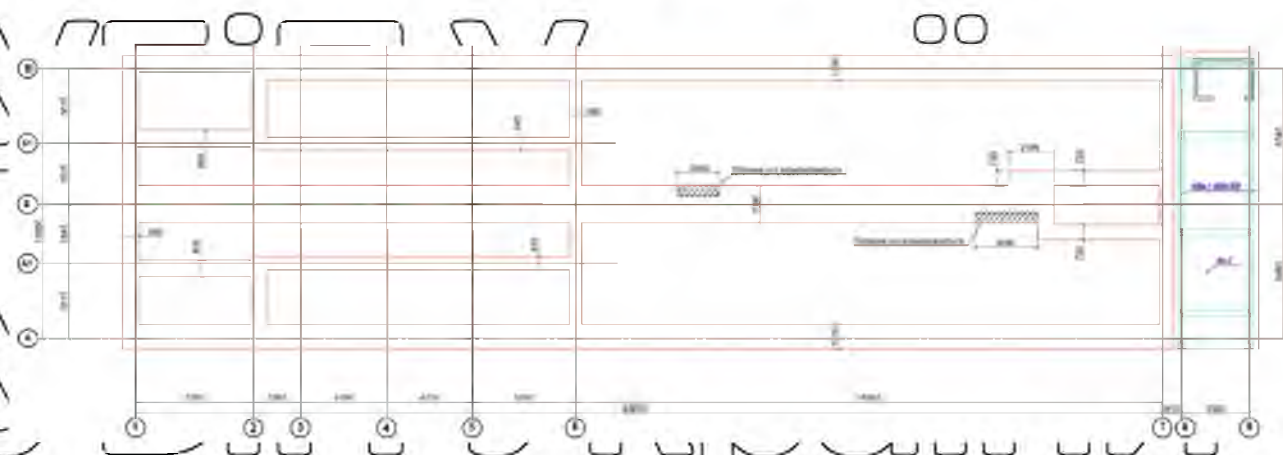
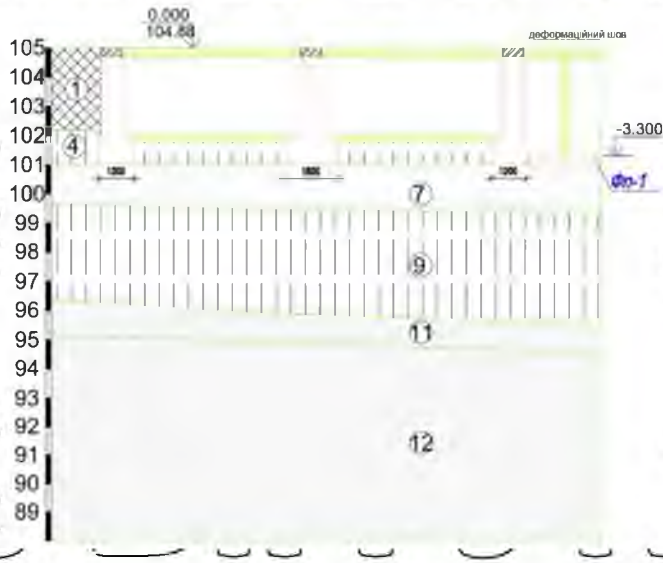


Рис. 5.1. Обмірні креслення стрічкових бутобетонних фундаментів

Інженерно-геологічні умови ділянки реконструкції Інженерно-геологічними вишукуваннями визначен фізико-механічні властивості ґрунтів (рис. 5.2, 5.3).



Номер інженерно-геологічного елемента	Найменування, вид і стан ґрунтів	Щільність ґрунту, т/м ³	Показник текучості, дол. од.	Модуль деформації, МПа	Пітомо стиснення, кПа	Кут внутрішнього тертя, градус
1	Насипний ґрунт-супісок гумусований, темно-сірий з будівельним сміттям	—	—	—	—	—
4	Супісок лесоподібний, світло-коричневий, твердий, з гніздами піску, просідає від додаткових навантажень	1,61	4	18	8	18
7	Пісок жовто-сірий, дрібний, маловологий, середньої щільності	1,63	—	33	2	33
9	Супісок лесоподібний, сірий, пластичний, з тонкими прошарками піску	1,82	0,10	8	7	21
11	Пісок жовто-сірий, середньої крупності, маловологий, середньої щільності, з тонкими прошарками супіску	1,68	—	35	1	36
12	Пісок жовто-сірий, середньої крупності, маловологий, щільний	1,78	—	42	2	39

Рис. 5.2. Топо-геологічний розріз

Рис. 5.3. Фізико-механічні властивості

По результатам вишукувань можливо виділити такі основні інженерно-геологічні елементи:

- ІГЕ-1 – будівельне сміття. Потужність шару змінюється в межах від 0,8 м до 4,0 м. Вони в якості природної основи не використовуються;
- ІГЕ-2 – Родючий ґрунтовий шар від 0,0 м до 1,3 м. В якості основи будівлі не використовуються;

ІГЕ-3 – Супісок, темно-сірий. Потужність від 0,0м до 1,3м. В якості основи будівлі не використовуються.

ІГЕ-4 – Лесоподібний сірий супісок. Потужність шару від 0,0м до 0,5м. В якості основи будівлі не використовуються.

ІГЕ-5 – Пісок сірий. Потужність шару від 0,0м до 1,0м. В якості основи будівлі не використовуються.

ІГЕ-6 – Супісок бурий. Потужність шару від 0,0м до 0,8м. В якості основи будівлі не використовуються.

ІГЕ-7 – Пісок жовто-сірий. Потужність шару від 0,6м до 2,1м. Використовується в якості основи.

ІГЕ-8 – Супісок лесоподібний сірий. Потужність шару від 0,0м до 2,2м.

ІГЕ-9 – супісок лесоподібний сірий з прошарками піску. Потужність шару від 2,0м до 2,6м.

ІГЕ-10 – Суглинок сірий з прошарками піску. Потужність шару від 0,0м до 1,0м.

ІГЕ-11 – Пісок жовто-сірий середньої крупності. Потужність шару від 0,5м до 2,6м.

ІГЕ-12 – Пісок сіро-жовтий середньої крупності, щільний. Потужність шару більше 5,5м.

Рівень ґрунтових вод на період вишукувань знаходиться на глибині 20,5м, що відповідає абсолютним позначкам 163,9 - 164,1м.

При влаштуванні шурфів було встановлено, що фундаменти стрічкові бутобетоні шириною 1,2м - 1,8м. Під підошвою фундаментів знаходиться пісок ІГЕ-7. Цей шар є найбільш однорідним під всією будівлею. Будинок має підвал висотою 3,0м. Сезонне промерзання ґрунтів 1,1м.

5.2. Перевірочний розрахунок стрічкового бутового фундаменту

5.2.1. Збір навантажень на 1м.м стрічки

Визначаємо розрахункове навантаження по крайній ось «А» на рівні підошви фундаменту при коефіцієнті $\gamma_f = 1$, результати зводимо в таблицю 5.1.

Таблиця 5.1

Розрахункове навантаження

№	Вид навантаження	Розрахункова, т.с
		Свант. = 3,2 м
1.	Від покриття та снігового навантаження	$0,8885 \times 3,2 = 2,843$
2.	Від перекриттів 1го та 2го поверху	$1,111 \times 2 \times 3,2 = 7,11$
3.	Від перекриттів 3го, 4го та 5го поверху	$0,865 \times 3 \times 3,2 = 8,27$
4.	Від стін 1го, 2го та 3го поверхів	$(3,4 \times 0,64 + 3,3 \times 0,64 + 3,3 \times 0,51) \times 1,8 = 10,75$
5.	Від стін надбудови	$3,3 \times 0,3 \times 7 \times 0,6 = 4,158$
6.	Від стіни підвалу	$0,64 \times 3 \times 1,8 = 3,78$
	Всього:	34,808 тс/м.п.

5.2.2. Несуча здатність стрічкових фундаментів будівлі від дії існуючих навантажень

З урахуванням коефіцієнта надійності по призначенню для другого класу будівлі $\gamma_n = 1,0$ при навантаженні, що передається на 1,0 м по підшвою фундаменту:

$$N^H = 1,0 \times 34,808 \text{ тс/м.п.} = 34,81 \text{ тс/м.п.}$$

Перевірочний розрахунок виконується для фундаментів в осях «1-7, А».

5.2.3. Визначення розрахункового опору під підшвою фундаменту

При розрахунку фундаментів за деформаціями середній тиск під підшвою фундаменту p не повинен перевищувати розрахунковий опір ґрунту основи R , кПа, який визначають за формулою:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{H1} + M_q d_1 \gamma'_{H1} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{H1} + M_c c_{H1}],$$

де γ_{c1} і γ_{c2} - коефіцієнти умов роботи, що приймають за таблицею Е.7;

k - коефіцієнт, що приймають $k = 1$, так як міцнісні характеристики ґрунту (φ і c) визначені безпосередніми випробуваннями;

M_γ, M_q, M_c - коефіцієнти, що приймають за таблицею Е.8;

k_z - коефіцієнт, що приймають при $b < 10$ м - $k_z = 1$;

b - ширина підшви фундаменту, м;

γ_{11} - усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підшви фундаменту, кН/м³;

γ'_{11} - те саме, що залягають вище підшви;

c_{11} - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підшвою фундаменту, кПа;

d_1 - приведена глибина закладання зовнішніх і внутрішніх фундаментів від підлоги підвалу, яку визначають за формулою

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{11},$$

де h_s - товщина шару ґрунту вище підшви фундаменту з боку підвалу, м;

h_{cf} - товщина конструкції підлоги підвалу, м;

γ_{cf} - розрахункове значення питомої ваги конструкції підлоги підвалу, кН/м³;

d_b - глибина підвалу, (для підвалі глибиною понад 2,0 м приймають $d_b = 2,0$ м).

Після виконаних розрахунків, було визначено таке значення розрахункового опору ґрунту основи – $R = 30,581$ тс/м².

Розрахунок стрічкових фундаментів за несучою здатністю основ виконується згідно ДБН В.2.1-10-2009, з основної умови:

$$F \leq F_u,$$

F – розрахункове навантаження на основу згідно розрахунку;

F_u – сила граничного опору основи;

Рівняння $F \leq F_u = 34,81 \leq 30,58$. Основна умова не виконується, необхідно підсилити фундаменти в осях «1-7, А».

Визначаємо розрахункове навантаження по ось «Б» на рівні підшви фундаменту при коефіцієнті $\gamma_f = 1$, результати зводимо в таблицю 5.2.

Таблиця 5.2

Розрахункове навантаження по ось «Б» на 1 п.м стрічки

№	Вид навантаження	Розрахункова, т.с	Свант. = 3.2м
1.	Від покриття та снігового навантаження	$0,8885 \times 6,2 = 5,508$	
2.	Від перекриттів 1го та 2го поверху	$1,111 \times 2 \times 6,2 = 13,776$	
3.	Від перекриттів 3го, 4го та 5го поверху	$0,865 \times 3 \times 6,2 = 14,089$	
4.	Від стін 1го, 2го та 3го поверхів	$(3,4 \times 0,51 + 3,3 \times 0,51 + 3,3 \times 0,38) \times 1,8 = 5,971$	
5.	Від стін надбудови	$3,3 \times 0,3 \times 7 \times 0,6 = 4,158$	
6.	Від стіни підвалу	$0,64 \times 3 \times 1,8 = 3,456$	
	Всього:	$49,958$ тс/м.п.	

З урахуванням коефіцієнта надійності по призначенню для другого класу будівлі $\gamma_n = 1$ при навантаженні, яке передається на 1,0 п.м по підшві фундаменту:

$$N^II = 1,0 \times 49,958 \text{ тс/м.п.} = 49,958 \text{ тс/м.п.}$$

Рівняння $F \leq F_u = 49,958 \leq 30,581$. Основна умова не виконується, необхідно підсилити фундаменти по осі «А».

Підсилення фундаментів виконуємо методом збільшення площі підшви стрічок фундаментів.

6. ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ ПРОВЕДЕННЯ РЕКОНСТРУКЦІЇ

6.1. Технологічна карта на підсилення стрічкових фундаментів

6.1.1. Область застосування

Технологічна карта розроблена на підсилення стрічкових фундаментів при виконанні ремонтних робіт з використанням краном. Технологічну послідовність виконання робіт виконує комплексна бригада монтажників. Технологічною картою враховується увесь необхідний комплекс робіт у літній термін. Всі процеси ведуться у технологічній послідовності. Технологічна карта розроблена у відповідності до вимог державних будівельних норм і правил України

6.1.2. Виконання робіт з підсилення фундаментів

Всі роботи проводити у відповідності з ДБН А.3.1-5-2016. «Організація будівельного виробництва». Всі матеріали, вироби, конструкції їх приймання, транспортування, зберігання і вивісування повинні відповідати вимогам стандартів і технічних умов. Перед виконанням робіт необхідно провести розбивку координаційних осей подовжніх і торцевих стін за допомогою теодоліта з використанням контрольних осьових реперів.

Контроль за якістю цих робіт має бути постійним і зводиться до наступних функцій:

Основні процеси (операції які підлягають контролю)	Контроль якості			
	Склад	Хто контролює	Контроль (спосіб, вид, реєстрація)	Залучені служби
1. Встановлення опалубки	Встановлення та приймання опалубки	Майстер	Візуально	
	Надійність виготовлення	Майстер по робочим кресленням, по техн. умовам	Технічний огляд, реєстраційний журнал	Завод-виробник
	Рівень дефектності не більше 1,5 % при нормальному рівні контролю	Майстер	Вимірвальний по ГОСТ 18242-72	
	Надійність встановлення	Майстер	Вимірвальний всіх елементів, жур. роб.	

2. Встановлення арматури	Стикові з'єднання	Майстер у відповід. з ГОСТ 14098-85	Вимірювальний	
	Відхилення відстані між ст. +(-) 20мм	Майстер	Технічний огляд всіх ел., реєстраційний журнал робіт	
	Відхилення від проектної тов. зах. шару 30 мм, +4, -3	Майстер	Технічний огляд журнал робіт	
3. Бетонування фундаменту	Вклад. бетон. сум. гориз. шару однак. товщ. без розривів	Майстер	Візуально всіх шарів, журнал робіт	
	Глибина зан. в раніше вкл. шар вібратора на 5-10 см	Майстер	Візуально всіх шарів, журнал робіт	
	Висота вільного скидання бет. сум. в оп-ку ф-тів не більше 3 м	Майстер	Візуально 2 рази за 3 м, журнал робіт	
4. Контроль якості бетону	Міцн. пов. при очищенні від цем. плівки не менше 0.3 МПа	Майстер Лаборанти	Вимірюван. по ГОСТ 10180-78 журнал робіт	
	Міцн. пов. буги не більше 3.5 МПа але не менше 50 % проектн.	Майстер Лаборанти	Вимірюван. по ГОСТ 10180-78	
	Дозування комп. бет. сум.	Робітники Заводу-виробн.	Вимірюван. по масі	Завод-виробник

6.1.3. Підготовчі роботи

Склад і обсяг робіт, пов'язаних з освоєнням території залежить від району будівництва і вибраної площі під територію об'єкту, що будується. Роботи по освоєнню території виконуються в підготовчий період в обсягах, які забезпечують нормальний розвиток основних видів робіт.

