

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ФАКУЛЬТЕТ АРХІТЕКТУРИ БУДІВНИЦТВА ТА ДИЗАЙНУ
Кафедра комп'ютерних технологій будівництва

ДОПУСТИТИ ДО ЗАХИСТУ

Завідувач кафедри КТБ

_____ О. І. Лапенко

“ _____ ” _____ 2020 р.

ДИПЛОМНИЙ ПРОЕКТ

(ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА)

ВИПУСКНИКА ОСВІТНЬО-КВАЛІФІКАЦІЙНОГО РІВНЯ

“МАГІСТР”

Тема: **« Моніторинг технічного стану залізобетонних конструкцій»**

Виконала: _____ Лисак Альона Русланівна _____

Керівник: _____ д.т.н., професор Лапенко Олександр Іванович _____

Консультанти з розділів:

Керівник дипломного проекту _____ Лапенко О.І. _____

Охорона праці _____ Гулевець В.Д. _____

Охорона навколишнього середовища _____ Гай А.Є. _____

Нормоконтролер з ЄСКД (ЄСПД): _____ Родченко О.В. _____

Вступ

РОЗДІЛ 1. Аналітичний огляд

РОЗДІЛ 2. Науково-дослідна частина

Моніторинг технічного стану залізобетонних конструкцій

2.1. Загальні положення виконання моніторингових робіт

2.2. Організація робіт з моніторингу

2.3. Призначення термінів обстежень

2.4. Висновки за розділом

РОЗДІЛ 3. Архітектурна частина

3.1. Загальні відомості про будівлю

3.2. Генеральний план

3.3. Зовнішнє оздоблення

3.4. Внутрішнє оздоблення

3.5. Об'ємно-планувальне рішення

3.5.1. Готель

3.5.2. Торгівельні заклади

3.6. Конструктивні рішення

РОЗДІЛ 4. Розрахунково-конструктивний розділ

4.1. Конструктивна система каркаса

4.2. Збір навантаження

4.2.1. Власна вага покриття

4.2.2. Снігове навантаження

4.2.3. Вітрове навантаження

4.3. Розрахунок конструкцій

4.3.1. Розрахунок сталевого профільованого настилу

4.3.2. Розрахунок прогонів

4.3.3. Розрахунок ригелів

4.3.4. Розрахунок колони

4.3.4.1. Розрахунок на вигин у площині найбільшої жорсткості

4.3.4.2. Розрахунок на вигин у площині найменшої жорсткості

4.4. Розрахунок вузлів рами

4.4.1. Розрахунок бази колони

3.4.1.1. Розрахунок опорної плити

3.4.1.2. Розрахунок анкерних болтів

3.4.1.3. Розрахунок зварних швів що прикріплюють ребра

3.4.2. Кріплення прогонів

3.4.2.1. Кріплення прогонів 30Б1 до ригелів

3.4.2.2. Кріплення прогонів 23Б1 до ригелів

3.4.3. Кріплення ригеля до колони

3.4.3.1 Вузол 1

3.4.3.2 Вузол 2

3.4.3.3. Вузол 3

3.4.3.4. Вузол 4

РОЗДІЛ 5. Основи та фундаменти

5.1. Прив'язка проекрованої будівлі до існуючого рельєфу будівельного майданчика

5.2. Оцінка інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов майданчика будівництва

5.2.1. Розрахунок характеристик ґрунтів

5.2.2. Інженерно-геологічні розрізи

5.3. Розрахунок і проектування фундаментів мілкового закладення в перерізі II

5.3.1. Розрахунок ФМЗ-1

5.3.1.1. Визначення висоти фундаменту (ФМЗ-1)

5.3.1.2. Визначення глибини закладення фундаменту (ФМЗ-1)

5.3.1.3. Визначення розмірів підшви фундаменту (ФМЗ-1)

5.3.2. Розрахунок ФМЗ-2

5.3.2.1. Визначення висоти фундаменту (ФМЗ-2)

5.3.2.2. Визначення глибини закладення фундаменту (ФМЗ-2)

5.3.2.3. Визначення розмірів підшви фундаменту (ФМЗ-2)

5.4. Обчислення вірогідної осадки фундаментів з урахуванням взаємного впливу

5.4.1. Обчислення вірогідної осадки фундаменту (ФМЗ-1)

5.4.2. Обчислення вірогідної осадки фундаменту (ФМЗ-2)

5.5. Розрахунок тіл фундаментів

5.5.1. Розрахунок ФМЗ-1

5.5.1.1. Конструювання фундаменту

5.5.2. Розрахунок ФМЗ-2

5.5.2.1. Конструювання фундаменту

РОЗДІЛ 6. Технічна експлуатація

6.1. Основні положення

6.2. Вимоги до технічного стану та експлуатації будівельних конструкцій будівель

РОЗДІЛ 7. Технологія будівництва

7.1. Технологія монтажу будівельних конструкцій

7.1.1. Монтаж колон

7.1.2. Монтаж ригелів і прогонів

7.1.3. Монтаж сталевого профільованого настилу

7.2. Технологічна карта на улаштування навісного вентилязованого фасаду

7.2.1. Область застосування

7.2.2. Монтаж системи вентилязованих фасадів

7.2. Технологія робіт при монтажі витяжної башні

7.3. Монтаж витяжної башні

7.3.1. *Методи й способи монтажу витяжних веж.*

7.3.2. *Монтаж витяжних веж методом нарощування*

7.3.3. *Монтаж веж методом повороту*

7.3.4. *Монтаж веж методом подращування*

РОЗДІЛ 8. Організація будівництва

8.1. Організація виконання робіт

- 8.2. Вибір типу крана і їх прив'язка до об'єкту
 - 8.2.1. Розрахунок баштового крана
 - 8.2.2. Розрахунок стрілових кранів
- 8.3. Проектування календарного графіка
- 8.4. Будівельний генеральний план
 - 8.4.1. Основні принципи проектування
 - 8.4.2. Розрахунок і проектування тимчасових інвентарних будівель
 - 8.4.3. Розміщення тимчасових будівель і споруд
 - 8.4.4. Розрахунок складських приміщень і майданчиків
- 8.5. Розрахунок потреби будівництва в воді
- 8.6. Освітлення будівельного майданчика приміщеннях
- 8.7. Забезпечення будівництва електроенергією
- 8.8. Організація монтажу вентильованих фасадів
 - 8.8.1. Вимоги до якості попередніх робіт
 - 8.8.2. Транспортування і складування виробів і матеріалів
 - 8.8.3. Вимоги до якості і приймання робіт
- 8.9. Основні заходи по техніці безпеки

РОЗДІЛ 9. Охорона праці

- 9.1. Небезпечні та шкідливі виробничі чинники при будівництві
- 9.2. Організаційні та технічні заходи по усуненню небезпечних та шкідливих чинників
- 9.3. Забезпечення пожежної та вибухової безпеки

РОЗДІЛ 10. Охорона навколишнього середовища

- 10.1. Аналіз впливу техногенних чинників від об'єкту будівництва на навколишнє середовище згідно з темою дипломного проекту
- 10.2. Розрахунки концентрації шкідливих речовин, що мають місце під час експлуатації об'єкту, що проектується
- 10.3. Методи і засоби захисту навколишнього середовища від впливу техногенних чинників

Список використаної літератури

Додатки

АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД

Більше ста п'ятдесяти років минуло з того часу, як у будівництві розпочали використовувати залізобетон. Зробивши перші несміливі кроки, залізобетон усе впевненіше завойовував позиції, витісняючи та опереджаючи інші види несучих конструкцій. Слід зазначити, що поява залізобетону та його активне застосування збіглося в часі з бурхливим розвитком промисловості та будівництва. Залізобетон стали використовувати не лише в промисловому і цивільному будівництві, а й в інших галузях, наприклад, при зведенні таких складних споруд, як мости, висотні будівлі.

Широке розповсюдження залізобетону пояснюється його суттєвими загальновідомими перевагами. Про надійність залізобетону свідчить багаторічний досвід експлуатації несучих конструкцій.

Однією із суттєвих переваг залізобетону є можливість при проектуванні та будівництві надання конструкції будь-якої форми. Користуючись цим, архітектори і конструктори створили найрізноманітніші форми залізобетонних конструкцій, у тому числі оболонки та просторових систем. Можливість створення різноманітних форм із залізобетону значно вплинула на розвиток архітектури.

Поряд зі значними перевагами залізобетон має суттєві недоліки. Насамперед це велика вага, що пояснюється не тільки високою щільністю самого матеріалу, але й тим фактором, що в несучих конструкціях не враховується робота бетону на розтяг. Боротьба із цими недоліками здійснюється за різними напрямками: це зменшення щільності за рахунок застосування легких бетонів, і конструювання несучих елементів так, щоб виключити наявність бетону в розтягнутій зоні.

Поряд із залізобетонними вже понад сто років застосовуються сталі-залізобетонні конструкції, що поєднують у собі залізобетон та сталеві прокатні профілі. Ці конструкції надзвичайно різноманітні, вони застосовуються при будівництві згинальних і стиснутих конструкцій, плит, їх застосовують при зведенні різноманітних споруд. Залізобетонні конструкції мають багато переваг.

При проектуванні залізобетонних конструкцій ставиться завдання позбутися недоліків сталевих і залізобетонних конструкцій. Слід докласти зусиль щоб у сталезалізобетонній конструкції бетон працював на стиск, а сталь – на розтяг. Як показує досвід проектування залізобетонних конструкцій, у багатьох випадках цю вимогу вдається задовольнити. І дійсно, незважаючи на прогрес у розвитку, залізобетонні конструкції завжди будуть залишатися важкими, а сталеві конструкції відрізнятимуться підвищеною металоємністю. А відомо, що вимога щодо економії витрат металу завжди буде актуальною. Багато видів сталезалізобетонних конструкцій можна виготовляти без опалубки, тому що її роль виконує профільна чи листовая арматура.

Розвиток будівництва в Україні супроводжується відходом від типових збірних залізобетонних конструкцій, що пов'язано із загальною економічною ситуацією і старінням матеріальної бази заводів залізобетонних виробів та домобудівельних комбінатів. Ведеться інтенсивний пошук нових конструктивних рішень, що поєднують бетон, сталеві профілі й арматуру для раціональної сумісної роботи. Незважаючи на досить широке використання сталезалізобетону, в Україні відсутні нормативні документи, які б узагальнили досвід його проектування і будівництва. Проектування та розрахунку ЗБК, залізобетонні з жорсткою арматурою, брускові конструкції та конструкції з листовим армуванням займалися С.М.Абовська, Ю.Г. Аметов, Є.Є.Гібшман, Б.Г. Гнідець, О.А. Долженко, О.І Кікін, Ф.Є. Клименко, Р.І. Кінаш, І.Я. Лучковський, Г.П. Передерій, В.О. Пермяков, В.А.Росновський, Г.Ш. Салія, М.М. Стрелецький, Р.С.Санжаровський, Л.І. Стороженко, В.А.Труль, О.Л. Шагін, Е.Д. Чихладзе, В.В.Фурсов та інші. Разом із тим недостатня увага приділялась розрахунку СЗБК як систем у цілому, з урахуванням дійсної роботи вузлів і рам.

Загальні принципи визначення надійності будівельних конструкцій, закладені в роботах М.С. Стрелецького, О.Р. Ржаніцина, В.В.Болотіна, Г.А. Генієва, М.Б. Краковського, А.І.Лантух-Ляценка, В.А.Пашинського, А.В.Перельмутера, С.Ф. Пічугіна, В.Д. Райзера, В.П.Савчука, С.Б.Усаковського, Г.Шпете, G.Augusti, A.Varatta, F.Casciati.

Питання статистичного аналізу фізико-механічних характеристик бетону, прокату та арматури вивчались у роботах А.Я. Барашикова, А.М. Бамбури, Є.В. Горохова, М.М.Застави, Р.І.Кінаша, Ю.А. Клімова, С.Ф.Клованича. В.П.

Корольова, А.С. Личова, В.Г.Пошивача, М.В.Савицького, О.В. Шимановського, А.М. Югова, О.Ф.Яременка. Проте особливості впливу умов сумісної роботи елементів СЗБК на статистичні характеристики в цих роботах практично не висвітлювались.

Надійність роботи підсилених конструкцій в умовах експлуатації розглядалась у роботах А.Я. Барашикова, О.Б. Голишева, В.М. Гордєєва, Б.Г. Демчини, В.С. Дорофєєва, Є.М. Єрмака, В.Г.Кваші, Г.А. Молодченка, М.М. Складнєва, О.М. Сидоренка, М.Л. Фомиці, В.С. Шмуклера. Разом із тим за межами уваги дослідників залишались питання застосування отриманих значень імовірностей безвідмовної роботи для страхового аналізу актуарних ризиків у будівництві та експлуатації.

Нині широке застосування отримали конструкції, які дають змогу значно спростити технологію виготовлення окремих несучих елементів та зведення всієї споруди, підвищити техніко-економічну ефективність будівництва. Особливо прогресивними є залізобетонні конструкції, які можуть будуватися без застосування одноразової або інвентарної опалубки. Такими конструкціями можуть бути стиснуті елементи зі сталевих прокатних двотаврів із боковими порожнинами, заповненими бетоном. Запропоновані конструкції мають суттєві переваги при проектуванні та будівництві. Складнощі, які виникають при проектуванні таких конструкцій, примушують користуватися приблизними методами розрахунку, що призводить до зайвої витрати матеріалів у сталезалізобетонних конструкціях, а в деяких випадках і до їх недостатньої надійності. Тому завдання дослідження міцності та деформацій елементів зі сталевих прокатних двотаврів із боковими порожнинами, заповненими бетоном, і розроблення методики їх розрахунків є актуальними.

Ефективними залізобетонними конструкціями є стиснуті елементи зі сталевих складених двотаврів із боковими порожнинами, заповненими бетоном. Ці конструкції були досліджені в працях О.В.Нужника і мають суттєві переваги при проектуванні та будівництві різних будівель та споруд.

РОЗДІЛ 2
НАУКОВА ЧАСТИНА

МОНІТОРИНГ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

2.1. Загальні положення виконання моніторингових робіт

Виходячи із запропонованої моделі опису процесу експлуатації та визначення технічного стану окремих будівельних конструкцій та будівель і споруд у цілому, однією з найважливіших задач є збір інформації про значення показників експлуатаційної придатності, тенденцію їх зміни.

Для цього повинна бути створена система моніторингу стану конструкцій.

Основною задачею моніторингу (від англійського „to monitor“ – контролювати, перевіряти) є визначення окремих параметрів будівельних конструкцій та співставлення їх з допустимими значеннями, а також прогнозування переходу конструкцій в інший (гірший) технічний стан і оцінювання наслідків такого переходу для роботи будівлі (споруди), як складної системи.

Метою процесу моніторингу будівельних конструкцій та будівель і споруд у цілому, як систем, є визначення моментів часу, в яких можливе перевищення окремими показниками експлуатаційної придатності своїх граничних значень, тобто можливість переходу системи до іншого (гіршого) технічного стану.

Для досягнення цієї мети роботи з визначення стану конструкцій повинні бути змістовними, тобто охоплювати усі параметри, які впливають на роботу окремої конструкції чи будівлі або споруди в цілому. З цією метою для кожної системи (конструкції, будівлі) визначаються показники експлуатаційної придатності. Характер їх змін в процесі експлуатації і визначається моніторинговими роботами.

Практика експлуатації складних систем повинна проводитися шляхом створення технології управління цим процесом, а це, в свою чергу, вимагає знати в будь-який момент часу експлуатації значення параметрів системи. Будівельні системи мають ряд особливостей експлуатації, з якими пов'язані і особливості моніторингу їх. Однією з таких особливостей є досить довгий час (в порівнянні з механічними системами) експлуатації будівлі чи споруди, який оцінюється десятками і навіть сотнями років. Ця обставина призводить до того, що відпадає необхідність у безперервному визначенні показників експлуатаційної придатності та постійному співставленні їх з допустимими значеннями. Розглянемо приклад. Під час експлуатації залізобетонних конструкцій через невідповідність товщини та якості захисного шару бетону часто спостерігається корозія сталевих арматур, зменшення площі її поперечного перерізу та як результат зниження одного із найважливіших показників експлуатаційної придатності – міцності нормального перерізу. Звичайно, немає необхідності в кожний момент

часу знати фактичну площу стержнів, що взагалі не можливо зробити прямими вимірами. Досить знати закон зменшення цього параметру та вести дискретні спостереження за процесом.

Звичайно, періодичність досліджень (моніторингу даного параметру) повинна бути обґрунтована таким чином, щоб настання стану, коли параметр досягне граничного значення, було прогнозовано та попереджене настання аварійного стану. Для досягнення цієї мети повинна бути створена система нагляду за станом конструкцій, яка б, з однієї сторони давала достовірні значення показників експлуатаційної придатності системи, а з іншої – потребувала мінімальних витрат на її функціонування.

Моніторингові роботи повинні виконуватися таким чином, щоб їх результати відповідали наступним вимогам:

- достовірність та обґрунтованість;
- можливість співставлення;
- мати характер накопичення інформації в часі.

Для забезпечення таких вимог обсяг та характер інформації, що отримується під час моніторингу, повинна встановлюватися під час паспортизації (тобто при встановленні фактичного технічного стану) та наступних обстежень, результатом яких є оцінка технічного стану.

Співставність інформації забезпечується отриманням її в одних і тих же місцях, одними і тими ж (або відповідними) методами.

Наприклад, якщо розглядається такий показник експлуатаційної придатності як міцність нормального перерізу, то міцність бетону слід визначати в стиснутій зоні та найбільш напруженому місці, те ж саме щодо постійності місця контролю відноситься і до вимірів діаметра робочої арматури. Місця визначення та періодичність замірів регламентується інструкцією з експлуатації даної будівлі чи споруди.

Таким чином, отримана інформація повинна давати можливість судити та оцінювати ступінь зниження параметрів конструкції, а перевірні розрахунки – про відповідність системи нормативним значенням даного технічного стану.

2.2. Організація робіт з моніторингу

Існуюча в Україні двоступенева система моніторингу стану будівель та споруд не витримує критики. Причина полягає в тому, що роботи з обстеження для паспортизації будівель, власне кажучи, оцінювання технічного стану як окремих конструкцій, так і будівель та споруд у цілому) виконуються спеціалізованими організаціями з проведення обстежень та паспортизації існуючих будівель і споруд, забезпечення їх надійності й безпечної експлуатації. Така організація призначається наказом по Мінбуду України за погодженням Держнаглядхоронпраці України, з числа науково-дослідницьких, проектних, будівельних та інших організацій будь-якої форми власності, які мають ліцензії на виконання спеціальних видів робіт у проектуванні й будівництві, зокрема на обстеження будівельних конструкцій за поданням відомства, котрому ця організація підпорядковується, і погодження головної організації з координації дій, підготовки нормативних документів та з питань обстежень і паспортизації будівель та споруд. Спеціалізована організація призначається на термін дії ліцензії. Вона здійснює свою діяльність відповідно до чинного законодавства України і нормативно-методичних документів із питань обстеження й паспортизації будівель і споруд Держбуду та інших міністерств і відомств України.

Одними з основних обов'язків спеціалізованої організації є:

- разом із власником будівлі за результатами обстежень оформляти, доповнювати чи вносити зміни до паспорта технічного стану будівлі;
- в експертному висновку про технічний стан будівлі (споруди) встановлювати терміни виконання приписів щодо підсилення, відновлення чи заміни будівельних конструкцій або реконструкції будівлі (споруди) в цілому.

Звітним документом, тобто документом, в якому відображаються та накопичуються дані щодо значень показників експлуатаційної придатності в часі, спеціалізованої організації є звіт про технічний стан окремих конструкцій та будівель і споруд у цілому та вносить зміни до паспорта технічного стану будівлі (споруди).

Другим рівнем моніторингу відповідно чинного законодавства є головна спеціалізована організація з координації дій, підготовки нормативних документів із питань обстежень та паспортизації будівель та споруд з метою забезпечення їх надійності й безпечної експлуатації (ГКНО). Основними задачами ГКНО в розрізі проведення моніторингових робіт є: проведення експертизу існуючих нормативних документів з питань обстежень, внесення в них корективів та розробка нових; ведення електронного реєстру аварійно небезпечних виробничих будівель та споруд; ведення обліку будівель та споруд, на яких була проведена обстеження та паспортизація. Разом з тим ГКНО має право на проведення обстеження та паспортизації будівель та споруд.

Паралельно, і практично не пов'язано, з цим дворівневим моніторингом будівель і споруд, згідно „Положення про безпечну та надійну експлуатацію виробничих будівель і споруд“ на підприємствах, установах та організаціях створюється служба спостереження за експлуатацією будівель та споруд. Ця служба організовує виконання організаційно-технічних заходів, спрямованих на забезпечення надійності та безпечної експлуатації будівель, споруд та інженерних мереж і запобіганню виникнення аварій. Результати проведених робіт з моніторингу служба експлуатації заносить в технічний журнал з експлуатації будівлі (споруди).

Як показують проведені нами дослідження, ці документи, а саме: звіт про технічний стан, паспорт технічного стану та технічний журнал з експлуатації носять наскільки різний характер оцінки технічного стану окремих конструкцій та будівель і споруд у цілому, що співставити їх практично неможливо. Таким чином, втрачається та інформація яка могла б бути корисною під час прийняття рішення щодо подальшої експлуатації об'єкта.

Для усунення вищезазначених недоліків та забезпечення вимог щодо достовірного оцінювання (і прогнозування на цій основі) технічного стану будівель та споруд, рекомендується створити чотирирівневу систему моніторингу стану будівельних конструкцій (рис. 2.1).

Основні функції складових такої системи (в розрізі проведення моніторингових робіт) наступні.

Головна спеціалізована організація (ГСО):

- розробляє нормативно-правові, нормативно-методичні та інструктивні документи;
- планує, розробляє методичні документи та проводить навчання спеціалістів з даного питання;
- погоджує утворення базових спеціалізованих та спеціалізованих організацій;
- здійснює контроль за роботою спеціалізованих організацій (в тому числі і базових);
- проводить консультаційне обслуговування спеціалізованих організацій;
- створює та веде реєстр будівель та споруд, що знаходяться в аварійному або непридатному до нормальної експлуатації стані.

Базові спеціалізовані організації повинні виконувати роль зв'язуючої ланки між головною організацією з координації дій, підготовки нормативних документів і

з питань обстеження та паспортизації будівель і споруд (ГКНО) та спеціалізованими організаціями на місцях.

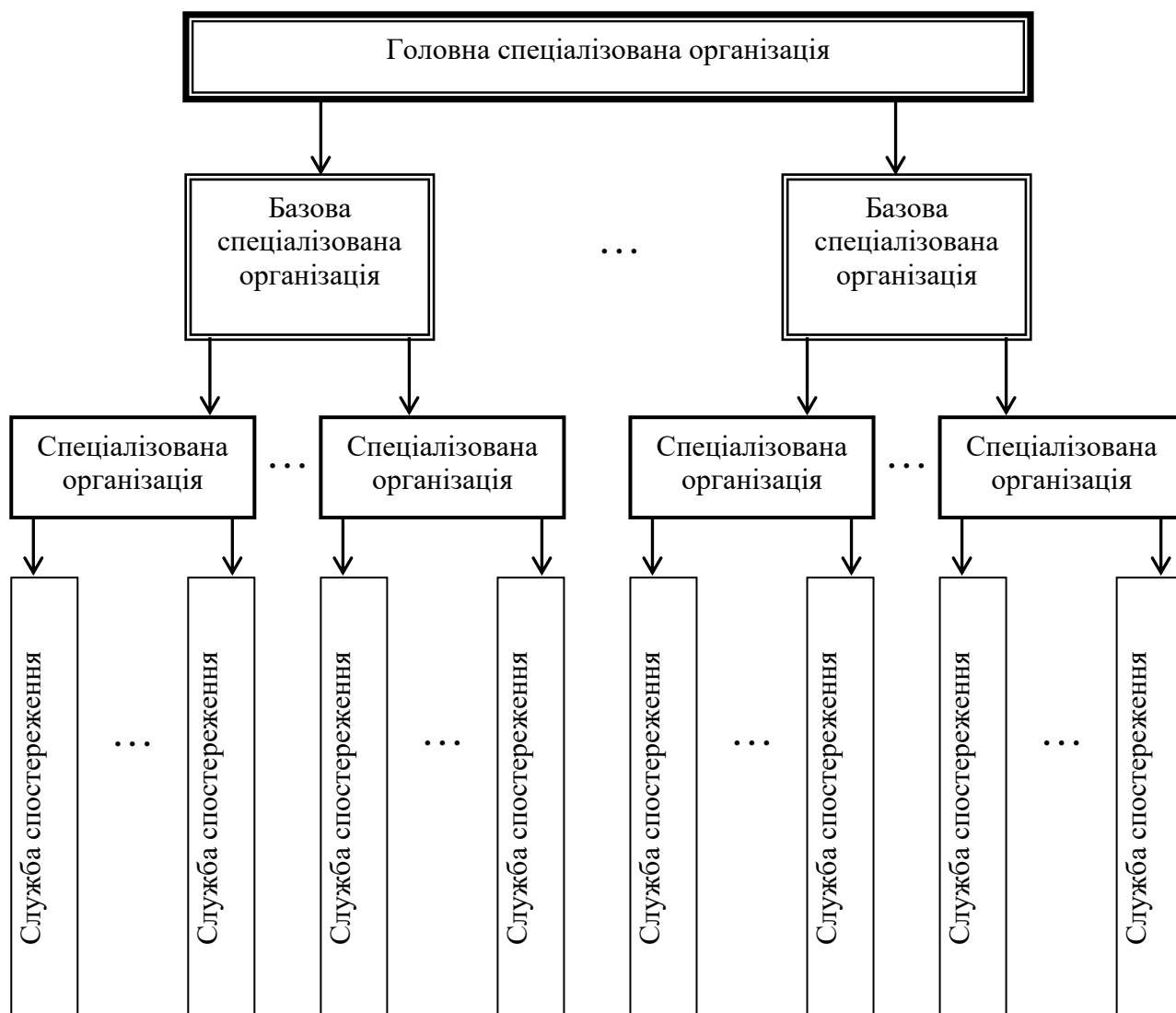


Рис. 2.1. Схема системи моніторингу будівель та споруд.

Крім того доцільно організувати силами базових спеціалізованих організацій, які добре володіють ситуацією в регіоні як щодо умов експлуатації та технічного стану будівель та споруд, так і щодо можливостей окремих спеціалізованих організацій.

В кожному регіоні (одна чи декілька областей) ГКНО повинна визначити базову спеціалізовану організацію, покласти на неї обов'язки з обстеження найбільш складних об'єктів та виконання експертизи розроблених іншими організаціями паспортів технічного стану. Для цього слід внести відповідні зміни та доповнення в „Положення про спеціалізовані організації з проведення обстежень та паспортизації існуючих будівель та споруд з метою забезпечення їх надійності і безпечної експлуатації“.

Базова спеціалізована організація (БСО), створюється на базі спеціалізованої, яка має висококваліфікований персонал, достатню матеріальну базу для проведення усього комплексу робіт з обстеження технічного стану конструкцій із різних будівельних матеріалів та добре володіє ситуацією в регіоні, як щодо умов експлуатації та технічного стану будівель та споруд, так і щодо можливостей окремих спеціалізованих організацій.

Вона повинна:

- виконувати комплексні обстеження будівель зі складними конструктивними схемами та таких, що експлуатуються в складних умовах;
- надавали спеціалізованим організаціям методичну, наукову, технічну допомогу при проведенні ними обстежень;
- проводити експертизу звітів за результатами обстежень та розроблених паспортів технічного стану будівель і споруд, виконаних спеціалізованими організаціями.

Спеціалізована організація (СО), статус якої визначається „Положенням про спеціалізовані організації з проведення обстежень та паспортизації існуючих будівель та споруд з метою забезпечення їх надійності й безпечної експлуатації“ :

- проводить обстеження будівельних конструкцій та визначає їх технічний стан. Визначає технічний стан будівлі (споруди) в цілому;
- вносить зміни в паспорт технічного стану будівлі (споруди) та (за необхідності) інформує головну спеціалізовану організацію про аварійні та непридатні до нормальної експлуатації об'єкти;
- прогнозує роботу конструкцій під час подальшої експлуатації, на підставі чого:
 - визначає дату наступного чергового обстеження;
 - визначає параметри (показники експлуатаційної придатності) та місця замірів параметрів стану конструкції в період між обстеженнями, що проводяться спеціалізованою організацією. Ці вказівки детально описуються в „Інструкції щодо експлуатації будівлі (споруди)“, яка розробляється спеціалізованою організацією на базі проведених обстежень;
- розробляє чіткі інструкції щодо оцінювання стану конструкцій (будівлі в цілому) за окремими показниками, яке виконується службою спостереження;

- сповіщає відповідні державні органи про будівлі та споруди, які непридатні до нормальної експлуатації або є аварійними, тобто знаходяться в II або III технічному стані.

Служба спостереження за безпечною експлуатацією будівель та споруд (СС) створюється для виконання організаційно-технічних заходів, спрямованих на забезпечення надійності та безпечної експлуатації будівель та споруд. Вона входить до структури підприємства (організації), як одна з основних виробничо-технічних служб та підпорядковується безпосередньо керівнику підприємства.

В розрізі спостереження за технічним станом будівель та споруд служба спостереження:

- організовує паспортизацію будівель;
- веде спостереження за станом окремих конструкцій та будівель і споруд у цілому;
- відповідно до розробленої спеціалізованою організацією методики визначає значення окремих показників експлуатаційної придатності та порівнює їх з граничними значеннями;
- вживає адекватні заходи при наближенні ПЕП до їх гранично допустимих величин.

Служба спостереження заносить значення окремих параметрів та ПЕП в моменти часу експлуатації, що визначаються розробленою методикою, та заносить їх до „Технічного журналу з експлуатації будівлі (споруди)“.

Рекомендується система моніторингу технічного стану, яка відображена на структурно-функціональній схемі (рис. 2.2).

Технологія проведення моніторингових робіт під час експлуатації будівель та споруд, виконаних із залізобетонних конструкцій, пропонується наступна.

Спеціалізована (або проектна, якщо будівля вводиться до експлуатації) організація в рамках первинної паспортизації об'єкта складає паспорт технічного стану (блок 1 на рис. 2.2) та розробляє методику спостереження (блок 3), що знаходить своє втілення в інструкції з експлуатації об'єкта.

Паспортизацію складних (відповідальних) об'єктів та контроль якості робіт з паспортизації виконує базова спеціалізована організація (блок 2).

В додатку Ж наведена рекомендована форма паспорту технічного стану будівлі (споруди), яка дає змогу виконати, поставлені в даній роботі цілі.

Методика спостереження не лише описує методи виконання робіт (найпростіших: з використанням елементарних приладів та таких, що розраховані на низько кваліфікованих виконавців), але і визначає показники експлуатаційної придатності, які впливають на технічний стан окремої конструкції, а значить і будівлі чи споруди в цілому. При цьому створюється два деяких фізичних поля

$$\left. \begin{aligned} F_1(x_{11}(t); x_{12}(t); \dots; x_{1n}(t)); \\ F_2(x_{21}(t); x_{22}(t); \dots; x_{2m}(t)). \end{aligned} \right\} \quad (2.1)$$

Перше з них (F_1) складають показники експлуатаційної придатності першої групи (область С на рис. 2.1), а друге (F_2) – ПЕП другої групи (область D на рис. 2.1). Усі показники експлуатаційної придатності, що підлягають спостереженню змінюються в часі, більше того – з плином часу їх характеристики погіршуються.

На цьому етапі моніторингу (блок 3 на рис. 2.2) спеціалізованою організацією визначаються відповідні граничні значення параметрів, тобто системою ПЕП описується область А і В (рис. 2.1).