Винос проекту в натуру полягає в виносі на місцевість проектних рішень, пов'язаних з плановим і висотним розташуванням елементів об'єкту, що будується і прив'язка останніх до існуючої геодезичної мережі з використанням максимально можливої кількості реперів

Виконання робіт по влаштуванню тимчасових автодоріг здійснюється механізованим способом за допомогою автогрейдера ДЗ-31. Тип покриття тимчасових доріг гравійне. Планування площі для будівельного містечка виконується автогрейдером ДЗ-31 і включає в себе грубе планування площі на 8-10см з обов'язковою зрізкою дрібних кушів і транспортуванням їх за межі будівельного містечка на середню відстань 60 – 80м. Робота автогрейдера

здійснюється по човниковій схемі, при робочому ході машини в одному напрямку.

Влаштування тимчасових будівель і споруд будівельного містечка виконується по закінченню робіт, пов'язаних з плануванням будівельної площини і включає в себе збір і встановлення в проектне положення тимчасових (Б і С), які передбачені проектом.

Влаштування тимчасового водопроводу полягає в поверхневому прокладанні труб водопроводу. Матеріал труб – сталеві, діаметр труб – 100мм.

При проектуванні тимчасової мережі водопроводу назначені місця при'єднання до колектору споживачів, місця розташування пожежних гидрантів і питних фонтанчиків. Труби колектору розташовані на відстані 2м від кромки проїздної частини магістральної тимчасової автодороги.

Тимчасове електропостачання, яке необхідне для охоронного освітлення території будівельного майданчика, освітлення тимчасових Б і С, забезпечення необхідних технологічних процесів подається до місць потреби по повітряним підводкам, які розташовані на щоглах висотою 2,8м. Доставка електроенергії здійснюється двохранівниковою лінією низького напруження.

Додатково влаштовується пересувна трансформаторна підстанція потужністю до 100кВт.

Виконання робіт по влаштуванню інвентарної огорожі із готових ланок виконується вручну. При влаштуванні тимчасової огорожі передбачаються місця для влаштування в'їзних і виїзних воріт, які виконуються двохранівчатими із стандартних секцій, які відчиняються всередину площини.

6.1.4. Організація та послідовність робіт

Виробництво підготовчих і основних будівельних робіт виконується в один будівельний сезон. Провалження робіт основного і підготовчого періоду передбачається здійснювати потоковим способом з максимально можливим використанням машин і механізмів. Для забезпечення поточного характеру ведення робіт на об'єкті передбачається розбивка робіт на ділянки. Через те, що будинок складної «Ш» подібної конфігурації, він ділиться на ділянки, і яруси, де ярус це поверх будинку. Взагалі будинок поділяють на дві ділянки. Схема ділянок (рис. 6.1).



Рис. 6.1. Розподіл будівлі на ділянки

Відповідно всі роботи відбуваються на кожній ділянці послідовно.

6.1.5. Опис технології виконання робіт з підсилення фундаментів

Земляні роботи.

Позначення на місцевості межі земляних робіт в плані і по висоті виконується після виконання робіт по підготовці території будівництва. Розбивання виконується по ділянкам по черговості в тій же послідовності, в якій запроєктовано виконання земляних робіт. Розбивочні роботи полягають в виносі на місцевість планових розмірів і координат меж контурів виїмок і насипів, прив'язки висотного положення елементів об'єкту, що будується і в закріпленні їх проектних ухилів. При виконанні робіт використовуються в основному метод розбивки візирами і метод похилого нівелювання.

Виконання робіт по розробці ґрунту в котловані здійснюється механізованим способом за допомогою екскаватору з механічним приводом, спорядженого зворотною лопатою з ківшом ємкістю 0,4м³.

Влаштування фундаментів.

Влаштування бетонної підготовки під фундаменти виконується вручну. Виконання робіт по опалубці монолітних фундаментів із досок площиною конструкції більш 2м. виконується вручну. Укладання арматури діаметром до 18мм виконується вручну, укладання бетонної суміші в конструкції фундаментів обсягом до 3м³ виконується вручну, ущільнення суміші виконується вібратором. Догляд за вкритою суміш'ю полягає в подиванні водою поверхню за два рази. Вертикальна і горизонтальна ізоляція фундаментів виконується рудонними матеріалами в один шар. Влаштування введів зовнішніх комунікацій будівель виконується вручну і полягає в бетонуванні ділянок будівель, через які запроєктовано проходження труб інженерних систем.

Виконання робіт по засипанні пазух фундаментів виконується механізованим способом за допомогою бульдозеру Д-271. Виконання робіт попереднього планування поверхні грантової основи виконується механізованим способом за допомогою бульдозера Д-271 за чотири проходи по одному сліду. Виконання робіт виконується при робочому ході в одному напрямку. Виконання робіт по ущільненню ґрунту на площі виконується

механізованим способом за допомогою причіпного катка ДУ – 31А вагою 16т.
Кількість проходів катка по одному сліду складо – 8.

Бетонні роботи. Комплекс бетонних робіт по встановленню монолітних, бетонних і залізобетонних конструкцій складається із заготовчих, транспортних і монтажних – укладальних процесів.

Заготовчі процеси – виготовлення опалубки, заготування ненапруженої і напруженої арматури, збір арматурно – опалубних блоків приготування бетонної суміші – виконують, як правило в спеціально обладнаних цехах, установах або на заводі.

Опалубку, арматуру, блоки і бетонну суміш до об'єктів, доставляють звичайними або спеціальними технологічними транспортними засобами.

До монтажних – укладальних процесів відносяться: установка опалубки і арматури, монтаж арматурних і арматурно – опалубних блоків, подача, розподіл і ущільнення бетонної суміші, догляд за вкладеним бетоном, натягання арматури і ін'єцирування розчинної суміші в канали (при становленні попередньо напружених конструкцій), розпалубкування готових конструкцій і їх оздоблення.

Влаштування опалубки. Опалубка разом з допоміжними приладами служить для придання конструкції проектної форми, заданих розмірів і положення у просторі. В опалубку вкладають бетонну суміш і витримують в ній до твердіння. Таким чином, опалубка має тимчасове призначення, її знімають після досягнення бетоном розпалубної міцності. Останнім часом все більше поширення отримує опалубка, яка після бетонування конструкції залишається в її тілі в якості монолітно зв'язного облицювання. Розрізняють наступні види опалубки:

- переставну розбірну;
- переставну секційну;
- передвижну катучу;
- підйомну ковзаючу;
- підйомну переставну;
- облицювальну.

Розбірно-переставну опалубку використовують при возведенні масивів, фундаментів, колон, блоків і прогонів, рам, плит, стін, арок.

Приготування бетонної суміші. Бетонна суміш складається з в'язючого заповнювача і води, від дозованих в необхідній кількості і ретельно перемішаних в бетонозмішувальній машині. В наслідок формування з ущільненням і послідовного твердіння бетонної суміші виходить штучний кам'яний матеріал, який називається бетоном. В дипломному проекті найбільший розмір щебню не перевищує $1/3$ найменшого розміру конструкції і $3/4$ найменшої відстані між стержнями арматури. Порушення цих обмежень може призвести до зависання крупного щебню між стержнями арматури і утворенню пустот (раковин) в бетоні. Якість бетонної суміші в більшій ступені залежить від її гранулометричного складу, тому в суміші повинно бути не менше двох фракцій крупного заповнювача, і дві фракції піску.

Транспортування бетонної суміші. Утримування операцій по транспортуванню бетонної суміші і подачі її до місця укладання залежить від багатьох причин: дальності перевезень, положення в просторі бетонуємої ділянки, властивості бетонної суміші, наявність транспортних засобів, кліматичних і других місцевих умов. В загальному вигляді цей технологічний процес полягає в прийманні бетонної суміші з бункеру бетонозмішувальної установки і переміщенні її різними транспортними засобами до майданчику, послідовно подача суміші безпосередньо до місця укладання або перевантаження її в інші транспортні машини або пристосування, які доставляють суміш на бетонуєму ділянку. При транспортуванні і подачі бетонної суміші, потрібно передбачити захист її від атмосферних опадів, впливу вітру і сонячних промінів. Важливо забезпечити шляхом зберігання однорідної суміші і захистити її від втрати цементного молока і розчину. Розшарування суміші повинно бути зведено до мінімуму. Цього досягають вірним завантаженням транспортних засобів, підвищенням швидкості їх руху, вибором засобів вивантаження і подачі суміші до конструкції, що бетонується. Засоби транспортування бетонної суміші можна розділити на порційні, непреривні і комбіновані. В дипломному проекті прийнято порційне транспортування

бетонної суміші від центральної бетонозмішувальної установки до будівельного майданчика. Воно складається з двох етапів. На першому – горизонтальне транспортування суміші, яке здійснюється в самокидних кузовах автомашин. На другому етапі доставлену на об'єкт порцію суміші подають безпосередньо до місця вкладання, переміщуючи її по вертикалі і горизонталі кранами, підійомниками або бетоноукладальними машинами.

Бетонування. Бетонування – завершальний і найбільш відповідальний етап зведення бетонної або залізобетонної конструкції. Вкладаюча бетонна суміш повинна прийняти форму, яка передбачена проектом конструкції і яка визначається контурами опалубки.

Процес бетонування складається з підготовчих і повірочних операцій, процесу вкладання, утримуючого операції по прийманні, розподілу і ущільненню бетонної суміші, а також допоміжних операцій, виконуючих під час бетонування. Перед бетонуванням струмом води очищують опалубку від сміття, а також бруду. Бетонну суміш вкладають у відповідності зі спеціальними вказівками ДНПР. Бетон вкладають в огорожувальні ділянки симетрично, рухаючись від п'яти до замку, щоб забезпечити зберігання форми опалубки. В дипломному проекті арки бетонують смугами, паралельними прокольній осі зводу і розміщеними симетрично відносно його щелюпи. В залишених між смугами проміжки через 5 – 7 днів вкладають жорстку бетонну суміш і ущільнюють її глибинними вібраторами; останніми бетонують клин – замок.

Під час вкладання і розподілу бетонної суміші слідкують за станом опалубки. При виявленні зміщень або деформацій опалубки бетонування завершують і приймають заходи до виправлення дефектів.

Ущільнення бетонної суміші. Задача цього процесу складається з граничного упакування різних за формою та величиною частинок, які складають багатокomпонентний конгломерат – бетонну суміш. Ущільнюють бетонну суміш вібруванням. Вібрування – основний спосіб ущільнення бетонної суміші з осадкою конусу від 0 до 0,8см. Сутність цього процесу складається з того, що за допомогою спеціальних апаратів – вібраторів, які устанавлюються на поверхні або опущених укладаємий шар бетонної суміші на деяку глибину, компоненти

суміші, які розміщені поблизу вібратора, притягуються до коливальних горизонтальних та вертикальних рухів, які розвиваються вібратором з певною частотою і амплітудою коливання. Вібрування – не тривалий процес. За 30–100 секунд, в залежності від умов вібрації завершується осідання бетонної суміші, і

на поверхні ущільненого бетону з'являється цементне молоко і повітряні кульки, які свідчать про закінчення дій вібрації. Подальше вібрування на даному місці не сприяє ущільненню і може призвести до розшарування суміші внаслідок опущення до низу крупних частинок. Бетонування конструкції ведеться з

перервами, які визвані зі зміною робіт, технологічними та організаційними обставинами. Місце, де після перерви свіжу бетонну суміш вкладають поруч з раніше вкладеним, і вже твердішим бетоном називається робочим швом.

Витримування бетону і догляд за ним. Технологічні операції по догляду за бетоном починають одразу після його вкладання. Відкриту поверхню бетону

насамперед оберігають від шкідливого впливу прямих сонячних промінів, вітру та дощу. Комплекси послідовних операцій встановлюють в залежності від пори року, погоди і властивостей бетону. Під час теплої погоди температурно-вологі умови забезпечують систематичним поливанням поверхні бетону. Бетон

поливають близько 7 діб, а на глиноземистих 3 діб. При температурі більш ніж

$+15^{\circ}\text{C}$, близько трьох діб поливають вдень через кожні 3 години (один раз вночі; в наступні дні – не менш трьох разів на добу). Поверхня бетону вкривається вологоємкистими матеріалами (брезентом, росяжками, матами, піском, тирсою) і

перерви між поливанням збільшуються у 1,5 рази. При середній температурі повітря $+5^{\circ}\text{C}$ і нижче (але не 0°C) бетон не поливається.

Контроль якості бетону. Контроль якості бетону без його руйнування здійснюється, використовуючи механічні та фізичні пристрої. При використанні механічних пристроїв про міцність бетону при стисканні судять або по величині сліду, який залишається від бійку, або шариком після вдару о поверхню бетону,

або по величині пружного відскоку молоточку. Вірність випробувань складає $\pm 15 - 30\%$. Ультразвукові пристрої дають можливість визначити міцність бетону при зжиманні (при погрішності ± 15 не більш 25%) по швидкості розповсюдження ультразвукових хвиль (швидкість імпульсів) в тілі бетону, а

радіометричні прилади, приблизно з такою ж точністю за ступінню проникаючої радіації. Радіоізотопна апаратура використовується для визначення обсягу маси бетону у готовій споруді.

Розпалубка. Елементи інвентарної розбірно – переставної опалубки знімають в послідовності і в термін, який визначається вимогами проекту щодо міцності бетону і конструкцій. Не слід затримувати розпалубку, так як це скорочує обертаність елементів опалубки. Цити фундаментів знімають через 72 години. Елементи опалубки залізобетонних конструкцій при фактичному навантаженні більш ніж 70% від нормативної знімають тільки після досягнення бетоном 100% проектної міцності.

6.2. Організація робіт з проведення реконструкції

Зазвичай цей розділ називають - „Організація будівництва" (ОБ). Розділ виконаний у відповідності з чинними на території України державними нормами, правилами і стандартами:

- ДБН А.3.1-5-2009 «Організація будівельного виробництва»
- ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека в будівництві»;
- ДБН В.1.3-2-2010, «Геодезичні роботи в будівництві»

Вихідними даними служать:

технічні рішення, прийняті в робочому проекті;

На підставі даного розділу замовник повинен доручити генеральній підрядній організації розробку "Проекту виконання робіт" і затвердити його у встановленому порядку. Всі ремонтно-будівельні роботи повинні виконуватись згідно ГВР. До початку виконання робіт замовник повинен отримати дозвіл на будівництво згідно з вимогами „Постанови Кабінету Міністрів України від 13.04.2011р. №466 про надання дозволу на виконання будівельних робіт".

6.2.1 Методи та засоби виконання процесів

Для організації та дотримання технологічної послідовності виконання робіт встановлюється у два періоди будівництва: підготовчий та основний.

Ділянка проектування має умови ущільненої забудови. Тому у підготовчий період застосовуються відповідні заходи по зменшенню впливу на оточуюче середовище.

6.2.2. Вибір комплектів будівельних машин

Виходячи зі зведеного календарного плану будівництва об'єкту визначена потреба в основних будівельних машинах та механізмах з урахуванням руху механізмів (таб. 6.1).

Машины, механізми

Таблица 6.1

Найменування	Марка	Кількість штук
Кран пневмоколісний	КС-5363Б, L _{ст} =20м, L _г =10м	1
Бетононасос	Висота подачі 30м	1
Зварювальний трансформатор	СТЭ-23	1
Автобетонозмішувач	АБС-4, V=4м ³	2
Асфальтоукладач	V=2.5м ³	1
Каток самохідний	Д-105В	1
Автосамоскид	ЗИЛ-555, V _{куз} =4м ³	2
Бортові автомобілі	V _{куз} =5м ³	3

Обладнання, інструмент та інвентар

Найменування	Кількість	Призначення
Будівельний підйомник	1	Підйом матеріалів
Емність для розчину	1	Зберігання розчину
Механічна щітка	1	Подача і нанесення
Валик	1	-
Лопата підбор очна	5	Розрівнювання розчину
Рулетка	2	Вимірювальні роботи.
Щітка покрівельна	2	
Контейнер	1	
Точка ручна Т-200	1	
Ящики для розчину 0.12 м ³ .	2	
Кельма	2	Транспортування розчину.

6.2.3. Підрахунок об'ємів робіт

Таблиця 6.2

Найменування робіт	Один. виміру	Об'єм робіт
1. Прибирання сміття.	100 м ²	3.96
2. Підйом руберойду на дах пневмоколісним краном.	100 т	0.00
3. Влаштування пароізоляції з 1 го шару руберойду.	100 м ²	65
4. Підйом керамзиту до місця його застосування	м ³	3.96
5. Засипка і розрівнювання керамзиту 50-250 мм.	100 м ²	31.7
6. Підйом пінобетонних плит.	100 т	3.96
7. Монтаж (укладання) пінобетону.	100 м ²	0.32
8. Подача розчину підйомником.	м ³	3.96
9. Влаштування цементної стяжки по пінобетону.	100 м ²	12
10. Руберойд.	100 т	3.96
11. Влаштування рулонної покрівлі.	100 м ²	0.0195
12. Обклеювання місць примикання.	100 м.п.	3.96

6.2.4. Роботи підготовчого періоду

В підготовчий період виконуються такі роботи: відведення ділянки; розпланування осей будинку, споруд і трас мереж; влаштування тимчасових доріг; установа тимчасових будинків і споруд; налагодження тимчасової огорожі будівельного майданчика; налагодження тимчасового водопостачання будівництва. Демонтаж нежитлових будівель. Перенесення каналізаційної мережі. Влаштування навісного козирку та огорожі біля існуючої будівля аптеки та банку. Влаштування однієї з нежитлових будівель під побутові приміщення для працівників.

Місцем підключенням водопровідної мережі є водопровідна мережа Д300мм (див. будгетплан підготовчого періоду). Джерело живлення для тимчасового електропостачання виконати згідно наданим ТУ.

Майданчик будівництва огорожується суцільним парканом із збірно-розбірних уніфікованих елементів, що відповідають вимогам ДСТУ Б В.2.8-43:2011, Н = 2,2м. В ролі під'їзних шляхів влаштовується тимчасова автодорога з щебню.

6.2.4. Роботи основного періоду

Існуюча будівля з підвальним поверхом підлягає реконструкції яка передбачає виконання підсилення, перепланування. Новобудова передбачається по 5ми поверху та прибудова п'яти поверхів. Будівельні роботи по реконструкції будівлі виконувати в один потік та керуватися згідно з організаційно-технологічною схемою. Демонтаж перегородок, підлоги, покрівлі, віконних та дверних блоків, опорядження приміщень.

Підсилення простінків виконувати ділянками після демонтажних робіт. Для підсилення використовувати металеві обойми.

Стягування зовнішніх стін по вісі А, В виконувати паралельно з підсиленням простінків.

Після закінчення підсилення стін та простінків приступити до підсилення фундаментів. початком робіт з підсиленням фундаментів проводять підготовчі роботи. Стіни із значними деформаціями та руйнаціями закріплюють металевими обоймами по спеціально розробленим кресленням. Ремонтують також аварійні ділянки цегляних стін. Черговість робіт визначається такою - під однією стіною роботи по підсиленню фундаментів за допомогою влаштування підбетонки з бетону кл. С7,5/10 під існуючим повинні проводитись одночасно не більше ніж в трьох місцях, розташованих один від одного з найбільшим розривом. Довжина ділянок підсилення встановлюється до 2,0 м. При бетонуванні бетон ретельно ущільнюється електровібраторами. Після твердіння бетону опалубку розбирають, засипають траншею і роботи переміщують на наступну ділянку.

Будівництво надбудови виконувати після підсилення фундаменту. Подачу бетонної суміші в опалубку конструкцій виконувати за допомогою пневмоколісного крана КС-5363Б та стаціонарного бетононасосу при умові забезпечення безперебойної подачі бетонної суміші до місця укладання та виконання умов техніки безпеки і охорони при роботі з механізмами на будмайданчику. Бетон на будмайданчик завозиться автобетонозмішувачами типу АБС-4 або АБС-3, на базі шасі КАМАЗ з місткістю барабана 4м³, також можуть використовуватись АБС іншого типу. Розчин і бетон завозяться на будмайданчик централізовано. Опалубку при виконанні монолітних конструкцій використовувати підйомну переставну металеву або каркасно-щитову на вибір з

дотриманням техніки безпеки при виконанні опалубних робіт. Конструкції опалубки, підтримуючі їх риштування або стійки, закріплюючі та інші пристосування повинні бути жорсткими, міцними та стійкими. Доставку до робочого місця опалубки виконувати за допомогою рокл. Арматуру варто заготовлювати у виді просторових каркасів із з'єднанням їх між собою в'язальною проволочною та (або) дуговим зварюванням, в залежності від методів виконання робіт, розроблених в ПЗР та виду арматури, що використовується. Арматурні вироби до безпосереднього місця роботи переносити вручну або за допомогою візка. Підйом будівельних конструкцій, виробів, інструментів на поверх виконувати враном КС-5363Б на передбачене місце для свладування.

Порядок виконання робіт будівництва прибудови до існуючих приміщень.

Розробку ґрунту під фундаменти виконувати екскаватором на базі трактора «ЮМЗ-80» (місткість ковша 0.25 м³, глибиною забою до 2,5м) з навантаженням на автотранспорт і вивезенням на 10км. Влаштування котловану виконувати з природніми відкосами. Доробку ґрунту до проєктних відміток виконувати вручну перед зведенням фундаментів. Зворотне засинання ґазух виконувати екскаватором та вручну до $\gamma_{ск}=1,65\text{г/см}^3$.

Влаштування монолітних фундаментів, каркасу прибудованої будівлі

8. Виконання опоряджувальних робіт виконувати після влаштування покрівлі. Опоряджувальні роботи у середині будівлі передбачається з інвентарних металевих або дерев'яних легких збірно-розбірних риштувань; ззовні - з безболтових трубчастих риштувань з шириною робочої поверхні настилу не менш 1,2м. Рекомендується застосувати риштування типу "Plettas" фірми "МВМ-Арнхольд", що можуть виставлятися по висоті до 100м. Вертикальне транспортування витратних матеріалів для внутрішніх опоряджувальних та інших спецробіт здійснюється при допомозі стійкових підймачів типу С-598 (Т-224), місця встановлення яких повинні бути вказані в

ПЗР

9. Прокладання зовнішніх інженерних мереж виконати по окремому проєкту.

10. Влаштування покрівлі.

11. Влаштування благоустрою території будівництва, службами технічної безпеки, а також інспекцією Держміськтехнадзору.

На території будівництва повинні бути встановлені дорожовкази проїздів та зони проходів. Небезпечні для руху зони повинні бути огорожені, або на їхніх кордонах повинні бути встановлені застережучи написи і сигнали, видимі у денний та нічний час.

6.2.5. Календарний графік реконструкції об'єкта

Тривалість будівництва виконуємо по двом критеріям, а саме:

- реконструкція;
- нове будівництво.

У приміщеннях реконструйованої будівлі знаходяться торгові приміщення.

Для розрахунку офісних приміщень згідно з основних показників характеристик будівлі приймаємо об'єм будівлі $V=14732\text{м}^3 \approx 14,7\text{тис.м}^3$. Розрахунок тривалості виконуємо між будівлею управління з будівельним об'ємом $8,7\text{ тис.м}^3$ з терміном будівництва 10 місяців та будівля управління з будівельним об'ємом $15,9\text{ тис.м}^3$ з терміном будівництва 12 місяців

Тривалість будівництва на одиницю приросту будівельного об'єму

$$(12-10)/(15,9-8,7)=0,28\text{місяця}$$

Приріст об'єму рівний

$$14,7 - 8,7 = 6\text{ тис.м}^3$$

Тривалість будівництва з врахуванням інтерполяції буде рівною

$$T_2=0,28 \times 6 + 10 = 11,7 \approx 11,5\text{ місяців}$$

Обсяги робіт розраховані згідно з заданою номенклатурою робіт і прийнятою схемою розбивки об'єкта на ділянки за розробленим проектом та укрупненими показниками.

Таблиця 6.3

Визначення обсягів ремонтно-будівельних робіт

Найменування і формула розрахунку обсягу робіт	Одиниця	Кількість
Роботи підготовчого періоду		

	Винос проекту в натуру	шт.	1
	Влаштування тимчасових будинків та споруд	м ²	120
	Влаштування тимчасових доріг	п.м.	0,4
	Влаштування тимчасового водопроводу	п.м.	150
	Влаштування тимчасового електропостачання	п.м.	150
	Влаштування тимчасової слабострумної мережі	п.м.	130
	Влаштування тимчасового огороження	100	0,4
	Демонтаж дерев'яного даху	п.м.	5
	Демонтаж опалення та сантехнічного обладнання	100 м ²	11,7
	Демонтаж перекриттів та прорізів	п.м.	51,9
0	Демонтаж перегородок	100 м ²	70
1	розбивочні роботи	п.м.	27,26
2	Роботи нульового циклу	шт.	1
3	Розробка ґрунту екскаватором ЕО 162 з прямою лопатою	1000 м ³	0,4
4	Розробка ґрунту, зачищення дна та стінок	100 м ³	2,55
5	Влаштування монолітної фундаментної плити	10 м ³	32,49
6	Влаштування металевих об'єм підсилення існуючих фундаментів	шт.	100

7	Влаштування гідроізоляції	m^2	400
8	Зворотна засипка пазах котлованів	$100 m^3$	0,8 5
9	Ущільнення ґрунту віброкатком	$100 m^3$	7,7 4
0	Монтаж наземних конструкцій		
0	Кладка зовнішніх цегляних стін	m^3	531 ,21
1	Кладка внутрішніх цегляних стін	m^3	688 ,5
2	Влаштування монолітних з/б колон каркасу	$100 m^3$	0,9 2
3	Влаштування підсилення стін	шт.	94
4	Влаштування монолітного перекриття	$100 m^3$	6,3 9
5	Влаштування сходових маршів та площадок	шт.	58
6	Монтаж металевого атріуму	шт.	1
7	Влаштування пароізоляції	$100 m^2$	11, 7
8	Влаштування теплоізоляції	$100 m^2$	11, 7
9	Влаштування стяжки з ц.п. розчину	$100 m^2$	11, 7
0	Влаштування покрівлі	$100 m^2$	15, 4
	Опоряджувальні роботи		

1	Влаштування вхідних груп	шт	4
2	Заповнення віконних отворів склопакетами	100 м ²	11,66
3	Заповнення дверних отворів	100 м ²	9,26
4	Влаштування цегляних перегородок	м ³	115,96
5	Влаштування внутрішнього водопроводу	п.м.	435
6	Влаштування внутрішньої каналізації	п.м.	546
7	Влаштування внутрішнього опалення	п.м.	456
8	Влаштування внутрішньої вентиляції та кондиціонування	п.м.	398
9	Влаштування внутрішнього газозабезпечення	п.м.	356
0	Влаштування внутрішнього електрозабезпечення	п.м.	597
1	Влаштування підлог з керамічної плитки	м ²	294,32
2	Влаштування підлог з лінолеуму	м ²	582,73
3	Влаштування керамічної плитки в коридорах	100 м ²	17,47
4	Штукатурні роботи	100 м ²	147,7
5	Штукатурка стін	100 м ²	116,2

6	Високоякісне пофарбування поверхні стін	100 м ²	31,5
7	Зовнішнє оздоблення фасадів	100 м ²	33,48
8	Монтаж ліфтів та ескалаторів	шт.	2
9	Монтаж спеціальних технологічних приладів	шт.	4
0	Пусконаладочні роботи	шт.	4
1	Очищення території від будівельного сміття	10 м ²	10
2	Благоустрій та озеленення території	100 м ²	10
3	Здача об'єкта в експлуатацію	шт.	1

6.2.6. Будівельний генеральний план об'єкта

Даний будівельний план розроблений на основі генерального плану ділянки під реконструкцію торговельного комплексу з офісними приміщеннями. Передбачені проектом роботи рекомендується проводити в наступній послідовності:

- підготовчий період, що включає в себе частковий демонтаж конструкцій колишньої лазні та підготовку ділянки під будівництво;
- основний період будівництва, що включає в себе монтаж будівельних конструкцій, підсилення існуючих конструкцій, введення комунікацій та оздоблювальні роботи.

До початку робіт необхідно виконати роботи підготовчого періоду в тому числі, вирубаня дерев в об'ємі передбаченому проектом, знесення споруд, винос та перекладку інженерних мереж та комунікацій, що підпадають під забудову, влаштування під'їздів, спорудження тимчасових будинків та споруд.

Тимчасові під'їзні дороги, площадки для стійкої роботи монтажного пневмоколісного крану передбачені по існуючим асфальтобетонним покриттям, на ґрунтових ділянках - з покриттям зі збірних залізобетонних плит на піщаній основі $h = 10$ см.

У зв'язку з виконанням БМР в стиснених умовах забудованої частини міста, в ППР передбачені відповідні рішення щодо застосування правил безпеки та організації чітких графіків руху будівельного транспорту.

Стійкість роботи пневмоколісних кранів при виконанні монтажних робіт забезпечується за рахунок їх встановлення на споруджувальному покритті з попереднім розрахунком його несучої здатності та встановленням тимчасових кріплень.

Додаткове складування будматеріалів на споруджувальних монолітних залізобетонних перекриттях виконується після набирання бетоном не менше 70% проектної міцності та попереднього розрахунку їх несучої здатності. Пожежна безпека на майданчику виконання робіт виконується у відповідності до вимог "Правил пожежної безпеки в Україні", та закону України "про пожежну безпеку" та відповідних ГОСТ.

Для освітлення площадок в темний час доби встановлені прожектори з лампами накаливання та освітлювальні прилади з ксеноновими лампами.

7. ОХОРОНА ПРАЦІ

7.1. Нормативне регулювання ОП та ТБ

Вимоги охорони праці на підприємствах, діяльність яких пов'язана із провадженням будівельно-монтажних робіт будь-якого типу, регламентуються ДБН А.3.2-2-2009. Крім того, це питання унормовано іншими актами законодавства, зокрема:

- Правилами з охорони праці при будівництві та ремонті об'єктів житлово-комунального господарства (НІАОП-45.2-1.02-90),

Правилами безпеки при реконструкції будівель та споруд промислових підприємств (НПАОП 45.2-1.12-01);

Мінімальні вимоги з охорони праці на тимчасових або мобільних будівельних майданчиках, затверджених наказом Мінсоцполітики України від 23.06.2017 №1050.

Мінімальними вимогами встановлене правило, згідно з яким, якщо на будівельному майданчику будівельні роботи будуть виконувати або виконують два і більше підрядників (включаючи генерального підрядника), або підрядник і фізична(і) особа(и), або фізичні особи, замовник або керівник будівництва призначає одного або кількох координаторів з питань охорони праці на стадії розроблення проектної документації на будівництво та координаторів з питань охорони праці на стадії будівництва.