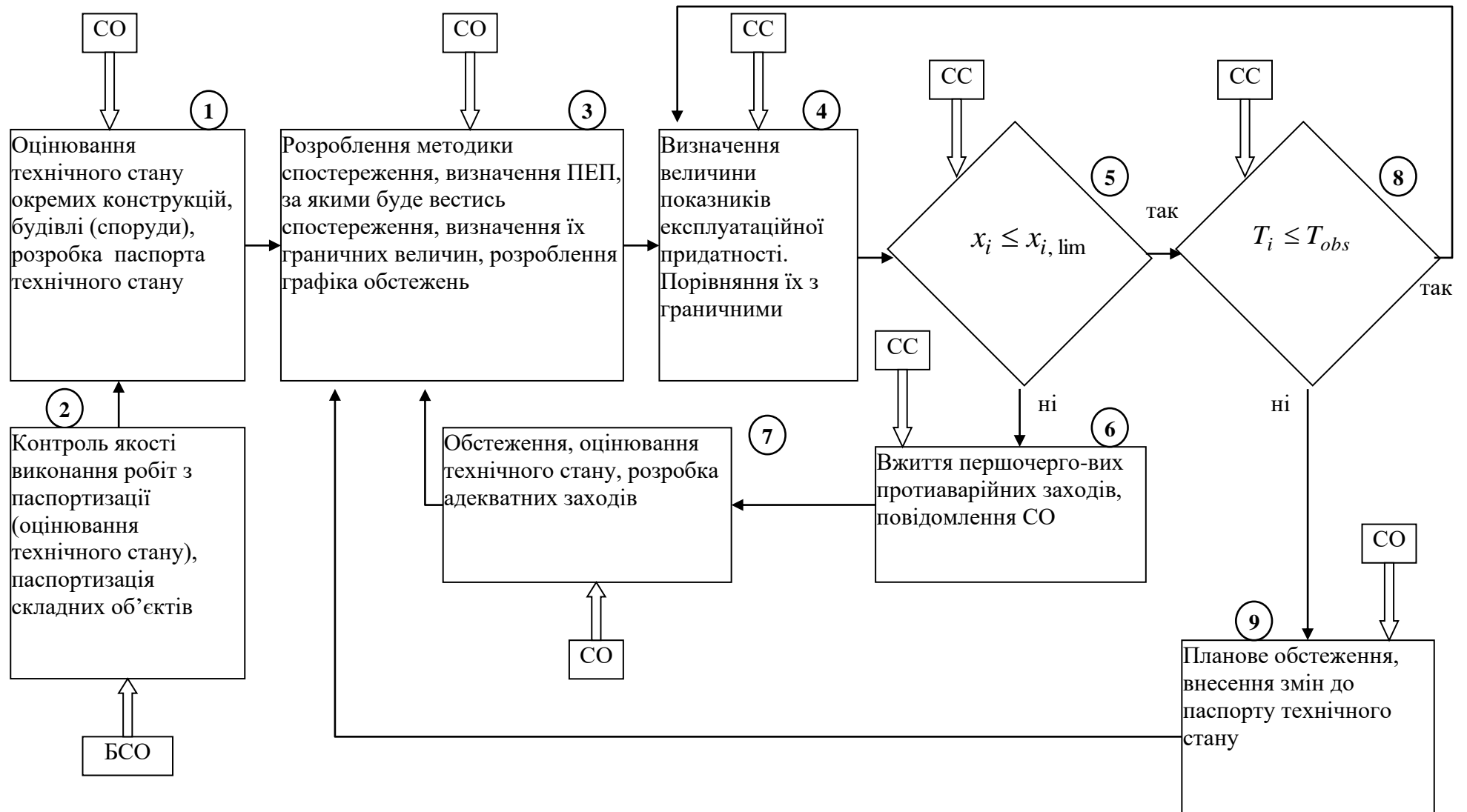


Рис. 2.2. Структурно-функціональна схема моніторингу технічного стану: x_i – поточне значення показника експлуатаційної придатності; $x_{i, \text{lim}}$ – граничне значення ПЕП; T_i – поточний час; T_{obs} – час чергового обстеження; БСО – базова спеціалізована організація; СО – спеціалізована організація; СС – служба спостереження.

$$\left. \begin{array}{l} x_{11, \text{lim}}; x_{12, \text{lim}}; \dots; x_{1n, \text{lim}}; \\ x_{21, \text{lim}}; x_{22, \text{lim}}; \dots; x_{2m, \text{lim}}. \end{array} \right\} \quad (2.2)$$

Під час проведення першого обстеження (для паспортизації об'єкта) при визначенні технічного стану окремих конструкцій СО перевіряє виконання вимог не перевищення граничних показників експлуатаційної придатності або не зменшення їх менше допустимого значення (залежно від природи показника та його впливу на загальний стан). Тобто виконується процедура порівняння ПЕП з їх граничними значеннями (блок 1):

$$\left. \begin{array}{l} x_{11}(t) \leq x_{11, \text{lim}}; x_{12}(t) \leq x_{12, \text{lim}}; \dots; x_{1n}(t) \leq x_{1n, \text{lim}}; \\ x_{21}(t) \leq x_{21, \text{lim}}; x_{22}(t) \leq x_{22, \text{lim}}; \dots; x_{2m}(t) \leq x_{2m, \text{lim}}. \end{array} \right\} \quad (2.3)$$

У випадку, коли поточний показник експлуатаційної придатності повинен бути (для забезпечення умови знаходження в певній області (рис. 2.1)) не менше ніж відповідне йому граничне значення, то в системі нерівностей (2.3) знак \leq замінюється, відповідно, на знак \geq .

На етапі розроблення методики обстеження (блок 3) спеціалізована організація визначає швидкість зменшення ПЕП та небезпеку (термін) переходу конструкції в інший (гірший) технічний стан. Для цього використовуються рекомендації, наведені в 2 розділі даної роботи.

Моніторинг системи конструкцій спеціалізована організація може вести різними методами. Для кількісної оцінки ПЕП є декілька можливостей:

1. Вважати зміну $F_i(t)$, як стаціонарний випадковий процес.
2. Моделювати $F_i(t)$ випадковим процесом із стаціонарними m -приростами. В цьому випадку повинні бути стаціонарними m -і скінчені різниці процесу.
3. Детермінований підхід, при якому моделювання роботи системи (F_1, F_2) з часом не змінюється, а змінюються лише параметри $(x_{1i}(t); x_{2j}(t))$. Вони в явному вигляді залежать від часу (t) .
4. Формалізувати в рамках статистичної перевірки гіпотез.
5. Розглядати (F_1, F_2) як детерміновану функцію. Відхилення від граничного значення при цьому можна задавати множиною аномальних значень, тобто, власне кажучи, порівнянням поточних параметрів з детермінованими граничними (2.3).

Служба спостереження під час визначення технічного стану (блок 4) повинна мати найпростішу методику, тому для практичної реалізації рекомендується розглядати детерміновану функцію з постійними детермінованими граничними значеннями показників експлуатаційної придатності (п. 5 вищенаведеного переліку).

В разі, якщо хоча б один показник експлуатаційної придатності перевищує своє допустиме значення (блок 5), тобто конструкція може перейти в гірший технічний стан (непридатний до нормальної експлуатації, якщо це ПЕП другої групи або – в аварійний, якщо показники першої групи більші ніж відповідні граничні значення), служба спостереження вживає (за необхідності) першочергових протиаварійних заходів та повідомляє про подію спеціалізовану організацію (блок 6). Спеціалізована організація проводить детальні, в тому числі й інструментальні, обстеження, визначає на їх підставі технічний стан окремої конструкції (окремих конструкцій) та моделюючи роботу будівлі чи споруди в цілому, визначає їх технічний стан. Вона розробляє адекватні заходи щодо підвищення показників експлуатаційної придатності до необхідного рівня (блок 7).

Якщо показники експлуатаційної придатності залишаються в межах допустимих значень і конструкція (а, значить, і будівля чи споруда в цілому) не переходить в інший технічний стан (блок 5), то служба спостереження контролює чи не настав час наступного планового обстеження (блок 8). Якщо термін наступного обстеження не настав, то служба спостереження фіксує параметри показників експлуатаційної придатності до журналу з технічної експлуатації і через певний (указаний СО в методиці проведення моніторингу) час проводить наступне планове обстеження (блок 4). В разі, коли настала необхідність проведення періодичного обстеження для паспортизації (блок 8) спеціалізована організація проводить цю роботу, вносить корективи в стратегію моніторингу, коригуючи методику його проведення.

Базова спеціалізована організація крім контролю якості виконання робіт з паспортизації та власне паспортизації складних об'єктів, виконує науковий супровід моніторингових робіт.

Усі дані щодо параметрів конструкцій та показників експлуатаційної придатності, які були отримані в ході обстежень спеціалізованою організацією та службою спостереження заносяться до технічного журналу та служать базовими матеріалами для опису процесу експлуатації (розділ 3).

2.3. Призначення термінів обстежень

Виходячи із загальної концепції опису процесу експлуатації та прогнозування технічного стану окремих конструкцій та будівель і споруд в цілому, обстеження, що виконуються для паспортизації спеціалізованою організацією, є втручанням в процес експлуатації. Це втручання носить непрямий характер. Тобто саме обстеження не впливає на знос та деградацію конструкції, але уточнює наше уявлення про цей процес. Ілюстрацією цього є прогнозування зменшення діаметра арматури монолітної плити перекриття виробничого корпусу Білицького молочноконсервного комбінату (рис. 2.3). На підставі двох обстежень, проведених в 1988 та 1995 роках, а також моменту початку експлуатації конструкції в 1959 році, коли діаметр стержня рівнявся проектному – 14 мм, (рис. 2.3, а) процес зменшення діаметра арматури, а значить і одного з основних показників експлуатаційної придатності – міцності поперечного нормального перерізу конструкції, що згинається, описано поліномом другого ступеня, що має вигляд:

$$y = -0,0024x^2 + 0,1128x - 14, \quad (2.4)$$

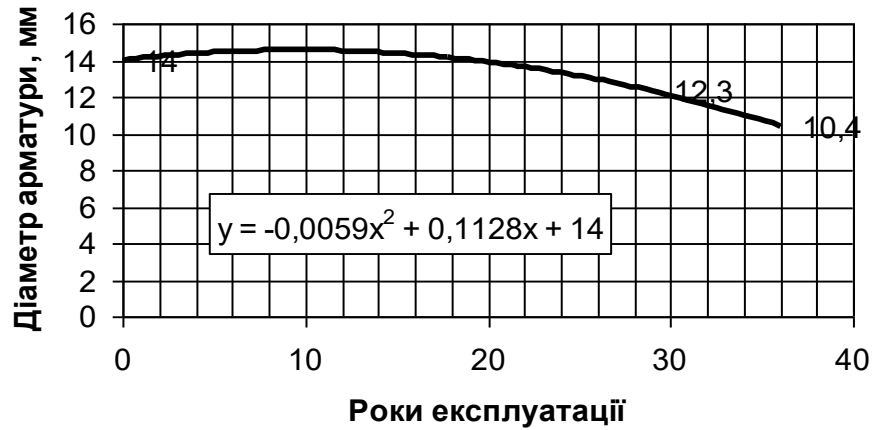
де x – тривалість експлуатації конструкції в роках.

Згідно з цим описом процесу експлуатації, в 2004 році (встановлено методом простої екстраполяції) діаметр стержнів робочої арматури мав бути рівним 9,06 мм.

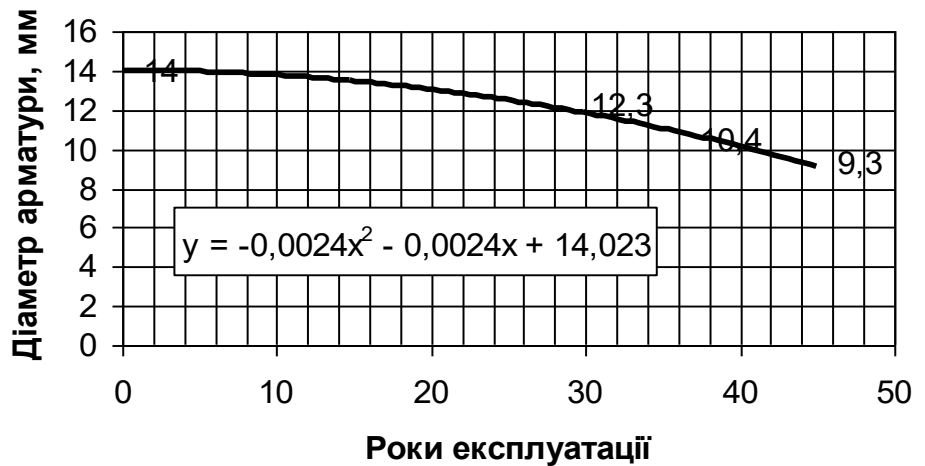
Однак, в ході натурних замірів встановлена фактична величина середнього діаметра в цей час. Вона становила 9,30 мм. В зв'язку з цим були внесені корективи в рівняння опису процесу експлуатації (він описувався вже за результатами трьох дослідів та початкової точки в момент зведення) та мав вид (рис. 2.3, б):

$$y = -0,024x^2 + 9,2486x - 9042,6. \quad (2.5)$$

а)



б)



Пропонує
вся термін
чергового
обстеженн
я, що
виконуєтьс
я
спеціалізо
ваною

організацією та в результаті якого вносяться зміни до паспорту технічного, виконувати згідно розрахунків за запропонованою математичною моделлю (розділ 3) з умов мінімізації витрат на експлуатацію та недопущення настання погіршення (пониження) технічного стану конструкцій.

Періодичність обстежень, які виконуються службою спостережень за безпечною експлуатацією будівель та споруд з внесенням параметрів окремих показників експлуатаційної придатності до журналу з технічної експлуатації, повинна співпадати з черговими оглядами будівель та споруд (в осінній та весняний періоди). В разі, коли залишковий ресурс конструкції з врахуванням величини θ менший ніж 0,5 роки (період

Рис. 2.3. Опис зміни діаметра арматури плити перекриття Білицького МКК з часом: а – до 1995 р.; б – до 2004 р.

чергових оглядів), то періодичність визначення значень ПЕП (блок 4 на рис. 2.2) визначається наступним чином:

$$t_i = \theta T_{\min} < 0,5 \text{ року}, \quad (2.6)$$

де t_i – термін до наступного обстеження конструкції та визначення показників

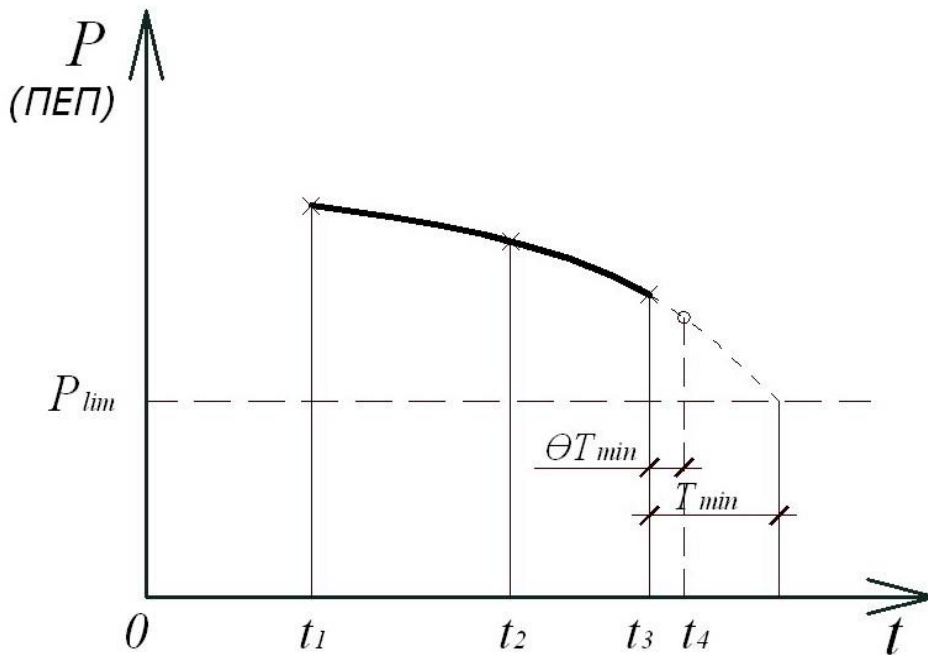


Рис. 2.4. Визначення часу наступного обстеження (t_4).

експлуатаційної придатності; T_{\min} – залишковий ресурс.

Такий підхід дає можливість вести спостереження за окремими параметрами системи будівлі чи споруди практично без перерви та вчасно адекватно відреагувати на зміну технічного стану, а значить і вжити

відповідні заходи. Причому, зі зменшенням залишкового ресурсу зменшується і періодичність обстежень, що робить систему рівнонадійною. Ілюстрація процесу визначення наступного обстеження представлена на рис. 2.4. Тут термін наступного обстеження (t_4) встановлюється залежно від залишкового ресурсу (T_{\min}) з врахуванням (коефіцієнт θ) відповідальності будівлі чи споруди. Причому, залишковий ресурс визначається за прийнятим законом експлуатації до моменту, коли показник експлуатаційної придатності стає рівним його граничному значенню.

Другою проблемою моніторингу є врахування відповідальності будівель та споруд та важливості їх. Цей фактор пропонується враховувати різним значенням коефіцієнта θ у виразі (2.6), що визначає частоту проведених спостережень. Величину цього коефіцієнта слід визначати залежно від класу відповідальності будівель та споруд керуючись значеннями таблиці 2.1.

Значення коефіцієнта θ залежно від ступені відповідальності будівлі чи споруди

Клас відповідальності будівель та споруд [59]	I	II	III
Коефіцієнт θ	0,1	0,12	0,15

2.4. Висновки за розділом

1. Запропонована чотирирівнева система виконання моніторингу будівельних конструкцій будівель та споруд, що дає можливість зробити цей процес постійним та отримувати достовірну інформацію.
2. Методика проведення спостережень розробляється під час першого обстеження для паспортизації спеціалізованою організацією та коригується в ході наступних обстежень.
3. Служба спостереження за ходом експлуатації будівель та споруд контролює недосягнення окремими показниками експлуатаційної придатності своїх граничних значень та накопичує дані щодо їх зміни в ході експлуатації. Це дає можливість більш точно описати процес експлуатації.
4. Структурно-функціональна схема моніторингу будівельних конструкцій дозволяє формалізувати цей процес та виконати усі вимоги, що ставляться до робіт з моніторингу.
5. Час наступного обстеження встановлюється:

для спеціалізованої організації (в рамках паспортизації) – на підставі розробленої моделі опису процесу експлуатації з врахуванням мінімізації витрат; для служби спостереження – залежно від залишкового ресурсу [29].

РОЗДІЛ 3 АРХІТЕКТУРНА ЧАСТИНА

3.1. Загальні відомості про будівлю.

Об'єкт, що проектується – готельно-торговий комплекс. Висота комплексу – 5 поверхів. Багатоповерхова частина – це готель на 96 місць. Одноповерхова – заклади торгівлі та службово-побутов приміщення готелю.

Район будівництва - м. Херсон.

Згідно з ДБН В.1.2-2:2006 “Навантаження і впливи” кліматичні умови майданчика будівництва:

- Кліматичний район – ПБ;
- Середня температура в січні – мінус 4 °;
- Середня температура в липні – 23.2 °;
- Температура найбільш холодної п'ятиденки – мінус 23 °;
- Район по вітровому тиску – 3 ;
- Район за вагою снігового покриву – II;
- Зона вологості – 2 (нормальна).

Грунтові умови будівельного майданчика представлені наступними грунтами:

- Суглинок, потужністю 2.4 ... 2.8 м;
- Глина, потужність шару 1.6 ... 2.0 м;
- Пісок, потужністю 5.6 ... 6.2 м;
- Супісок, потужність шару 5.4 ... 6.0 м;

- Суглинок, потужністю 3.6 ... 4.1 м.

Ґрунти відносяться до категорії надійних, так як модуль деформацій $E_0 > 5\text{МПа}$

Просадочні ґрунти в межах майданчика будівництва відсутні.

Рівень ґрунтових вод спостерігається в 4.4 м від поверхні землі. За результатами аналізу води не агресивні по відношенню до бетону.

Рельєф будівельного майданчика досить пологий. Являє собою схил з перепадом висот в межах кордонів ділянки 3м (2%).

3.2. Генеральний план.

Ділянка, відведена для будівництва, розташована поблизу дороги, що забезпечує хороший транспортний зв'язок споруджуваного об'єкта з інфраструктурою міста.

Для забезпечення безперешкодного проїзду пожежних машин навколо споруджуваного будинку, виконані проїзди з шириною дорожнього полотна. Ці ж проїзди також служать для доставки товарів до розвантажувальних платформ і доступу персоналу до службових парковок.

На генеральному плані виділяють:

- Будівля готельно-торгового комплексу.
- Господарські двори.
- Службова зона готелю.
- Службові зони закладів торгівлі.
- Зона відвідувачів.

Господарські двори слугують для того, щоб підвезення товарів у заклади торгівлі, постачання підприємства харчування і готелі, зберігання відходів. Господарські двори розташовані з тильного боку споруджуваного комплексу. Це дозволяє розділити потоки відвідувачів та службового транспорту.

Службова зона готелю призначена для співробітників готелю. Вона являє собою автомобільну парковку на 20 машино-місць, розташовану поблизу

службового входу. Розташовується ця зона з тильного боку споруджуваного об'єкта між двома госпдворами.

Службові зони установ торгівлі призначені для службового персоналу. Вони являють собою автомобільні парковки, розраховані на 6 машино-місць. Розташування зон – по торцях будівлі, забезпечує швидкий доступ персоналу у службові приміщення установ.

Зона відвідувачів складається з автомобільної парковки на 160 машино-місць, зони відпочинку відвідувачів. Одне машино-місце паркування являє собою майданчик розміром 6х3 м. Доступ у зону для відвідувачів можливий з боку вулиці з двох в'їздів. Зона відпочинку відвідувачів являє собою квітник, розташований по центру зони відвідувачів. Навколо квітника розташовані лавки.

Зона центрального входу виконана у вигляді мощених покриттів. Інші пішохідні комунікації, як і автомобільні проїзди виконані з асфальтобетону. Ширина основних транспортних комунікацій – 6 м, ширина тротуарів – 3м.

Основні техніко-економічні показники генерального плану

- Площа ділянки 27000 м².
- Площа забудови 6150 м².
- Площа асфальту і мощення 12909 м².
- Площа озеленення 7941 м².
- Коефіцієнт забудови 0.23.
- Коефіцієнт заощення 0.48.
- Коефіцієнт озеленення 0.29.
- Коефіцієнт використання території 0.72.

3.3. Зовнішнє оздоблення.

Проектом передбачається облицювання будівлі готелю вентиляльованим фасадом.

Вентилюваний фасад складається з утеплювача та облицювальних плит. Утеплювач кріпиться в два шари до зовнішньої сторони цегляних стін та залізобетонних пілонів. Товщина утеплювача визначається теплотехнічними розрахунками (2 шари утеплювача „PAROK” товщиною 60мм, разом 120мм, причому верхній шар обов’язково містить вітрозахисну плівку). Зовнішнє утеплення дозволяє отримувати точку роси в першому від стін шарі, а це, в свою чергу, забезпечує знаходження несучих і огорожувальних конструкцій в сухих умовах (промерзання практично неможливе).

Облицювальні плити – алюмінієві касети з фарбованого алюмінію фірми „Novelis” – кріпляться до залізобетонного каркасу будівлі через систему стояків та закладних деталей.

По всьому фасаді торгових приміщень замість вікон будуть встановлені вітражі системи „Alumil”, що збільшує світловий проїом та освітленість приміщень у порівнянні з вікнами.

Основний колір алюмінієвого фасаду – срібний, а скляні проїоми вітражів з голубими обманками.

3.4. Внутрішнє оздоблення.

Внутрішнє оздоблення номерів готелю: стіни – тепла штукатурка, безпіщанка; підлоги - цементна стяжка, стелі - безпіщанка. Внутрішнє оздоблення приміщень торгівлі: стіни - тепла штукатурка, підлоги – керамічна плитка; стіни ліфтового холу та сходової клітини типових поверхів – декоративна штукатурка, підлоги - мозаїчні.

3.5 Об'ємно-планувальне рішення.

Будівля має неправильну форму в плані. Центральна п'ятиповерхова частина виконана у вигляді прямокутника. З боків від неї розташовані одноповерхові частини, що мають закруглення від центру до країв.

Основні габарити будинку в осях 139x60 м. Другий і наступні поверхи мають габаритні розміри в осях 60x15 м.

П'ятиповерхова частина підноситься над одноповерховою, створюючи своєрідний стилібат. Висота підкреслюється за допомогою виступаючих прямокутних елементів. Висотність також підкреслюється за допомогою суцільного заскління центральної частини. Таким чином вирішується питання освітлення коридорів готелю.

Архітектурну виразність фасаду надає облицювання, виконане за технологією навісних фасадів.

Загальна висота будівлі від рівня чистої підлоги першого поверху - 24 м.
Висота одноповерхової частини - 5.4 м.

Висота типового житлового поверху готелю - 3.6 м.

Висота торгових залів і першого поверху - 4.2 м.

Висота технічного поверху - 2.4 м.

Технічний поверх призначений для розміщення комунікацій житлової частини готелю.

3.5.1. Готель.

Готель, що проектується в складі комплексу відноситься до готелів загального типу, малої місткості і малої поверховості. Рівень комфорту - I розряду.

За функціональним призначенням різні готельні приміщення об'єднуються в житлову, громадську і службово-господарську частини. При цьому основними складовими є житлова та громадська. За рахунок різного розташування і вирішення цих частин створюються різні об'ємно-просторові структури готелів. У нашому випадку житлова та громадські частини розташовані в одній будівлі. При цьому варіанті приміщення громадського призначення розташовуються в нижніх поверхах, а житлова частина - над ними. Площа забудови нижнього поверху, де розташовуються громадські

приміщення, перевищує площу забудови житлової частини, створюючи своєрідний стилوبات, над яким височить житлова частина готелю. Такий прийом, що одержав широке поширення в будівельній практиці, дозволяє значно скоротити площу забудови.

Планувальна структура житлових поверхів прийнята у вигляді коридору, по обидва боки від якого розташовуються номери. Геометрична плану – прямокутник.

Для забезпечення вертикальної взаємозв'язку житлових приміщень з першим поверхом застосовуються два ліфти і сходові клітки. Розміри сходової клітки в осях 6х3 м.

Для службового персоналу передбачені окремі ліфт і сходові клітки.

Загальна площа житлових приміщень становить 1437.98 м²

Загальна площа службово-господарських приміщень - 1197.06 м²

Площа житлового поверху - 940.68 м²

Площа першого поверху - 6149.72 м²

На кожному з житлових поверхів розташовуються приміщення поповерхового обслуговування загальною площею 52.99 м²

До складу готелю включено підприємство харчування. Його службові приміщення розташовуються ізольовано від приміщень іншого призначення.

Загальна площа підприємства харчування складає 429.03 м².

З неї приміщення для відвідувачів включають:

- Обідній зал площею 133.38 м², обладнаний двома виходами.

- Бар площею 16.93 м²

- Вбиральня – 54.54 м²

Евакуація з житлових поверхів передбачається через сходові клітки, розташовані на достатній відстані один від одного. Вихід з першого поверху назовні здійснюється через вестибюль або через службовий вхід готелю. Також передбачені два виходи на дах з кожної сходової клітки.

3.5.2. Торгівельні заклади.

Об'ємно-планувальна структура визначається функціональною системою руху товарів, враховує завдання впровадження прогресивної технології, новітнього обладнання та комплексної механізації й автоматизації виробничих процесів і забезпечує створення оптимального середовища для покупців.

З метою кращої організації внутрішніх вантажних потоків і шляхів руху покупців при плануванні закладів торгівлі передбачено розчленування та ізоляція цих потоків.

Висота торгових залів - 4.2м.

Торговельні зали розміщуються в одноповерхових частинах комплексу. Вони мають природне бічне освітлення. У кожному із залів передбачено по три розосереджених виходу.

Для доставки товарів до установи передбачені розвантажувальні платформи на 0.9 м вище рівня майданчика для автомобілів. Ширина платформи 4 м. Вони проектується з умови розвантаження автомобілів із заднього або з заднього і правого бортів. При цьому розвантажувальні платформи розміщуються під навісами. У цьому випадку з розвантажувальної платформи товар потрапляє в приміщення приймальної.

Загальна площа кожного з закладів торгівлі - 1574.8 м²

Площа кожного з торгових залів - 942.41 м²

Венткамери, теплові вузли та електрощитові влаштовуються перед кожною з торгових установ і біля готелю.

3.6. Конструктивні рішення.

Будівля готельно-торгового комплексу відноситься до будівель II ступеня відповідальності. Ступінь вогнестійкості багатоповислової частини - II, одноповерхової частини - III.

Конструктивна система будівлі являє собою рамний сталевий каркас.

Фундамент будівлі - монолітні фундаменти мілкового закладення, що влаштовуються під колони.

Стіни виконуються ненесучими з пінобетонних блоків обшитих утеплювачем, зовні облицьовуються навісними вентиляльованими фасадами. Товщина пінобетонних блоків - 200мм. Застосований утеплювач - «Роквул» товщиною 150 мм. Стінові блоки спираються безпосередньо на перекриття.

Віконні отвори заповнюються подвійними склопакетами з алюмінієвими рамами. Над ними влаштовуються залізобетонні перемички ПР8-20.18.12у.

Суцільне скління торгових залів виконується з алюмінієвих рам із заповненням подвійними склопакетами.

Колони уздовж цифрових осей мають крок 12 м для одноповерхової частини і 15 м для багатоповерхової. Уздовж буквених осей крок колон - 6 м.

Колони одноповерхової частини виконуються двотаврового перерізу з розмірами в плані 300х300 мм. Колони багатоповерхової частини мають перетин 400х400 мм.

Міжповерхові перекриття виконані у вигляді комбінованої плити з монолітного залізобетону та сталевого профільованого настилу. Комбінована плита спирається на прогони з кроком 2.5 м.

Покриття одноповерхової частини виконується у вигляді сталевого профільованого настилу, покладеного по прогонах з кроком 3м.

Перегородки виконуються у вигляді гіпсокартонних листів по профілям. Система KNAUF. Сумарна товщина перегородок в службової та громадської частинах складає 120 мм. Перегородки житлових номерів виконуються товщиною 150 мм із заповненням простору між листами звукоізолюючим матеріалом. Це дозволяє створити комфортні акустичні умови в житлових номерах.

Мокрі приміщення, такі як санвузли, цеху підприємства харчування облицьовуються вологостійкими гіпсокартонними листами мають знижений водопоглинання (менше 10%) і володіють підвищеним опором проникненню вологи.

Решта приміщень облицьовуються звичайними гіпсокартонними листами.

Елементи каркаса для забезпечення необхідної вогнестійкості облицьовуються одним шаром звичайного гіпсокартону, і одним шаром гіпсокартону з підвищеним опором відкритому полум'ю.

Основою каркаса перегородок є профіль. Вони мають перетин від 50x50 мм до 100x50 мм.

В якості звукоізолюючого шару застосовуються вироби з мінерального або скловолокна на синтетичному в'язучому.

Основні матеріали покрівлі - гідроізолюючий шар «Ізолен», цементна стяжка товщиною 30 мм, утеплювач «Ursa» товщиною 180 мм над готелем і 150 мм над одноповерховою частиною.

Водостік з покриття влаштовується внутрішній організований. Збір води здійснюється воронками.

Сходи багатопверхової частини виконуються у вигляді залізобетонних набірних ступенів, укладених по металевим косоурам.

Зовнішні сходи виконуються збірними залізобетонними.

Конструкції застосовуваних підлог розрізняються залежно від призначення приміщення. Так в санвузлах, торгових залах, гардеробних, цехах підприємства харчування, обідньому залі та барі використовуються плиткові підлоги.

У приміщеннях перебування службового персоналу, в таких як кабінети, бухгалтерія, архів, каса, кімнатах персоналу влаштовуються підлоги з лінолеуму.

У коридорах першого поверху, в коморах, приміщеннях зберігання товарів, майстерень і складах влаштовуються цементні підлоги.

У коридорах житлових поверхів влаштовуються плиткові підлоги.

У житлових номерах влаштовуються підлоги з лінолеуму.

Стіни номерів, кабінетів, приймалень і приміщень персоналу обклеюються шпалерами під фарбування. Це дозволяє при необхідності

внести зміни в колірну палітру кімнат. Покриття стін санвузлів облицьовувалися плиткою. У коморах і складах стіни фарбуються фарбою. Коридори і вестибюль готелю мають покриття стіни з фактурної штукатурки.

Стелі в службових, побутових, адміністративних приміщеннях, коридорах виконуються підвісними з мінеральних матеріалів. У мокрих приміщеннях, таких як санвузли, душові застосовуються металеві панелі.

РОЗДІЛ 4

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

4.1. Конструктивна система каркаса.

У конструктивній системі каркаса виділяють дві підсистеми несучих конструкцій:

1. горизонтальні конструкції;
2. вертикальні конструкції.

Горизонтальні конструкції забезпечують геометричну незмінність в плані, передають додані до них навантаження на вертикальні конструкції, беруть участь у просторовій роботі всієї конструкції в якості діафрагм, перешкоджають взаємному зсуву неоднаково навантажених вертикальних елементів. В якості горизонтальних конструкцій виступають ригелі, прогони і комбіноване перекриття або СПН.

Вертикальні конструкції виконують головні несучі функції, сприймають, в кінцевому рахунку, всі докладені до системи навантаження, передаючи їх на фундамент. В якості вертикальних конструкцій виступають колони.

Каркасні системи за способом забезпечення їх просторової жорсткості і геометричної незмінюваності поділяються на рамні, зв'язкові, рамно-зв'язкові. У нашому випадку прийнята рамна схема.

У поперечному напрямку жорсткість і незмінність рами забезпечується жорстким кріпленням ригелів з колонами. Кріплення колон до фундаментів – шарнірне (рис. 4.1).