Цим нормативним документом також регламентовано, що замовник або керівник будівництва зобов'язаний:

- до початку виконання будівельних робіт скласти план з охорони праці будівельного майданчика з урахуванням вимог державних будівельних норм ДБН А.3.2-2-2009;

- не пізніше ніж за 30 календарних днів до початку виконання будівельних робіт направити у територіальний орган Держпраці попередню інформацію про виконання будівельних робіт за відповідною формою, у разі якщо передбачена тривалість будівельних робіт перевищуватиме 30 робочих днів і на будівельних роботах одночасно буде зайнято понад 20 працівників та фізичних осіб або ж планований обсяг виконання будівельних робіт перевищуватиме 500 людино-днів.

Будівельні майданчики, ділянки та робочі місця мають бути облаштовані засобами індивідуального захисту та засобами колективного захисту, системами зв'язку та сигналізації, інструментами пожежогасіння.

7.2. Техніка безпеки на будівництві

На будівельному майданчику мають виконуватись такі правила:

- роботодавець зобов'язаний забезпечити працівників засобами індивідуального захисту, зокрема спецодягом, питною водою та за потреби надавати їм медичне обслуговування;

- на об'єкті слід мати аптечки з ліками, фіксувальні шини та інші засоби надання домедичної допомоги (якщо на роботах зайнято понад 300 осіб, то на території будівництва повинен функціонувати медичний пункт);

- промислові та санітарно-побутові приміщення, зони відпочинку, проходи, робочі місця потрібно встановлювати у безпечних місцях;

- проїзди, проходи на будівельних майданчиках не повинні мати вибоїн і регулярно повинні очищуватися від сміття, снігу, льоду, не захащуватися сторонніми предметами;

- віддалені одна від одної споруди, площадки, ділянки робіт слід обладнати засобами телефонного чи радіозв'язку;

- зони безпосереднього виконання робіт необхідно закрити огорожувальними парканами;

- на в'їзді до об'єкта слід установити план руху автотранспорту, для проїзду транспортних засобів і проходу пішоходів необхідно використовувати окремі входи та виходи;

- якщо роботи виконуються в закритих приміщеннях, то таке приміщення має бути обладнане вентиляцією та освітленням.

Проводити роботи за недостатньої видимості забороняється.

7.3. Вимоги щодо застосування технічного обладнання

Будівельне обладнання повинне відповідати нормам регуляторних актів і на ньому повинна бути наявна технічна документація. Крім того:

- не можна використовувати машини та устаткування без передбачених їх конструкцією перегородок, блокіраторів, сигнальних систем та інших запобіжних пристроїв;

- на робочих місцях мають бути розташовані готові комплекти справного інструменту, інвентарю, вантажопідіймальні системи та засоби пожежогашіння;

- робочий інвентар підлягає перевірці перед початком зміни, а також потребує періодичного огляду не рідше одного разу на 10 днів.

- установку обладнання на об'єкті слід здійснювати відповідно до генерального плану проекту виконання робіт;

- розміщуючи устаткування на території об'єкта, слід унеможливити його раптове перекидання або самовільне пересування під дією вітру;

- до керування і утримання будівельного обладнання допускаються робітники, які мають відповідну кваліфікацію і успішно пройшли перевірку знань із безпеки праці.

Для кожного об'єкта слід затвердити інструкції з пожежної безпеки та пам'ятки про особливості роботи у вибухонебезпечних і пожежонебезпечних приміщеннях.

Робітники мають бути ознайомлені із внутрішніми протипожежними інструкціями до початку робіт. Додатково, перед робочими змінами для них проводиться поточний інструктаж.

Залежно від розміру та характеристики об'єкта роботодавець повинен закупити і встановити на об'єкті достатню кількість засобів боротьби з вогнем (вогнегасники, гідранти, ємності з піском тощо).

Місця зберігання інструментів пожежогасіння та підходи до них слід позначити на генеральному плані ділянки.

Горючі речовини мають зберігатись у закритій тарі у безпечному місці.

Курити біля місць, де зберігаються горючі чи легкозаймисті речовини, заборонено, а користуватися джерелами відкритого вогню дозволяється тільки на відстані більш ніж 50 метрів від зазначених матеріалів.

Перед початком робіт у приміщеннях, де існує ризик виділення шкідливих газів, слід попередньо провести оцінку стану повітря.

При виявленні концентрації небезпечних газів роботи повинні бути припинені для провітрювання робочих місць та забезпечення робітників відповідними засобами захисту.

7.4. Виконання робіт підвищеної небезпеки

Генеральний підрядник повинен забезпечити виконання вимог ст. 21 Закону «Про охорону праці», яка передбачає одержання відповідного дозволу на здійснення робіт підвищеної небезпеки.

Перелік видів таких робіт визначено Додатком 2 до Порядку видачі дозволів на виконання робіт підвищеної небезпеки та на експлуатацію (застосування) машин, механізмів, устаткування підвищеної небезпеки, затвердженого постановою КМУ від 26.10.2011 № 1107.

До робіт підвищеної небезпеки, які виконуються на підставі дозволу, Додатком, зокрема, віднесені і роботи з монтажу, демонтажу та капітального ремонту будинків і споруд, а також відновлення та зміцнення їх аварійних частин. Згідно з п.4.13 ДБН А.3.2-2-2009 під час виконання робіт на будівельних об'єктах кількома організаціями генпідрядник повинен визначити одну з підрядних організацій відповідальною за охорону праці на об'єкті, яка зобов'язана:

- здійснювати допуск до виконання робіт лише тих субпідрядників (підрядників), які мають дозвіл на виконання робіт підвищеної небезпеки;

- спільно з субпідрядниками (підрядниками), які залучаються до виконання робіт, розробити графік виконання сумісних робіт, заходи безпечного виконання робіт;

- перед початком робіт визначити небезпечні зони на будівельному майданчику;

- координувати дотримання виконавцями вимог з охорони праці та контролювати дотримання працівниками субпідрядних організацій рішень із питань охорони праці;

- унеможливити допуск на об'єкт будівництва сторонніх осіб та забезпечити реєстрацію всіх осіб, які входять на об'єкт будівництва або виходять з нього.

У випадку одночасного виконання робіт генпідрядником і субпідрядниками забезпечення виконання заходів з охорони праці загального характеру є обов'язком генпідрядника.

Крім того, перед початком виконання робіт на території підприємства або цеху замовник (підприємство) і генпідрядник за участю субпідрядних (підрядних) організацій зобов'язані скласти акт допуск за формою згідно з додатком Д (п. 4.14 ДБН А.3.2-2-2009).

Підприємство, відповідальне за виконання вимог охорони праці, також повинне позначити небезпечні зони на майданчику інформативними знаками.

До небезпечних зон належать ділянки:

- біля неізольованих струмопровідних частин електроустановок;
- біля негороджених перепадів по висоті 1,3 м і більше;
- на яких може бути перевищено максимально-допустимі концентрації шкідливих речовин у повітрі.

Допуск на будівельний майданчик сторонніх осіб або працівників, котрі не зайняті на роботах на цій території, а також осіб, що перебувають у стані алкогольного, токсичного або наркотичного сп'яніння, забороняється.

Перед початком виконання робіт у місцях, де діють або можуть виникнути небезпечні виробничі фактори, відповідальному виконавцю робіт необхідно видати наряд-допуск на виконання робіт підвищеної небезпеки.

Перелік місць і видів робіт, які можуть виконуватись тільки за нарядом-допуском, має бути складений з урахуванням специфіки роботи на об'єкті, на базі Переліку робіт з підвищеною небезпечністю (НПАОП 0.00-4.12-2005).

8. ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА

8.1. Інвестиційні процеси в будівництві

Основні поняття про інвестиційну діяльність. Інвестиціями є усі види майнових та інтелектуальних цінностей, що вкладаються в об'єкти підприємницької та інші види діяльності, внаслідок чого створюється прибуток (дохід), або досягається соціальний ефект. Такими цінностями можуть бути: рухоме і нерухоме майно (будівлі, споруди, устаткування та інші матеріальні цінності); грошові засоби, цільові банківські вклади, паї, акції та інші цінні папери; майнові права, що витікають з авторського права, досвід та інші

інтелектуальні цінності; сукупність технічних, технологічних, комерційних та інших знань, оформлених у вигляді технічної документації, навичок і виробничого досвіду, необхідного для організації виробництва, але не запатентованих; права користування землею, водою, іншими природними ресурсами, а також інші майнові права. Інвестиції у відтворення основних виробничих фондів можуть здійснюватися у вигляді капітальних вкладень. Інвестиційний процес – процес вкладання фінансових, матеріальних і трудових ресурсів і створення виробничих потужностей і основних фондів шляхом випуску продукції чи надання послуг і отримання прибутку чи досягнення соціального ефекту. Об'єктами інвестиційної діяльності є знову створювані або такі що модернізуються основні фонди і оборотні засоби у всіх галузях і сферах народного господарства, цінні папери, цільові грошові вклади, науково-технічна продукція, інтелектуальні цінності та інші об'єкти власності а також майнові права.

8.2. Інвестори як суб'єкти інвестиційної діяльності

Вони приймають рішення про вкладення власних, позичкових і повернутих майнових цінностей. Суб'єктами інвестиційної діяльності можуть бути фізичні і юридичні особи України та інших країн. Інвестор самостійно визначає обсяги, напрямки і ефективність здійснюваних інвестицій і на свій розгляд залучає на договірній основі учасників інвестиційного процесу у тому числі шляхом організації конкурсів і торгів (тендерів). Відношення, що виникають при здійсненні інвестиційної діяльності, регламентуються законодавчими актами і угодами. Інвестор зобов'язаний: представляти фінансовим органам декларацію про обсяги джерела здійснюваних ним інвестицій; отримати необхідний дозвіл державних органів і спеціальних служб на капітальне будівництво; отримати висновок експертизи інвестиційних проектів про відповідність технологічних, санітарно-гігієнічних, радіаційних, екологічних і архітектурних вимог; дотримуватися державних норм і стандартів; виконувати вимоги державних органів і посадових осіб; представляти у встановленому порядку бухгалтерську і статистичну звітність. Складання угод, вибір партнерів, визначення зобов'язань, всяких інших умов господарських

взаємовідносин є виключно компетенцією суб'єктів інвестиційної діяльності.

Джерела фінансування інвестиційної діяльності:

а) власні фінансові ресурси інвестора (прибуток, амортизаційні відрахування, грошові накопичення, заощадження громадян, юридичних осіб та інші);

б) позичкові фінансові кошти інвестора (банківські і державні кредити);

в) повернуті фінансові засоби інвестора (засоби від продажу акцій, пайових та інших внесків громадян і юридичних осіб);

г) бюджетні інвестиційні асигнування;

д) безкоштовні і благодійні внески і пожертвування.

Рішення про державних інвестиціях приймаються на підставі:

- прогнозів економічного і соціального розвитку держави;

- схем розвитку і розміщення продуктивних сил;

- цільових науково-технічних і комплексних програм і ТЕО, що визначають доцільність цих інвестицій.

Кошти із держбюджету виділяються тільки на найважливіші будови державного замовлення, реалізацію державної програми. Однією із форм реалізації державних інвестицій є державні замовлення на створення виробничих потужностей із зазначенням термінів введення у експлуатацію.

8.3. Склад і структура капітальних вкладень

Капітальні вкладення – це частина інвестицій, направлених в капітальне будівництво на розширене відтворення основних виробничих фондів. Капітальні вкладення складаються із таких основних елементів:

- витрати на будівельно-монтажні роботи (БМР);

- витрати на придбання устаткування, механізмів, машин, інструмента, інвентарю;

- інші витрати (проектно-пошукові, науково-дослідницькі роботи, утримання дирекції підприємства, що будується і технагляду та інші).

Структури капіталовкладень:

а) технологічна структура, яка характеризує розподіл вкладень між основними складовими кошторисної вартості капіталовкладень (\approx у %):

- витрати на БМР (61%);
- вартість устаткування, інструмента, меблів, інвентарю (25%);
- інші витрати (14%).

На зміну її структури впливає:

- науково-технічний прогрес у машинобудівництві;
- зменшення ваги і габаритів технологічного устаткування, збільшення його потужності і продуктивності;
- всебічна індустріалізація будівельного виробництва; раціональна забудова промислових підприємств.

Все це дозволяє зменшити кошторисну вартість БМР, підвищити рівень механізації і автоматизації виробництва.

Приклади розрахунку кошторисної вартості наведено Додаток №2.

9. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

«АНАЛІЗ НАПРУЖЕНО – ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ЦЕГЛЯНОЇ БУДІВЛІ ДЛЯ ВИЗНАЧЕННЯ ДОЦІЛЬНОСТІ ЇЇ РЕКОНСТРУКЦІЇ»

Об'єкт дослідження – існуюча цегляна будівля в м. Золотоноша, що знаходилась в експлуатації по над 60 років і втратила своє функціональне призначення.

Предмет досліджень – визначення фактичного технічного стану відповідальних конструктивних елементів будівлі.

Мета та задачі роботи – визначити технічну доцільність проведення реконструкції будівлі із зміною функціонального призначення.

Методи досліджень – аналітичні (аналіз співставлення на відповідність чинним будівельним нормам, фактичного технічного стану відповідальних конструктивних елементів будівлі.

Результати роботи – висновок стосовно технічної можливості та доцільності проведення реконструкції будівлі із зміною функціонального призначення.

9.1. Розрахунок цегляної будівлі у ПК «ЛІРА» версія 9.6

9.1.1. Побудова 3D-моделі будівлі по результатам проведеного обстеження

Просторова 3D-модель будівлі розроблялась відповідно:

- обмірним кресленням;
- результатам проведеного технічного обстеження;
- визначеним параметричним даним з інструментальних вимірів.

Конструктивна схема будівлі - неповний каркас з повздовжніми та поперековими несучими цегляними стінами.

Відповідальні конструкції:

- фундаменти - стрічкові бутові на цементно-піщаному розчині;
- стіни цегляні - зовнішні товщиною 510мм, внутрішні – товщ. 510 та 380 мм;
- цегляні стовпи перерізу: 640x640мм на першому поверсі; 510x510мм на другому поверсі та 640x510мм на горіщі;
- перегородки цегляні 120 мм;
- перекриття – балочне, по металевим балкам з заповненням з цегляного склепіння.

Головні фізико-механічних характеристик та властивостей відповідальних конструкцій задавались як фактично визначені параметричні значення за інструментальними вимірами проведеним технічним обстеженням. Несучий остов будівлі моделювався трикутними скінченними елементами оболонки.