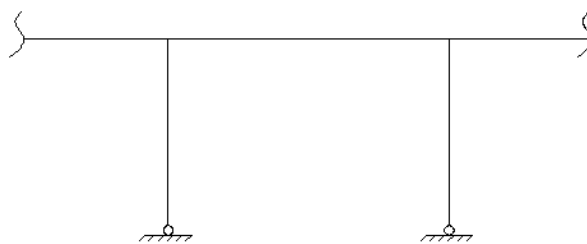


Рис. 4.1 Схема шарнірного кріплення колон до фундаментів.

У поздовжньому напрямку жорсткість і незмінність рами забезпечується жорстким зацмленням колон у фундаментах. Кріплення ригелів в даному випадку шарнірне (рис 4.2).



Рис. 4.2 Схема шарнірного кріплення ригелів до колон.

Прийнятий крок колон в поздовжньому напрямку 6м, в поперечному - 12м. Крок прогонів 3м.

Проектується одноповерхова рама, що має 5 прольотів в поперечному напрямлені, і від 3 до 10 прольотів в поздовжньому. Розрахункова схема (рис. 4.3).

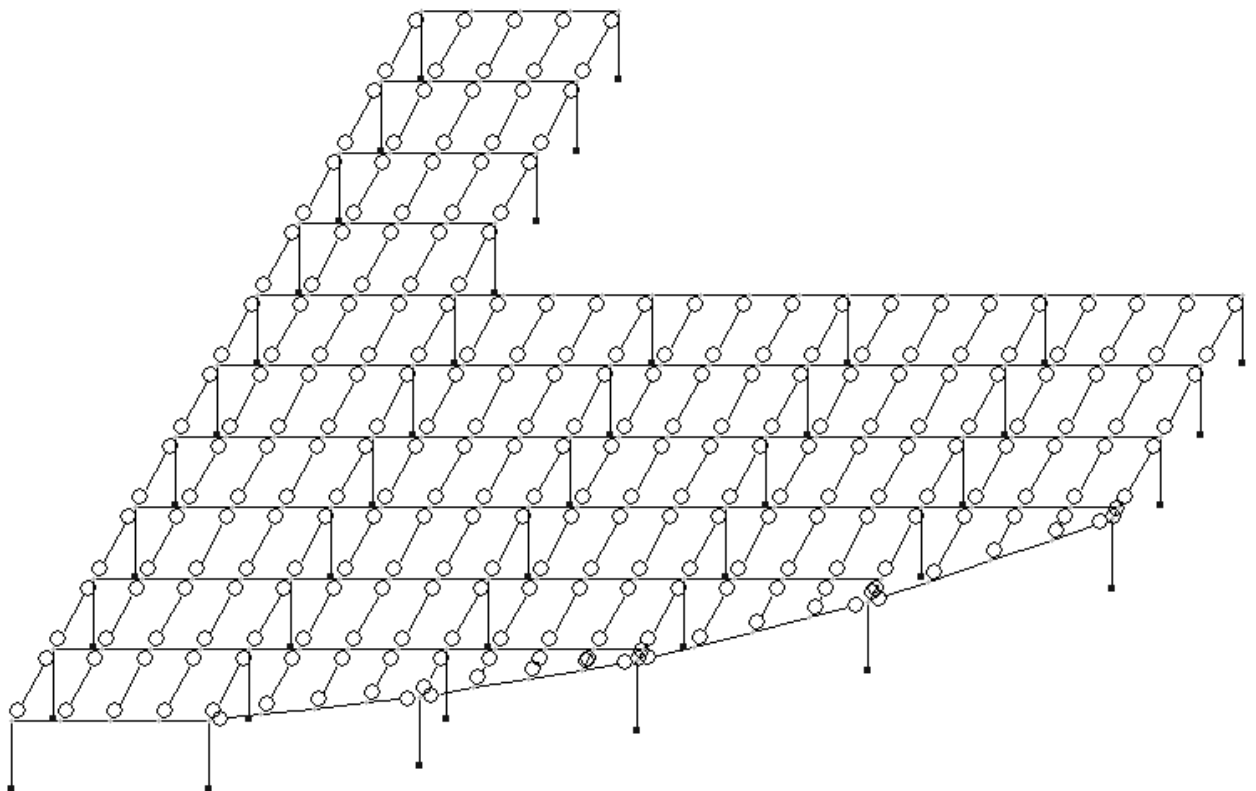


Рис. 4.3 Розрахункова схема рами.

4.2. Збір навантажень.

На раму діють такі навантаження:

- власна вага покриття і конструкцій;
- снігове навантаження;
- вітрове навантаження.

4.2.1. Власна вага покриття.

Навантаження від маси усіх огорожувальних та несучих конструкцій покриття приймається рівномірно розподіленим. Величина цих навантажень визначається в табличній формі.

Таблиця 4.1

Величина навантаження від маси усіх огорожувальних конструкцій та несучих конструкцій покриття.

Номер п/п	Найменування навантаження	Нормативне, кН/м ²	Коефіцієнт γ_f	Розрахункове, кН/м ²
1	Гідроізоляційний килим	0.04	1.2	0.048
2	Цементна стяжка	0.54	1.2	0.648
3	Утеплювач	0.023	1.2	0.027
4	Пароізоляція	0.04	1.2	0.048
	Разом	0.643		0.771

Розрахункове навантаження від власної ваги покриття

$$g = g_0 \gamma_n;$$

$$g = 0.771 \cdot 0.95 = 0.732 \text{ кН} / \text{м}^2.$$

4.2.2. Снігове навантаження.

Сніговий район для м. Херсона: 2

Повне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття визначаємо за формулою

$$S = S_g \mu \gamma_n ,$$

де S_g - розрахунковий вага снігового покриву на рівні поверхні землі,

$$S_g = 1.8 \text{кН} / \text{м}^2 ;$$

μ - коефіцієнт переходу від ваги снігового землі до снігового навантаження на покриття;

γ_n - коефіцієнт надійності за призначенням будівлі, $\gamma_n = 0.95$.

Нормативне значення снігового навантаження:

$$S_0 = S_g \cdot 0.7;$$

$$S_0 = 1.8 \cdot 0.7 = 1.26 \text{кН} / \text{м}^2 .$$

Відповідно до додатками ДБН розрахунок виробляємо для рівномірного розподілу снігового навантаження, $\mu = 1$.

$$S = 1.8 \cdot 1 \cdot 0.95 = 1.71 \text{кН} / \text{м}^2 .$$

4.2.3. Вітрове навантаження.

Вітровий район для м. Херсона: III

Нормативне значення середньої складової вітрового навантаження на висоті z над поверхнею землі слід визначати за формулою

$$w_m = w_0 k c ,$$

де w_0 - нормативне значення вітрового тиску, $w_0 = 0.23 \text{кН} / \text{м}^2$;

k - коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску по висоті.

Для типу місцевості III $k_s = 0.5$;

c - аеродинамічний коефіцієнт.

Для навітряного боку $c = 0.8$.

$$w_m = 0.23 \cdot 0.5 \cdot 0.8 = 0.092 \text{ кН} / \text{м}^2.$$

Для підвітряної сторони $c = 0.6$.

$$w_m' = 0.23 \cdot 0.5 \cdot 0.6 = 0.069 \text{ кН} / \text{м}^2.$$

Розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою:

$$w = w_m \gamma_f \gamma_n.$$

Для навітряної сторони:

$$w = 0.092 \cdot 1.4 \cdot 0.95 = 0.122 \text{ кН} / \text{м}^2.$$

Для підвітряної сторони:

$$w' = 0.069 \cdot 1.4 \cdot 0.95 = 0.092 \text{ кН} / \text{м}^2.$$

4.3. Розрахунок конструкцій.

4.3.1. Розрахунок сталевого профільованого настилу.

Сталевий профільований настил сприймає снігове навантаження і власну вагу покриття. Приймаються однопролітної схему роботи СПН.

В якості настилу приймаємо СПН 75 750-0.9 з наступними геометричними характеристиками (на 1 м):

$$W_{x1} = 30.2 \text{ см}^3;$$

$$W_{x2} = 37.6 \text{ см}^3;$$

$$I_x = 129.6 \text{ см}^4.$$

Орієнтуємо СПН широкими гофрами вниз.

Характеристики міцності СПН:

$$R_y = 260 \text{ МПа};$$

$$R_s = 150 \text{ МПа};$$

$$E = 2.1 \cdot 10^5 \text{ МПа}.$$

Розрахунок СПН у першому прольоті.

Розрахункова розподілене навантаження на 1 м ширини СПН:

$$q = (s + g) \cdot 1;$$

$$q_1 = (6.84 + 0.732) \cdot 1 = 7.57 \text{ кН} / \text{м};$$

$$q_2 = [\{6.84 - (6.84 - 0.342) / 16 \cdot 3\} + 0.732] \cdot 1 = 6.354 \text{ кН / м.}$$

Нормативна розподілене навантаження на 1 м ширини:

$$q_1^H = (5.04 + 0.643) \cdot 1 = 5.683 \text{ кН / м;}$$

$$q_2^H = [\{5.04 - (5.04 - 0.252) / 16 \cdot 3\} + 0.643] \cdot 1 = 4.789 \text{ кН / м.}$$

Тоді розрахункова схема і внутрішні зусилля (рис 4.4).

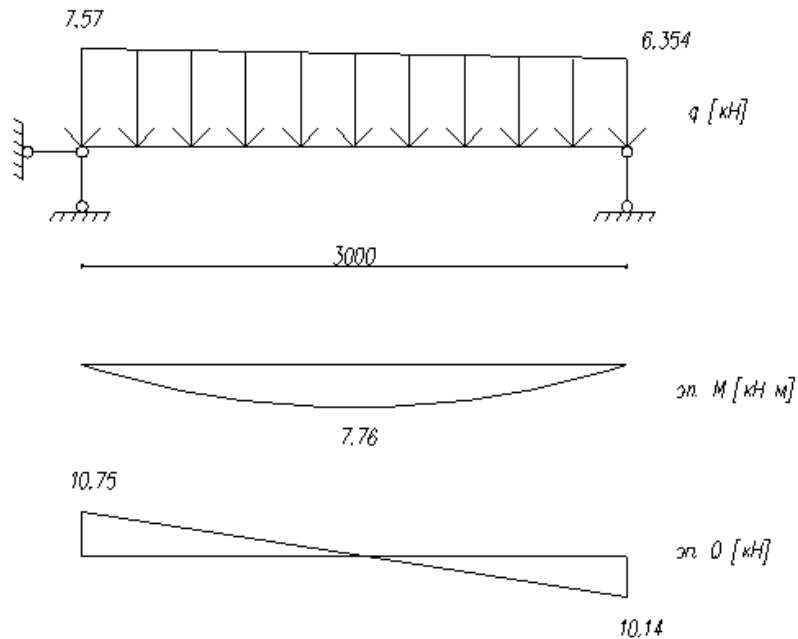


Рис. 4.4. Розрахункова схема і внутрішні зусилля.

Перевірка міцності СПН.

Перевіряємо виконання умови:

$$\sigma_n = M / W_x \leq R_y \gamma_c,$$

де M - Максимальний згинальний момент від розрахункових навантажень на 1 м ширини настилу, $M = 7.76 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

W_x - розрахунковий момент опору на 1 м ширини, з урахуванням виключення з роботи нестійких частин стислих полиць.

Знаходимо стійку частину стислих полиць:

$$b_{red} = \frac{879}{\sqrt{\sigma_n}} \left(1 - \frac{192t}{b\sqrt{\sigma_n}} \right),$$

де t, b - товщина і ширина полиці настилу без урахування заокруглень,

$$t = 0.0009 \text{ м, } b = 0.05 - 0.005 \cdot 2 = 0.04 \text{ м.}$$

$$b_{red} = \frac{879}{\sqrt{257}} \left(1 - \frac{192 \cdot 0.09}{4\sqrt{257}}\right) = 40 \text{ мм};$$

$$b_{red} = b.$$

Стислі полиці стійкі по всій ширині, $W_x = 30.2 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3$.

$$\sigma_n = 7.76 / 30.2 \cdot 10^{-6} = 257 \text{ МПа} < 260 \text{ МПа}.$$

Перевіряємо виконання умови:

$$\tau_n = Q / \sum t \cdot h_n \leq R_s,$$

де Q - максимальне значення поперечної сили від розрахункових навантажень, що припадає на 1 м ширини настилу, $Q = 10.75 \text{ кН}$.

h_n - висота настилу, $h_n = 0.075 \text{ м}$.

$$\tau_n = 10.75 / (11 \cdot 0.0009 \cdot 0.075) = 14.48 \text{ МПа} < 150 \text{ МПа}.$$

Перевірка прогинів СПН.

Перевіряємо виконання умови:

$$f_n = k_n q_n l^4 / E_n I_x + a \leq (1/200)l,$$

де k_n - коефіцієнт, що визначається залежно від схеми розкладки СПН,

$$k_n = 0.0091$$

q_n - нормативна погонне навантаження,

$$q_n = (q_1^n + q_2^n) / 2 = (5.683 + 4.789) / 2 = 5.236 \text{ кН / м};$$

l - розрахунковий проліт настилу, $l = 3 \text{ м}$;

a - емпірична величина, $a = 0.002 \text{ м}$;

I_x - розрахунковий момент інерції розглянутого перерізу настилу на 1 м його ширини с урахуванням виключення з роботи нестійких частин стислих полиць.

Перевіряємо стійкість стиснутих полиць:

$$\sigma_n = M_{n,span} / W \leq 57.4 \cdot 10^4 \cdot (t/b)^2,$$

де $M_{n,span}$ - найбільший згинальний момент від дії нормативного навантаження, $M_{n,span} = 5.891 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

$$5.891 / 30.2 \cdot 10^{-6} = 195 \text{ МПа} < 57.4 \cdot 10^4 \cdot (0.9/40)^2 = 291 \text{ МПа}.$$

Умова виконується, отже, стислі полиці стійкі на всій ширині і $I_x = 129.6 \text{ см}^4$.

$$f_n = 0.0091 \cdot 5.891 \cdot 3^4 / 2.1 \cdot 10^8 \cdot 129.6 \cdot 10^{-8} + 0.002 = 0.018 \text{ м} < (1/150) \cdot 3 = 0.02 \text{ м}.$$

4.3.2. Розрахунок прогонів.

Прогони сприймають снігове навантаження, вага покриття і його конструкцій.

Матеріал прогонів - сталь С245 з наступними характеристиками:

$$R_y = 240 \text{ МПа};$$

$$R_s = 0.58 R_y = 0.58 \cdot 240 = 139.2 \text{ МПа};$$

$$E = 2.1 \cdot 10^5 \text{ МПа}.$$

Розподілене навантаження на прогони обчислюється за формулою:

$$q = (s + g) \cdot b,$$

де b - ширина вантажної площі, $b = 3 \text{ м}$;

$$g - \text{вага покриття і СПН, } g = (0.711 + 0.093 \cdot 1.05) \cdot 0.95 = 0.768 \text{ кН / м}^2;$$

$$s - \text{снігове навантаження, } s = 1.71 \text{ кН / м}^2;$$

$$q = (1.71 + 0.768) \cdot 3 = 7.434 \text{ кН / м}.$$

Нормативна погонне навантаження:

$$q^n = (1.8 \cdot 0.7 + 0.711 / 1.2 + 0.093) \cdot 3 = 5.84 \text{ кН / м}.$$

Зона нормальних снігових навантажень.

З РСУ, обчисленого на ПК «Ліра» (додаток А), отримано такі розрахункові зусилля:

$$N = 0;$$

$$M = 52.9 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q = 35.26 \text{ кН}.$$

Визначаємо необхідний переріз:

$$W_{mp} = M / R_y \gamma_c;$$

$$W_{mp} = 52.9 / 240 = 220 \text{ см}^3.$$

Приймаються переріз 23Б1:

$$W_x = 260.5 \text{ см}^3;$$

$$I_x = 2996 \text{ см}^4.$$

Перевірка на міцність.

Перевіряємо виконання умови:

$$\sigma_x = M / W_x \leq R_y \gamma_c,$$

де M - розрахунковий згинальний момент, $M = 54.742 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

W_x - момент опору крайніх фібр перерізу, $W_x = 260.5 \text{ см}^3$;

$$\sigma_x = 52.9 / 260.5 = 203.1 \text{ МПа} < 240 \text{ МПа}.$$

Перевіряємо опорний переріз:

$$\tau = Q / th \leq R_s \gamma_c,$$

де Q - поперечна сила, $Q = 36.495 \text{ кН}$;

t - товщина стінки, $t = 0.0056 \text{ м}$;

h - висота перерізу балки, $h = 0.23 \text{ м}$;

$$\tau = 35.26 / 0.0056 \cdot 0.23 = 27.4 \text{ МПа} < 139.2 \text{ МПа}.$$

Перевірка прогинів.

Прогини прогонів перевіряємо за такою формулою:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n l^4}{EI_x} \leq [f_u],$$

де q^n - нормативна погонне навантаження на прогін, $q^n = 5.84 \text{ кН} / \text{м}$;

l - розрахунковий проліт прогону, $l = 6 \text{ м}$;

E - модуль пружності сталі, $E = 2.1 \cdot 10^5 \text{ МПа}$;

I_x - момент інерції перерізу, $I_x = 2996 \text{ см}^4$;

$[f_u]$ - вертикальний граничний прогин, $[f_u] = (1 / 200)l$;

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{5.84 \cdot 6^4}{2.1 \cdot 10^8 \cdot 2996 \cdot 10^{-8}} = 0.016 \text{ м} < (1 / 200) \cdot 6 = 0.03 \text{ м}.$$

Перевірка стійкості не потрібна, тому що передача навантаження відбувається через суцільний стиснений настил, що спирається на стиснений пояс балки і надійно з ним пов'язаний.

4.3.3. Розрахунок ригелів.

Ригелі сприймають навантаження, передану прогонами.

Матеріал ригелів - сталь С245 з наступними характеристиками:

$$R_y = 240 \text{ МПа};$$

$$R_s = 0.58R_y = 0.58 \cdot 240 = 139.2 \text{ МПа};$$

$$E = 2.1 \cdot 10^5 \text{ МПа}.$$

З РСУ, обчисленого на ПК «Ліра» (додаток А), отримано такі розрахункові зусилля:

$$N = 49.5 \text{ кН};$$

$$M = 362.2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q = 150.9 \text{ кН}.$$

Попередньо приймаємо переріз 50Б1 з наступними геометричними характеристиками:

$$A = 92.28 \text{ см}^2;$$

$$W_x = 1511 \text{ см}^3;$$

$$I_x = 37160 \text{ см}^4;$$

$$i = 19.99 \text{ см}.$$

Визначаємо ексцентриситет:

$$e = M / N,$$

де M, N - розрахункові зусилля;

$$e = 362.2 / 48.196 = 7.52 \text{ м}$$

Визначаємо відносний ексцентриситет:

$$m = eA / W,$$

де e - ексцентриситет, $e = 752 \text{ см}$;

A - площа поперечного перерізу, $A = 92.8 \text{ см}^2$;

W - момент опору найбільш стислих волокон, $W = 1511 \text{ см}^3$;

$$m = 752 \cdot 92.28 / 1511 = 45.9.$$

Так як $m > 20$, то потрібна перевірка тільки на міцність. Перевіряємо виконання умови:

$$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \right)^n + \frac{M}{c W R_y \gamma_c} \leq 1,$$

де M, N - розрахункові зусилля;

n, c - коефіцієнти, $n = 1.5, c = 1.09$.

$$\left(\frac{49.9}{92.28 \cdot 10^{-4} \cdot 240 \cdot 10^3} \right)^{1.5} + \frac{362.2}{1.109 \cdot 1511 \cdot 10^{-6} \cdot 240 \cdot 10^3} = 0.904 < 1.$$

Умова виконується, отже, міцність забезпечена.

Перевіряємо прогини:

$$f < [f] = (1/150)l;$$

$$f = 0.0333 \text{ м} < (1/150) \cdot 12 = 0.08 \text{ м}.$$

Всі умови виконуються, отже, остаточно приймаємо перерізу 50Б1

Втрата загальної стійкості балки може наступити тоді, коли стиснений пояс балки не розкріплений в бічному напрямку і напруги досягли критичного значення. У нашому випадку ригель розкріплений прогонами через 3м. Відношення відстані між точками закріплення стиснутого пояса до ширини пояса:

$$l_0 / b = 3 / 0.2 = 15,$$

де l_0 - відстань між точками закріплення, $l_0 = 3 \text{ м}$;

b - ширина стиснутого пояса, $b = 0.2 \text{ м}$;

$$h / b = 0.48 / 0.2 = 2.4,$$

де h - відстань між осями поясів, $h = 0.48 \text{ м}$;

$$1 < h / b = 2.4 < 6.$$

$$b / t = 0.2 / 0.012 = 16.67,$$

де t - товщина стиснутого пояса, $t = 0.012 \text{ м}$

Максимальне відношення:

$$(l_0 / b)_{\max} = [0.42 + 0.0032 b / t + (0.92 - 0.02 b / t) b / h] \times \sqrt{\frac{E}{R_y}};$$

$$(l_0 / b)_{\max} = [0.42 + 0.0032 \cdot 16.67 + (0.92 - 0.02 \cdot 16.67) / 2.4] \times \sqrt{\frac{210}{0.24}} = 21.23;$$

$$l_0 / b = 15 < (l_0 / b)_{\max} = 21.23.$$

Перевіряти ригель на загальну стійкість не потрібно.

Визначаємо необхідність установки ребер жорсткості за формулою:

$$\bar{\lambda}_w = h_w / t_w \sqrt{R_y / E} ,$$

де h_w, t_w - висота і товщина стінки, $h_w = 0.426 \text{ м}$, $t_w = 0.0088 \text{ м}$;

$$\bar{\lambda}_w = 0.426 / 0.0088 \sqrt{0.24 / 210} = 1.636 < 3.2.$$

Поперечні ребра не потрібні.

4.3.4. Розрахунок колони.

Матеріал колон - сталь С245 з наступними характеристиками:

$$R_y = 240 \text{ МПа};$$

$$R_s = 0.58 R_y = 0.58 \cdot 240 = 139.2 \text{ МПа};$$

$$E = 2.1 \cdot 10^5 \text{ МПа}.$$

Попередньо приймаємо перетин 30К1 з наступними геометричними характеристиками:

$$A = 108 \text{ см}^2;$$

$$W_x = 1223 \text{ см}^3;$$

$$I_x = 18110 \text{ см}^4;$$

$$i_x = 12.95 \text{ см};$$

$$W_y = 405 \text{ см}^3;$$

$$I_y = 6079 \text{ см}^4;$$

$$i_y = 7.5 \text{ см}.$$

4.3.4.1. Розрахунок на вигин у площині найбільшої жорсткості.

З РСУ, обчисленого на ПК «Ліра» (додаток А), отримано такі розрахункові зусилля:

$$N = 219.3 \text{ кН};$$

$$M = 218.9 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q = 52.13 \text{ кН}.$$

Визначаємо ексцентриситет:

$$e = M / N ,$$

де M, N - розрахункові зусилля;

$$e = 218.9 / 219.3 = 0.998 м$$

Визначаємо відносний ексцентриситет:

$$m = eA / W ,$$

де e - ексцентриситет, $e = 99.8 см$;

A - площа поперечного перерізу, $A = 108 см^2$;

W - момент опору найбільш стислих волокон, $W = 1223 см^3$;

$$m = 99.8 \cdot 108 / 1223 = 8.82.$$

Коефіцієнт приведення розрахункової довжини визначаємо за формулою:

$$\mu = 2 \sqrt{1 + \frac{0.38}{n}} ,$$

де $I_{p1} = I_{p2} = 37160 см^4$ - моменти інерції перерізів ригелів;

$I_{\kappa} = 18110 см^4$ - момент інерції перерізу колони;

$$n = \frac{k(n_1 + n_2)}{k + 1} ;$$

$$n_1 = n_2 = \frac{I_{p1} \cdot l_{\kappa}}{l_{p1} \cdot I_{\kappa}} ;$$

$$n_1 = n_2 = \frac{37160 \cdot 420}{1200 \cdot 18110} = 0.718 ;$$

$$n = \frac{5(0.718 + 0.718)}{5 + 1} = 1.2 ;$$

k - число прольотів, $k = 5$;

$$\mu = 2 \sqrt{1 + \frac{0.38}{1.2}} = 2.29 .$$

Тоді розрахункова довжина:

$$l_{ef} = \mu \cdot l ,$$

де μ - коефіцієнт приведення розрахункової довжини, $\mu = 2.29$;

l - довжина колони, $l = 4.2 м = 420 см$;

$$l_{ef} = 2.29 \cdot 420 = 963.9 см.$$

Визначаємо гнучкість:

$$\lambda = l_{ef} / i_x,$$

де l_{ef} - розрахункова довжина, $l_{ef} = 963.9 \text{ см}$;

i_x - радіус інерції перерізу, $i_x = 12.95 \text{ см}$;

$$\lambda = 963.9 / 12.95 = 74.43.$$

Умовна гнучкість:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E},$$

де λ - гнучкість, $\lambda = 74.43$;

E - модуль пружності сталі, $E = 2.1 \cdot 10^5 \text{ МПа}$;

$$\bar{\lambda} = 74.43 \sqrt{240 / 210000} = 2.52.$$

Визначаємо коефіцієнт впливу форми перерізу:

$$\eta = 1.4 - 0.02 \bar{\lambda};$$

$$\eta = 1.4 - 0.02 \cdot 2.52 = 1.35.$$

Наведений відносний ексцентриситет:

$$m_{ef} = \eta \cdot m;$$

$$m_{ef} = 1.35 \cdot 8.82 = 11.9.$$

Коефіцієнт φ_e визначається залежно від приведенного відносного ексцентриситету і умовної гнучкості:

$$\varphi_e = 0.102.$$

Перевіряємо стійкість у площині дії моменту.

$$N / \varphi_e A \leq R_y \gamma_c;$$

$$219.3 / 0.102 \cdot 108 \cdot 10^{-4} = 199.1 \text{ МПа} < 240 \cdot 0.95 = 228 \text{ МПа}.$$

Перевірка на міцність не проводиться, так як відсутні ослаблення перерізу і однакові значення згинальних моментів, які приймаються у розрахунках на міцність і стійкість.

4.3.4.2. Розрахунок на вигин у площині найменшої жорсткості.

З РСУ, обчисленого на ПК «Ліра» (додаток А), отримано такі розрахункові зусилля:

$$N = 54.1 \text{кН};$$

$$M = 8.67 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$Q = 5.1 \text{кН}.$$

Коефіцієнт приведення розрахункової довжини $\mu = 0.7$.

Тоді розрахункова довжина:

$$l_{ef} = \mu \cdot l;$$

$$l_{ef} = 0.7 \cdot 420 = 294 \text{см}.$$

Визначаємо гнучкість:

$$\lambda_y = l_{ef} / i_y ,$$

де l_{ef} - розрахункова довжина, $l_{ef} = 294 \text{см}$;

i_x - радіус інерції перерізу, $i_y = 7.5 \text{см}$;

$$\lambda_y = 294 / 7.5 = 39.2;$$

$$\lambda_y < \lambda_x.$$

Визначаємо ексцентриситет:

$$e = M / N;$$

$$e = 8.67 / 54.1 = 0.16 \text{м}.$$

Визначаємо відносний ексцентриситет:

$$m = eA / W_y ;$$

$$m = 160 \cdot 108 / 405 = 4.27.$$

Умовна гнучкість:

$$\bar{\lambda} = \lambda_y \sqrt{R_y / E} ,$$

де λ_y - гнучкість, $\lambda_y = 39.2$;

E - модуль пружності сталі, $E = 2.1 \cdot 10^5 \text{МПа}$;

$$\bar{\lambda} = 39.2 \sqrt{240 / 210000} = 1.325.$$

Визначаємо коефіцієнт впливу форми перерізу

$$\eta = (1.9 - 0.1m) - 0.02(6 - m)\bar{\lambda};$$

$$\eta = (1.9 - 0.1 \cdot 4.27) - 0.02(6 - 4.27)1.325 = 1.427.$$

Наведений відносний ексцентриситет:

$$m_{ef} = \eta \cdot m;$$

$$m_{ef} = 1.427 \cdot 4.27 = 6.09.$$

Коефіцієнт φ_e визначається залежно від приведенного відносного ексцентриситету і умовної гнучкості, $\varphi_e = 0.211$.

Перевіряємо стійкість у площині дії моменту

$$N / \varphi_e A \leq R_y \gamma_c;$$

$$54.1 / 0.211 \cdot 108 \cdot 10^{-4} = 23.7 \text{ МПа} < 240 \cdot 0.95 = 228 \text{ МПа}.$$

Перевірка на міцність не проводиться, так як відсутні ослаблення перерізу і однакові значення згинальних моментів, які приймаються у розрахунках на міцність і стійкість.

Перевіряємо стійкість з площини дії моменту:

$$N / \varphi_x A \leq R_y \gamma_c,$$

де $\varphi_x = 0.724$

$$54.1 / 0.724 \cdot 108 \cdot 10^{-4} = 6.92 \text{ МПа} < 240 \cdot 0.95 = 228 \text{ МПа}.$$

4.4. Розрахунок вузлів рами.

4.4.1. Розрахунок бази колони.

Розрахункові зусилля приймаємо з РСУ (додаток А):

$$N_1 = 54.1 \text{ кН};$$

$$M_1 = 8.67 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N_2 = 260.3 \text{ кН};$$

$$M_2 = 0.$$

3.4.1.1. Розрахунок опорної плити.

По конструктивних міркувань приймаємо ширину опорної плити

$$B = b_f + 2c ,$$

де b_f - ширина полиці колони, $b_f = 0.3\text{м}$;

c - виліт консолі плити, $c = 0.04\text{м}$;

$$B = 0.3 + 2 \cdot 0.04 = 0.38\text{м}.$$

Приймаються відповідно до ГОСТ 82-70 *[5]. $B = 0.38\text{м}$

Визначаємо довжину плити:

$$L = N_1 / (2BR_b') + \sqrt{N_1^2 / (2BR_b')^2 + 6M_1 / (BR_b')},$$

де R_b' - розрахунковий опір бетону фундаменту, $R_b' = \varphi_b R_b \approx 1.5R_b$;

R_b - розрахунковий опір бетону фундаменту стисненню, $R_b = 8.5\text{МПа}$.

$$R_b' = 1.5 \cdot 8.5 = 12.75\text{МПа}.$$

$$L = 54.1 / (2 \cdot 0.38 \cdot 12.75) + \sqrt{54.1^2 / (2 \cdot 0.38 \cdot 12.75)^2 + 6 \cdot 8.67 / (0.38 \cdot 12.75)} = 10.9\text{м}.$$

Приймаються довжину плити $L = 0.5\text{м} > L_{mp} = 0.109\text{м}$

Обчислюємо крайові напруги в бетоні:

$$\sigma_{\max,1} = N_1 / (BL) + 6M_1 / (BL^2);$$

$$\sigma_{\max,1} = 54.1 / (0.38 \cdot 0.5) + 6 \cdot 8.67 / (0.38 \cdot 0.5^2) = 0.832\text{МПа};$$

$$\sigma_{\min} = N_1 / (BL) - 6M_1 / (BL^2);$$

$$\sigma_{\min} = 54.1 / (0.38 \cdot 0.5) - 6 \cdot 8.67 / (0.38 \cdot 0.5^2) = -0.263\text{МПа};$$

$$\sigma_{\max,2} = N_2 / (BL);$$

$$\sigma_{\max,2} = 260.3 / (0.38 \cdot 0.5) = 1.37\text{МПа};$$

$$\sigma_{\max} = 1.37\text{МПа}.$$

Призначаємо розміри фундаменту $0.6 \times 0.9\text{м}$ і уточнюємо коефіцієнт φ_b :

$$\varphi_b = \sqrt[3]{A_f / A_{pl}},$$

де A_f - площа фундаменту, $A_f = 0.6 \cdot 0.6 = 0.36\text{м}^2$;

A_{pl} - площа плити, $A_{pl} = 0.38 \cdot 0.5 = 0.19\text{м}^2$;

$$\varphi_b = \sqrt[3]{0.36 / 0.19} = 1.24.$$

У цьому випадку $R_b' = 1.24 \cdot 8.5 = 10.52\text{МПа}$, $R_b' > \sigma_{\max}$

Схема конструкції бази колони та епюра напружень показані на рис.4.5.