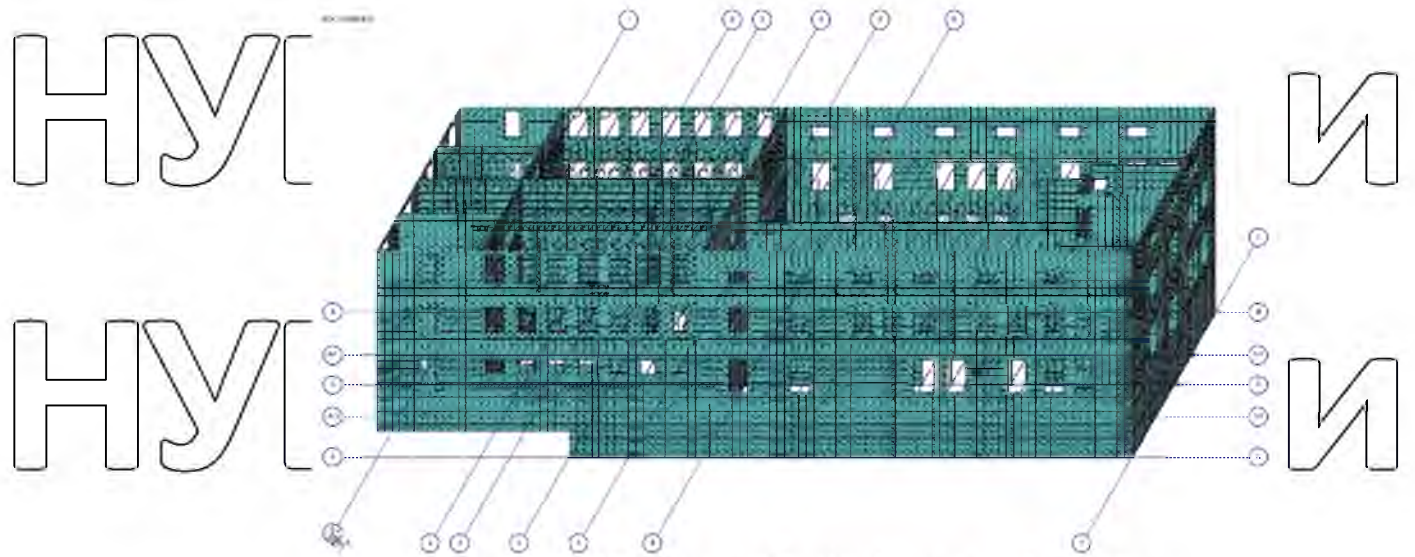


Рис. 9.1. 3D-модель будівлі в осях «1» - «7»

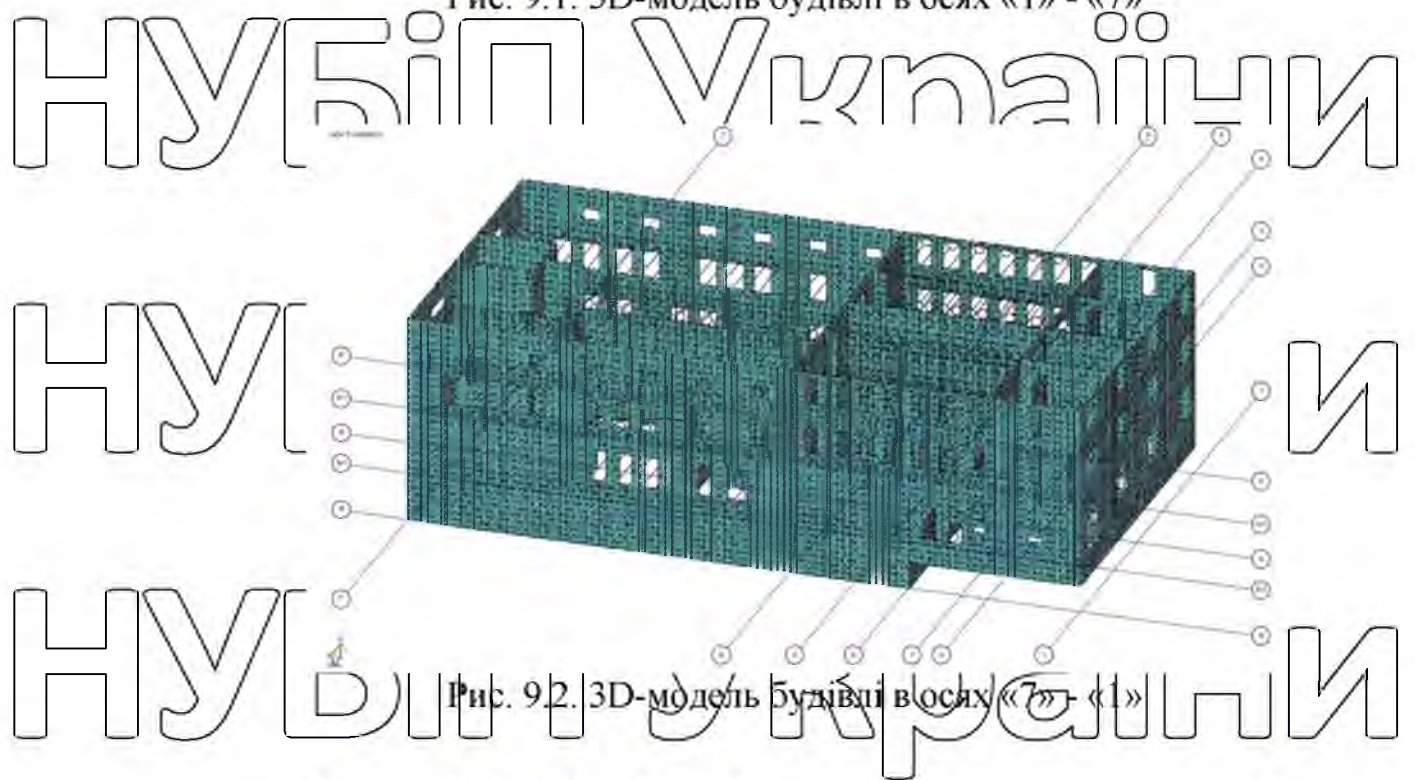


Рис. 9.2. 3D-модель будівлі в осях «7» - «1»

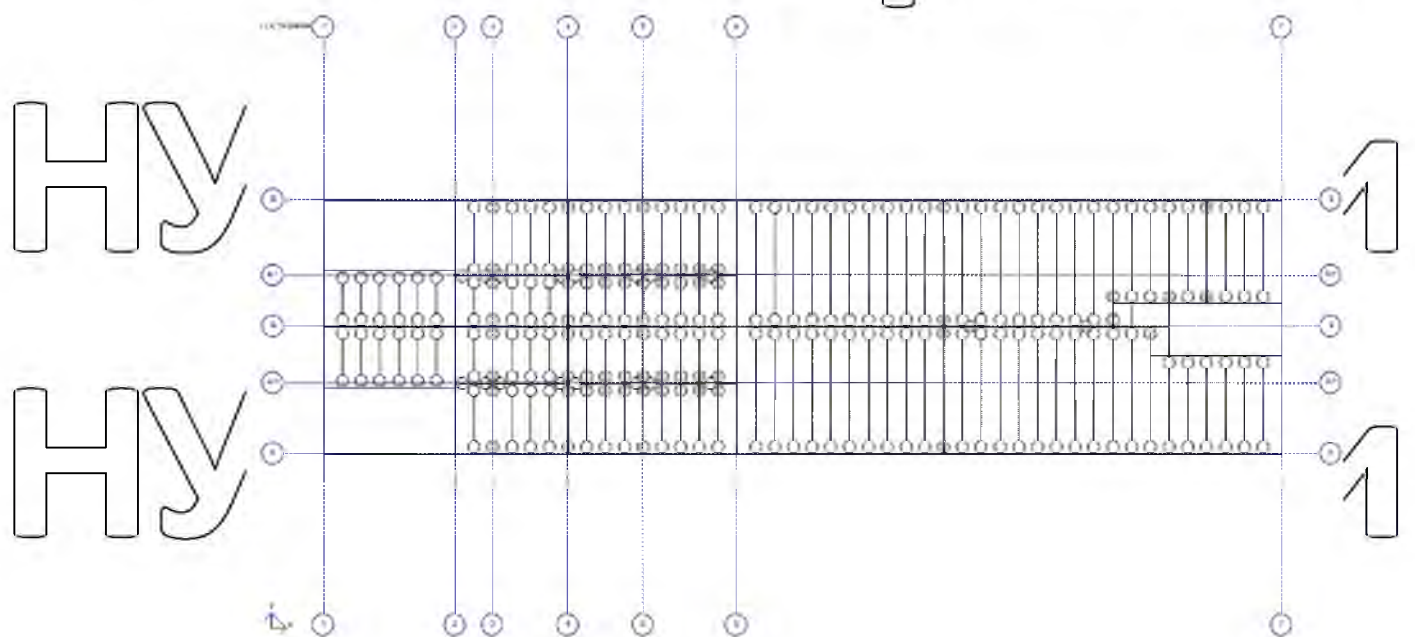


Рис. 9.3. Проекція на площину XY (скінчено-елементна модель)

Загальна скінчено-елементна модель містить 15230 вузлів та 27890 скінченних елемента.

9.1.2. Фізико-механічні характеристики матеріалів конструкцій

Основним відповідальним конструктивним елементом будівлі є цегла.

В результаті інструментальних вимірів при проведенні технічного обстеження було визначено, що цегла має різні фізичні властивості, а модуль пружності знаходиться в межах, від $E=122300 \text{ т/м}^3$, до $E=305800 \text{ т/м}^3$. коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,2$. Щільність цегли визначена рівною $\rho_0 = 1,84 \text{ т/м}^3$.

Тобто марка цегли, відповідає М125.

За результатами проведених вимірів та обчислень було встановлено фактичну міцність залізобетонних елементів перекриття, становить 27,1 МПа, що відповідає класу бетону С20/25.

9.1.3. Навантаження та їхні комбінації

Розрахункові навантаження визначаємо відповідно норм на розрахунки та проектування за якими, розрахунок проводиться на власну вагу, корисне навантаження, снігове, вітрове та різні комбінації зазначених завантажень.

Навантаження включають:

- **постійні навантаження:**
 - власна вага конструкцій;
 - корисне навантаження;
- **тимчасові навантаження:**
 - снігове навантаження;
 - вітрове навантаження.

Збір навантажень відбувався з урахуванням власної ваги та постійних навантажень. Ефект навантаження, що збільшується в результаті реконструкції прикладалися у вигляді зосереджених сил в місцях спирання несучих конструкцій. На рис. 9.4 наведено постійні навантаження.

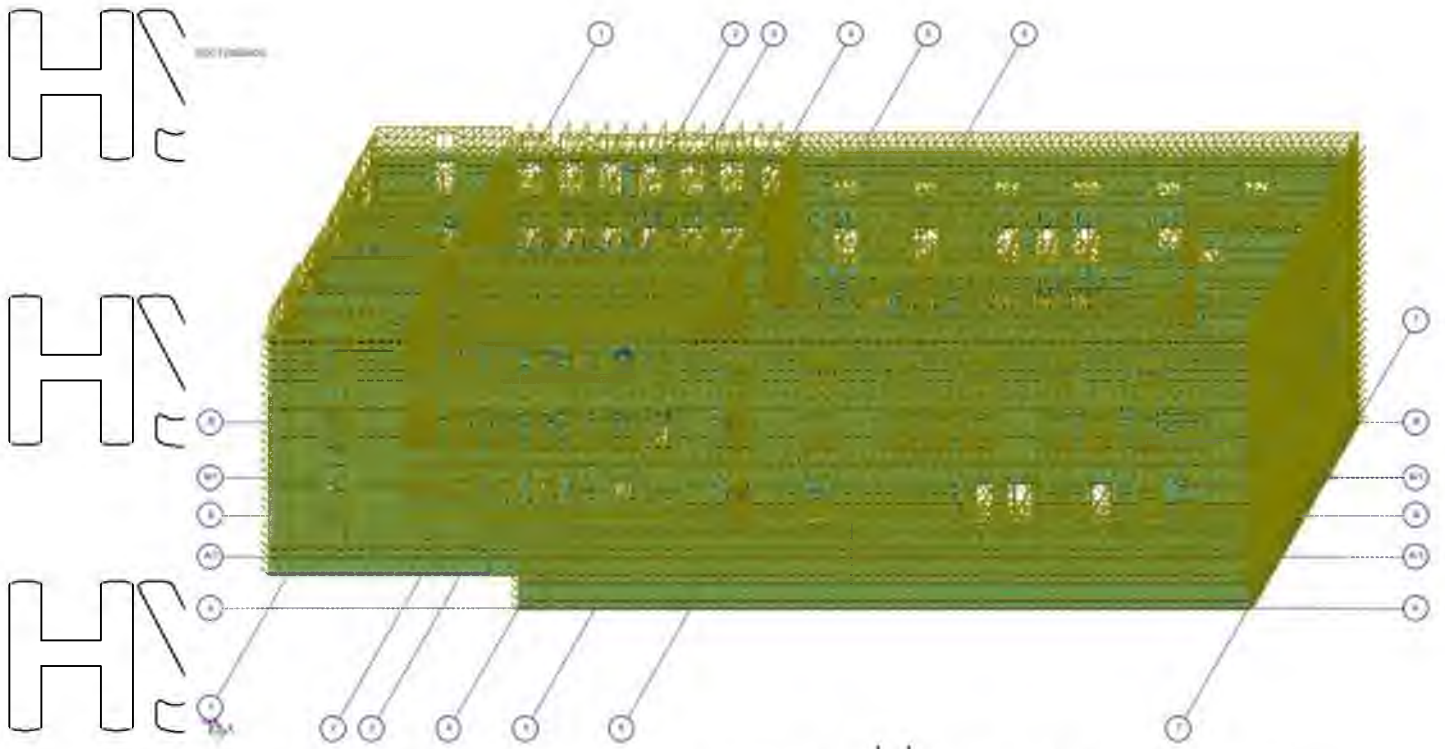


Рис. 9.4. Постійні навантаження від власної ваги відповідальних конструкцій

Довготривале навантаження. Навантаження від надбудови прикладалися у вигляді зосереджених сил в місцях спірання несучих конструкцій надбудованої частини на несучі конструкції існуючої будівлі. Довготривалі навантаження від надбудови (рис. 9.5).

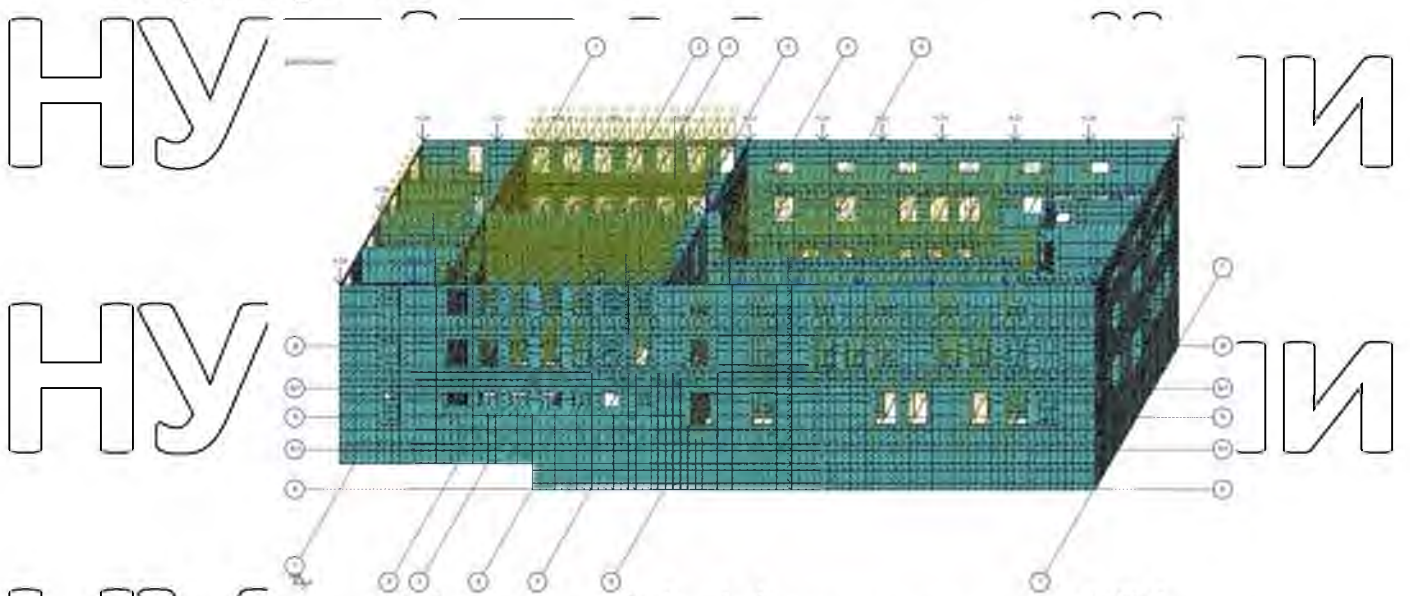


Рис. 9.5. Довготривале навантаження

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття будівлі визначалось за двома варіантами:

$$S_{\text{м.п.}}^{(1)} = \gamma_{\text{fm}} \cdot S_0 \cdot C^{(1)} = \gamma_{\text{fm}} \cdot S_0 \cdot \mu_{\text{п}}^{(1)} \cdot C_s \cdot C_{\text{dof}} = 1.14 \cdot 152 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2} \cdot 1 \cdot 1.1 = 173.3 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2}$$

$$S_{\text{м.п.}}^{(2)} = \gamma_{\text{fm}} \cdot S_0 \cdot C^{(2)} = \gamma_{\text{fm}} \cdot S_0 \cdot \mu_{\text{п}}^{(2)} \cdot C_s \cdot C_{\text{dof}} = 1.14 \cdot 152 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2} \cdot 1.25 \cdot 1.1 = 216.6 \frac{\text{кгс}}{\text{м}^2}$$

На рис. 9.6 наведено симетричне снігове навантаження, на рис. 9.7 – не симетричне снігове навантаження.

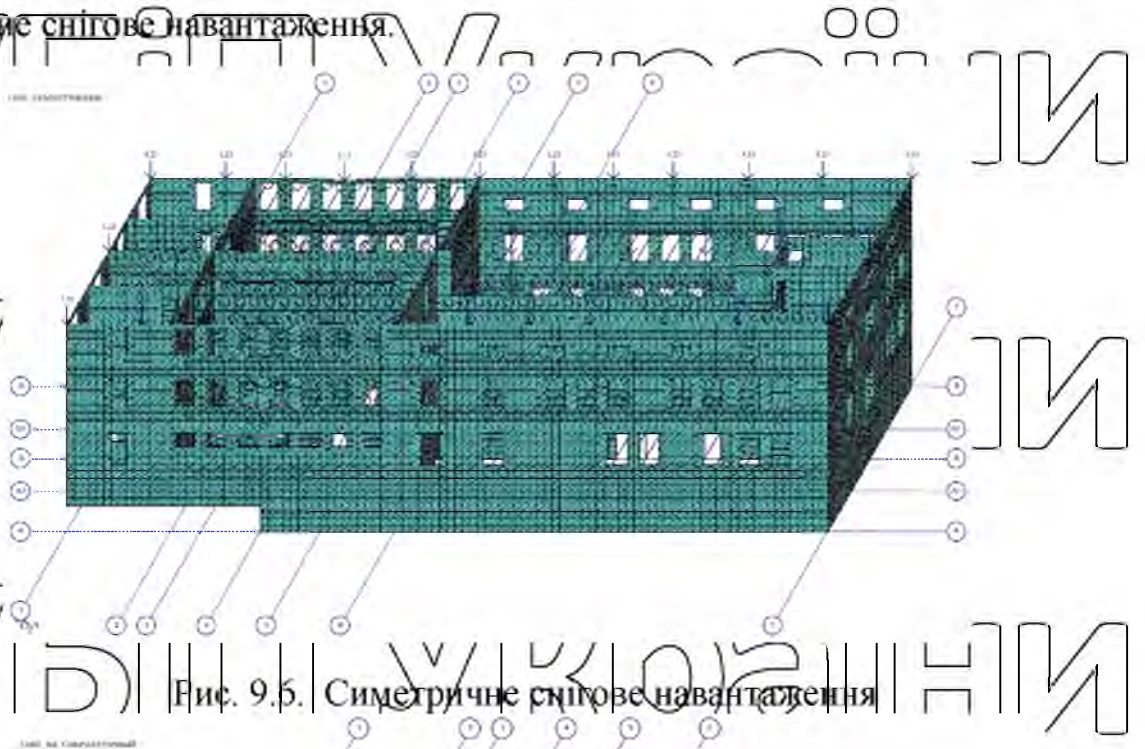


Рис. 9.6. Симетричне снігове навантаження

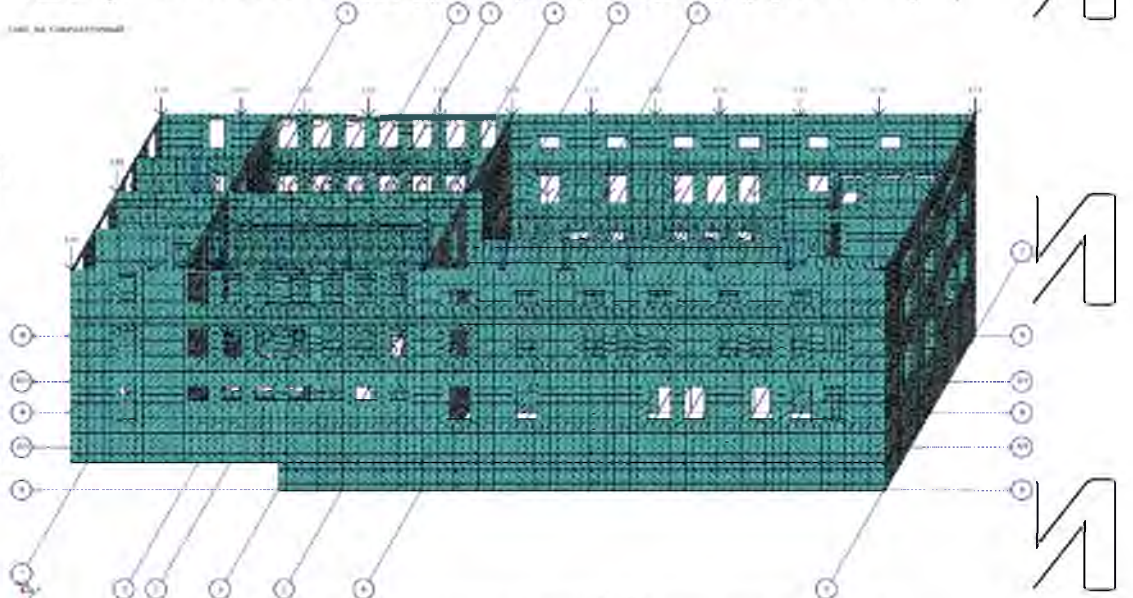


Рис. 9.7. Не симетричне снігове навантаження

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження:

НУБІП України

при дії вітру перпендикулярно до осі А:

НУБІП України

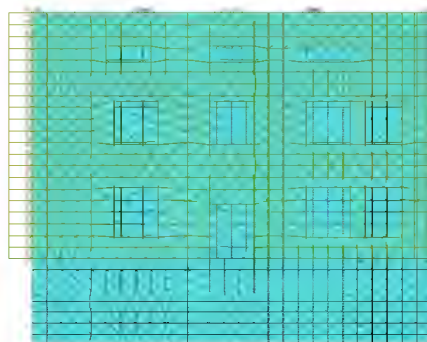
Граничне розрахункове значення вітрового навантаження

при дії вітру перпендикулярно до осі І

НУБІП України

На рис. 9.8 наведено вітрове навантаження, що діє перпендикулярно до осі А.

НУБ



НУБ

Рис. 9.8. Вітрове навантаження перпендикулярно до осі А

9.2. Результати розрахунку у ПК «ЛРА» версія 9.6

Розрахунок відповідальних конструкцій будівлі на статичні навантаження було виконано в ПК ЛРА. Для кожного скінченного елемента по кожному завантаженню та комбінації завантажень за першою та другою групами граничних станів, були визначені всі параметри напружено-деформованого стану (НДС) будівлі.

Враховуючи великий обсяг, результати розрахунку для основних відповідальних конструктивних елементів представлені у вигляді ізополів деформацій (переміщень) та напружень відповідно яких виконано відбір найбільш навантажених елементів.

НУБІП України

9.3. Аналіз напружено-деформованого стану по результатам розрахунку

9.3.1. Ізополя переміщень

Переміщення вузлів скінченної-елементної моделі, напруження в несучих елементах конструкцій від різноманітних можливих комбінацій навантажень представлено на рис. 9.9 – 9.11 у вигляді ізополів переміщень по осям основної системи координат.

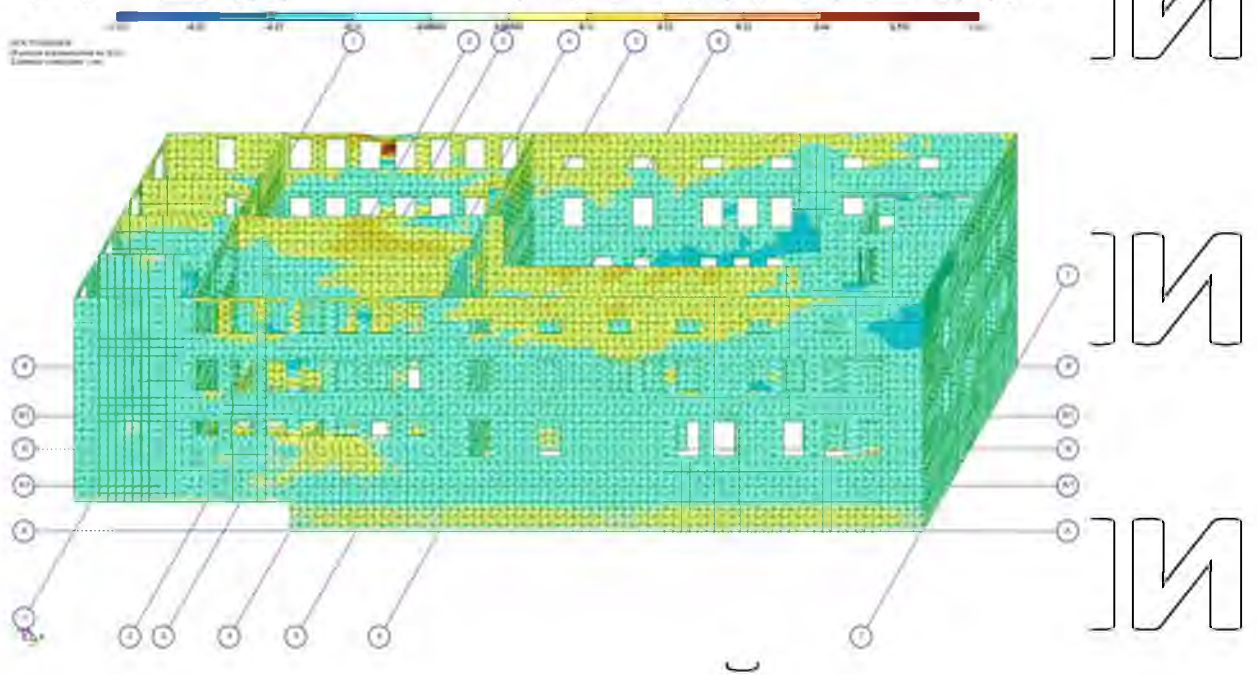


Рис. 9.9. Ізополя переміщень по X від постійного навантаження (мм)

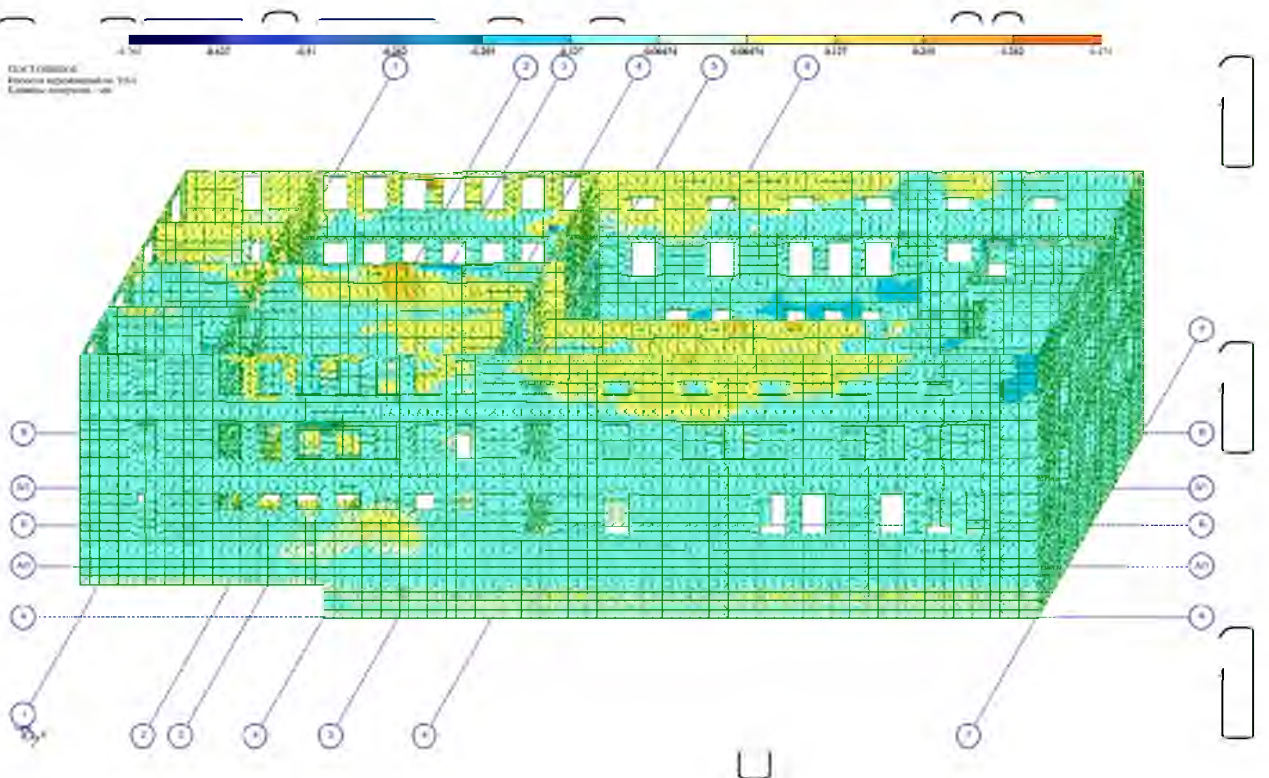


Рис. 9.10. Переміщення по Y від постійного навантаження (мм)