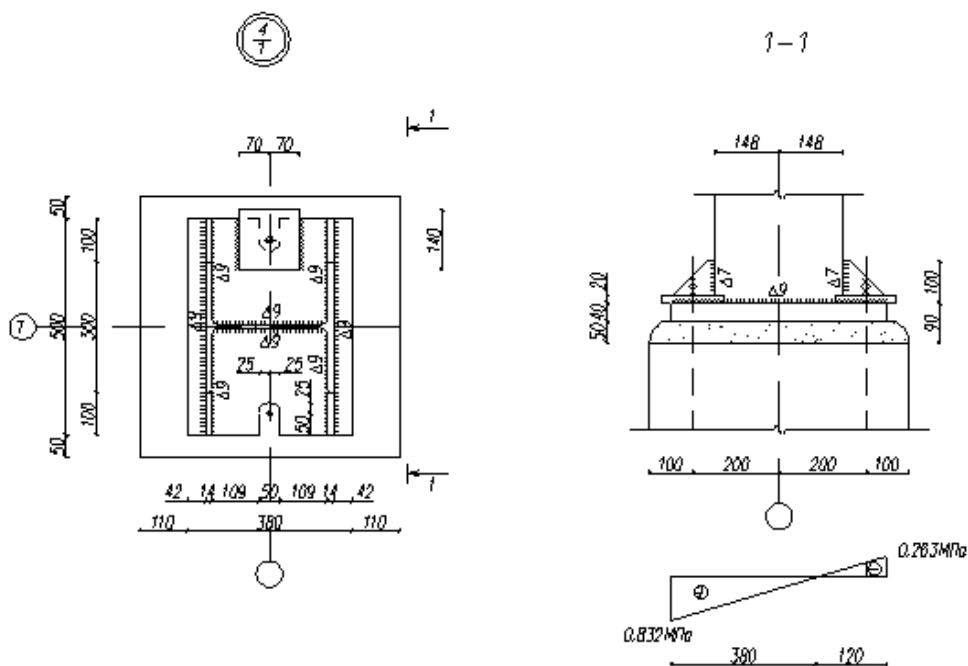


Рис. 4.5. Схема конструкції бази колони та еюра напружень.

Ділянка 1. Плита спирається на три сторони. Відношення сторін $a_1/b_1 = 243/278 = 0.874$

Коефіцієнт $\alpha_1 = 0.104$

Згинальний момент:

$$M_1 = \alpha_1 \sigma_{\max} a_1^2$$

$$M_1 = 0.104 \cdot 1.37 \cdot 0.243^2 = 8.44 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Ділянка 2. Плита на цій ділянці працює як консольний елемент. Відношення сторін $b_2/a_2 = 500/42 = 11.9 > 2$

Згинальний момент

$$M_2 = \sigma_{\max} a_2^2 / 2$$

$$M_2 = 1.37 \cdot 0.042^2 / 2 = 1.2 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Товщину опорної плити визначаємо за найбільшому моменту:

$$M_1 = 8.44 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$t_{pl} = \sqrt{6M_1 / R_y};$$

$$t_{pl} = \sqrt{6 \cdot 8.44 / 210} = 0.016 \text{ м}.$$

По конструктивних міркувань для забезпечення жорсткого стику колон і фундаментів товщина опорної плити приймається $t_{pl} = 40 \text{ мм}$.

3.4.1.2. Розрахунок анкерних болтів.

Визначасмо зусилля в анкерних болтах:

$$F_{\sigma} = (\sigma_{\min} \cdot B \cdot a / 2) / c ,$$

де a - довжина епюри розтягування, $a = 0.12\text{ м}$;

c - відстань від осі анкерного болта до центру ваги епюри стиснення,
 $c = 0.323\text{ м}$;

$$F_{\sigma} = (0.263 \cdot 0.38 \cdot 0.12 / 2) / 0.323 = 18.56\text{ кН}.$$

Тоді площа перерізу нетто одного анкерного болта:

$$A_n = F_{\sigma} / (n R_{ba}),$$

де n - число анкерних болтів в розтягнутій зоні, приймаємо $n = 1$;

F_{σ} - зусилля, яке сприймає анкерним болтом, $F_{\sigma} = 18.56\text{ кН}$;

R_{ba} - розрахунковий опір анкерних болтів розтягуванню, $R_{ba} = 185\text{ МПа}$;

$$A_n = 18.56 / 185 = 1\text{ см}^2.$$

Приймаються болти діаметром $d = 30\text{ мм}$ площею нетто $A_n = 5.6\text{ см}^2$

3.4.1.3. Розрахунок зварних швів що прикріплюють ребра.

Опорна пластина працює як консольний елемент. Згинальний момент, що сприймається зварними швами:

$$M = c^2 \sigma_{\max} b / 2 ,$$

де c - звіс, $c = 0.1\text{ м}$

b - ширина вантажної площі ребра, $b = 0.19\text{ м}$;

$$M = 0.1^2 \cdot 1.37 \cdot 0.19 / 2 = 1.3\text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Приймаються висоту ребер $h_p = 0.1\text{ м}$.

Визначимо необхідний катет шва з умов:

$$\begin{aligned} M / W_{uu} &\leq \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c \\ M / W_{uu} &\leq \beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c \end{aligned}$$

де $W_{uu} = l_w^2 k_f / 6$.

Тоді

$$k_f \geq \frac{6M}{l_w^2 \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c};$$

$$k_f \geq \frac{6 \cdot 1.3}{0.09^2 \cdot 0.7 \cdot 200} = 6.9 \text{ мм};$$

$$k_f \geq \frac{6M}{l_w^2 \beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c};$$

$$k_f \geq \frac{6 \cdot 1.3}{0.09^2 \cdot 1 \cdot 166.5} = 5.78 \text{ мм}.$$

Приймаються катет зварного шва $k_f = 7 \text{ мм}$.

Катет зварних швів, що кріплять опорну плиту до колони приймаємо конструктивно з умови зварюваності $k_f = 9 \text{ мм}$.

3.4.2. Кріплення прогонів.

3.4.2.1. Кріплення прогонів 30Б1 до ригелів.

Приймаються кріплення прогонів до ригелів за допомогою опорного столика. Опорний столик виконуємо у вигляді куика.

Схема кріплення прогонів 30Б1 до ригелів показана на рис. 4.6.

Розрахункові зусилля $Q = 59 \text{ кН}$.

Приймаються куточок 100x10 мм.

Тоді ексцентриситет:

$$e = a_0 + 2/3c ,$$

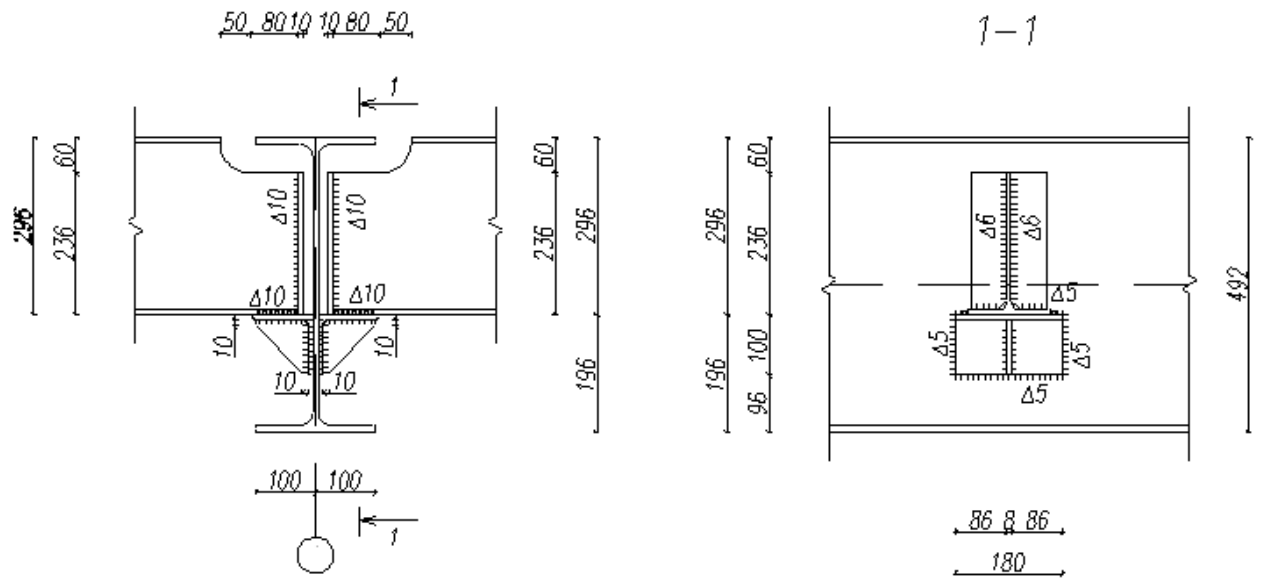


Рис. 4.6. Схема кріплення прогонів 30Б1 до ригелів.

де $a_0 = 0.015 \text{ м}$;

$c_0 = 0.1 - 0.015 = 0.085 \text{ м}$;

$e = 0.015 + 2/3 \cdot 0.085 = 0.072 \text{ м}$.

Перевіряємо умову

$$c_0 > Q / (\delta_{cm} R_y) - h_1 ,$$

де δ_{cm} - товщина стінки прогону, $\delta_{cm} = 0.0058 \text{ м}$;

h_1 - товщина полиці кутика, $h_1 = 0.01 \text{ м}$;

$c_0 = 0.085 \text{ м} > 59 / 0.0058 \cdot 240 - 0.01 = 0.032 \text{ м}$.

Призначаємо товщину вертикального ребра 10 мм.

Призначаємо катети зварних швів що прикріплюють кутика $k_f = 5 \text{ мм}$, довжину кутика 180 мм.

Припускаємо, що вертикальне зусилля Q передається тільки через вертикальні шви, а момент від ексцентричного програми навантаження Q передається горизонтальними швами.

Момент $M = Qe = 59 \cdot 0.085 = 5.02 \text{ кН} \cdot \text{м}$

Напруги у швах 1:

$$\tau = \frac{Q}{l_w k_f} = \frac{59}{2 \cdot 0.09 \cdot 0.005} = 65.6 \text{ МПа};$$

$$\tau = 65.6 \text{ МПа} < \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 0.7 \cdot 200 = 140 \text{ МПа};$$

$$\tau = 65.6 \text{ МПа} < \beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c = 1 \cdot 166.5 = 166.5 \text{ МПа}.$$

Напруги у швах 2:

$$\sigma = \frac{M}{W_u} = \frac{5.02}{178.8} = 28.1 \text{ МПа};$$

$$\sigma = 28.1 \text{ МПа} < \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 0.7 \cdot 200 = 140 \text{ МПа};$$

$$\sigma = 28.1 \text{ МПа} < \beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c = 1 \cdot 166.5 = 166.5 \text{ МПа}.$$

3.4.2.2. Кріплення прогонів 23Б1 до ригелів.

Приймаються кріплення прогонів до ригелів за допомогою опорного столика. Опорний столик виконуємо у вигляді кутика.

Схема кріплення прогонів 23Б1 до ригелів показана на рис. 4.7.

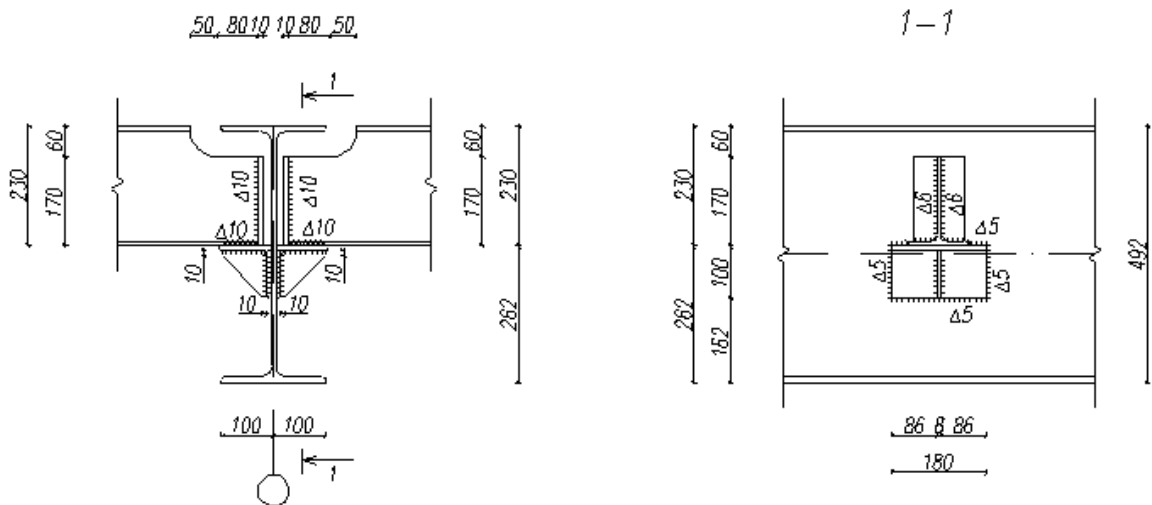


Рис.4.7. Схема кріплення прогонів 30Б1 до ригелів.

Розрахункові зусилля у вузлі $Q = 35.26 \text{ кН}$.

Приймаються куточок 100x100x10 мм.

Тоді ексцентриситет:

$$e = a_0 + 2/3c ,$$

де $a_0 = 0.015 \text{ м}$;

$$c_0 = 0.1 - 0.015 = 0.085 \text{ м};$$

$$e = 0.015 + 2/3 \cdot 0.085 = 0.072 \text{ м}.$$

Перевіряємо умову:

$$c_0 > Q / (\delta_{cm} R_y) - h_1,$$

де δ_{cm} - товщина стінки прогону, $\delta_{cm} = 0.0058 \text{ м}$;

h_1 - товщина полиці кутика, $h_1 = 0.01 \text{ м}$;

$$c_0 = 0.085 \text{ м} > 35.26 / 0.0058 \cdot 240 - 0.01 = 0.015 \text{ м}.$$

Призначаємо товщину вертикального ребра 10 мм.

Призначаємо катети зварних швів що прикріплюють кутик $k_f = 5 \text{ мм}$, довжину кутика 180 мм.

Припускаємо, що вертикальне зусилля Q передається тільки вертикальними швами, а момент від ексцентричного прикладення навантаження Q передається горизонтальними швами.

$$\text{Момент } M = Qe = 35.26 \cdot 0.085 = 3 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Напруги у швах 1:

$$\tau = \frac{Q}{l_w k_f} = \frac{35.26}{2 \cdot 0.09 \cdot 0.006} = 32.6 \text{ МПа};$$

$$\tau = 32.6 \text{ МПа} < \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 0.7 \cdot 200 = 140 \text{ МПа};$$

$$\tau = 32.6 \text{ МПа} < \beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c = 1 \cdot 166.5 = 166.5 \text{ МПа}.$$

Напруги у швах 2:

$$\sigma = \frac{M}{W_u} = \frac{3}{178.8} = 16.8 \text{ МПа};$$

$$\sigma = 16.8 \text{ МПа} < \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 0.7 \cdot 200 = 140 \text{ МПа};$$

$$\sigma = 16.8 \text{ МПа} < \beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c = 1 \cdot 166.5 = 166.5 \text{ МПа}.$$

3.4.3. Кріплення ригеля до колони.

3.4.3.1 Вузол 1.

Кріплення ригеля до колони виконуємо на зварюванні за допомогою пластин.

Схема кріплення ригеля до колони показана на рис. 4.8.

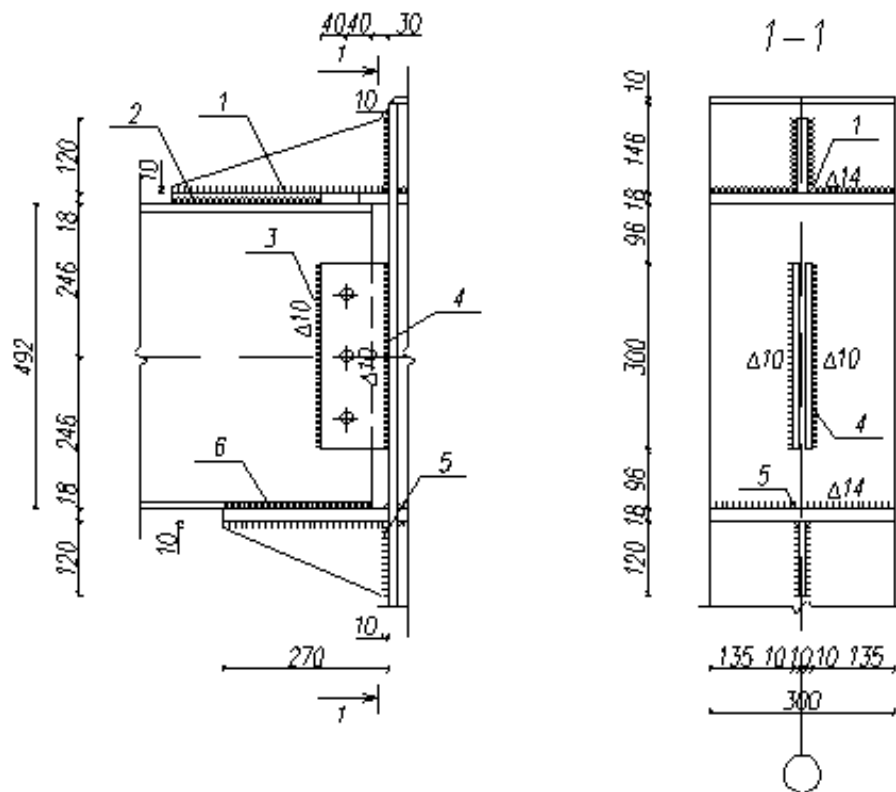


Рис. 4.8. Схема кріплення ригеля до колони, вузол 1.

Розрахункові зусилля у вузлі:

$$M = 362.2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N = 49.5 \text{ кН};$$

$$Q = 150.9 \text{ кН}.$$

Припускаємо, що момент і поздовжня сила передаються верхньої та нижньої пластинами.

Знаходимо зусилля у верхньому і нижньому поясі:

$$N_g = M / h - N / 2$$

$$N_n = M/h + N/2,$$

де h - відстань між центрами тяжкості поясів, $h = 0.48 м$;

$$N_g = 362.2/0.48 - 49.5/2 = 729.8 кН;$$

$$N_n = 362.2/0.48 + 49.5/2 = 779.3 кН.$$

Визначаємо необхідну товщину пластини:

$$t_{mp} = N_g / bR_y,$$

де b - ширина пластини, $b = 0.17 м$;

$$t_{mp} = 729.8 / 0.17 \cdot 240 = 0.0179 м.$$

Приймаються $t = 0.018 м$

Призначаємо катети зварних швів 1 $k_f = 14 мм$

Знаходимо момент інерції зварних швів 1:

$$J_x = 2 \left(\frac{l_{w1} k_f^3}{12} + l_{w1} k_f (t + k_f / 2)^2 + \frac{l_{w2}^3 k_f}{12} + l_{w2} k_f (h/2 + t)^2 \right),$$

де l_{w1}, l_{w2} - відповідно довжини горизонтальних і вертикальних зварних швів, $l_{w1} = 13.2 см, l_{w2} = 11 см$;

t - товщина пластини, $t = 1.8 см$;

h - висота вертикального ребра, приймаємо $h = 10 см$;

$$I_x = 2 \left(\frac{13.2 \cdot 1.4^3}{12} + 13.2 \cdot 1.4 \cdot (1.8 + 1.4/2)^2 + \frac{11^3 \cdot 1.4}{12} + 11 \cdot 1.4 \cdot (6 + 1.8)^2 \right) = 2421 см^4.$$

Статичний момент швів:

$$S_x = 2(l_{w1} k_f (t + k_f / 2) + l_{w2} k_f (t + h / 2));$$

$$S_x = 2 \cdot (13.2 \cdot 1.4 \cdot (1.8 + 1.4/2) + 11 \cdot 1.4 \cdot (1.8 + 6)) = 332.64 см^3.$$

Площа швів:

$$A = 2(l_{w1} k_f + l_{w2} k_f);$$

$$A = 2 \cdot (13.2 \cdot 1.4 + 11 \cdot 1.4) = 67.76 см^2.$$

Центр ваги:

$$y = S_x / A;$$

$$y = 332.64 / 67.76 = 4.91 см.$$

Момент опору:

$$W = I_x / y;$$

$$W = 2421 / 4.91 = 493.2 \text{ см}^3.$$

Зварні шви працюють на розтяжне зусилля і момент від ексцентричного програми навантаження:

$$\sigma_{np} = \sqrt{\tau_N^2 + \sigma_M^2},$$

$$\text{де } \tau_N = N_g / A;$$

$$\tau_N = 729.8 / 67.76 = 107.7 \text{ МПа}.$$

$$\sigma_M = M / W,$$

$$\text{де } M = N_g y;$$

$$M = 729.8 \cdot 0.0491 = 35.83 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\sigma_M = 35.83 / 493.2 = 72.6 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{np} = \sqrt{107.7^2 + 72.6^2} = 129.9 \text{ МПа}.$$

Перевіряємо умови:

$$\sigma_{np} \leq R_{wf} \beta_f \gamma_{wf} \gamma_c;$$

$$\sigma_{np} \leq R_{wz} \beta_z \gamma_{wz} \gamma_c;$$

$$\sigma_{np} = 129.9 \text{ МПа} \leq 200 \cdot 0.7 = 140 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{np} = 129.9 \text{ МПа} \leq 166.5 \cdot 1 = 166.5 \text{ МПа}.$$

Умови виконуються, одже, катети швів достатні.

Приймаються катети зварних швів $2 k_f = 12 \text{ мм}$

Знаходимо необхідну довжину швів з умов:

$$l_w \geq \frac{N_g}{2 \beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c};$$

$$l_w \geq \frac{N_g}{2 \beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c};$$

$$l_w \geq \frac{729.8}{2 \cdot 0.7 \cdot 12 \cdot 200} = 21.7 \text{ см};$$

$$l_w \geq \frac{729.8}{2 \cdot 1 \cdot 12 \cdot 166.5} = 18.26 \text{ см}.$$

Приймаємо довжину зварних швів $l_w = 24 \text{ см}$.

Приймаємо катети зварних швів $3 k_f = 10 \text{ мм}$.

Приймаємо висоту ребер 300 мм.

Перевіряємо виконання умов:

$$\tau_{np} \leq R_{wf} \beta_f \gamma_{wf} \gamma_c$$

$$\tau_{np} \leq R_{wz} \beta_z \gamma_{wz} \gamma_c$$

$$\tau_{np} = \sqrt{\tau_Q^2 + \tau_M^2},$$

де $\tau_Q = Q / (2k_f l_w)$;

$$\tau_Q = 150.9 / (2 \cdot 0.01 \cdot 0.29) = 26 \text{ МПа};$$

$$\tau_M = 6M_p / (2k_f l_w^2),$$

де M_p - Частка моменту, сприйманого ребрами $M_p = I_p / (I_{руз} + I_{нл})M$;

$$I_p - \text{Момент інерції ребер } I_p = 2 \cdot 1 \cdot 30^3 / 12 = 4500 \text{ см}^4.$$

Тоді:

$$M_p = 4500 / (37160 + 2 \cdot 25.5^2 \cdot 1.8 \cdot 20) \cdot 362.21 = 19.41 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\tau_M = 6 \cdot 19.41 / (2 \cdot 1 \cdot 29^2) = 69.2 \text{ МПа};$$

$$\tau_{np} = \sqrt{69.2^2 + 26^2} = 73.9 \text{ МПа};$$

$$\tau_{np} = 73.9 \text{ МПа} \leq 200 \cdot 0.7 = 140 \text{ МПа};$$

$$\tau_{np} = 73.9 \text{ МПа} \leq 166.5 \cdot 1 = 166.5 \text{ МПа}.$$

Призначаємо катет зварних швів $4 k_f = 10 \text{ мм}$.

Визначимо момент від ексцентричного прикладення навантаження Q :

$$M_Q = Qe,$$

де e - ексцентриситет, $e = 0.11 \text{ м}$.

Тоді:

$$M_Q = 150.9 \cdot 0.11 = 16.6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Сумарний момент:

$$M = M_Q + M_p;$$

$$M = 16.6 + 19.41 = 36 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\tau_Q = 150.9 / (2 \cdot 0.01 \cdot 0.29) = 26 \text{ МПа};$$

$$\tau_M = 6 \cdot 36 / (2 \cdot 1 \cdot 29^2) = 128 \text{ МПа};$$

$$\tau_{np} = \sqrt{128^2 + 26^2} = 131 \text{ МПа};$$

$$\tau_{np} = 131 \text{ МПа} \leq 200 \cdot 0.7 = 140 \text{ МПа};$$

$$\tau_{np} = 131 \text{ МПа} \leq 166.5 \cdot 1 = 166.5 \text{ МПа}.$$

Приймаються зварні шви 5 аналогічно до швів 1.

$$\tau_N = N_n / A;$$

$$\tau_N = 779.3 / 67.76 = 115.3 \text{ МПа};$$

$$\sigma_M = M / W ,$$

де $M = N_n y$;

$$M = 779.3 \cdot 0.0491 = 38.3 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\sigma_M = 38.3 / 493.2 = 77.6 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{np} = \sqrt{115.3^2 + 77.6^2} = 139 \text{ МПа}.$$

Перевіряємо умови:

$$\sigma_{np} \leq R_{wf} \beta_f \gamma_{wf} \gamma_c ;$$

$$\sigma_{np} \leq R_{wz} \beta_z \gamma_{wz} \gamma_c ;$$

$$\sigma_{np} = 139 \text{ МПа} \leq 200 \cdot 0.7 = 140 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{np} = 139 \text{ МПа} \leq 166.5 \cdot 1 = 166.5 \text{ МПа}.$$

Приймаються катети зварних швів 6 $k_f = 12 \text{ мм}$

Знаходимо необхідну довжину швів з умов:

$$l_w \geq \frac{N_n}{2 \beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c};$$

$$l_w \geq \frac{N_n}{2 \beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c};$$

$$l_w \geq \frac{779.3}{2 \cdot 0.7 \cdot 1.2 \cdot 200} = 23.2 \text{ см};$$

$$l_w \geq \frac{779.3}{2 \cdot 1 \cdot 1.2 \cdot 166.5} = 19.5 \text{ см}.$$

Приймаються довжину зварних швів $l_w = 24 \text{ см}$.

3.4.3.2 Вузол 2.

Кріплення ригеля до колони виконуємо на зварюванні за допомогою пластин.

Схема кріплення ригеля до колони за допомогою зварювання на пластин показана на рис. 4.9.

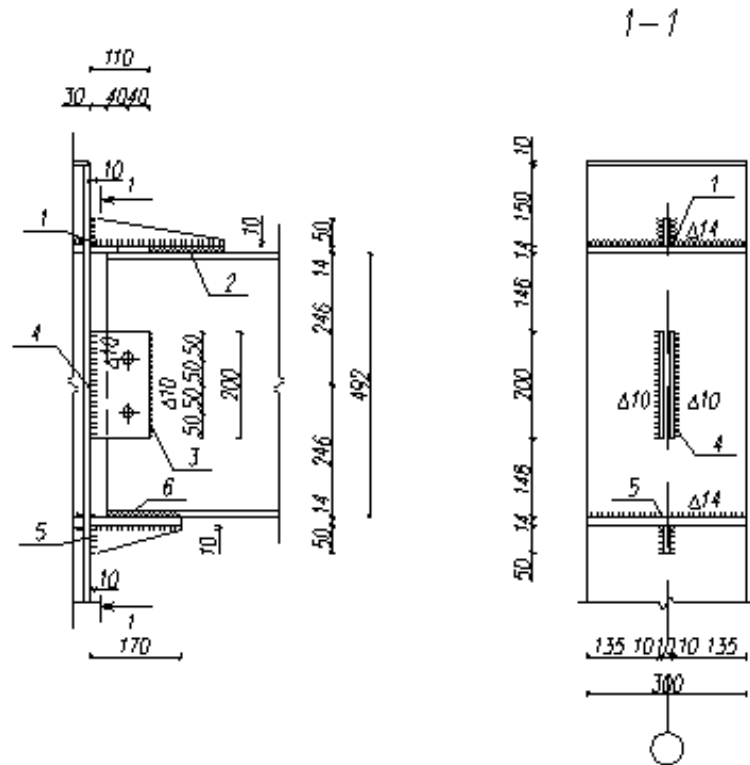


Рис. 4.9. Схема кріплення ригеля до колони, вузол 2.

Розрахункові зусилля у вузлі:

$$M = 196.5 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N = 8 \text{ кН};$$

$$Q = 54 \text{ кН}.$$

Припускаємо, що момент передається верхньої та нижньої пластинами.

Знаходимо зусилля у верхньому і нижньому поясі:

$$N_{\text{в}} = M / h - N / 2;$$

$$N_{\text{н}} = M / h + N / 2,$$

де h - Відстань між центрами тяжкості поясів, $h = 0.48 \text{ м}$;

$$N_g = 196.5 / 0.48 - 8 / 2 = 405.4 \text{ кН};$$

$$N_H = 196.5 / 0.48 + 8 / 2 = 413.4 \text{ кН}.$$

Визначаємо необхідну товщину пластини:

$$t_{mp} = N_g / bR_y ,$$

де b - ширина пластини, $b = 0.17 \text{ м}$;

$$t_{mp} = 405.4 / 0.17 \cdot 240 = 0.0099 \text{ м}.$$

Приймаються $t = 0.014 \text{ м}$.

Призначаємо катети зварних швів 1 $k_f = 14 \text{ мм}$

Знаходимо момент інерції зварних швів 1

$$J_x = 2 \left(\frac{l_{w1} k_f^3}{12} + l_{w1} k_f (t + k_f / 2)^2 + \frac{l_{w2}^3 k_f}{12} + l_{w2} k_f (h / 2 + t)^2 \right),$$

де l_{w1}, l_{w2} - відповідно довжини горизонтальних і вертикальних зварних швів, $l_{w1} = 13.2 \text{ см}$, $l_{w2} = 4 \text{ см}$;

t - товщина пластини, $t = 1.4 \text{ см}$;

h - Висота вертикального ребра, приймаємо $h = 5 \text{ см}$;

$$I_x = 2 \left(\frac{13.2 \cdot 1.4^3}{12} + 13.2 \cdot 1.4 \cdot (1.4 + 1.4 / 2)^2 + \frac{4^3 \cdot 1.4}{12} + 4 \cdot 1.4 \cdot (2.5 + 1.4)^2 \right) = 354 \text{ см}^4.$$

Статичний момент швів:

$$S_x = 2(l_{w1} k_f (t + k_f / 2) + l_{w2} k_f (t + h / 2));$$

$$S_x = 2 \cdot (13.2 \cdot 1.4 \cdot (1.4 + 1.4 / 2) + 4 \cdot 1.4 \cdot (1.4 + 2.5)) = 121.3 \text{ см}^3.$$

Площа швів:

$$A = 2(l_{w1} k_f + l_{w2} k_f);$$

$$A = 2 \cdot (13.2 \cdot 1.4 + 4 \cdot 1.4) = 48.16 \text{ см}^2.$$

Центр ваги:

$$y = S_x / A;$$

$$y = 121.3 / 48.16 = 2.52 \text{ см}.$$

Момент опору:

$$W = I_x / y;$$

$$W = 354 / 2.52 = 140.6 \text{ см}^3.$$

Зварні шви працюють на розтяжне зусилля і момент від ексцентричного навантаження.

$$\sigma_{np} = \sqrt{\tau_N^2 + \sigma_M^2}, \text{ де}$$

$$\text{де } \tau_N = N_e / A;$$

$$\tau_N = 405.4 / 48.16 = 84.2 \text{ МПа}.$$

$$\sigma_M = M / W,$$

$$\text{де } M = N_e \cdot y;$$

$$M = 405.4 \cdot 0.0252 = 10.2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\sigma_M = 10.22 / 140.6 = 72.7 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{np} = \sqrt{84.2^2 + 72.7^2} = 111 \text{ МПа}.$$

Перевіряємо умови:

$$\sigma_{np} \leq R_{wf} \beta_f \gamma_{wf} \gamma_c;$$

$$\sigma_{np} \leq R_{wz} \beta_z \gamma_{wz} \gamma_c;$$

$$\sigma_{np} = 111 \text{ МПа} \leq 200 \cdot 0.7 = 140 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{np} = 111 \text{ МПа} \leq 166.5 \cdot 1 = 166.5 \text{ МПа}.$$

Умови виконуються, отже, катети швів достатні.

Приймаються катети зварних швів $2 k_f = 12 \text{ мм}$.

Знаходимо необхідну довжину швів з умов:

$$l_w \geq \frac{N_e}{2 \beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c};$$

$$l_w \geq \frac{N_e}{2 \beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c};$$

$$l_w \geq \frac{405.4}{2 \cdot 0.7 \cdot 12 \cdot 200} = 12.1 \text{ см};$$

$$l_w \geq \frac{405.4}{2 \cdot 1 \cdot 12 \cdot 166.5} = 10.1 \text{ см}.$$

Приймаються довжину зварних швів $l_w = 14 \text{ см}$.

Приймаються катети зварних швів $3 k_f = 6 \text{ мм}$.

Приймаються висоту ребер 200 мм.