НУВБІП України

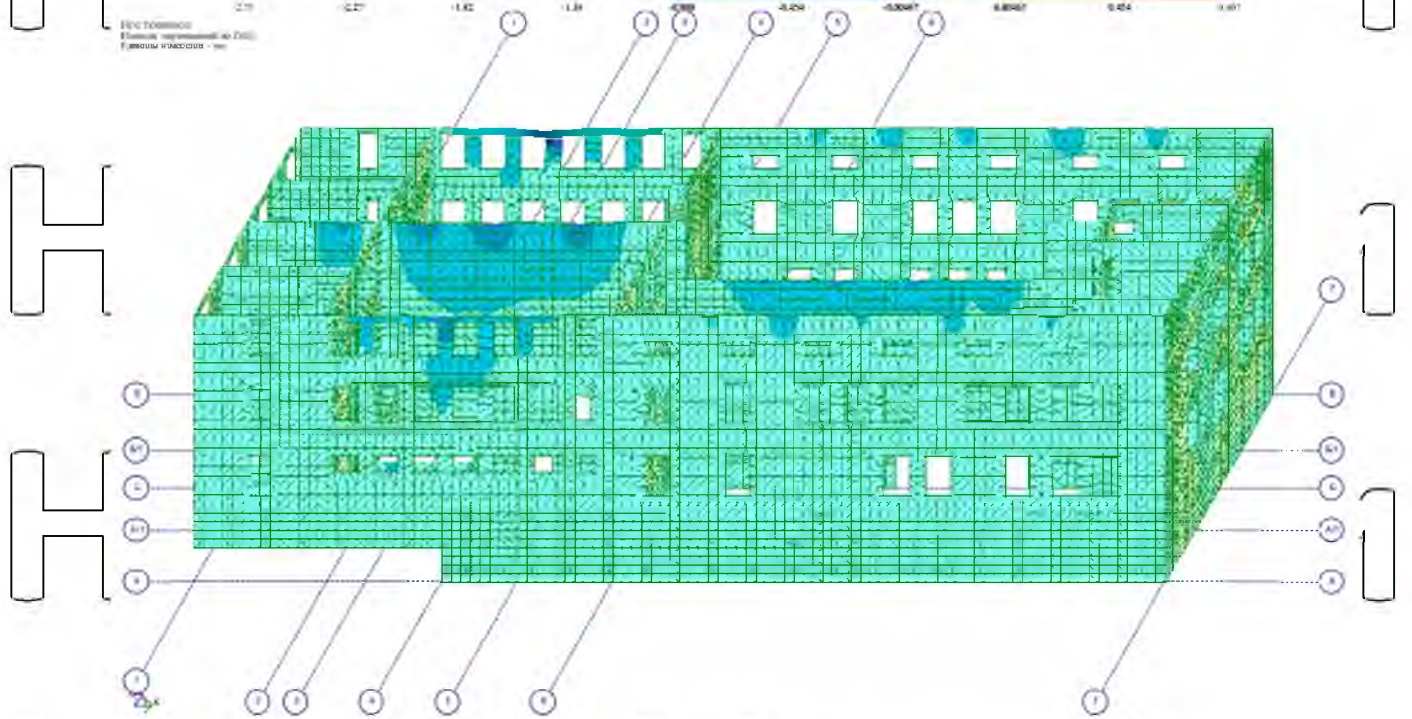


Рис. 9.11. Переміщення по Z від постійного навантаження (мм)

НУВБІП України

9.3.2. Ізополя напружень

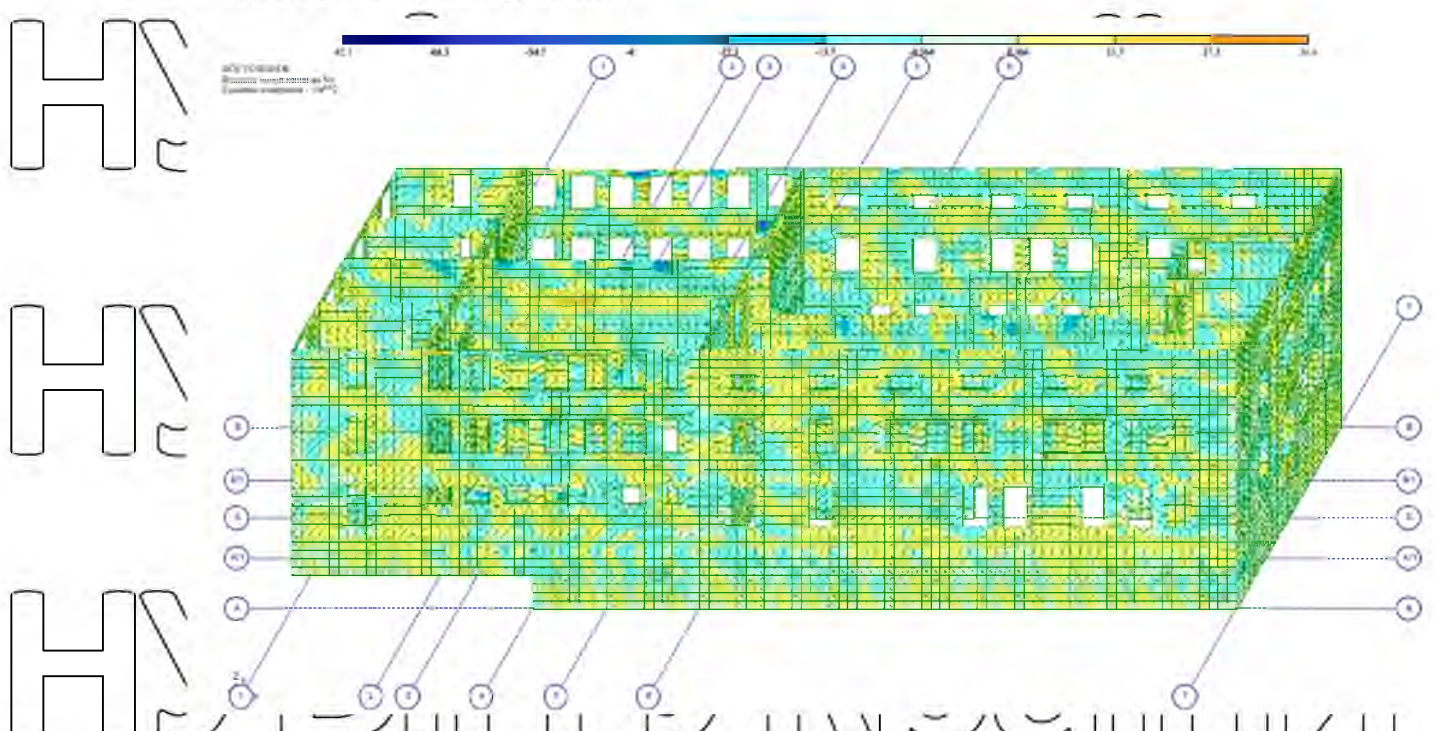


Рис. 9.12. Напруження N_x від постійного навантаження

НУБІП України

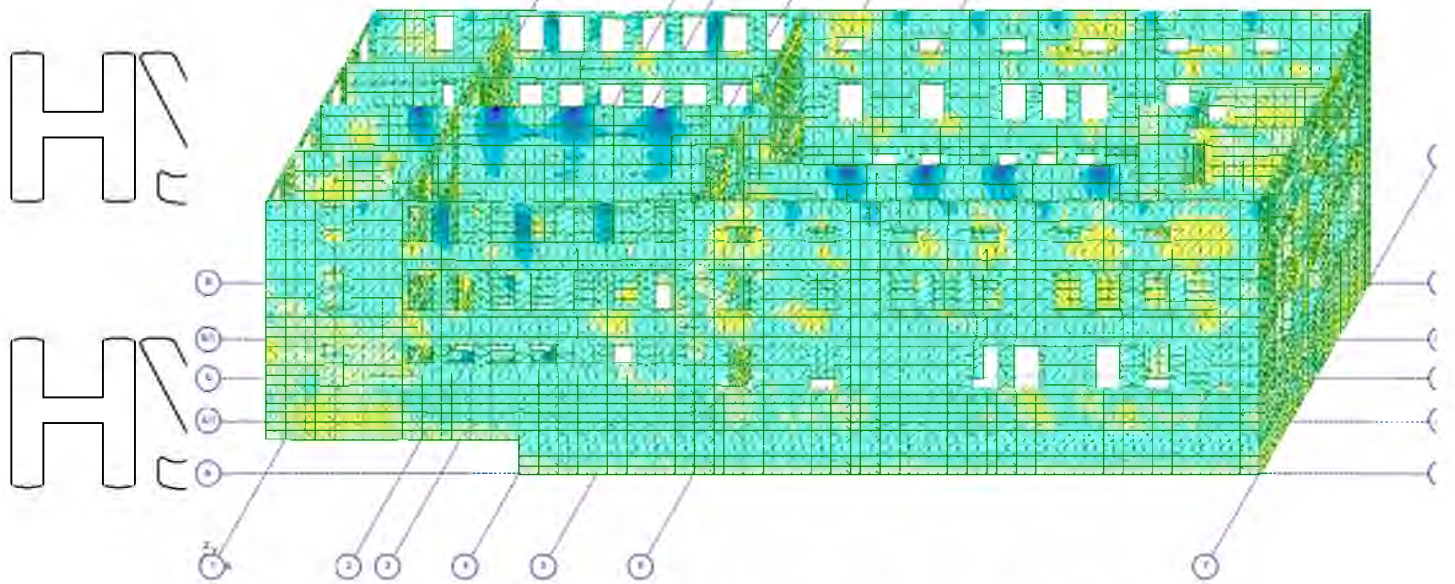


Рис 9.13. Напруження N_u від постійного навантаження

НУБІП України

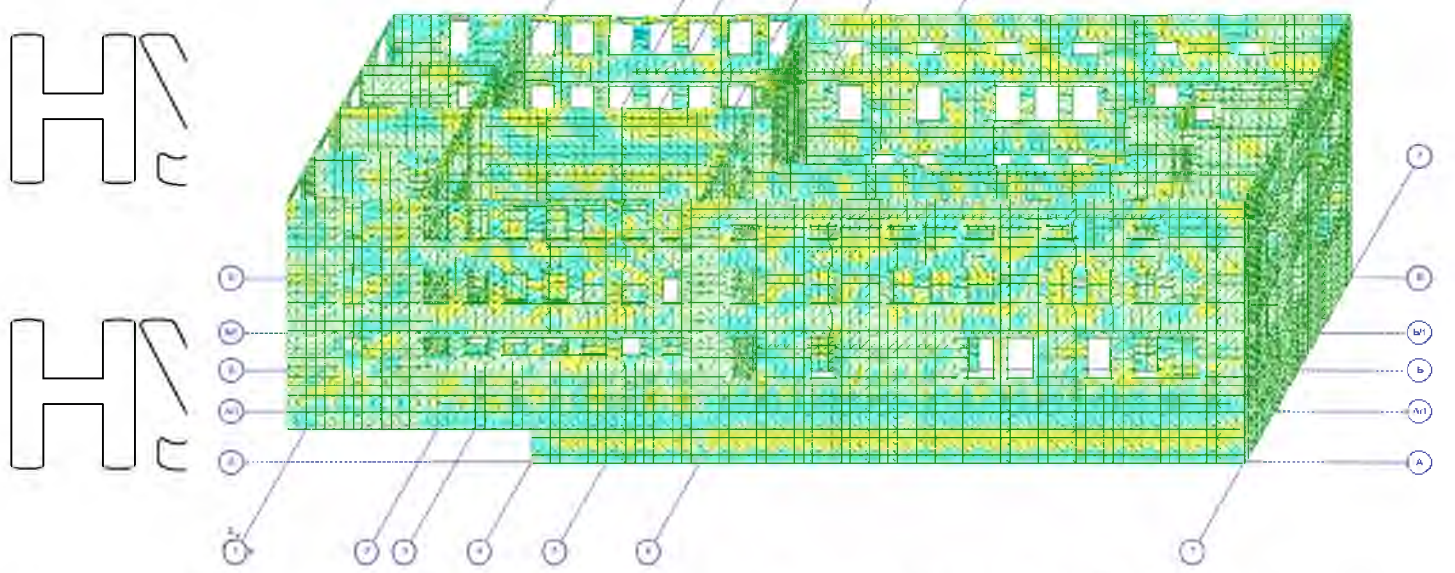
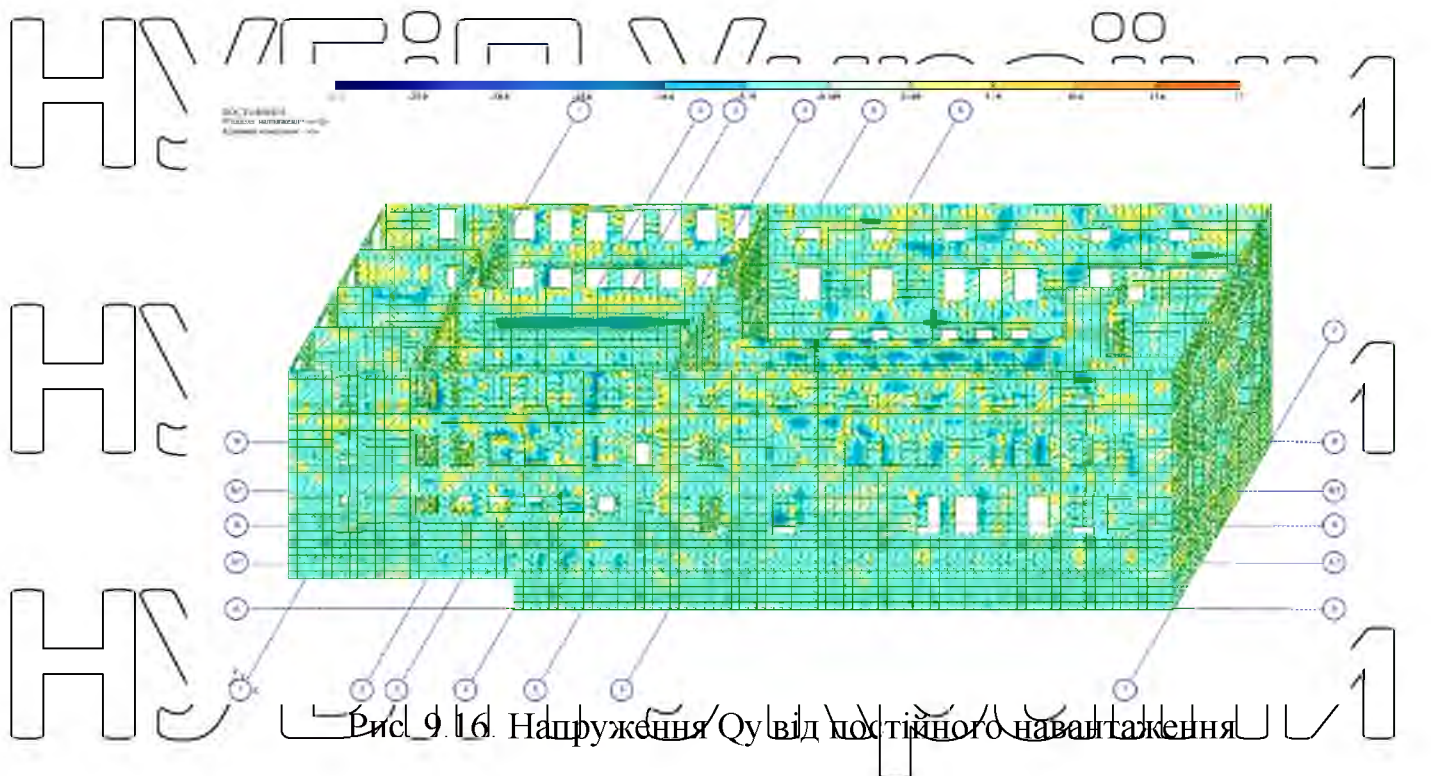
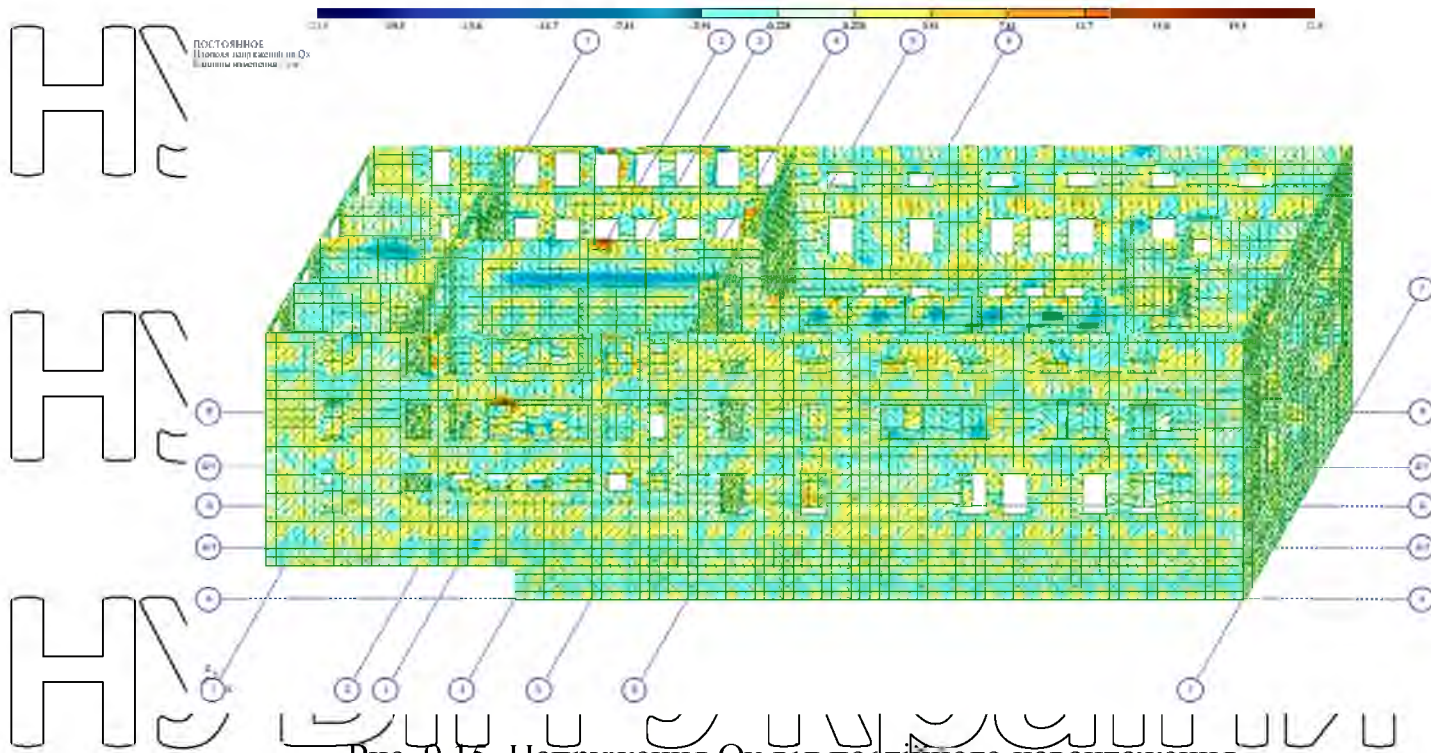