Перевіряємо виконання умов

$$\tau_{np} \leq R_{wf} \beta_f \gamma_{wf} \gamma_c;$$

$$\tau_{np} \leq R_{wz} \beta_z \gamma_{wz} \gamma_c;$$

$$\tau_{np} = \sqrt{\tau_Q^2 + \tau_M^2},$$

$$\text{ДУ } \tau_Q = Q / (2k_f l_w);$$

$$\tau_Q = 54 / (2 \cdot 0.006 \cdot 0.19) = 23.7 \text{ МПа.}$$

$$\tau_M = 6M_p / (2k_f l_w^2),$$

ДУ M_p - частка моменту, сприйманого ребрами $M_p = I_p / (I_{пуз} + I_{пл}) M$;

$$I_p - \text{момент інерції ребер } I_p = 2 \cdot 1 \cdot 20^3 / 12 = 1333 \text{ см}^4.$$

Тоді:

$$M_p = 1333 / (37160 + 2 \cdot 25.3^2 \cdot 1.4 \cdot 20) \cdot 196.5 = 3.59 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\tau_M = 6 \cdot 3.59 / (2 \cdot 0.6 \cdot 19^2) = 49.7 \text{ МПа};$$

$$\tau_{np} = \sqrt{23.7^2 + 49.7^2} = 55.1 \text{ МПа};$$

$$\tau_{np} = 55.1 \text{ МПа} \leq 200 \cdot 0.7 = 140 \text{ МПа};$$

$$\tau_{np} = 55.1 \text{ МПа} \leq 166.5 \cdot 1 = 166.5 \text{ МПа.}$$

Призначаємо катет зварних швів $4k_f = 6 \text{ мм}$.

Визначимо момент від ексцентричного прикладення навантаження Q

$$M_Q = Qe,$$

де e - ексцентриситет, $e = 0.11 \text{ м}$.

Тоді:

$$M_Q = 54 \cdot 0.11 = 5.94 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Сумарний момент:

$$M = M_Q + M_p;$$

$$M = 3.59 + 5.94 = 9.53 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\tau_Q = 54 / (2 \cdot 0.006 \cdot 0.19) = 23.68 \text{ МПа};$$

$$\tau_M = 6 \cdot 9.53 / (2 \cdot 0.6 \cdot 19^2) = 132 \text{ МПа};$$

$$\tau_{np} = \sqrt{132^2 + 23.68^2} = 134.1 \text{ МПа};$$

$$\tau_{np} = 134.1 \text{ МПа} \leq 200 \cdot 0.7 = 140 \text{ МПа};$$

$$\tau_{np} = 134.1 \text{ МПа} \leq 166.5 \cdot 1 = 166.5 \text{ МПа.}$$

Приймаються зварні шви 5 аналогічно до швів 1

$$\tau_N = N_n / A;$$

$$\tau_N = 413.4 / 48.16 = 85.8 \text{ МПа};$$

$$\sigma_M = M / W ,$$

$$M = N_n y;$$

$$M = 413.3 \cdot 0.0252 = 16.4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\sigma_M = 16.4 / 493.2 = 33.25 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{np} = \sqrt{33.25^2 + 85.8^2} = 92 \text{ МПа}.$$

Перевіряємо умови:

$$\sigma_{np} \leq R_{wf} \beta_f \gamma_{wf} \gamma_c ;$$

$$\sigma_{np} \leq R_{wz} \beta_z \gamma_{wz} \gamma_c ;$$

$$\sigma_{np} = 92 \text{ МПа} \leq 200 \cdot 0.7 = 140 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{np} = 92 \text{ МПа} \leq 166.5 \cdot 1 = 166.5 \text{ МПа}.$$

Приймаються катети зварних швів $k_f = 12 \text{ мм}$.

Знаходимо необхідну довжину швів з умов:

$$l_w \geq \frac{N_n}{2 \beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c};$$

$$l_w \geq \frac{N_n}{2 \beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c};$$

$$l_w \geq \frac{413.2}{2 \cdot 0.7 \cdot 12 \cdot 200} = 12.3 \text{ см};$$

$$l_w \geq \frac{413.2}{2 \cdot 1 \cdot 12 \cdot 166.5} = 10.3 \text{ см}.$$

Приймаються довжину зварних швів $l_w = 14 \text{ см}$.

3.4.3.3. Вузол 3.

Кріплення ригеля до колони виконуємо на зварюванні за допомогою пластин (рис. 4.10).

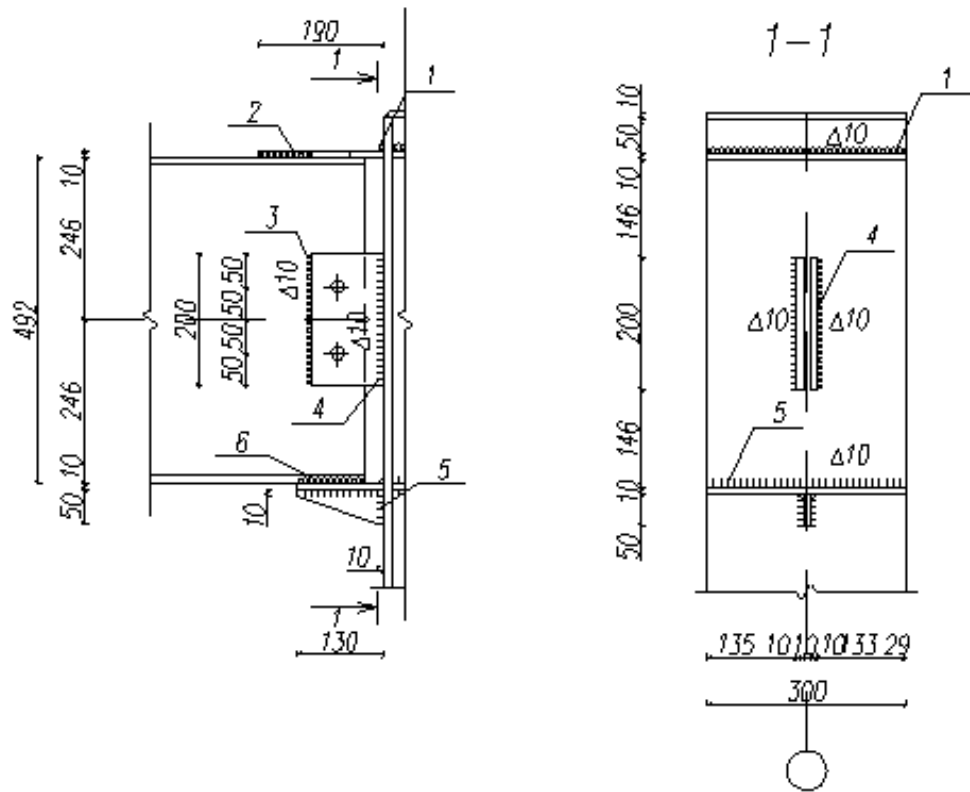


Рис. 4.10. Схема кріплення ригеля до колони, вузол 3.

Розрахункові зусилля у вузлі:

$$M = 98.17 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N = 23.3 \text{ кН};$$

$$Q = 65.2 \text{ кН}.$$

Припускаємо, що момент передається верхньої та нижньої пластинами.

Знаходимо зусилля у верхньому і нижньому поясі:

$$N_g = M / h - N / 2;$$

$$N_n = M / h + N / 2 ,$$

де h - Відстань між центрами тяжкості поясів, $h = 0.48 \text{ м}$;

$$N_g = 98.17 / 0.48 - 23.3 / 2 = 190.8 \text{ кН};$$

$$N_n = 98.17 / 0.48 + 23.3 / 2 = 214.1 \text{ кН}.$$

Визначаємо необхідну товщину пластини:

$$t_{mp} = N_g / b R_y ,$$

де b - ширина пластини, $b = 0.17 \text{ м}$;

$$t_{mp} = 190.8 / 0.17 \cdot 240 = 0.0047 \text{ м}.$$

Приймаються $t = 0.01 м$.

Довжина зварних швів $1 l_w = 0.19 м$

Знаходимо необхідний катет зварних швів з умов:

$$k_f \geq \frac{N_s}{l_w \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c};$$

$$k_f \geq \frac{N_s}{l_w \beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c};$$

$$k_f \geq \frac{190.8}{0.19 \cdot 0.7 \cdot 200} = 7.2 мм;$$

$$k_f \geq \frac{190.8}{0.19 \cdot 1 \cdot 166.5} = 6.03 мм.$$

Приймаються катет $k_f = 8 мм$.

Приймаються катети зварних швів $2 k_f = 10 мм$.

Знаходимо необхідну довжину швів з умов:

$$l_w \geq \frac{N_s}{2 \beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c};$$

$$l_w \geq \frac{N_s}{2 \beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c};$$

$$l_w \geq \frac{190.8}{2 \cdot 0.7 \cdot 10 \cdot 200} = 6.8 см;$$

$$l_w \geq \frac{190.8}{2 \cdot 1 \cdot 10 \cdot 166.5} = 5.7 см.$$

Приймаються довжину зварних швів $l_w = 8 см$.

Приймаються катети зварних швів $3 k_f = 6 мм$.

Приймаються висоту ребер 200 мм.

Перевіряємо виконання умов:

$$\tau_{np} \leq R_{wf} \beta_f \gamma_{wf} \gamma_c;$$

$$\tau_{np} \leq R_{wz} \beta_z \gamma_{wz} \gamma_c;$$

$$\tau_{np} = \sqrt{\tau_Q^2 + \tau_M^2},$$

де $\tau_Q = Q / (2 k_f l_w)$;

$$\tau_Q = 65.2 / (2 \cdot 0.006 \cdot 0.19) = 28.6 МПа.$$

$$\tau_M = 6M_p / (2k_f l_w^2) ,$$

де M_p - частка моменту, сприйманого ребрами $M_p = I_p / (I_{пуз} + I_{пл})M$;

$$I_p - \text{момент інерції ребер } I_p = 2 \cdot 1 \cdot 20^3 / 12 = 1333 \text{ см}^4;$$

Тоді:

$$M_p = 1333 / (37160 + 2 \cdot 25.3^2 \cdot 1.4 \cdot 20) \cdot 98.17 = 1.8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\tau_M = 6 \cdot 1.8 / (2 \cdot 0.6 \cdot 19^2) = 24.8 \text{ МПа};$$

$$\tau_{np} = \sqrt{28.6^2 + 24.8^2} = 37.9 \text{ МПа};$$

$$\tau_{np} = 37.9 \text{ МПа} \leq 200 \cdot 0.7 = 140 \text{ МПа};$$

$$\tau_{np} = 37.9 \text{ МПа} \leq 166.5 \cdot 1 = 166.5 \text{ МПа}.$$

Призначаємо катет зварних швів $4 k_f = 6 \text{ мм}$.

Визначимо момент від ексцентричного прикладення навантаження Q

$$M_Q = Qe ,$$

де e - ексцентриситет, $e = 0.11 \text{ м}$.

Тоді:

$$M_Q = 65.2 \cdot 0.11 = 7.2 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Сумарний момент:

$$M = M_Q + M_p;$$

$$M = 7.2 + 1.8 = 9 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\tau_Q = 65.2 / (2 \cdot 0.006 \cdot 0.19) = 28.6 \text{ МПа};$$

$$\tau_M = 6 \cdot 9 / (2 \cdot 0.6 \cdot 19^2) = 124.7 \text{ МПа};$$

$$\tau_{np} = \sqrt{124.7^2 + 28.6^2} = 127.9 \text{ МПа};$$

$$\tau_{np} = 127.9 \text{ МПа} \leq 200 \cdot 0.7 = 140 \text{ МПа};$$

$$\tau_{np} = 127.9 \text{ МПа} \leq 166.5 \cdot 1 = 166.5 \text{ МПа}.$$

Довжина зварних швів $5 l_w = 0.19 \text{ м}$.

Знаходимо необхідний катет зварних швів з умов:

$$k_f \geq \frac{N_H}{l_w \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c};$$

$$k_f \geq \frac{N_H}{l_w \beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c};$$

$$k_f \geq \frac{214.1}{0.19 \cdot 0.7 \cdot 200} = 8.05 \text{ мм};$$

$$k_f \geq \frac{214.1}{0.19 \cdot 1 \cdot 166.5} = 6.77 \text{ мм}.$$

Приймаються катет $k_f = 9 \text{ мм}$.

Приймаються катети зварних швів б $k_f = 10 \text{ мм}$.

Знаходимо необхідну довжину швів з умов:

$$l_w \geq \frac{N_n}{2\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c};$$

$$l_w \geq \frac{N_n}{2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c};$$

$$l_w \geq \frac{214.1}{2 \cdot 0.7 \cdot 10 \cdot 200} = 7.6 \text{ см};$$

$$l_w \geq \frac{214.1}{2 \cdot 1 \cdot 10 \cdot 166.5} = 6.4 \text{ см}.$$

Приймаються довжину зварних швів $l_w = 10 \text{ см}$.

3.4.3.4. Вузол 4.

Кріплення ригеля до колони виконуємо на зварюванні за допомогою пластин (рис. 4.11.).

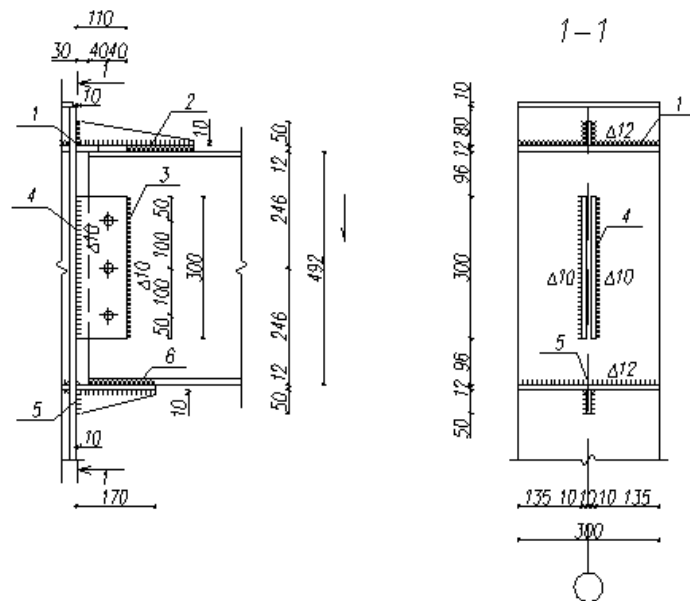


Рис. 4.11. Схема кріплення ригеля до колони, вузол 4.

Розрахункові зусилля у вузлі:

$$M = 199.48 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$N = 47.5 \text{кН};$$

$$Q = 145.8 \text{кН}.$$

Припускаємо, що момент передається від верхньої та нижньої пластин.

Знаходимо зусилля у верхньому і нижньому поясі:

$$N_g = M / h - N / 2;$$

$$N_n = M / h + N / 2 ,$$

де h - відстань між центрами тяжкості поясів, $h = 0.48 \text{м}$;

$$N_g = 199.48 / 0.48 - 47.5 / 2 = 391.8 \text{кН};$$

$$N_n = 199.48 / 0.48 + 47.5 / 2 = 439.3 \text{кН}.$$

Визначаємо необхідну товщину пластини:

$$t_{mp} = N_g / bR_y ,$$

ду b - ширина пластини, $b = 0.17 \text{м}$;

$$t_{mp} = 391.8 / 0.17 \cdot 240 = 0.0096 \text{м}.$$

Приймаються $t = 0.012 \text{м}$.

Призначаємо катети зварних швів 1 $k_f = 12 \text{мм}$.

Знаходимо момент інерції зварних швів 1:

$$J_x = 2 \left(\frac{l_{w1} k_f^3}{12} + l_{w1} k_f (t + k_f / 2)^2 + \frac{l_{w2}^3 k_f}{12} + l_{w2} k_f (h / 2 + t)^2 \right),$$

ду l_{w1}, l_{w2} - відповідно довжини горизонтальних і вертикальних зварних швів, $l_{w1} = 13.2 \text{см}$, $l_{w2} = 4 \text{см}$;

t - товщина пластини, $t = 1.2 \text{см}$;

h - висота вертикального ребра, приймаємо $h = 5 \text{см}$;

$$I_x = 2 \left(\frac{13.2 \cdot 1.2^3}{12} + 13.2 \cdot 1.2 \cdot (1.2 + 1.2 / 2)^2 + \frac{4^3 \cdot 1.2}{12} + 4 \cdot 1.2 \cdot (2.5 + 1.2)^2 \right) = 251 \text{см}^4.$$

Статичний момент швів:

$$S_x = 2(l_{w1} k_f (t + k_f / 2) + l_{w2} k_f (t + h / 2));$$

$$S_x = 2 \cdot (13.2 \cdot 1.2 \cdot (1.2 + 1.2 / 2) + 4 \cdot 1.2 \cdot (1.2 + 2.5)) = 92.5 \text{см}^3.$$

Площа швів:

$$A = 2(l_{w1}k_f + l_{w2}k_f);$$
$$A = 2 \cdot (13.2 \cdot 1.2 + 4 \cdot 1.2) = 41.28 \text{ см}^2.$$

Центр ваги:

$$y = S_x / A;$$
$$y = 92.5 / 41.28 = 2.24 \text{ см}.$$

Момент опору:

$$W = I_x / y;$$
$$W = 251 / 2.24 = 112 \text{ см}^3.$$

Зварні шви працюють на розтягуюче зусилля і момент від ексцентричного прикладення навантаження:

$$\sigma_{np} = \sqrt{\tau_N^2 + \sigma_M^2},$$

де $\tau_N = N_g / A$;

$$\tau_N = 391.8 / 41.28 = 94.9 \text{ МПа}.$$

$$\sigma_M = M / W,$$

ду $M = N_g y$;

$$M = 391.8 \cdot 0.0224 = 8.8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\sigma_M = 8.8 / 112 = 78.4 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{np} = \sqrt{94.9^2 + 78.4^2} = 123 \text{ МПа}.$$

Перевіряємо умови:

$$\sigma_{np} \leq R_{wf} \beta_f \gamma_{wf} \gamma_c;$$

$$\sigma_{np} \leq R_{wz} \beta_z \gamma_{wz} \gamma_c;$$

$$\sigma_{np} = 123 \text{ МПа} \leq 200 \cdot 0.7 = 140 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{np} = 123 \text{ МПа} \leq 166.5 \cdot 1 = 166.5 \text{ МПа}.$$

Умови виконуються, зотже, катети швів достатні.

Приймаються катети зварних швів $2 k_f = 12 \text{ мм}$.

Знаходимо необхідну довжину швів з умов:

$$l_w \geq \frac{N_g}{2\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c};$$

$$l_w \geq \frac{N_g}{2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c};$$

$$l_w \geq \frac{391.8}{2 \cdot 0.7 \cdot 12 \cdot 200} = 11.7 \text{ см};$$

$$l_w \geq \frac{391.8}{2 \cdot 1 \cdot 12 \cdot 166.5} = 9.8 \text{ см}.$$

Приймаються довжину зварних швів $l_w = 14 \text{ см}$.

Приймаються катети зварних швів $3 k_f = 10 \text{ мм}$.

Приймаються висоту ребер 200 мм.

Перевіряємо виконання умов:

$$\tau_{np} \leq R_{wf} \beta_f \gamma_{wf} \gamma_c;$$

$$\tau_{np} \leq R_{wz} \beta_z \gamma_{wz} \gamma_c;$$

$$\tau_{np} = \sqrt{\tau_Q^2 + \tau_M^2},$$

де $\tau_Q = Q / (2k_f l_w)$;

$$\tau_Q = 145.8 / (2 \cdot 0.01 \cdot 0.29) = 25.1 \text{ МПа}$$

$$\tau_M = 6M_p / (2k_f l_w^2),$$

ду M_p - Частка моменту, сприйманого ребрами $M_p = I_p / (I_{руз} + I_{нл}) M$;

I_p - Момент інерції ребер $I_p = 2 \cdot 1 \cdot 30^3 / 12 = 4500 \text{ см}^4$.

Тоді:

$$M_p = 4500 / (37160 + 2 \cdot 25.2^2 \cdot 1.2 \cdot 20) \cdot 199.48 = 13.27 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\tau_M = 6 \cdot 13.27 / (2 \cdot 1 \cdot 29^2) = 47.3 \text{ МПа};$$

$$\tau_{np} = \sqrt{25.1^2 + 47.3^2} = 53.58 \text{ МПа};$$

$$\tau_{np} = 53.58 \text{ МПа} \leq 200 \cdot 0.7 = 140 \text{ МПа};$$

$$\tau_{np} = 53.58 \text{ МПа} \leq 166.5 \cdot 1 = 166.5 \text{ МПа}.$$

Призначаємо катет зварних швів $4 k_f = 10 \text{ мм}$.

Визначимо момент від ексцентричного прикладення навантаження Q

$$M_Q = Qe,$$

ду e - ексцентриситет, $e = 0.11 \text{ м}$.

Тоді:

$$M_Q = 145.8 \cdot 0.11 = 16.04 \text{кН} \cdot \text{м}.$$

Сумарний момент:

$$M = M_Q + M_p ;$$

$$M = 16.04 + 13.27 = 29.31 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$\tau_Q = 145.8 / (2 \cdot 0.01 \cdot 0.29) = 25.1 \text{МПа};$$

$$\tau_M = 6 \cdot 29.31 / (2 \cdot 1 \cdot 29^2) = 104.6 \text{МПа};$$

$$\tau_{np} = \sqrt{104.6^2 + 25.1^2} = 107.5 \text{МПа};$$

$$\tau_{np} = 107.5 \text{МПа} \leq 200 \cdot 0.7 = 140 \text{МПа};$$

$$\tau_{np} = 107.5 \text{МПа} \leq 166.5 \cdot 1 = 166.5 \text{МПа}.$$

Приймаються зварні шви 5 аналогічно до швів 1

$$\tau_N = N_n / A;$$

$$\tau_N = 439.3 / 41.28 = 106.4 \text{МПа};$$

$$\sigma_M = M / W , \text{ де}$$

де $M = N_n y;$

$$M = 439.3 \cdot 0.0252 = 11.1 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$\sigma_M = 11.1 / 112 = 98.8 \text{МПа};$$

$$\sigma_{np} = \sqrt{106.4^2 + 98.8^2} = 139 \text{МПа}.$$

Перевіряємо умови:

$$\sigma_{np} \leq R_{wf} \beta_f \gamma_{wf} \gamma_c ;$$

$$\sigma_{np} \leq R_{wz} \beta_z \gamma_{wz} \gamma_c ;$$

$$\sigma_{np} = 139 \text{МПа} \leq 200 \cdot 0.7 = 140 \text{МПа};$$

$$\sigma_{np} = 139 \text{МПа} \leq 166.5 \cdot 1 = 166.5 \text{МПа}.$$

Приймаються катети зварних швів 6 $k_f = 12 \text{мм}.$

Знаходимо необхідну довжину швів з умов:

$$l_w \geq \frac{N_n}{2 \beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c};$$

$$l_w \geq \frac{N_n}{2 \beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c};$$

$$l_w \geq \frac{439.3}{2 \cdot 0.7 \cdot 12 \cdot 200} = 13 \text{ см};$$

$$l_w \geq \frac{439.3}{2 \cdot 1 \cdot 12 \cdot 166.5} = 11 \text{ см}.$$

Приймаємо довжину зварних швів $l_w = 14 \text{ см}$

РОЗДІЛ 5

ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

5.1. Прив'язка проекрованої будівлі до існуючого рельєфу будівельного майданчика.

Природний рельєф будівельного майданчика з розмірами АВхСD = 226х120 м має незначний перепад висот за абсолютними відмітками в межах довжини будинку, який склав $142.25 - 140.75 = 1.5$ м. Це свідчить про те, що природний рельєф майданчика «спокійний». Приймаються рішення «згладити» існуючий природний рельєф у межах контуру, приймаючи рельєф з ухилом 0.002.

Абсолютну позначку планувальної поверхні приймаємо рівною 141.5 м. Тоді проектні «червоні» позначки проектного рельєфу кутів будівельного майданчика будуть мати такі позначки:

$$T.A: 141.5 + 0.002 \cdot 101.28 + 0.002 \cdot 48.95 = 141.8 \text{ м}$$

$$T.B: 141.5 - 0.002 \cdot 124.72 + 0.002 \cdot 48.95 = 141.35 \text{ м}$$

$$T.C: 141.5 - 0.002 \cdot 124.72 - 0.002 \cdot 71.05 = 141.11 \text{ м}$$

$$T.D: 141.5 + 0.002 \cdot 101.28 - 0.002 \cdot 71.05 = 141.56 \text{ м}$$

Кути контуру проекрованої будівлі будуть мати такі позначки:

$$T.1: 141.5 + 0.002 \cdot 60.75 - 0.002 \cdot 34.75 = 141.55 \text{ м}$$

$$T.2: 141.5 + 0.002 \cdot 67 - 0.002 \cdot 17.33 = 141.6 \text{ м}$$

$$T.3: 141.5 + 0.002 \cdot 21.81 - 0.002 \cdot 1.33 = 141.54 \text{ м}$$

$$T.4: 141.5 + 0.002 \cdot 29.93 + 0.002 \cdot 21.51 = 141.6 \text{ м}$$

$$T.5: 141.5 - 0.002 \cdot 9.42 + 0.002 \cdot 35.62 = 141.55 \text{ м}$$

$$T.6: 141.5 - 0.002 \cdot 17.53 + 0.002 \cdot 12.98 = 141.49 \text{ м}$$

$$T.7: 141.5 - 0.002 \cdot 62.72 + 0.002 \cdot 29.18 = 141.43 \text{ м}$$

$$T.8: 141.5 - 0.002 \cdot 68.97 + 0.002 \cdot 11.75 = 141.39 \text{ м}$$

$$T.9: 141.5 - 0.002 \cdot 30.11 - 0.002 \cdot 21.65 = 141.4 \text{ м}$$

$$т.10: 141.5 + 0.002 \cdot 9.08 - 0.002 \cdot 35.5 = 141.45 м$$

Призначаємо абсолютну відмітку ± 0.000 , що відповідає рівню чистої підлоги 1-го поверху проектованого будинку:

$$\pm 0.000 = 141.6 + 0.9 = 142.5 м$$

5.2. Оцінка інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов майданчика будівництва.

Оцінка інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов майданчика будівництва полягає в уточненні найменувань кожного інженерно-геологічного елемента, а також у визначенні похідних і класифікаційних характеристик ґрунтів та початкової розрахункового опору R_0 .

5.2.1. Розрахунок характеристик ґрунтів.

Розрахунок проводиться в порядку залягання ІГЕ ґрунту від поверхні землі по першій свердловині, як найбільш близько розположеної до розрахункового перерізу.

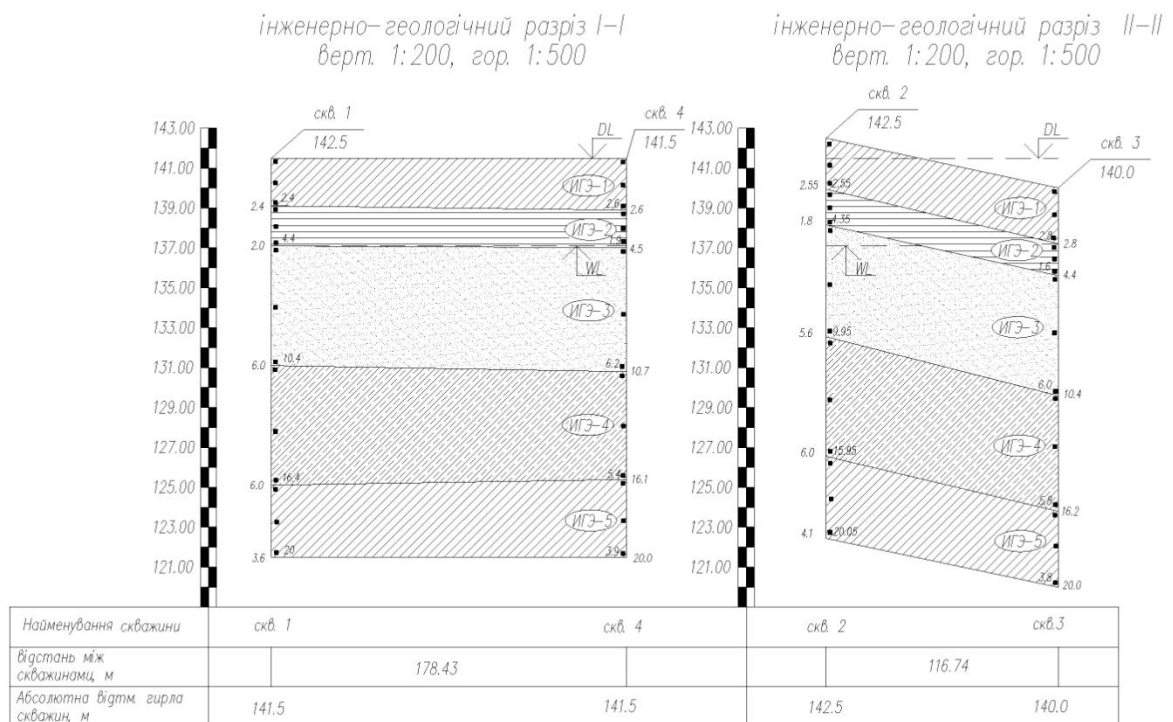
Таблиця 5.1

Результати розрахунку характеристик ґрунтів

№ ІГЕ	Умов. поз.	Найменування ґрунту та його стан	h_i , м	J_{Pi} , %	J_{Li}	e_i	S_{ri}	E_{0i} , МПа	R_{0i} , кПа
ІГЕ -1		Суглинок тугопластичний	2,4	8	0,5	0,689	0,944	14	218,3
ІГЕ -2		Глина напівтверда	2	24	0,25	0,847	0,956	18	269,4
ІГЕ -3		Пісок середньої крупності, середньої густини, насичений водою	6	-	-	0,663	1	28	400

ПЕ -4		Супісок текучий	6	5	1,2	0,621	1,036	16	239,5
ПЕ -5		Суглинок напівтвердий	3,6	9	0,111	0,721	0,862	22	238,5

5.2.2. Інженерно-геологічні розрізи.



5.3. Розрахунок і проектування фундаментів мілкового закладення в перерізі II.

Виконуємо розрахунок фундаментів за буквеної осі М і цифровим 6 (ФМЗ-1) і 7 (ФМЗ-2).

Будівництво ведеться в м. Херсоні.

Підвал відсутній.

Потужність h_1 , початкове розрахунковий опір R_0 і модуль деформації E_0 ґрунту ІГЕ-1 є достатніми, щоб використовувати даний шар ґрунту в якості несучого.

Призначаємо клас бетону фундаменту В20. Товщину захисного шару $a_s = 70\text{мм}$.

5.3.1. Розрахунок ФМЗ-1.

Розрахунок і проектування фундаменту (ФМЗ-1) в перетині II виробляємо за заданою розрахункової навантаженні на обріз фундаменту:

$$N_{II} = 185.3\text{кН}$$

$$M_{II} = 0$$

$$Q_{II} = 30.2\text{кН}$$

5.3.1.1. Визначення висоти фундаменту (ФМЗ-1).

Визначення розрахункової висоти фундаменту

Уточнюємо необхідну робочу висоту плитній частини фундаменту h_{0pl} за наближеною формулою:

$$h_{0pl} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N_I}{\alpha \gamma_{b2} \gamma_{b9} R_{bt} + p_{zp}}} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{242.8}{0.85 \cdot 0.9 \cdot 1 \cdot 900 + 218.3}} = 0.26\text{м} , \text{де}$$

N_I - Розрахункове навантаження, що передається колоною на рівні обрізу фундаменту, $N_I = 242.8\text{кН}$

α - Коефіцієнт, $\alpha = 0.85$

γ_{b2} - Коефіцієнт, що враховує тривалість дії навантаження, $\gamma_{b2} = 1$

γ_{b9} - Коефіцієнт, що враховує вид матеріалу фундаменту, $\gamma_{b9} = 0.9$

R_{bt} - Розрахунковий опір бетону за розтягненням, $R_{bt} = 900\text{кПа}$

p_{zp} - Реактивний відсіч ґрунту від розрахункової поздовжньої

навантаження N_I без урахування ваги фундаменту і ґрунту на його уступах,

$$p_{zp} \approx R_0 \approx 218.3\text{кПа}$$

Визначаємо необхідну розрахункову висоту плитній частини фундаменту

$$h_{pl} = h_{0pl} + a_s = 0.26 + 0.07 = 0.33\text{ м} > 0.3\text{ м}, \text{ Умова виконується.}$$

Отриману розрахункову висоту плитній частини фундаменту округляємо кратно 0.15 м в більшу сторону, беручи рівною $h_{pl} = 0.45\text{ м}$.

Призначаємо висоту фундаменту, беручи до уваги, що мінімальна висота фундаменту повинна бути не менше 1.5 м, $H_f = 1.5\text{ м}$.

5.3.1.2. Визначення глибини закладення фундаменту (ФМЗ-1).

Визначаємо розрахункову глибину промерзання несучого шару ґрунту

$$d_f = k \cdot d_{fn} = 0.5 \cdot 1.35 = 0.675\text{ м}, \text{ де}$$

k - Коефіцієнт, що враховує температурний режим будівлі, $k = 0.5$

d_{fn} - Нормативна глибина промерзання ґрунту, обумовлена залежно від кліматичного району будівництва, $d_{fn} = 1.35\text{ м}$

Глибина закладення для внутрішнього фундаменту не залежить від розрахункової глибини промерзання ґрунтів.

Глибина закладення фундаменту по конструктивним вимогам

$$d_1 = H_f + h_1 = 1.5 + 0.3 = 1.8\text{ м}, \text{ де}$$

H_f - Висота фундаменту, $H_f = 1.5\text{ м}$

h_1 - Товщина шару ґрунту від обрізу фундаменту до планувальної позначки землі, $h_1 = 0.3\text{ м}$

Так як розрахункова глибина промерзання ґрунту менше, ніж конструктивна глибина закладення фундаменту, то в якості розрахункового значення глибини закладення фундаменту приймаємо більшу з них $d_1 = 1.8\text{ м}$, тобто, абсолютна відмітка підошви фундаменту становить:

$$FL = DL - d_1 = 141.5 - 1.8 = 139.7\text{ м}.$$

5.3.1.3. Визначення розмірів підшви фундаменту (ФМЗ-1).

Так як фундамент відчуває вплив тільки нормальної сили, він вважається централью навантаженим. Отже, фундамент проектується квадратним в плані.

Визначасмо попередні (орієнтовні) розміри підшви фундаменту.

$$b_f = l_f = \sqrt{\frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{mt} d_1}} = \sqrt{\frac{185.3}{218.3 - 20 \cdot 1.8}} = 1\text{ м}, \text{ де}$$

R_0 - Початкове розрахунковий опір ґрунту ІГЕ-1, $R_0 = 218.3\text{ МПа}$

γ_{mt} - Осреднений питома вага матеріалу фундаменту і ґрунту на його уступах, $\gamma_{mt} = 20\text{ кН/м}^3$

d_1 - Глибина закладання фундаменту, $d_1 = 1.8\text{ м}$

Отримані розміри фундаменту округляємо в більшу сторону кратно 0.3.

Приймаються $b_f = 0.9\text{ м}, l_f = 1.2\text{ м}$

Визначаємо співвідношення довжини будинку до його висоті

$$L/H = 139/21 = 6.62$$

Уточнюємо розрахунковий опір ґрунту основи

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b_f \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II}' + M_c c_{II}], \text{ де}$$

γ_{c1} і γ_{c2} - коефіцієнти умов роботи, $\gamma_{c1} = 1.2$ і $\gamma_{c2} = 1$

k - Коефіцієнт, $k = 1$, так як характеристики міцності визначені безпосередніми випробуваннями

M_γ, M_q, M_c - Коефіцієнти, які залежать від кута внутрішнього тертя несучого шару ґрунту, для $\varphi = 20^\circ$ - $M_\gamma = 0.51, M_q = 3.05, M_c = 5.66$

b_f - Ширина підшви фундаменту, $b_f = 0.9\text{ м}$,

k_z - Коефіцієнт, так як $b_f = 0.9\text{ м} < 10\text{ м}$ $k_z = 1$

c_{II} - Розрахункове значення питомої зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підшвою, $c_{II} = 23\text{ кПа}$

γ_{II}' - усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище підшви фундаменту

$$\gamma_{II}' = \frac{\gamma_1 \cdot d_1}{d_1} = \gamma_1 = \rho_1 g = 1.99 \cdot 10 = 19.9 \text{ кН} / \text{м}^3, \text{ де}$$

γ_1 - Питома вага ґрунту незруйнованою структури ІГЕ-1

Так як розрахунковий переріз ІІ розташоване ближче до свердловини № 1, отже, товщі ґрунту приймаємо по ній. Тоді

$$\gamma_{II} = \frac{\gamma_1 h_{1/2} + \gamma_2 h_2 + \gamma_{sb3} h_3 + \gamma_{sb4} h_4 + \gamma_{sb5} h_5}{h_{1/2} + h_2 + h_3 + h_4 + h_5}, \text{ де}$$

$\gamma_1 = \rho_1 g = 1.99 \cdot 10 = 19.9 \text{ кН} / \text{м}^3$ - Питома вага ґрунту незруйнованою структури ІГЕ-2

$\gamma_2 = \rho_2 g = 1.9 \cdot 10 = 19 \text{ кН} / \text{м}^3$ - Питома вага ґрунту незруйнованою структури ІГЕ-2

γ_{sb3} - Питома вага ґрунту ІГЕ-3 з урахуванням зважуючої дії води

$$\gamma_{sb3} = \frac{\gamma_{s3} - \gamma_w}{1 + e_3} = \frac{26.6 - 10}{1 + 0.663} = 9.98 \text{ кН} / \text{м}^3, \text{ де}$$

$\gamma_{s3} = \rho_{s3} g = 2.66 \cdot 10 = 26.6 \text{ кН} / \text{м}^3$ - Питома вага твердих частинок ґрунту ІГЕ-3

$\rho_{s3} = 2.66 \text{ г} / \text{см}^3$ - Щільність твердих частинок ґрунту ІГЕ-3

$\gamma_w = 10 \text{ кН} / \text{м}^3$ - Питома вага води

$e_3 = 0.663$ - Коефіцієнт пористості ґрунту ІГЕ-3

γ_{sb4} - Питома вага ґрунту ІГЕ-4 з четом зважуючого дії води

$$\gamma_{sb4} = \frac{\gamma_{s4} - \gamma_w}{1 + e_4} = \frac{26.8 - 10}{1 + 0.621} = 10.4 \text{ кН} / \text{м}^3, \text{ де}$$

$\gamma_{s4} = \rho_{s4} g = 2.68 \cdot 10 = 26.8 \text{ кН} / \text{м}^3$ - Питома вага твердих частинок ґрунту ІГЕ-4

$\rho_{s4} = 2.68 \text{ г} / \text{см}^3$ - Щільність твердих частинок ґрунту ІГЕ-4

$\gamma_w = 10 \text{ кН} / \text{м}^3$ - Питома вага води

$e_4 = 0.621$ - Коефіцієнт пористості ґрунту ІГЕ-4

γ_{sb5} - Питома вага ґрунту ІГЕ-5 з четом зважуючого дії води

$$\gamma_{sb5} = \frac{\gamma_{s5} - \gamma_w}{1 + e_5} = \frac{27 - 10}{1 + 0.721} = 9.88 \text{кН} / \text{м}^3, \text{ де}$$

$$\gamma_{s5} = \rho_{s5} g = 2.7 \cdot 10 = 27 \text{кН} / \text{м}^3 - \text{Питома вага твердих частинок ґрунту ІґЕ-5}$$

$$\rho_{s5} = 2.7 \text{г} / \text{см}^3 - \text{Щільність твердих частинок ґрунту ІґЕ-5}$$

$$\gamma_w = 10 \text{кН} / \text{м}^3 - \text{Питома вага води}$$

$$e_5 = 0.721 - \text{Коефіцієнт пористості ґрунту ІґЕ-5}$$

$$\gamma_{II} = \frac{19.9 \cdot 0.6 + 19 \cdot 2 + 9.98 \cdot 6 + 10.4 \cdot 6 + 9.88 \cdot 3.6}{0.6 + 2 + 6 + 6 + 3.6} = 11.42 \text{кН} / \text{м}^3$$

$$R = \frac{1.2 \cdot 1}{1} [0.51 \cdot 1 \cdot 0.9 \cdot 11.42 + 3.05 \cdot 1.8 \cdot 19.9 + 5.66 \cdot 23] = 294 \text{кПа}$$

Уточнюємо розміри підшви фундаменту

$$b_f = l_f = \sqrt{\frac{185.3}{294 - 20 \cdot 1.8}} = 0.85 \text{м}$$

Отримані розміри фундаменту округляємо в більшу сторону кратно 0.3.

Приймаються $b_f = l_f = 0.9 \text{м}$

Визначаємо максимальне і мінімальне крайовий тиск і середнє дав-ня під підшвою центрально навантаженого фундаменту в припущенні лінійного розподілу напружень в ґрунті.

$$P_{\max}^{sp} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mt} d_1 + \frac{M_{II}}{W} = \frac{185.3}{0.9 \cdot 0.9} + 20 \cdot 1.8 + \frac{45.3}{0.122} = 636 \text{кПа} > 1.2R = 353 \text{кПа}$$

$$P_{\min}^{sp} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mt} d_1 - \frac{M_{II}}{W} = \frac{185.3}{0.9 \cdot 0.9} + 20 \cdot 1.8 - \frac{45.3}{0.122} = -106.5 \text{кПа} < 0$$

$$P = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mt} d_1 = \frac{185.3}{0.9 \cdot 0.9} + 20 \cdot 1.8 = 264.8 \text{кПа} < R = 294 \text{кПа}, \text{ де}$$

$$M_{II} = Q_{II} h_f = 30.2 \cdot 1.5 = 45.3 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$W = \frac{b_f l_f^2}{6} = \frac{0.9 \cdot 0.9^2}{6} = 0.122 \text{м}^3$$

Умови не виконуються. Приймаються рішення збільшити розміри підшви до $b_f = l_f = 1.2 \text{м}$

Уточнюємо розрахунковий опір ґрунту

$$R = \frac{1.2 \cdot 1}{1} [0.51 \cdot 1 \cdot 1.2 \cdot 11.42 + 3.05 \cdot 1.8 \cdot 19.9 + 5.66 \cdot 23] = 296 \text{ кПа}$$

$$P_{\max}^{\text{сп}} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{\text{мг}} d_1 + \frac{M_{II}}{W} = \frac{185.3}{1.2 \cdot 1.2} + 20 \cdot 1.8 + \frac{45.3}{0.288} = 322 \text{ кПа} < 1.2R = 355 \text{ кПа}$$

$$P_{\min}^{\text{сп}} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{\text{мг}} d_1 - \frac{M_{II}}{W} = \frac{185.3}{1.2 \cdot 1.2} + 20 \cdot 1.8 - \frac{45.3}{0.288} = 7.4 \text{ кПа} > 0$$

$$P = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{\text{мг}} d_1 = \frac{185.3}{1.2 \cdot 1.2} + 20 \cdot 1.8 = 164.7 \text{ кПа} < R = 296 \text{ кПа} , \text{ де}$$

$$W = \frac{b_f l_f^2}{6} = \frac{1.2 \cdot 1.2^2}{6} = 0.288 \text{ м}^3$$

Умови виконуються, отже, фундамент підібраний правильно. Однак у підставі є Недонапруження, складові

$$\left| \frac{P - R}{R} \right| \cdot 100\% = \left| \frac{164.7 - 296}{296} \right| \cdot 100\% = 44.4\% > 10\%$$

Приймаються $b_f = 0.9 \text{ м}, l_f = 1.2 \text{ м}$

$$P_{\max}^{\text{сп}} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{\text{мг}} d_1 + \frac{M_{II}}{W} = \frac{185.3}{0.9 \cdot 1.2} + 20 \cdot 1.8 + \frac{45.3}{0.216} = 417.3 \text{ кПа} > 1.2R = 353 \text{ кПа}$$

$$P_{\min}^{\text{сп}} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{\text{мг}} d_1 - \frac{M_{II}}{W} = \frac{185.3}{0.9 \cdot 1.2} + 20 \cdot 1.8 - \frac{45.3}{0.216} = -2.1 \text{ кПа} < 0$$

Дві умови не виконуються, отже, приймаємо $b_f = l_f = 1.2 \text{ м}$.

5.3.2. Розрахунок ФМЗ-2.

Розрахунок і проектування фундаменту (ФМЗ-2) в перетині II-II виробляємо за заданою розрахунковою навантаженні на обріз фундаменту:

$$N_{II} = 2024.2 \text{ кН}$$

$$M_{II} = 0$$

$$Q_{II} = 60.59 \text{ кН}$$

5.3.2.1. Визначення висоти фундаменту (ФМЗ-2).

Визначення розрахункової висоти фундаменту

Уточнюємо необхідну робочу висоту плитній частини фундаменту h_{0pl} за наближеною формулою:

$$h_{0pl} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N_I}{\alpha \gamma_{b2} \gamma_{b9} R_{bt} + p_{zp}}} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2423}{0.85 \cdot 0.9 \cdot 1 \cdot 900 + 218.3}} = 0.82 \text{ м, де}$$

N_I - Розрахункове навантаження, що передається колоною на рівні обрізу фундаменту, $N_I = 2423 \text{ кН}$

$$p_{zp} \approx R_0 \approx 218.3 \text{ кПа}$$

Визначаємо необхідну розрахункову висоту плитній частини фундаменту

$$h_{pl} = h_{0pl} + a_s = 0.82 + 0.07 = 0.89 \text{ м} > 0.3 \text{ м}, \text{ умова виконується.}$$

Отриману розрахункову висоту плитній частини фундаменту округляємо кратно 0.15 м в більшу сторону, беручи рівною $h_{pl} = 0.9 \text{ м}$.

Призначаємо висоту фундаменту, беручи до уваги, що мінімальна висота фундаменту повинна бути не менше 1.5 м, $H_f = 1.5 \text{ м}$.

5.3.2.2. Визначення глибини закладення фундаменту (ФМЗ-2).

Глибина закладення приймаємо аналогічної ФМЗ-1.

Абсолютна відмітка підшви фундаменту становить:

$$FL = DL - d_1 = 141.5 - 1.8 = 139.7 \text{ м.}$$

5.3.2.3. Визначення розмірів підшви фундаменту (ФМЗ-2).

Так як фундамент відчуває вплив тільки нормальної сили, він вважається центрально навантаженим. Отже, фундамент проектується квадратним в плані.

Визначаємо попередні (орієнтовні) розміри підшви фундаменту.

$$b_f = l_f = \sqrt{\frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{mt} d_1}} = \sqrt{\frac{2019.2}{218.3 - 20 \cdot 1.8}} = 3.33 \text{ м}$$

Отримані розміри фундаменту округляємо кратно 0.3. Приймаються

$$b_f = l_f = 3.3 \text{ м}$$

$$L/H = 139/21 = 6.62$$

Уточнюємо розрахунковий опір ґрунту основи

$$R = \frac{1.2 \cdot 1}{1} [0.51 \cdot 1 \cdot 3.3 \cdot 11.41 + 3.05 \cdot 1.8 \cdot 19.9 + 5.66 \cdot 23] = 310 \text{ кПа}$$

Уточнюємо розміри підшви фундаменту

$$b_f = l_f = \sqrt{\frac{2019.2}{310 - 20 \cdot 1.8}} = 2.7 \text{ м}$$

Отримані розміри фундаменту округляємо кратно 0.3. Приймаються

$$b_f = l_f = 2.7 \text{ м}$$

Уточнюємо розрахунковий опір ґрунту основи

$$R = \frac{1.2 \cdot 1}{1} [0.51 \cdot 1 \cdot 2.7 \cdot 11.41 + 3.05 \cdot 1.8 \cdot 19.9 + 5.66 \cdot 23] = 306.2 \text{ кПа}$$

Визначаємо максимальне і мінімальне крайовий тиск і середнє дав-ня під підшоною центрально навантаженого фундаменту в припущенні лінійного розподілу напружень в ґрунті.

$$P_{\max}^{кр} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mt} d_1 + \frac{M_{II}}{W} = \frac{2019.2}{2.7 \cdot 2.7} + 20 \cdot 1.8 + \frac{90.9}{3.28} = 340.7 \text{ кПа} < 1.2R = 367 \text{ кПа}$$

$$P_{\min}^{кр} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mt} d_1 - \frac{M_{II}}{W} = \frac{2019.2}{2.7 \cdot 2.7} + 20 \cdot 1.8 - \frac{90.9}{3.28} = 285.3 \text{ кПа} > 0$$

$$P = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mt} d_1 = \frac{2019.2}{2.7 \cdot 2.7} + 20 \cdot 1.8 = 313 \text{ кПа} > R = 306.2 \text{ кПа} \quad , \text{ де}$$

$$\Delta = 2.2\%$$

$$M_{II} = Q_{II} h_f = 60.59 \cdot 1.5 = 90.9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$W = \frac{b_f l_f^2}{6} = \frac{2.7 \cdot 2.7^2}{6} = 3.28 \text{ м}^3$$

Остаточно приймаємо розміри підшви $b_f = l_f = 2.7 \text{ м}$

5.4. Обчислення вірогідної осадки фундаментів з урахуванням взаємного впливу.

5.4.1. Обчислення вірогідної осадки фундаменту (ФМЗ-1).

Обчислення вірогідною опади ФМЗ-1 в перерізі II-II проводиться методом пошарового підсумовування.

Обчислюємо ординати епюр природного тиску σ_{zg} (вертикальні напруги від дії власної ваги ґрунту) і допоміжної $0.2\sigma_{zg}$ за формулою $\sigma_{zgi} = \sigma_{zgi-1} + \gamma_{III} h_i$

Розрахунки ведуться в табличній формі (таб.5.2)

Таблиця 5.2

Розрахунок ординат епюр природного тиску σ_{zg} і допоміжного $0.2\sigma_{zg}$ фундаменту (ФМЗ-1)

Точка	γ_{III}	h_i	σ_{zg}	$0.2\sigma_{zg}$
0	-	-	0	0
1	19,9	1,8	35,82	7,16
2	19,9	0,6	47,76	9,55
3	19	2	85,76	17,15
4	9,98	6	145,64	29,13
5	10,4	6	208,04	41,61
6	9,88	3,6	243,61	48,72

Визначаємо додатковий вертикальний тиск по підшві фундаменту

$$p_0 = p - \sigma_{zg,1} = 164.7 - 35.82 = 128.9 \text{ кПа}$$

Розбиваємо товщу під підшовою фундаменту на елементарні підшари товщиною $\Delta_i = 0.4b_f = 0.4 \cdot 1.2 = 0.48 \text{ м}$

Величину загальної опади визначаємо за формулою

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i}^{cp} \Delta_i}{E_{0,i}}$$

Додаткові напруження в ґрунті від взаємного впливу фундаментів обчислюємо методом кутових точок

$$\sigma_{zp,i}^{don} = (\alpha_i^I - \alpha_i^{II}) p_0, \text{ де}$$

p_o - тиск по підшві ФМЗ-2, $p_o = 275 \text{кПа}$

Розрахунок виконуємо в табличній формі (таб.5.3)

Таблиця 5.3

**Розрахунок додаткового вертикального тиск по підшві фундаменту
(ФМЗ-1)**

ξ_i^I	ξ_i^{II}	α_i^I	α_i^{II}	$\sigma_{zp,i}^{don}$
0.00	0.00	0.250	0.250	0.00
0.36	0.74	0.245	0.222	12.65
0.44	0.92	0.242	0.207	19.25
0.71	1.48	0.225	0.158	36.85
1.07	2.22	0.196	0.109	47.85
1.42	2.95	0.168	0.076	50.60
1.78	3.69	0.141	0.055	47.30
1.93	4.00	0.132	0.048	46.20
2.13	4.43	0.120	0.041	43.45
2.49	5.17	0.102	0.032	38.50
2.84	5.91	0.087	0.025	34.10
3.20	6.65	0.075	0.020	30.25
3.56	7.38	0.064	0.017	25.85
3.91	8.12	0.056	0.014	23.10
4.27	8.86	0.049	0.012	20.35

Розрахунок осадок ведемо в табличній формі (Таб. 5.4)

Таблиця 5.4

Розрахунок осадок фундаменту (ФМЗ-1)

№ ПЕ	Найменування ґрунту і його стан	потужність шару, h_i	Δ_i , м	z_i , м	ξ_i	α_i	$\sigma_{zp,i}$, кПа	$\sigma_{zp,i}^{дон}$, кПа	$\sigma_{zp,i}^{\Sigma}$, кПа	$\sigma_{zp,i}^{cp}$, кПа	$E_{0,i}$, кПа
ПЕ-1	Суглинок тугопластичний	2.4	0.00	0.00	0.00	1.000	128.90	0.00	128.90	122.34	14000
			0.48	0.48	0.80	0.800	103.12	12.65	115.77	112.82	
			0.12	0.60	1.00	0.703	90.62	19.25	109.87	102.30	
ПЕ-2	Глина нвпівтверда	2	0.36	0.96	1.60	0.449	57.88	36.85	94.73	87.85	18000
			0.48	1.44	2.40	0.257	33.13	47.85	80.98	76.10	

Продовження табл. 5.4

			0.48	1.92	3.20	0.160	20.62	50.60	71.22	66.22	
			0.48	2.40	4.00	0.108	13.92	47.30	61.22	59.77	
			0.20	2.60	4.33	0.094	12.12	46.20	58.32	55.85	
ІГЕ -3	Пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою	6	0.28	2.88	4.80	0.077	9.93	43.45	53.38	49.68	28000
			0.48	3.36	5.60	0.058	7.48	38.50	45.98	42.94	
			0.48	3.84	6.40	0.045	5.80	34.10	39.90	37.40	
			0.48	4.32	7.20	0.036	4.64	30.25	34.89	32.24	
			0.48	4.80	8.00	0.029	3.74	25.85	29.59	27.89	
			0.48	5.28	8.80	0.024	3.09	23.10	26.19	24.56	
			0.48	5.76	9.60	0.020	2.58	20.35	22.93		
										BC	

$$S_1 = \frac{0.8}{14000} (122.34 \cdot 0.48 + 112.82 \cdot 0.12) = 0.00413 \text{ м}$$

$$S_2 = \frac{0.8}{18000} (102.3 \cdot 0.36 + [87.85 + 76.1 + 66.22] \cdot 0.48 + 59.77 \cdot 0.2) = 0.00708 \text{ м}$$

$$S_3 = \frac{0.8}{28000} (55.85 \cdot 0.28 + 0.48 \cdot [49.68 + 42.94 + 37.4 + 32.24 + 27.89 + 24.56]) = 0.00339 \text{ м}$$

Загальна осадка

$$S_{\text{обц}} = S_1 + S_2 + S_3 = 0.00413 + 0.00708 + 0.00339 = 0.0146 \text{ м} < S_u = 0.12 \text{ м}$$

Умова виконується.

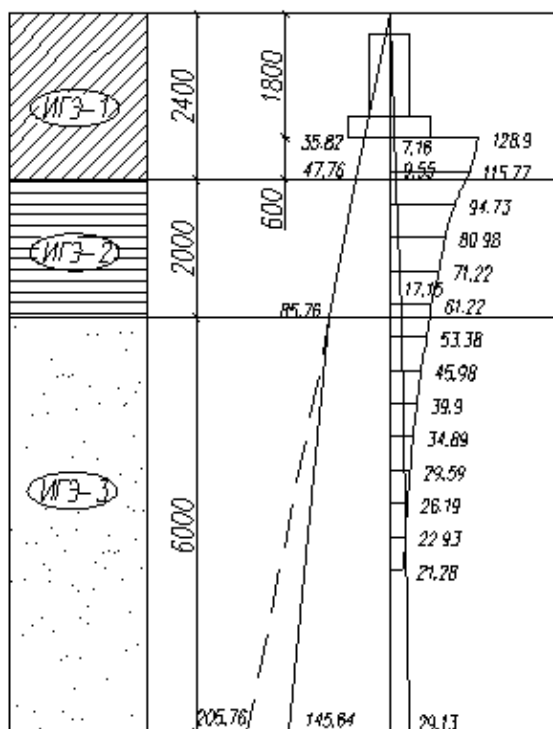


Рис. 5.1. Результати розрахунку осадок фундаменту (ФМЗ-1)

5.4.2. Обчислення вірогідної осадки фундаменту (ФМЗ-2).

Обчислення вірогідною опади ФМЗ-2 в перерізі II-II проводиться методом пошарового підсумовування.

Обчислюємо ординати епюр природного тиску σ_{zg} (вертикальні напруги від дії власної ваги ґрунту) і допоміжної за формулою

$$\sigma_{zgi} = \sigma_{zgi-1} + \gamma_{III} h_i$$

Розрахунок ведемо в табличній формі (таб. 5.5).

Таблиця 5.5

Розрахунок ординат епюр природного тиску σ_{zg} і допоміжної $0.2\sigma_{zg}$ фундаменту (ФМЗ-2)

Точка	γ_{III}	h_i	σ_{zg}	$0.2\sigma_{zg}$
0	-	-	0	0
1	19,9	1,8	35,82	7,16
2	19,9	0,6	47,76	9,55
3	19	2	85,76	17,15

4	9,98	6	145,64	29,13
5	10,4	6	208,04	41,61
6	9,88	3,6	243,61	48,72

Визначаємо додатковий вертикальний тиск по підшві фундаменту

$$p_0 = p - \sigma_{zg,0} = 313 - 37.7 = 275 \text{ кПа}$$

Розбиваємо товщу під підшовою фундаменту на елементарні підшари товщиною $\Delta_i = 0.4b_f = 0.2 \cdot 2.7 = 0.54 \text{ м}$

Величину загальної опади визначаємо за формулою

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i}^{cp} \Delta_i}{E_{0,i}}$$

Додаткові напруження в ґрунті від взаємного впливу фундаментів обчислюємо методом кутових точок

$$\sigma_{zp,i}^{don} = (\alpha_i^I - \alpha_i^{II}) p_o, \text{ де}$$

p_o - тиск по підшві ФМЗ-1,

$$p_o = 128.9 \text{ кПа}$$

Розрахунок виконуємо в табличній формі (таб. 5.6).

Таблиця 5.6

Розрахунок додаткового вертикального тиск по підшві фундаменту (ФМЗ-1)

ξ_i	α_i^I	α_i^{II}	$\sigma_{zp,i}^{don}$
0.00	0.250	0.250	0.00
0.90	0.212	0.210	0.52
1.00	0.204	0.201	0.77
1.80	0.148	0.139	2.32
2.70	0.106	0.090	4.12
3.60	0.080	0.061	4.90
4.33	0.065	0.046	4.90
4.50	0.062	0.044	4.64
5.40	0.050	0.032	4.64

6.30	0.040	0.025	3.87
7.20	0.033	0.019	3.61
8.10	0.028	0.016	3.09
9.00	0.024	0.013	2.84
9.90	0.020	0.011	2.32
10.80	0.017	0.009	2.06

Розрахунок осадок ведемо в табличній формі (таб. 5.7).

Таблиця 5.7

Розрахунок осадок фундаменту (ФМЗ-1)

№ ПЕ	Найменування ґрунту та його стан	Δ_i , м	z_i , м	ξ_i	α_i	$\sigma_{zp,i}$, кПа	$\sigma_{zp,i}^{don}$, кПа	$\sigma_{zp,i}^{\Sigma}$, кПа	$\sigma_{zp,i}^{cp}$, кПа	$E_{0,i}$, кПа	Δ_i , м
ПЕ - 1	Суглинок тугопластичний	2.4	0.00	0.00	0.00	1.000	275.00	0.00	275.00	269.76	14000
			0.54	0.54	0.40	0.960	264.00	0.52	264.52	262.44	

Продовження табл. 5.7

			0.06	0.60	0.44	0.944	259.60	0.77	260.37	241.35	
ПЕ - 2	Глина напівтверда	2	0.48	1.08	0.80	0.800	220.00	2.32	222.32	196.55	18000
			0.54	1.62	1.20	0.606	166.65	4.12	170.77	149.57	
			0.54	2.16	1.60	0.449	123.48	4.90	128.37	115.59	
			0.44	2.60	1.93	0.356	97.90	4.90	102.80	99.92	
ПЕ - 3	Пісок середньої	6	0.10	2.70	2.00	0.336	92.40	4.64	97.04	86.18	28000
			0.54	3.24	2.40	0.257	70.68	4.64	75.32	67.23	
			0.54	3.78	2.80	0.201	55.28	3.87	59.14	53.38	
			0.54	4.32	3.20	0.160	44.00	3.61	47.61	43.36	
			0.54	4.86	3.60	0.131	36.03	3.09	39.12	35.83	
			0.54	5.40	4.00	0.108	29.70	2.84	32.54	29.94	
			0.54	5.94	4.40	0.091	25.03	2.32	27.35	25.29	
			0.54	6.48	4.80	0.077	21.18	2.06	23.24		

$$S_1 = \frac{0.8}{14000} (269.76 \cdot 0.54 + 262.44 \cdot 0.06) = 0.009 \text{ м}$$

$$S_2 = \frac{0.8}{18000} (241.35 \cdot 0.48 + 196.55 \cdot 0.54 + 149.57 \cdot 0.54 + 115.59 \cdot 0.44) = 0.0157 \text{ м}$$

$$S_3 = \frac{0.8}{28000} (99.92 \cdot 0.1 + [86.18 + 67.23 + 53.38 + 43.36 + 35.83 + 29.94 + 25.29] \cdot 0.54) = 0.0055 \text{ м}$$

Загальна осадка

$$S_{\text{обц}} = S_1 + S_2 + S_3 = 0.0009 + 0.0157 + 0.0055 = 0.03 \text{ м} < S_u = 0.12 \text{ м}$$

Умова виконується.

5.5. Розрахунок тіл фундаментів.

5.5.1. Розрахунок ФМЗ-1.

5.5.1.1. Конструювання фундаменту.

Призначаємо кількість і висоту ступенів фундаменту, приймаючи їх кратно 0.15м.

Так як $h_{opl} = 0.27 \text{ м} < 0.45 \text{ м}$, то приймаємо один щабель фундаменту, при цьому висоту щаблі приймаємо рівною $h = 0.3 \text{ м}$.

Остаточна висота плитної частини $h_{pl} = 0.3\text{м}$, а остаточна робоча висота плитної частини $h_{0pl} = h_{pl} - a_s = 0.3 - 0.07 = 0.23\text{м}$

Призначаємо розміри консолей щаблі плитній частини, приймаючи їх кратно 0.15м. $c = 0.15\text{м}$

Розрахунок міцності фундаменту на продавлювання.

Так як піраміда продавлювання виходить за межі основи фундаменту, то розрахунок на продавлювання не проводимо.

Розрахунок міцності на розколювання.

Перевіряємо виконання умови

$$N \leq (1 + b_c / h_c) \mu \gamma_1 A R_{bt}, \text{ де}$$

b_c, h_c - Ширина і висота перерізу бази колони, $b_c = 0.4\text{м}, h_c = 0.5\text{м}$

μ - Коефіцієнт тертя бетону по бетону, $\mu = 0.75$

γ_1 - Коефіцієнт, що враховує спільну роботу фундаменту з ґрунтом,

$$\gamma_1 = 1.3$$

A - Площа вертикального перерізу фундаменту, $A = 0.99\text{м}^2$

$$R_{bt} = 900\text{кПа}$$

$$222.3\text{кН} \leq (1 + 0.8) \cdot 0.75 \cdot 1.3 \cdot 0.99 \cdot 900 = 1563\text{кН}$$

Умова виконується, отже, розколювання фундаменту не відбудеться.

Розрахунок міцності фундаменту на зминання.

Перевіряємо виконання умови

$$N \leq 0.9 \psi_{loc} A_{loc,1} R_{b,loc}, \text{ де}$$

$A_{loc,1}$ - Фактична площа зминання, $A_{loc,1} = 0.4 \cdot 0.5 = 0.2\text{м}^2$

$A_{loc,2}$ - Розрахункова площа зминання, $A_{loc,2} = 0.6 \cdot 0.6 = 0.36\text{м}^2$

ψ_{loc} - Коефіцієнт, що залежить від характеру розподілу місцевого навантаження, $\psi_{loc} = 1$

$R_{b,loc}$ - Розрахунковий опір бетону зминанню,

$$R_{b,loc} = \alpha \varphi_{loc} R_b = 1 \cdot 1.22 \cdot 11500 = 14030\text{кПа}$$

$$\varphi_{loc} = \sqrt[3]{A_{loc,2} / A_{loc,1}} = \sqrt[3]{0.36 / 0.2} = 1.22$$

$$222.3 \text{кН} \leq 0.9 \cdot 1 \cdot 0.2 \cdot 14030 = 2525 \text{кН}$$

Умова виконується, отже, зминання бетону не відбудеться.

Розрахунок міцності фундаменту по поперечній силі.

Перевіряємо умову

$$Q \leq \frac{1.5 R_{bt} b_f h_0^2}{c} = \frac{1.5 \cdot 900 \cdot 1.2 \cdot 0.23^2}{0.3} = 285.66 \text{кН}$$

$$Q = p_{ep} (c_1 - c_0) b_f = 154.38 (0.3 - 0.3) = 0 < 0.6 R_{bt} b_f h_0 = 0.6 \cdot 900 \cdot 1.2 \cdot 0.23 = 149 \text{кН}$$

$$Q = 149 \text{кН} < 285.66 \text{кН}$$

Міцність щаблі з поперечною силою забезпечена.

Визначення перерізу арматури плитній частини фундаменту.

Площа перерізу робочої арматури визначаємо з розрахунку на вигин консольних виступів.