Рис 9.14. Напруження від M від постійного навантаження

НУБІП України



Проведено автоматичний вибір найбільших зусиль у SE моделі.

Наведено максимальні напруження в елементах будівлі від розрахункового збігу зусиль (табл. 9.1).

Розрахунковий збіг зусиль для цегляних несучих стін

№ елем.	Зусилля (напруження)					№№ завант.
	Nx (Т/М ²)	Ny (Т/М ²)	My (Т)	Qx (Т/М)	Qy (Т/М)	
5044	-24.228	-9.206	8.220	154.941	-16.546	1 2
5284	-26.039	-4.442	3.513	99.651	-47.450	1 2
5284	-25.629	-4.401	3.460	98.134	-46.736	1 2 3
5521	-25.473	-7.787	-1.915	77.415	-109.720	1 2
5620	32.134	-5.885	8.962	135.823	-0.484	1 2
5676	-30.549	-8.733	-4.214	99.739	-144.600	1 2
5676	-30.115	-8.636	-4.151	98.247	-142.444	1 2 4
5732	39.881	2.138	2.467	176.456	-126.086	1 2
5732	28.499	1.549	1.727	123.657	-88.229	1 5
5732	28.503	1.532	1.727	123.647	-88.221	1 4
5804	-23.087	-8.031	-1.441	32.441	-40.689	1 2
5124	2.025	-115.650	-0.032	4.570	7.001	1 2
5124	1.992	-113.919	-0.023	4.627	7.007	1 2 3
5796	-10.937	-94.071	3.712	32.000	12.228	1 2
5124	1.348	-81.048	0.128	5.459	6.915	1 3
5124	1.361	-81.025	0.126	5.442	6.901	1 5
5796	-7.639	-65.989	2.716	26.039	8.647	1 4

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

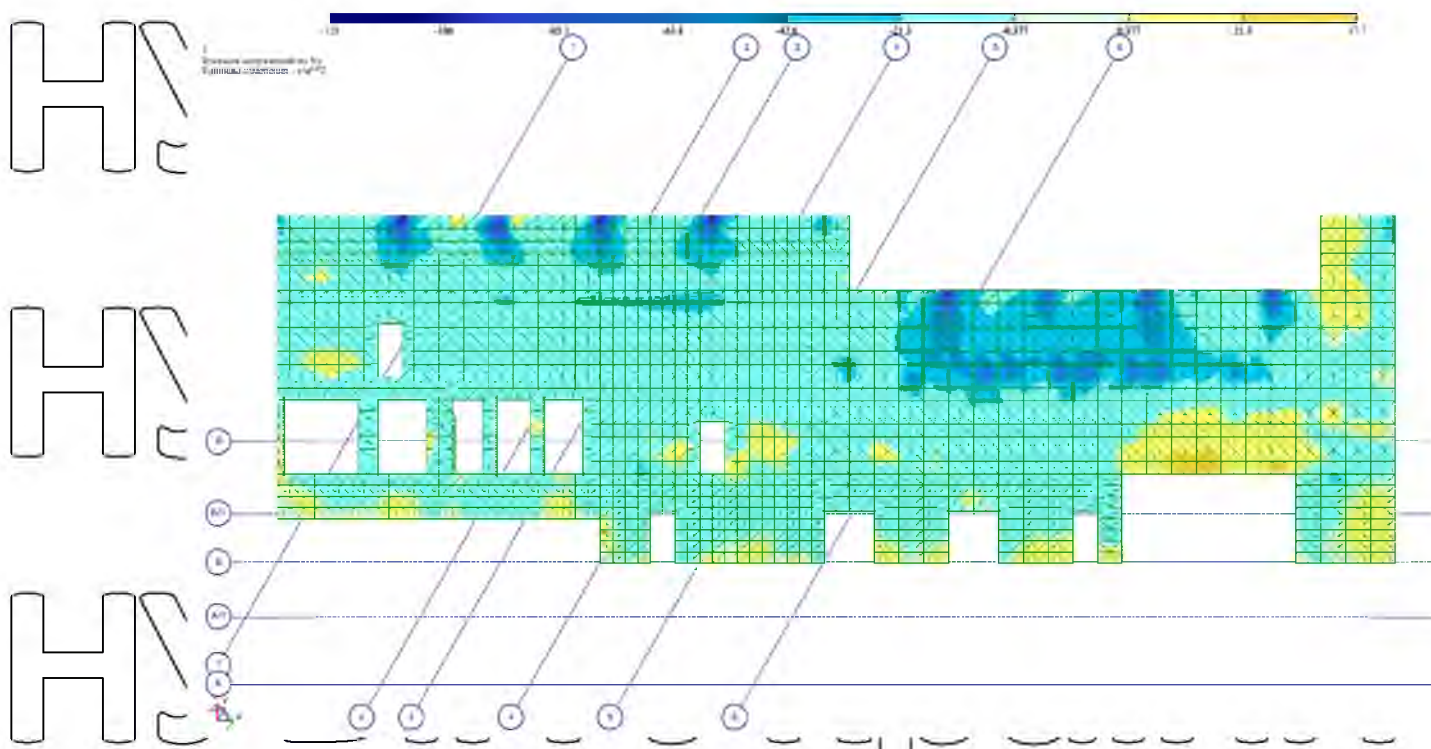


Рис. 9.17. Зона де виникає концентрація напружень – цегляна стіна (стиснення) по осі Б

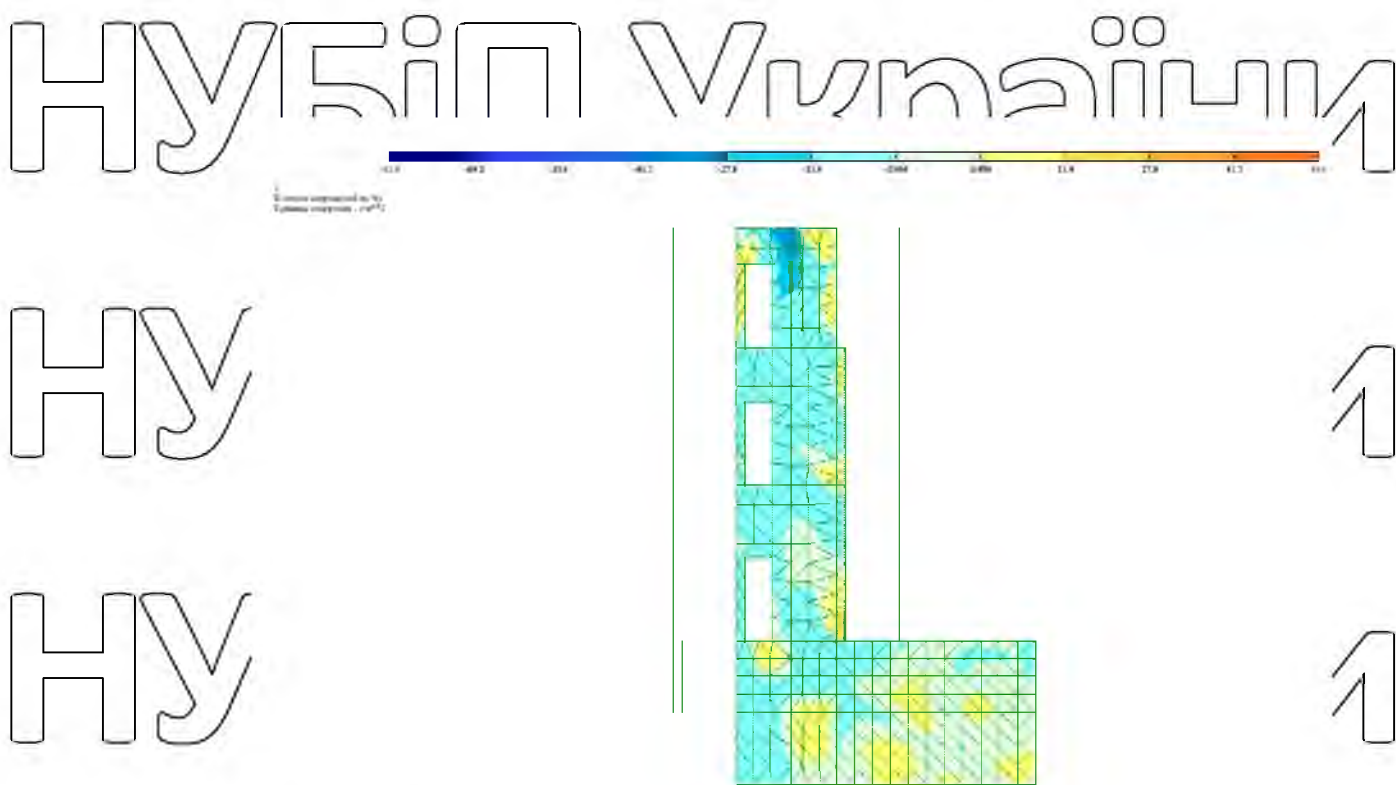


Рис. 9.18. Зона концентрація напружень – цегляна стіна (стиснення) по сходовій клітині

ВИСНОВКИ

З умов розрахунку цегляної кладки, розрахунковий опір розтягування при згині по перев'язаному становить – 25,5 т/м². Максимальні напруження розтягування не перевищують допустимі.

Відповідно до нормативних значень для цегляної кладки розрахунковий опір стиснення повинен не перевищувати – 142,7 т/м². Але враховуючи термін експлуатації об'єкта необхідно врахувати зниження несучої спроможності конструкції кладки (див. табл. 9.2).

Таблиця 9.2

Механические повреждения кладки стен, столбов, простенков		
Характер повреждения кладки стен, столбов и простенков	Коэффициент снижения несущей способности при кладке	
	неармированной	армированной
Трещины в отдельных кирпичах, не пересекающие растворные швы	1.0	1.0
Волосные трещины, пересекающие не более двух рядов кладки (длиной 15-18 см)	0.9	1.0
То же, при пересечении не более четырех рядов кладки (длиной до 30-35 см) при числе трещин не более четырех на 1 м ширины (толщины) стены, столба или простенка	0.75	0.9
Трещины с раскрытием до 2 мм, пересекающие не более восьми рядов кладки (длиной до 60 - 65 см) при числе трещин не более четырех на 1 м ширины (толщины) стены, столба, простенка	0.5	0.7
То же, при пересечении более восьми рядов (длиной более 65 см)	0.0	0.5

З таблиці 9.2 видно, що як наслідок тривалої експлуатації у цегляній кладці з'являються тріщинки шириною розкриття до 2,0мм. У такому випадку коефіцієнт зниження несучої спроможності для неармованої кладки приймають – 0,5. В такому випадку, максимальні напруження розтягування цегляної кладки стін перевищують допустимі, а відповідно, необхідне підсилення внутрішніх та зовнішніх несучих стін будівлі.

Сучасні методи розрахунку та застосування математичних моделей дослідження експлуатованих конструкцій, а також широке використання комп'ютерних розрахунків, дають можливість на основі ідеалізованої математичної моделі змодельовати реальну роботу і поведінку будь-якої конструкції та визначити її вплив на конструкції всієї будівлі в цілому.

10. ВИКОРИСТАНА ЛІТЕРАТУРА

Характеристи
ка джерела

1

1. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія. К.: Мінбуд
2. ДБН Б.2.2-12:2018 "Планування і забудова територій". К.: Мінр
3. ДБН В.2.2-28:2010 Будинки адміністративного та побутового п
4. ДБН В.3.2-2-2009 Реконструкція, ремонт, реставрація об'єктів
5. ДБН В.2.6-31:2016. Теплова ізоляція будівель. К.: Мінбуд Укр
6. ДБН В.Т.1.7-2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. К.:
7. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. К.: М
8. ДСТУ 3760:2006. Прокат арматурний. Для железобетонных к
9. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. СНББ. Прогини і переміщення. Вимоги

Нормативні

документи
зі
стандартизації

1

10. ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016. Настанова щодо обстеження будів
11. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах Украй
12. Організація будівельного виробництва : ДБН А.3.1.-5-96. —
14. ДБН А.3.1-5-2016. Організація будівельного виробництва. К.
15. ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека в буд
16. ДБН А.2.1-1-2008. Інженерні вишукування в будівництві. К.:

17. Понамарев В. А. Архитектурное конструирование : учебник
Книги: - один
автор

18. Технология возведения зданий и сооружений: Учебник / П
1

- два авторы

19. Барашиков А.Я., Колякова В.М. Будівельні конструкції : підр

- група
авторів

20. Технология строительного производства. Підручник/В.К. Черн

21. Сучасні технології в будівництві: Підручник /О.І. Менеїлю

22. Оценка технического состояния строительных конструкций,

23. Залізобетонні конструкції: Підручник / П.Ф. Вахненко, А.М.
- група
авторів

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України