Визначаємо згинальні моменти в перетинах II і II-II

$$M_{I-I} = \frac{l_{I-I}^2 b_f}{6} (2P_{\max} + P_{I-I}) = \frac{0.3^2 \cdot 1.2}{6} (2 \cdot 322 + 236) = 15.84 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$P_{I-I} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{I-I})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 7.4 + \frac{(1.2 - 0.3)(322 - 7.4)}{1.2} = 236 \text{кПа}$$

$$M_{II-II} = \frac{l_{II-II}^2 b_f}{6} (2P_{\max} + P_{II-II}) = \frac{0.6^2 \cdot 1.2}{6} (2 \cdot 322 + 164.7) = 58.2 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$P_{II-II} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{II-II})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 7.4 + \frac{(1.2 - 0.6)(322 - 7.4)}{1.2} = 164.7 \text{кПа}$$

Площа перерізу робочої арматури

$$A_s^{I-I} = \frac{M_{I-I}}{0.9 h_{0,pl} R_s} = \frac{15.84}{0.9 \cdot 0.23 \cdot 280000} = 2.73 \text{см}^2$$

$$A_s^{II-II} = \frac{M_{II-II}}{0.9 h_0 R_s} = \frac{58.2}{0.9 \cdot 1.43 \cdot 280000} = 1.62 \text{см}^2$$

Задаємося кроком стержнів 200мм. Тоді необхідний діаметр робочої арматури 8 мм. Приймаються мінімально допустимий діаметр 10 мм.

Розрахунок міцності підколонніка по нормальних перетинах.

Фундамент центрально навантажений. Знаходимо необхідну площу перерізу арматури

$$A_{s,tot} = \frac{N}{\phi R_{sc}} - A \frac{R_b}{R_{sc}} = \frac{222.3}{0.8 \cdot 280000} - 0.6 \cdot 0.6 \frac{11500}{280000} = -137.9 \text{см}^2$$

Площа перерізу негативна. Призначаємо крок поздовжніх стержнів 250 мм. Таким чином мінімально допустимий діаметр стержнів 12 мм.

Приймаються 3 стержня діаметром 12 мм.

Розрахунок міцності підколоники по похилому перерізі.

Згинальний момент

$$M = 0.8 \cdot (Qh_{cf} - 0.5h_{cf}) = 0.8(36.24 \cdot 1.2 - 0.5 \cdot 1.2) = 34.3 \text{кН} \cdot \text{м}$$

Площа поперечної арматури

$$A_{sw} = \frac{M}{R_{sw} \sum z_{sw}} = \frac{34.3}{225000 \cdot 3.3} = 0.46 \text{см}^2$$

Приймаються крок поперечних сіток 200 мм.

Діаметр поперечних стержнів 10 мм.

5.5.2. Розрахунок ФМЗ-2.

5.5.2.1. Конструювання фундаменту.

Призначаємо кількість і висоту ступенів фундаменту, приймаючи їх кратно 0.15м.

Так як $h_{0pl} = 0.9\text{м}$, то приймаємо два ступені фундаменту, при цьому висоту ступенів приймаємо $h_1 = h_2 = 0.45\text{м}$.

Остаточна висота плитної частини $h_{pl} = 0.9\text{м}$, а остаточна робоча висота плитної частини $h_{0pl} = h_{pl} - a_s = 0.9 - 0.07 = 0.83\text{м}$.

Призначаємо розміри консолей ступенів плитній частини, приймаючи їх кратно 0.15м. $c_1 = 0.45\text{м}, c_2 = 0.45\text{м}$.

Розрахунок міцності фундаменту на продавлювання.

Так як піраміда продавлювання виходить за межі основи фундаменту, то розрахунок на продавлювання не виготовляємо.

Розрахунок міцності на розколювання.

Перевіряємо виконання умови

$$N \leq (1 + b_c / h_c) \mu \gamma_1 A R_{bt}, \text{ де}$$

b_c, h_c - Ширина і висота перерізу бази колони, $b_c = 0.5 \text{ м}, h_c = 0.7 \text{ м}$

μ - Коефіцієнт тертя бетону по бетону, $\mu = 0.75$

γ_1 - Коефіцієнт, що враховує спільну роботу фундаменту з ґрунтом,

$$\gamma_1 = 1.3$$

A - Площа вертикального перерізу фундаменту, $A = 2.3 \text{ м}^2$

$$R_{bt} = 900 \text{ кПа}$$

$$2423 \text{ кН} \leq (1 + 0.71) \cdot 0.75 \cdot 1.3 \cdot 2.3 \cdot 900 = 3451 \text{ кН}$$

Умова виконується, отже, розколювання фундаменту не відбудеться.

Розрахунок міцності фундаменту на зминання.

Перевіряємо виконання умови

$$N \leq 0.9 \psi_{loc} A_{loc,1} R_{b,loc}, \text{ де}$$

$A_{loc,1}$ - Фактична площа зминання, $A_{loc,1} = 0.5 \cdot 0.7 = 0.35 \text{ м}^2$

$A_{loc,2}$ - Розрахункова площа зминання, $A_{loc,2} = 0.9 \cdot 0.9 = 0.81 \text{ м}^2$

ψ_{loc} - Коефіцієнт, що залежить від характеру розподілу місцевого

навантаження, $\psi_{loc} = 1$

$R_{b,loc}$ - Розрахунковий опір бетону зім'яту

$$R_{b,loc} = \alpha \varphi_{loc} R_b = 1 \cdot 1.32 \cdot 11500 = 15211 \text{ кПа}$$

$$\varphi_{loc} = \sqrt[3]{A_{loc,2} / A_{loc,1}} = \sqrt[3]{0.81 / 0.35} = 1.32$$

$$2423 \text{ кН} \leq 0.9 \cdot 1 \cdot 0.35 \cdot 15211 = 4791 \text{ кН}$$

Умова виконується, отже, зминання бетону не відбудеться.

Розрахунок міцності фундаменту по поперечній силі.

Перевіряємо умову

$$Q \leq \frac{1.5 R_{bt} b_f h_{01}^2}{c_1} = \frac{1.5 \cdot 900 \cdot 2.7 \cdot 0.37^2}{0.45} = 1109 \text{ кН}$$

$$Q = p_{ep} (c_1 - c_0) b_f = 332 (0.45 - 0.45) = 0 < 0.6 R_{bt} b_f h_{01} = 0.6 \cdot 900 \cdot 2.7 \cdot 0.37 = 539.5 \text{ кН}$$

$$Q = 539.5 \text{ кН} < 1109 \text{ кН}$$

Міцність щаблі з поперечною силою забезпечена.

Визначення перерізу арматури плитній частини фундаменту.

Площа перерізу робочої арматури визначаємо з розрахунку на вигин консольних виступів.

Визначасмо згинальні моменти в перетинах II і II-II

$$M_{I-I} = \frac{l_{I-I}^2 b_f}{6} (2P_{\max} + P_{I-I}) = \frac{0.45^2 \cdot 2.7}{6} (2 \cdot 340.7 + 331.5) = 92.3 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$P_{I-I} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{I-I})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 285.3 + \frac{(2.7 - 0.45)(340.7 - 285.3)}{2.7} = 331.5 \text{кПа}$$

$$M_{II-II} = \frac{l_{II-II}^2 b_f}{6} (2P_{\max} + P_{II-II}) = \frac{0.9^2 \cdot 2.7}{6} (2 \cdot 340.7 + 322.2) = 365.8 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$P_{II-II} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{II-II})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 285.3 + \frac{(2.7 - 0.9)(340.7 - 285.3)}{2.7} = 322.2 \text{кПа}$$

$$M_{III-III} = \frac{l_{III-III}^2 b_f}{6} (2P_{\max} + P_{III-III}) = \frac{1.35^2 \cdot 2.7}{6} (2 \cdot 340.7 + 313) = 815.5 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$P_{III-III} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{III-III})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 285.3 + \frac{(2.7 - 1.35)(340.7 - 285.3)}{2.7} = 313 \text{кПа}$$

Площа перерізу робочої арматури

$$A_s^{I-II} = \frac{M_{I-I}}{0.9 h_{0,pl} R_s} = \frac{92.3}{0.9 \cdot 0.23 \cdot 280000} = 15.9 \text{см}^2$$

$$A_s^{II-II} = \frac{M_{II-II}}{0.9 h_{01} R_s} = \frac{365.8}{0.9 \cdot 0.83 \cdot 280000} = 17.5 \text{см}^2$$

$$A_s^{III-III} = \frac{M_{III-III}}{0.9 h_{02} R_s} = \frac{815.5}{0.9 \cdot 1.43 \cdot 280000} = 22.63 \text{см}^2$$

Задаємося кроком стержнів 150мм. Тоді необхідний діаметр робочої арматури 12 мм, що більше мінімально допустимого діаметра 10 мм.

Розрахунок міцності підколоники по нормальних перетинах.

Фундамент центрально навантажений. Знаходимо необхідну площу перерізу арматури

$$A_{s,tot} = \frac{N}{\varphi R_{sc}} - A \frac{R_b}{R_{sc}} = \frac{2423}{0.8 \cdot 280000} - 0.9 \cdot 0.9 \frac{11500}{280000} = -0.022 \text{см}^2$$

Площа перерізу негативна. Призначаємо крок поздовжніх стержнів 0.4м. Таким чином мінімально допустимий діаметр стрижнів 12 мм. Приймаються стрижні діаметром 12 мм.

Розрахунок міцності підколонніка по похилому перерізі.

Згинальний момент

$$M = 0.8 \cdot (Qh_{cf} - 0.5h_{cf}) = 0.8(72.21 \cdot 0.6 - 0.5 \cdot 0.6) = 34.42 \text{кН} \cdot \text{м}$$

Площа поперечної арматури

$$A_{sw} = \frac{M}{R_{sw} \sum z_{sw}} = \frac{34.42}{225000 \cdot 1.1} = 2.6 \text{см}^2$$

Приймаються крок поперечних сіток 150 мм.

Діаметр стрижнів 10 мм.

РОЗДІЛ 6

ТЕХНІЧНА ЕКСПЛУАТАЦІЯ

6.1. Основні положення.

Однією з основних матеріальних умов існування людей є житло. Життя і побут людей значною мірою залежать від наявності необхідних будівель і споруд, їх відповідності своєму призначенню, технічного стану, а також ступеня збереження та забезпечення експлуатаційної придатності. Збереження наявних житлових будівель і забезпечення їх надійної довготривалої експлуатаційної придатності, створення безпечних і комфортних умов перебування в них людей є важливим завданням державного значення.

Кожна будівля і споруда характеризується відповідними експлуатаційними властивостями, які мають бути збережені протягом всього терміну служби завдяки ефективній технічній експлуатації. Завданням технічної експлуатації є попередження передчасного фізичного зносу, а також усунення наявних несправностей елементів будівель і споруд.

Технічна експлуатація будівель - це комплекс взаємозв'язаних організаційних і технічних заходів, спрямованих на забезпечення збереження будівель, їх елементів, інженерних систем і обладнання. Вказана система повинна забезпечити нормальне функціонування будівель упродовж всього періоду їх використання за призначенням і є безперервним динамічним процесом. При цьому повинні бути забезпечені оптимальні витрати на технічну експлуатацію будівель.

Технічна експлуатація будівель здійснюється з метою забезпечення відповідності будівель вимогам безпеки для життя і здоров'я громадян, збереження їх майна, екологічної безпеки протягом усього періоду використання об'єктів будівництва за призначенням .

Технічна експлуатація будівель включає:

- Технічне обслуговування будівельних конструкцій та інженерних систем;
- Утримання будівель та прилеглої території, розташованої в межах акту землекористування;
- Ремонт будівель, будівельних конструкцій та інженерних систем;
- Контроль за дотриманням встановлених правил користування приміщеннями будівель.

Основними завданнями технічної експлуатації будівель є:

- Забезпечення працездатності та безпечної експлуатації будівельних конструкцій та інженерних систем будівель;
- Забезпечення проектних режимів експлуатації будівельних конструкцій та інженерних систем будівель (статичних, силових, теплових та енергетичних навантажень, тиску, напруги, звукоізоляції);
- Утримання приміщень будівель та прилеглої до будівлі території відповідно до встановлених санітарно-гігієнічними та протипожежними правилами і нормами.

Система технічного обслуговування, утримання та ремонту забезпечує:

- Контроль за технічним станом будівель шляхом проведення технічних оглядів;
- Профілактичне обслуговування, наладку, регулювання та поточний ремонт інженерних систем будівель;
- Поточний ремонт приміщень та будівельних конструкцій будівель, благоустрою та озеленення прилеглої території в обсягах і з періодичністю, що забезпечують їх справний стан і ефективну експлуатацію;
- Утримання в належному санітарно-гігієнічному стані приміщень будівель і прилеглої до будівлі території;
- Підготовку приміщень будівель, інженерних систем і зовнішнього благоустрою будівель до сезонної експлуатації (в осінньо-зимовий та весняно-літній періоди року);

- Проведення необхідних робіт з усунення аварій;
- Облік і контроль витрати паливно-енергетичних ресурсів та води, сервісне обслуговування приладів обліку витрати тепла і води.

Технічна експлуатація будівель повинна здійснюватися відповідно до проектної, виконавчої та експлуатаційної документації, що накопичується в установленому порядку.

Експлуатаційна та виконавча документація повинна коректуватися в міру зміни технічного стану будівель, переоцінки основних фондів і проведення робіт з ремонту, модернізації, реконструкції.

У процесі технічної експлуатації будівель слід керуватися:

- Нормативними правовими актами у сфері житлового законодавства;
- Нормативними правовими актами з організації технічної експлуатації будівель;
- ТНПА системи протипожежного нормування і стандартизації та безпечної експлуатації електричного та газового обладнання;
- Санітарно-гігієнічними нормами і правилами;
- Нормативними вимогами, передбаченими охоронним зобов'язанням щодо будівель і споруд, що є матеріальними нерухомими історико-культурними цінностями;

Не допускається в процесі експлуатації:

- Переобладнання і перепланування будівель (приміщень), що ведуть до порушення міцності або руйнування несучих конструкцій будівель, порушення протипожежних норм і правил, порушення в роботі інженерних систем і (або) встановленого в ньому обладнання, погіршення збереження і зовнішнього вигляду фасадів;
- Перепланування (у житловому фонді) приміщень, що погіршує санітарно-гігієнічні умови експлуатації і проживання всіх або окремих громадян у багатоквартирному житловому будинку, або квартирі.

Технічна експлуатація будівель включає в себе технічне обслуговування, систему ремонтів, санітарне утримання.

Система технічного обслуговування будівель включає в себе забезпечення нормативних режимів і параметрів, наладку інженерного обладнання, технічні огляди несучих та огорожуючих конструкцій будівель.

Система ремонтів складається з поточного і капітального ремонту. Санітарне утримання будівель полягає у прибиранні громадських приміщень, прибудинкової території, зборі сміття. Завдання експлуатації будівлі полягають у забезпеченні безвідмовної роботи його конструкцій, дотриманні нормальних санітарно-гігієнічних умов, правильному використанні інженерного обладнання; підтримці температурно-вологісного режиму приміщень; проведенні своєчасного ремонту; підвищенні ступеня благоустрою будівель і т.д.

Тривалість безвідмовної роботи конструкцій будівель і його систем неоднакова. При визначенні нормативних термінів служби будівлі приймають безвідмовний термін служби основних несучих елементів, фундаментів і стін. Терміни служби окремих елементів будівлі можуть бути в 2 - 3 рази менше нормативного терміну служби будинку.

Безвідмовне і комфортне використання будівлі вимагає протягом всього терміну його експлуатації повної заміни відповідних елементів або систем.

За весь термін служби елементи та інженерні системи будівлі вимагають неодноразових робіт з налагодження, попередження та відновленню пошкоджених елементів. Частина будинку не можуть експлуатуватися до повного зносу. У період експлуатації проводять роботи, що компенсують нормативний знос. Невиконання незначних за обсягом планових робіт може призвести до передчасної відмови конструкції.

У процесі експлуатації будівля вимагає постійного обслуговування і ремонту. Технічне обслуговування будівлі являє собою комплекс з підтримки справного стану елементів будівлі і заданих параметрів і режимів роботи технічних пристроїв, спрямованих на забезпечення збереження будівель. Система технічного обслуговування і ремонту повинна забезпечувати

нормальне функціонування будівель протягом всього періоду їх використання за призначенням.

Терміни проведення ремонту будинків повинні визначатися на основі оцінки їх технічного стану.

Технічне обслуговування будівель включає роботи з контролю технічного стану, підтримання справності, наладці інженерного обладнання, підготовки до сезонної експлуатації будівлі в цілому, а також її елементів і систем. Контроль за технічним станом будівель здійснюють шляхом проведення систематичних планових і непланових оглядів з використанням сучасних засобів технічної діагностики.

Планові огляди поділяються на загальні та часткові. При загальних оглядах необхідно контролювати технічний стан будівлі в цілому, при проведенні часткових оглядів огляду піддаються окремі конструкції будівлі.

Непланові огляди проводяться після ураганних вітрів, злив, сильних снігопадів, повеней та інших явищ стихійного характеру, після аварій. Загальні огляди проводяться два рази на рік: навесні та восени.

При весняному огляді перевіряють готовність будівель до експлуатації у весняно-літній період, після дії снігових навантажень встановлюють обсяги робіт з підготовки до експлуатації в осінньо-зимовий період, уточнюють обсяги ремонтних робіт на будівлях, включених до плану поточного ремонту на рік проведення огляду.

При підготовці будівель до експлуатації у весняно-літній період виконують такі види робіт: зміцнення водостічних труб, колін, воронок; розконсервування та ремонт поливальної системи; ремонт обладнання майданчиків, відмосток, тротуарів, пішохідних доріжок; розкривають продухи в цоколях; оглядають покрівлю, фасади та т.д.

При осінньому огляді варто перевіряти готовність будівлі до експлуатації та осінньо-зимовий період, уточнити обсяги ремонтних робіт на будівлях, включених до плану поточного ремонту наступного року.

У перелік робіт при підготовці будівель до експлуатації в осінньо-зимовий період необхідно включати: утеплення віконних і балконних прорізів; заміну розбитих шибок вікон, балконних дверей; ремонт та утеплення горищних перекриттів; зміцнення і ремонт парпетних огорожень; скління і закриття горищних слухових вікон; ремонт, утеплення і очищення димовентиляційних каналів; закладення продухов в цоколях будівлі; консервацію поливальних систем; ремонт і зміцнення вхідних дверей і т.д.

Періодичність проведення планових оглядів елементів будівель регламентується нормами. При проведенні часткових оглядів повинні бути визначені несправності, які можуть бути усунені протягом часу, відведеного на огляд. Виявлені несправності, які перешкоджають нормальній експлуатації, усувають у строки, зазначені у будівельних нормах.

Технічна експлуатація будівель може здійснюватися: самотужки, конкретними фахівцями, спеціалізованими фірмами, експлуатуючими організаціями. Експлуатаційні служби, зайняті технічною експлуатацією будівель, являють собою організаційну сукупність взаємозалежних підрозділів.

Штатна чисельність експлуатаційних служб визначається залежно від конкретних умов (обсягів робіт, характеристик будівель, інженерного устаткування, кількості і якості інженерних систем, кваліфікації фахівців) і є непростю проблемою. Структурні схеми організацій, зайнятих технічною експлуатацією будівель, залежать від клімату, традицій, способу життя людей та інших факторів.

При формуванні структури експлуатаційної служби необхідно виходити з умови досягнення її максимальної ефективності, тобто досягнення намічених цілей мінімальними витратами:

- 1) Концентрація матеріально-технічних ресурсів в експлуатаційній службі з більшою або меншою наближеністю служби до місця послуг: створення великих потужних служб, що виконують весь комплекс робіт з технічної експлуатації будівель у великих районах міста; створення

великих спеціалізованих підрядних служб для виконання визначених видів робіт з технічної експлуатації будівель (ліфти, газове устаткування, електроустаткування, телефон, телебачення й ін.) за невеликими службами за місцем надання послуг; за експлуатаційними службами зберігаються функції вбирання території і замовника стосовно спеціалізованих служб; великі експлуатаційні служби в районах міста і невеликі – у мікрорайонах міста; великі експлуатаційні служби виконують ремонти (в них зосереджені основні матеріально-технічні ресурси, машини і механізми), а невеликі – технічне обслуговування.

2) Технічна експлуатація будівель здійснюється самотужки, конкретними фахівцями, спеціалізованими фірмами. Можливі такі методи організації робіт з технічної експлуатації будівель:

1) метод закріплення визначених ділянок робіт за конкретними працівниками.

Достоїнства цього методу: конкретний працівник внаслідок досвіду має повну інформацію про стан елементів на закріпленій за ним ділянці; персональна відповідальність працівника за стан елементів на закріпленій за ним ділянці.

Недоліки цього методу: відсутність конкретного працівника з поважної (відпустка, хвороба) або з неповажної причини вносить серйозні труднощі у проведення робіт на ділянці; плинність кадрів має дуже негативне значення; індивідуальна робота іноді приводить до зниження продуктивності праці; утруднений контроль за якістю й обсягом виконуваних робіт на закріплених ділянках, тому що контролювати доводиться кожного працівника.

2) метод комплексних бригад.

6.2. Вимоги до технічного стану та експлуатації будівельних конструкцій будівель.

У процесі експлуатації будівель технічний стан будівельних конструкцій повинен відповідати вимогам СНБ 1.04.01, справжнього технічного кодексу та інших чинних ТНПА.

Фундаменти

Фундаменти повинні експлуатуватися з дотриманням таких вимог:

- З прилеглою до будівлі територією повинен бути забезпечений відвід поверхневих вод;

- Водовідвідні лотки повинні бути очищені від сміття і мати по дну поздовжній ухил не менше 0,005;

Не допускається у процесі експлуатації:

- Порушення вертикальної і горизонтальної гідроізоляції фундаментів;

- Виробництво земляних робіт (влаштування траншей, котлованів) в безпосередній близькості від фундаментів без спеціального дозволу, що видається у встановленому порядку;

- Посадка дерев і чагарників з відступом від вимог 7.3.5;

- Наявність просідань і руйнувань вимощення.

Зовнішні стіни

У процесі експлуатації будівель необхідно дотримуватися таких вимог:

- Цоколь будинку повинен бути захищений від зволоження ґрунтовими водами і обростання мохом (забезпечується пристроєм гідроізоляції нижче рівня вимощення);

- Парапети і карнизи будинку повинні бути в справному стані і мати надійне кріплення і покриття з ухилом не менше 3% у бік внутрішнього водостоку (при організованому водостоку) і від стіни (при зовнішньому неорганізованому водостоку);

- Всі виступаючі частини фасадів (пояски, виступи, парапети, віконні та балконні відливи) повинні мати металеве покриття з оцинкованої покрівельної сталі з виносом від стіни не менше 50 мм або металеві поверхні; металеве покриття повинне бути міцно закріплене, не мати пошкоджень і корозії, а залізнення поверхня повинна бути пофарбована;

- Відмітки водостічних труб повинні знаходитися на 20-40 см вище рівня тротуару;

- Жолоби, лотки, лійки і ринви повинні бути виконані як єдина система водовідведення атмосферних опадів з дотриманням відповідних вимог;

- Посадка дерев повинна здійснюватися на відстані не менше 5 м від зовнішніх стін будівлі до осі дерев, а кущів - не менше 2,5 м.

При експлуатації великопанельних і великоблочних будинків повинні своєчасно вживати заходів щодо усунення:

- Тріщин у швах і стиках елементів стіни і руйнувань матеріалів заповнення швів і стиків;

- Корозії сталевих закладних деталей, що забезпечують несучу здатність і стійкість конструкцій будівлі;

- Оголення і недостатньою захисту арматури в стінових панелях;

- Руйнування фактурного шару і появи іржавих плям на стінах.

У цегляних, великопанельних і великоблочних будівлях не допускається:

- Деформація конструкцій стін: відхилення конструкцій від вертикальної осі будівлі, осадку конструкцій, руйнування і вивітрювання стінового матеріалу і т. д.;

- Руйнування і пошкодження зовнішньої обробки стін, в тому числі облицювальної плитки;

- Оздоблення фасадів будівель паронепроникним матеріалом.

У будинках з дерев'яними стінами не допускається:

- Поява крену будинку і витріщення стін або простінків;

- Осідання кутів будівель;

- Пошкодження, малий ухил (менше 0,3) і нещільне прилягання до стін зливів [3];

- Зволоження деревини і теплоізоляції конденсаційної і ґрунтовою вологою;

- Загнивання окладних вінців, нижньої обв'язки і нижніх кінців стійок каркаса, зовнішніх кутів, підвіконних і верхніх (під перекриттями) ділянок стін;

- Руйнування гідроізоляційного шару між цоколем і стіною;
- Руйнування матеріалів заповнення пазів брущатих стін і стиків у щитових будинках.

Фасади будинків повинні експлуатуватися з дотриманням таких вимог:

- Періодично повинен здійснюватися контроль за станом елементів балконів, лоджій і їх огорож. У випадку аварійного стану елементів балконів, лоджій і їх огорожень слід закривати і опломбувати виходи на них на період до приведення їх у технічно справний стан з пристроєм огорож тротуарів або прилеглої до будівлі території, розташованих під аварійними балконами і лоджіями;

- У випадках виявлення витріщення поверхні зовнішньої обробки стін, утворення тріщин у швах облицювальної плитки і загрозу їх обвалення повинні встановлюватися (у місцях можливого падіння) огороження, виявлятися місця розташування слабо тримаються плиток і вироблятися їх заміна;

- Розтяжки для тролейбусних і трамвайних ліній на будівлях, технічні засоби зовнішньої реклами повинні встановлюватися тільки за погодженням з експлуатаційною організацією (власником) будівлі і відповідно до затвердженої в установленому порядку проектної документації, з наступною прийманням за актом;

- На фасадах будівель повинні розміщуватися будинкові знаки з Правил, затверджених місцевими виконавчими і розпорядчими органами.

РОЗДІЛ 7

ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВНИЦТВА

7.1. Технологія монтажу будівельних конструкцій.

7.1.1. Монтаж колон.

Перед установкою колон повинна бути перевірена і змазана різьба анкерних болтів. Перевірку здійснювати навертиванієм гайок. Для оберігання різьблення при опусканні колони під час наведення на різьбу надіти захисні ковпачки з покрівельної сталі або газових труб з конусним верхи для полегшення проходження в отвори плити.

Встановлюють колони ни вивірені гайки. Гайки навертати з необхідною точністю установки верхньої поверхні. Підняту колону встановлювати, спираючи на навернені гайки і поєднуючи ризики на колоні з розбивочних осями. Положення колони по вертикалі забезпечується точністю установки гайок і при необхідності може бути виправлено їх підкручуванням. Після установки положення колони фіксувати постановкою шайб і закріпленням плити другими гайками, які затискають опорні плити й забезпечують стійкість колони. Вивірені колони підлити дрібнозернистим бетоном.

Перед монтажем колони розкласти уздовж ряду їх встановлення на дерев'яні прокладки під кутом. До підйому колони оббудувати риштуванням: сходами і площадками, а також монтажними стяжними пристосуваннями.

Монтаж здійснювати без премещенія крана поворотом стріли. Стоянку розташовувати так, щоб виліт стріли дозволяв, повернувши клонів у вертикальне положення без його зміни, поставити її на фундамент. При одночасному підйомі колони і повороті стріли можливо небезпечне відхилення

підйомного поліспада від вертикалі. Всі операції виконувати на мінімальній швидкості.

Стропування виробляти вище центру ваги, щоб після підйому вона зайняла вертикальне положення. Для забезпечення вертикального положення колони при її установці строп повинен бути закріплений по осі центру ваги колони або охоплювати її з двох сторін. Кріпити строп за спеціальні передбачені отвори.

Всі роботи по вивірці виробляти до розстропування колон і їх закріплення. Необхідну перевірку вертикальності виконувати двома теодолітами.

7.1.2. Монтаж ригелів і прогонів.

Монтаж здійснювати окремими елементами. Попередньо на елементи необхідно нанести ризики. Ригелі монтувати але опорні пластини, закріпити на вертикальних пластинах монтажними болтами. Нижній пояс, вертикальні ребра, верхню пластину закріпити монтажної зварюванням. Після виконання всіх необхідних зварних швів монтажні болти видалити. Прогони по завершенні вивірки закріпити монтажної зварюванням.

Стропування здійснювати двогілковий стропом, закріплюючи кінці захоплення за вірну пояс. Також можлива стропує двухветвевис стропом "на удав" із закріпленням замком з дистанційною розстроповку. Трос висмикування штиря замка закріпити на кінцях елементів у місця їх кріплення.

Розкладку ригелів і прогонів виконувати уздовж ряду їх встановлення на дерев'яні прокладки під кутом.

7.1.3. Монтаж сталевого профільованого настилу.

Між собою листи настилу з'єднувати внахлестку комбінованими заклепками. До прогонів і ригелів настил кріпить самонарізуючими болтами.

Листи настилу укладати вздовж лінії фронту робіт. Укладати пакети листів на підкладки, а зверху закрити водозахисним матеріалом. Монтаж настилу здійснювати після завершення монтажу та закріплення всіх нижележащих конструкцій.

Стропування здійснювати із застосуванням траверс і захватів, які заводять під хвилю настилу. Укладання виробляти від одного кінця до іншого, від краю до середини. Для встановлення болтів за місцем просвердлювати отвори, в які ввернути болт до відмови.

7.2. Технологічна карта на улаштування навісного вентилязованого фасаду.

7.2.1. Область застосування.

Технологічна карта розроблена на пристрій вентилязованих фасадів.

Вентильована фасадна система складається з наступних конструктивних елементів:

- Кріпильних кронштейнів, закріплених до стіни облицьовується фасаду і службовців для кріплення вертикальних напрямних.
- Термоізоляційного шару, що виконує роль утеплювача і вітрозахисту стін будівлі.
- Горизонтальних і вертикальних напрямних, які є складовою частиною каркаса.
- Облицювального шару - основний огорожувальної та декоративної конструкції фасаду.

Роботи по влаштуванню вентилязованого фасаду виконуються при температурі від мінус 15 до плюс 25 ° С. При виконанні робіт у несприятливих погодних умовах робочі місця слід захищати навісами або тентами.

У складі технологічної карти розглянуті наступні питання:

- Підготовчі роботи.
- Монтаж кронштейнів.
- Утеплення фасадів.
- Пристрій несучого каркаса.
- Пристрій зовнішнього облицювання.

Режим праці прийнятий з умови оптимального темпу виконання трудових процесів, при раціональній організації робочого місця, чіткого розподілу обов'язків між робочими бригади з урахуванням розподілу праці, застосування механізованого інструменту та інвентарю.

Всі роботи по влаштуванню фасадної системи виробляються у відповід-наслідком з вимогами проектної документації, ППР, і даної ТК.

7.2.2. Монтаж системи вентилязованих фасадів.

1) Розмітка поверхні і монтаж кронштейнів

Монтаж системи починають з розмітки фасаду. Її слід виконувати окремим потоком на всьому фронті робіт.

Геодезичну зйомку і розмітку фасаду необхідно проводити за допомогою геодезичних приладів, високоточних рівнів з великою базою, відвісів. Розмічання місць установки кронштейнів підсистеми должка бути виконана в суворій відповідності з проектною документацією. Погрішності, допущені при виконанні розмітки, неминуче призведуть до відхилень параметрів системи. Правильність розмітки повинна контролюватися постійно.

Перед виконанням розмітки слід перевірити габаритні розміри фасадів і порівняти з даними, зазначеними у кресленнях, також повинні бути перевірені наведені в кресленнях розмірні ланцюжки та їх прив'язка до характерним елементам стіни фасаду. Розмітка виноситься на поверхню стіни за допомогою оптичних приладів і закріплюється незмивною фарбою.

Розміщення кронштейнів на фасаді стіни виробляють, як правило, з кроком в межах: по вертикалі від 600 до 1200 мм, по горизонталі від 350 до 800 мм, відступаючи від краю стіни не менше 100 мм до осі кронштейна.

Після розмітки фасаду в місцях кріплення кронштейнів свердлять відверсти під анкерні кріплення і монтують до стіни кронштейни. Для зниження тепловтрат і усунення містка «холоду», в місцях примикання кронштейнів до стіни під них встановлюють паронітові прокладки. Свердління слід виконувати за допомогою електродрилі по нанесеним мітках.

Застосування кріпильних елементів, відмінних від зазначених а проектної документації, не допускається.

Діаметр отворів повинен відповідати типу застосовуваного дюбеля (анкера), глибина отворів повинна перевищувати не менш ніж на 15 мм довжину закладення дюбеля в стіну. У випадках, коли підставою служить кладка, не можна встановлювати дюбелі у шви кладки, при цьому відстань від центру дюбеля до ложкового шва повинна бути не менше 35 мм, а від тичкового - 60 мм.

Конструкція кронштейнів допускає вирівнювання площини Обрешітка до 30 мм для створення рівної поверхні під облицювання.

Кронштейни кріплять до стіни анкерами, підібраними відповідно до матеріалу стіни, з використанням шайби. Кріплення здійснюється одним або двома анкерами (за розрахунком).

2) Монтаж плит утеплювача.

Стіну, на якій відбувається монтаж плит утеплювача, необхідно вкрити від попадання вологи.

Монтаж плит утеплювача ведеться знизу вгору. Плити утеплювача повинні встановлюватися щільно один до одного, щоб не біло пустот у швах. Якщо уникнути пустот не вдається, то вони повинні бути закладені тим же матеріалом.

Для кріплення плит утеплювача до основи застосовують пластмасов-ші дюбель-анкера тарілчастого типу з розпірними стрижнями. Довжина дюбелів

залежить від товщини утеплювача, витрата не менше 7 шт. на 1 м². Для установки дюбель-анкерів плита повинна бути попередньо прорізана і в стіні просвердлити отвір.

Діаметр просвердлений отвори повинен відповідати зовнішньому діаметру втулки дюбель-анкерного пристрою.

У разі застосування ветровлагозахисної плівки, встановлені плити утеплювача спочатку кріплять 2 дюбелями (кожна плита) і тільки після укриття плівкою встановлюють інші, передбачені проектом. Полотнища плівки встановлюються з перехлестом 100 мм.

Кріплення плити утеплювача, закріплені дюбель-анкерними уст-ройствами необхідно здати Замовнику із складанням акта на приховані роботи.

3) Встановлення профілів.

Монтаж каркаса може вестися двома способами:

Профіль орієнтований горизонтально, повинен кріпитися до кронштейнів двома самонарізними гвинтами Смеш 2-4,8 x28 або заклепками. Конструкція кронштейнів допускає вирівнювання (рихтування) горизонтальної обрешітки до 30 мм для створення рівної поверхні під касети. Якщо цього недостатньо, необхідно встановити кронштейни іншої довжини.

На сформовану горизонтальній решетуванням площину необхідно змонтувати за допомогою самонарізних гвинтів СМЕШ2-4.8x28 основну вертикальну обрешітку з П-образного профілю. Основні профілі вертикальної обрешітки монтуються по вертикальних стиках фасадних плит, відстань між профілями повинна чітко витримуватися. При ширині плити більше 700 мм між основними профілями необхідно додатково встановити проміжні профілі.

Компенсаційний зазор між профілями повинен бути 6-15 мм. Кронштейни встановлюють по обидві сторони від компенсаційного зазору на відстані:

- Не більше 450 мм для вертикальних профілів;
- Не більше 300 мм для горизонтальних профілів.

4) Установлювання фасонних елементів.

На вертикальну обрешітку кріпляться фасонні елементи. Видима частина основних профілів вертикальної обрешітки має кольорове полімерне покриття або закривається декоративною кольоровою смугою.

По нижньому ряд панелей встановлюється планка горизонтального шва, яка кріпиться до вертикальної напрямної гвинтами самонаре-зающiми, або заклепками.

У віконних і дверних отворах встановлюють сталеві оцинковані фасонні вироби з полімерним покриттям, що утворюють короби, які кріплять самонарізуючими гвинтами або заклепками з кроком 300-500 мм до віконного або дверного блоку, з одного боку і до обрамлення отвору з Z-образних профілів з іншого боку .

Для обрамлення віконних і дверних прорізів також служать планки завершальні складні, планки укісні з розмірами поМпроекту або планки кутів зовнішніх (30x30, 50x50, 75x75 мм).

На низ віконної рами встановлюється планка віконного зливу з розмірами по проекту.

РОЗДІЛ 8

ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

8.1. Організація виконання робіт.

Організація робіт по зведенню несучих конструкцій і перекриттів п'ятиповерхової частини розглянемо на прикладі одного поверху:

- 1) монтаж колон;
- 2) монтаж ригелів;
- 3) монтаж прогонів;
- 4) укладання профнастилу;
- 5) укладання арматурних сіток;
- 6) подача і укладання бетону.

Одноповерхова частина зводиться в наступній послідовності:

- 1) монтаж колон;
- 2) монтаж ригелів;
- 3) монтаж прогонів;
- 4) монтаж профнастилу.

8.2. Вибір типу крана і їх прив'язка до об'єкту.

В залежності від габаритних розмірів будівлі, що зводиться і умов будмайданчика (відстані до існуючих споруд) приймаємо варіант установки одного баштового крана для монтажу п'ятиповерхової частини, встановлюваного з бічної сторони возводимой частини. Для зведення одноповерхових частин приймаємо стріляв самохід-ні гусеничні крани.

Вибір і прив'язка крана виконується з урахуванням монтажу конструкцій або підйому вантажів в тарі найбільшої маси Q , на найбільшому видаленні (найбільшому робочому вильоті підвіски крюка крана - $R_{кр}$) від осі кранового рейкового шляху і при найбільшій висоті підйому вантажу - $H_{кр}$.

Розрахунок основних робочих параметрів крана: вантажопідйомності, вильоту і висоти підйому гака проводиться аналітично по масам найбільших вантажів, найбільшим відстаням і висот їх підйому від осі кранового шляху і відмітки головок рейок з урахуванням вантажозахватних пристроїв, розмірів зон безпеки і розмірів вантажів (тари).

8.2.1. Розрахунок баштового крана.

1) Визначаємо найменшу висоту підйому гака, $H_{кр} = h_0 + h_3 + h_3 + h_{стр}$, де

h_0 - відстань від рівня стоянки крана до найвищої монтажної відмітки,

$$h_0 = 22.1 м$$

h_3 - висота запасу проносу конструкції над опорою, $h_3 = 0.5 м$

h_3 - висота останнього монтажного елемента, $h_3 = 0.6 м$

$h_{стр}$ - висота стропування елемента, $h_{стр} = 4.2 м$

$$H_{кр} = 22.1 + 0.5 + 0.6 + 4.2 = 27.4 м$$

2) Визначення необхідної вантажопідйомності

Найбільш важким елементом є ригель - $q_{эл} = 1.73 т$

тоді необхідна вантажопідйомність крана, $Q = q_{эл} + q_{стр}$ де

$q_{стр}$ - маса строповочних пристроїв, $q_{стр} = 0.94 т$

$$Q = 1.73 + 0.94 = 2.67 т$$

3) Визначення необхідного вильоту гака

Необхідний виліт гака визначаємо за формулою

$L_{кр} = a/2 + b + ш$, де

a - відстань між крановими рейковими шляхами, $a = 4.5 м$

b - мінімально допустима відстань від краю возводимої частини до осі рейки, $b = 1.5 м$

$ш$ - ширина возводимої частини, $ш = 19 м$

$$L_{кр} = 4.5/2 + 1.5 + 19 = 23.25 м$$

Конкретний тип і марка кранів вибирається з урахуванням отриманих аналітичних результатів по діаграмі технічних параметрів крана: вантажопідйомності, вильоту, висоти підймання гака при обов'язковій зворіці допустимості отриманих величин вантажних моментів для всіх врахованих вантажів з його вантажній характеристикою з метою забезпечення вантажної стійкості. Результати заносимо до табл. 8.1.

Таблиця 8.1

Найбільші вантажі, відстані та висоти

Найменування вантажів	Маса вантажу, т	Потребуема висота підйому	Найбільший виліт гака, м	Вантажний момент, т·м
Колонна	0,979	21,7	21,75	21,29
Ригель	1,64	27,35	14,25	23,37
Прогін	0,21	24,85	21,75	4,57
Профнастил	0,54	26,85	19	10,26

Приймаємо для зведення п'ятиповерхової частини баштовий кран КБ-308А.

8.2.2. Розрахунок стрілових кранів.

1) Визначаємо найменшу висоту підйому гака

$$H_{кр} = h_0 + h_z + h_s + h_{стр}, \text{ де}$$

h_0 - відстань від рівня стоянки крана до найвищої монтажної відмітки,

$$h_0 = 4.2\text{м}$$

h_z - висота запасу проносу конструкції над опорою, $h_z = 0.5\text{м}$

h_s - висота останнього монтажного елемента, $h_s = 0.5\text{м}$

$h_{стр}$ - висота стропування елемента, $h_{стр} = 4.2\text{м}$

$$H_{кр} = 4.2 + 0.5 + 0.5 + 4.2 = 9.4\text{м}$$

2) Визначення необхідної вантажопідйомності

Найбільш важким елементом є ригель - $q_{зл} = 0.9\text{т}$

Тоді необхідна вантажопідйомність крана $Q = q_{эл} + q_{стр}$, де

$q_{стр}$ - маса строповочних пристроїв, $q_{стр} = 0.94t$

$$Q = 0.9 + 0.94 = 1.84t$$

3) Визначення необхідного вильоту гака

Необхідний виліт гака визначаємо графічним шляхом $L_{кр} = 6m$

Конкретний тип і марка кранів вибирається з урахуванням отриманих аналітичних результатів по діаграмі технічних параметрів крана: вантажопідйомності, вильоту, висоти підймання гака при обов'язковій зворітті допустимості отриманих величин вантажних моментів для всіх врахованих вантажів з його вантажній характеристикою з метою забезпечення вантажної стійкості. Результати заносимо до табл. 8.2.

Таблиця 8.2

Найбільші вантажі, відстані та висоти

Найменування вантажів	Маса вантажу, т	Требуемая висота підйому, м	Найбільший виліт гака, м	Вантажний момент, тм
Колонна	0,69	6,9	6,7	4,62
Ригель	0,96	10,7	6	5,76
Прогін	0,21	8,2	9	1,89
Профнастил	0,54	10,2	9	4,86

Приймаємо для зведення одноповерхових частина два стрілових самохідних гусеничних крана РДК-25.2.

8.3. Проектування календарного графіка.

Календарний план будівництва на основі загальної організаційно-технічної схеми встановлює черговість і терміни будівництва основних і допоміжних будівель і споруд.

За даними календарного плану будівництва будують графіки потреби в робочих кадрах, матеріальних ресурсах, основних машинах і механізмах. Обсяги БМР і потреба в деталях, напівфабрикатах і основних матеріалах

визначають за даними типових проектів, проектів аналогів або за діючими довідниками розрахунковим нормативам.

Вихідними даними для складання календарного плану є: кошторисна та інші частини проекту (РП), в тому числі окремі розділи ПОС, розроблені до складання календарного плану, відомості обсягів робіт, розрахунки необхідних ресурсів, організаційно-технологічні схеми зведення основних будівель і споруд та опис методів складних СМР, нормативні або директивні (установлені) терміни будівництва комплексу та його частин.

Основою побудови календарних планів є принцип потокового будівництва. Для прискорення виробництва робіт доцільним є суміщення робіт. Правильне поєднання робіт по часу дозволяє домогтися умов, при яких знижується не тільки тривалість будівництва, але і досягається більш раціональне використання ресурсів, як матеріальних, так і трудових. Організація потокового виробництва в будівництві передбачає:

а) розчленування процесу виробництва на окремі роботи, переважно рівні або кратні по трудомісткості;

б) встановлення доцільної послідовності виконання робіт і з'єднання взаємопов'язаних робіт у загальній сукупний процес, і їх синхронізація, чим досягається безперервність будівельного виробництва;

в) закріплення окремих видів робіт за певними бригадами робітників, встановлення послідовності включення в потік окремих об'єктів і рух бригад в процесі виконання робіт.

8.4. Будівельний генеральний план.

8.4.1. Основні принципи проектування.

Будгенпланом називається генеральний план майданчика, на якому показана розстановка основних монтажних і вантажопідйомних механізмів,

тимчасових будівель, споруд і установок, що зводяться і використаних в період будівництва.

Будгенплан є частиною комплексної документації на будів-будівництві і його рішення повинні бути ув'язані з іншими розділами проекту, в тому числі з прийнятої технологією робіт і термінами будівництва, встановленими графіками. Рішення будгенплану повинні відповідати вимогам будівельних нормативів. Рішення будгенплану повинні забезпечувати раціональне проходження вантажопотоків по майданчику шляхом скорочення числа перевантажень та зменшення відстані перевезень. Ці вимоги, перш за все, відносяться до особливо тяжких вантажам. Правильне розміщення монтажних механізмів, складів – основне рішення цієї задачі. Будгенплан повинен забезпечувати найбільш повне задоволення побутових потреб працівників будівництва, прийняті рішення повинні відповідати вимогам техніки безпеки, пожежної безпеки і умов охорони навколишнього середовища.

Витрати на тимчасове будівництво повинні бути мінімальними. Їх скорочення досягається використанням постійних об'єктів, зменшенням обсягу тимчасових будівель. Об'єктний будгенплану проектують окремо на всі види споруджуваних будинків і споруд, що входять до складу загальнобудівельного будгенплану. Для складних об'єктів стройгенплан може складатися на різні етапи і види робіт.

Вихідними даними для розробки об'єктного будгенплану служать загальмайданчиковий будгенплан, виконаний на попередній стадії проектування, календарний план і технологічні карти, ППР даного об'єкта, уточнені розрахунки потреби в ресурсах, а також робочі креслення будівлі.

При проектуванні об'єктного будгенплану недостатньо визначити габарити складських приміщень в зоні дії вантажопідйомного механізму, слід виконати розкладку і збірку конструкцій за типами і марками, точно показати місце під ті чи інші матеріали, тару, оснастку і інвентар. Після розміщення складів переходять до прив'язки тимчасових будівель. Наступним етапом

проектування є прив'язка тимчасових комунікацій, включаючи місце підключення до постійним комунікацій.

8.4.2. Розрахунок і проектування тимчасових інвентарних будівель.

Визначення площ тимчасових будівель і споруд провадиться за максимальної чисельності працюючих (за календарним планом) одночасно на будівельному майданчику та нормативної площі на одну людину, що користується даними приміщеннями.

Чисельність працюючих визначається за формулою $N_{\text{общ}} = N_{\text{раб}} + N_{\text{ИТР}} + N_{\text{МОП}}$,

де $N_{\text{раб}}$ - чисельність робітників, яка приймається за графіком руху робітників календарного плану, $N_{\text{раб}} = 105$

$N_{\text{ИТР}}$ - чисельність інженерно-технічних робітників $N_{\text{ИТР}} = 0.13 \cdot N_{\text{раб}} = 0.13 \cdot 105 = 14$

$N_{\text{МОП}}$ - чисельність молодшого обслуговуючого персоналу

$N_{\text{МОП}} = 0.02 \cdot N_{\text{раб}} = 0.02 \cdot 105 = 2$

$N_{\Sigma} = 105 + 14 + 2 = 121$

Таблиця 8.3

Потреба в інвентарних будівлях

№ п/п	Найменування	Числ-ть персонал у	Норма на одного		розр. площа	Прийняті розміри
			розрм.	велич		
1	Гардеробна	105	м ² /люд	0,9	94.5	6х3 – 5шт
2	Приміщення від-нку і прийому їжі	121		1	121	9х3 – 5шт
3	Вбиральна	121		0,05	6	2х3 – 1шт
4	Душова	105		0,43	45	4.5х3 – 1шт
5	Туалет	121		0,07	9	1,5х1,5 – 4шт
6	Сушильня	121		0,2	24	4х3 – 2шт
7	Прорабська	14		4,8	67	6х3 – 4шт
8	Диспетчерська	2		7	14	6х3 – 1шт

8.4.3. Розміщення тимчасових будівель і споруд.

При розміщенні будівель і споруд керуються такими правилами:

- Побутові споруди розміщують поблизу входів на будівельний майданчик;
- Розміщення побутових приміщень виключає порушення техніки безпеки, не проводиться в небезпечній зоні крана;
- Будівлі розташовуються з дотриманням пожежних розривів.

8.4.4. Розрахунок складських приміщень і майданчиків.

Розрахунок площ складів проводиться в такій послідовності:

- 1) За календарним планом визначається максимальна добова потреба з урахуванням нерівномірності надходження і споживання матеріалів і конструкцій;
- 2) Визначається запас збережених матеріалів;
- 3) Вибирається тип зберігання;
- 4) Розраховується потрібна площа (з урахуванням норм розміщення);
- 5) Вибирається місце для складу на будівельному майданчику;
- 6) Проводиться прив'язка складів;
- 7) Здійснюється поелементне розміщення конструкцій і виробів на відкритих складах.

Склади для зберігання матеріально-технічних ресурсів споруджуються з дотриманням нормативів складських приміщень і норм виробничих запасів.

Розрахунок загальної площі складу для кожного окремого виду конструкцій або матеріалів виробляють за формулою $S_{mp} = \frac{P}{Tq} nk_1k_2$, де

P - кількість потрібних матеріалів та виробів

T - тривалість витрачання даного матеріалу, дн

n - норма запасу матеріалу, конструкцій чи виробу, дн

k_1 - коефіцієнт нерівномірності надходження матеріалу на склад, $k_1 = 1.1$

k_2 - коефіцієнт нерівномірності споживання матеріалів, $k_2 = 1.3$

q - кількість матеріалу, що укладається на 1 м^2 площі

Результати розрахунку приоб'єктних складів зведені в табл. 8.4.

Таблиця 8.4

Результати розрахунку приоб'єктних складів

№	Найменування	Тип складу	Площа складу, м^2	Разміри складу, м	Спосіб зберігання
1	Склад колон	відкритий	21,6	3x7,2 – 1шт	штабелі
2	Склад ригелів	відкритий	123	4,1x15 – 2шт	штабелі
3	Склад прогонів	відкритий	216	6x6 – 3шт	штабелі
4	Склад профнастилу	відкритий	12	1x6 – 2шт	пакет

Майданчики для складування будівельних конструкцій розташовуються в зоні дії кранів з урахуванням технологічної послідовності монтажу. Розміри майданчиків приймаються відповідно габаритам конструкцій з урахуванням проходів.

8.5. Розрахунок потреби будівництва в воді.

Мережі тимчасового водопроводу призначені для задоволення виробничих, господарсько-побутових і протипожежних потреб будівництва.

Розміщувати водопровід на об'єкті треба по кільцевій схемі, яка є найбільш надійною. Проектування складається з наступних етапів:

- Розрахунок потреби у воді
- Вибір джерел водопостачання
- Розміщення мережі на майданчику

- Розрахунок діаметра трубопроводу

Період максимального водоспоживання визначається за календарним планом виробництва робіт. Загальна витрата води визначається за формулою

$$Q_{\text{заг}} = Q_{\text{вр}} + Q_{\text{ггг}} + Q_{\text{пож}}, \text{ де}$$

$Q_{\text{вр}}$ - витрата води на виробничі потреби

$Q_{\text{ггг}}$ - витрата води на господарсько-побутові потреби

$Q_{\text{пож}}$ - витрата води на протипожежні потреби

Витрата води на виробничі потреби визначається за формулою

$$Q_{\text{вр}} = 1.2 \sum \frac{V_{\text{см}} q_{\text{ср}} k_1}{8 \cdot 3600}, \text{ де}$$

$V_{\text{см}}$ - змінний обсяг роботи в натуральному вимірі

1.2 - коефіцієнт на невраховані витрати

$q_{\text{ср}}$ - середній виробничий витрата води в зміну

k_1 - коефіцієнт нерівномірності споживання води в зміну, $k_1 = 1.6$

8 - кількість годин у зміну

Таблиця 8.5

Витрата води на виробничі потреби

Найменування споживачів	Од. вим.	Кіл-ть в зміну	Питома витр.	Коеф-т нерівн.	Витрата води, л/с
Автомашина	шт	10	300	1,6	0,20
Штукатурні роботи	м ²	57,9	8	1,6	0,03
Малярні роботи	м ²	236,6	1	1,6	0,02

Витрата води на господарсько-побутові потреби визначається за

формулою: $Q_{\text{хоз}} = \left(\frac{N_{\text{max}}}{3600} \right) \left[\frac{q_1 k_2}{8} + q_2 k_3 \right], \text{ де}$

N_{max} - найбільша кількість працюючих в зміну, $N_{\text{max}} = 105$

q_1 - норма споживання води на 1 чол. в зміну, $q_1 = 15 \text{ л}$

q_2 - норма споживання води на прийом одного душа, $q_2 = 30\text{л}$

$$k_3 = 0.4$$

k_2 - коефіцієнт нерівномірності споживання води, $k_2 = 1.25$

$$Q_{\text{хоз}} = 105 / 3600 \cdot (15 \cdot 1.25 / 8 + 30 \cdot 0.4) = 0.42\text{л/с}$$

Витрата води на протипожежні потреби приймають виходячи з тригодинної тривалості гасіння однієї пожежі. Мінімальна витрата води визначають з розрахунку одночасної дії двох струменів з пожежних гідрантів по 5л / с на кожен струмінь. $Q_{\text{пож}} = 10\text{л/с}$

Загальна витрата води:

$$Q_{\text{заг}} = 0.26 + 0.42 + 0.1 = 0.78\text{л/с}$$

Площа будівельного майданчика 2.7 га, витрата води приймаємо 10л / с.

Діаметр труб тимчасового водопроводу визначаємо за формулою:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{\text{общ}} \cdot 1000}{\pi \cdot V}}, \text{ де}$$

V - швидкість руху води по трубах, $V = 1.5\text{м/с}$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 10 \cdot 1000}{3.142 \cdot 1.5}} = 92\text{мм}$$

Діаметр трубопроводу для тимчасового водопостачання з умов пожежогасіння приймається не менш 100мм.

8.6. Освітлення будівельного майданчика.

На будівельних майданчиках проектується робоче, аварійне та охоронне освітлення.

Для постачання електроенергією освітлювальних мереж застосовується кільцева схема, для постачання силових механізмів - тупикова.

$$n = \frac{pES}{P_{\text{л}}}, \text{ Де}$$

p - питома потужність

E - освітленість

S - площа, що підлягає освітленню

P_l - потужність лампи прожектора

Охоронне освітлення

$$n = 0.4 \cdot 0.5 \cdot 27000 / 500 = 11$$

Аварійне освітлення

$$n = 0.4 \cdot 0.2 \cdot 27000 / 500 = 5$$

8.7. Забезпечення будівництва електроенергією.

Розрахунок проводимо в наступній послідовності:

- Визначаємо споживачі енергії і їх потужність;
- Вибираємо джерело електропостачання електроенергією.

Розрахунок по встановленій потужності електроприймачів і коефіцієнтам

попиту з диференціацією за видами споживачів виробляємо за формулою

$$P_p = a \cdot \left[\sum \left(\frac{k_{1c} P_c}{\cos \varphi} \right) + \sum \left(\frac{k_{2c} P_T}{\cos \varphi} \right) + \sum k_{3c} P_{OB} + \sum P_{OH} \right], \text{ де}$$

a - коефіцієнт, що враховує втрати в мережі, $a = 1.05$

k_{1c}, k_{2c}, k_{3c} - коефіцієнти попиту, що залежать від числа споживачів

P_c - потужність силових споживачів

P_T - потужність для технологічних потреб

P_{OB} - потужність пристроїв внутрішнього освітлення

P_{OH} - те ж, зовнішнього освітлення

Таблиця 8.6

Витрата електроенергії на виробничі потреби

Найменування	од. вим.	Кіл-ть	пит. потуж.	Коеф. попиту	Коеф. потуж.	встан. потуж.
Кран стрілової РДК-25.2	шт	2	50	0,7	0,5	35

Продовження табл.8.6

Зварювальний трансформатор	шт	2	300	0,35	0,6	126
Всього						161
Внутрішнє освітлення:						
Адм. и побут. приміщення	м ²	339	0,015	0,8	1	4,07
Душеві та туалети	м ²	42	0,003	0,8	1	0,10
Всього						4,17
Зовнішнє освітлення:						
Територія будівництва	100м ²	270	0,015	1	1	4,05
Всього						4,05
Разом						169,22

Приймаємо трансформаторну підстанцію СКТП-180/10/6/0, 4 потужністю 180кВт.

8.8. Організація монтажу вентилязованих фасадів.

8.8.1. Вимоги до якості попередніх робіт.

До початку монтажних робіт повинні бути виконані наступні роботи:

- Закінчені загальнобудівельні роботи на фасадах, що підлягають утепленню

- На підставі виконавчого зйомки виконати обмірювальні креслення ділянок фасаду будівлі, на яких вказати:

а) відхилення ліній площин несучих конструкцій, стін, перекриттів, парапетів

б) особливості рельєфу облицьовуються конструкцій і примикаючих елементів фасадів, виступи, перепади, віконні та дверні прорізи, архітектурні особливості, вентиляційні решітки, вітражі, уступи, місця примикання до системних конструкціям

в) відхилення в криволінійності радіальних конструкцій монтованих фасадів і складних конструкцій будівлі

- Виконана розмітка фасаду
- З фасадів мають бути демонтовані освітлювальні прилади, видалені підвіконні сливи, ліхтарі або прожектори освітлення

Для виконання робіт з монтажу системи необхідно підготувати засоби підмоцнення (риштування).

При установці лісів стійки повинні спиратися на сталеві черевики і кріпитися до фасаду анкерами через один вузол по вертикалі і горизонталь. Зазор між робочим настилом і облицюванням не повинен перевищувати 150 мм.

Перед початком робіт з монтажу вентилязованих фасадів з облицюванням фасадними касетами слід підготувати матеріали, інструменти та обладнання у відповідності зі специфікаціями. Перевірка якості матеріалів є обов'язком підрядника. Контроль якості і приймання виконаних робіт слід виконувати відповідно до чинних нормативно-технічними документами.

До початку робіт з монтажу вентилязованих фасадів мають бути підготовлені тенти для захисту утеплювача і конструкцій будівлі від атмосферних опадів, навіси безпеки, обгороджені небезпечні зони, встановлені, випробувані і прийняті засоби підмоцнення.

Для виконання робіт з монтажу системи на одній захватки прийнята бригада у складі:

- Монтажник будівельних конструкцій 5 розряду - 1 чол.
- Монтажник будівельних конструкцій 4 розряду - 1 чол.
- Монтажник будівельних конструкцій 3 розряду - 1 чол.

Необхідно провести навчання робітників способам виробництва робіт, ознайомити їх з організацією майданчики, даної технологічної карти, провести інструктаж з техніки безпеки і проінструктувати по безпечним методам виробництва робіт.

Для виконання робіт з монтажу системи будівлю розбивають на захватки і визначають порядок і послідовність переміщення монтажників з однієї захватки на іншу.

8.8.2. Транспортування і складування виробів і матеріалів.

Профілі повинні поставлятися на об'єкт у відповідності зі специфікацією. Транспортування проводиться в пакетах. При транспортуванні повинні бути вжиті заходи для запобігання металопрофілю від механічних пошкоджень.

Зберігання профілю повинно здійснюватися в упакованому вигляді на дерев'яних підкладках в сухих закритих складських приміщеннях з твердим покриттям підлоги. Не допускається складування профілів на відкритих майданчиках.

Кріпильні елементи транспортують партіями в контейнерах. Кожна упаковка повинна містити вироби одного типорозміру. Приймання кріпильних елементів здійснюється партіями. При прийманні перевіряється цілісність упаковки, маркування, сертифікат якості.

Зберігати кріпильні вироби необхідно в упаковці заводу-виробника в закритих приміщеннях.

Плити утеплювача транспортуються всіма видами транспорту відповідно до ГОСТ і правилами перевезення вантажів. Їх необхідно зберігати в умовах, що виключають проникнення вологи.

Приймання панелей необхідно виробляти партіями. Партією вважають панелі, виготовлені за одним замовленням. Для контролю показників якості необхідно відібрати по одній панелі з кожного ящика однієї партії. Кожна партія продукції, що відвантажується повинна супроводжуватися документом, що містить:

- Найменування або товарний знак підприємства-виробника
- Найменування споживача
- Номер замовлення
- Дані про кількість та номери ящиків із зазначенням маси кожного ящика

- Дані щодо загальної маси панелей в замовленні
- Штамп технічного контролю підприємства-виробника

Панелі перевозять транспортом усіх видів відповідно до правил перевезення та умов навантаження і кріплення вантажів, що діють на транспорті даного виду.

Панелі при транспортуванні повинні бути закріплені і надійно оберігатися від переміщення.

При транспортуванні та зберіганні панелі повинні бути розміщені не більше ніж у 2 яруси.

Матеріали та вироби, що підлягають обов'язковій сертифікації, повинні мати сертифікат відповідності. Матеріали та вироби, що підлягають гігієнічній реєстрації, повинні мати посвідчення про гігієнічній реєстрації.

8.8.3. Вимоги до якості і приймання робіт.

Контроль якості, підписання актів на приховані роботи та акта про остаточну приймання облицьованих конструкцій, повинні здійснюватися такими посадовими особами, несучими юридичну відповідальність за якість робіт.

- Інженерно-технічний персонал виконавця (майстер, виконроб), які повинні стежити за правильним виконанням всіх робіт, не допускати порушення технології і своєчасно виправляти допущені помилки, організувати колективне огляд і приймання прихованих робіт зі складанням актів;

- Проектувальники - автори проекту, які повинні стежити за правильним виконанням проектних рішень по складу і якості виконання. З цією метою на будівельному майданчику повинен бути організований авторський нагляд з веденням журналу;

- Представник технічного нагляду повинен регулярно стежити за правильністю виконання проектних рішень, дотриманням технології виробництва робіт, брати участь у контролі за якістю та приймання прихованих

робіт Представник технічного нагляду замовника має право заборонити виробництво робіт у разі виявлення обставин, які викликають погіршення якості

Якість вихідних матеріалів і комплектуючих виробів повинно гарантуватися постачальником. Параметри поставляються деталей повинні бути вказані в паспортах і повинні відповідати вимогам проекту Виробники робіт повинні дотримуватися правил зберігання, транспортування та використання матеріалів.

При прийманні облицювання та утеплення стек повинен здійснюватися по-етапний приймальний контроль якості, службою контролю якості, виконання кожного з конструктивних елементів, із записом а журнал робіт та складанням актів на приховані роботи. Обов'язковому проміжного огляду і приймання із складанням акта на приховані роботи підлягають такі роботи, конструкції та конструктивні елементи:

- Підготовлені поверхні стін підлягають облицюванню
- Несучий каркас
- Утеплюючий шар і кріпильні елементи
- Облицювання фасадними касетами (заключний акт)

Остаточна приймання вентиляованого фасаду з облицюванням фасадними касетами проводиться всіма відповідальними за якість особами у присутності представника замовника і оформляється підписанням акту про приймання. До акта про остаточну приймання повинні прикладатися сле-дмуть документи:

- Проектна документація:
- Документи, що засвідчують якість матеріалів
- Акти на приховані роботи
- Журнал провадження робіт, із зазначенням температурних і атмосферних умов, при яких виконувалися роботи.

8.9. Основні заходи по техніці безпеки.

При виконанні робіт з облицювання та утеплення стін фасадів будівель слід дотримуватись вимог СНиП, ППБ та інших нормативних документів.

Роботи повинні виконуватись спеціально навченими робітниками під керівництвом і контролем інженерно - технічних працівників. До виробництва робіт допускаються робітники, які пройшли медичний огляд, комплекс інструктажів з правилами техніки безпеки і пожежної безпеки.

Про проведення інструктажів повинні бути зроблені відмітки в спеціальних журналах з підписами проінструктованих. Журнали повинні зберігатися на об'єкті або в будівельній (ремонтної) організації.

Всі працівники повинні бути навчені правилам гасіння пожежі і способам роботи з первинними засобами пожежогасіння

Робітники повинні мати спецодяг, респіратори, каски, запобіжні пояси, нешкідливі м'які засоби, захисні пасти і т.д.. мати кваліфікацію відповідну виконуваних робіт. Всі роботи слід проводити з інвентарних засобів підмоцвання.

Забороняється перебувати на будівельному майданчику або в місцях складування елементів без будівельних касок

Роботи з монтажу, складуванню, навантаженню і розвантаженню довгомірних металевих конструкцій (облицювальні панелі) слід виконувати в рукавицях.

Всі роботи з мінераловатними утеплювачами слід виконувати в захисних окулярах.

До роботи з механізованими ручними інструментами та механізмами допускаються робітники, які пройшли спеціальну підготовку. Неприпустимо застосування несправних механізмів і несправного ручного механізованого інструменту.

РОЗДІЛ 9

ОХОРОНА ПРАЦІ

9.1. небезпечні та шкідливі виробничі чинники при будівництві.

Під час будівництва на будівельників впливають різні шкідливі фактори виробничого середовища. Тому умови праці на будівництві значною мірою визначаються наявністю виробничих шкідливостей (шкідливих факторів виробничого середовища). Під виробничими шкідливостями розуміють умови виробничого середовища, трудового та будівельного процесів, які за нераціональної організації праці впливають на стан здоров'я працівників та їх працездатність.

Згідно ДСТУ] шкідливі виробничі фактори, за характером впливу поділяються на:

- Фізичні:
 - рухомі машини та механізми; рухомі частини виробничого обладнання;
 - підвищена запиленість та загазованість повітря в робочій зоні та наявність шкідливих речовин в повітрі;
 - підвищений рівень шуму на робочому місці;
 - переносні вироби, заготовки, матеріали;
 - підвищений рівень вібрації;
 - підвищене значення напруги в електричному ланцюзі, замикання якого може пройти через тіло людини;
 - підвищена температура повітря робочої зони;
 - недостатня освітлюваність робочих місць;
 - розташування робочого місця на значній висоті відносно поверхні землі.
- Біологічні (мікроорганізми, бактерії, інфекції).
- Хімічні (токсичні речовини, пил, пара, газ).
- Психофізіологічні (фізичні та нервово-психічні перевантаження, монотонність праці, емоційне перевантаження).

Залежно від характеру походження виробничі шкідливості поділяються на три групи:

– шкідливості, пов'язані з трудовим процесом. Вони зумовлені нерациональною організацією праці (надмірним напруженням нервової системи, напругою органів зору, слуху, великою інтенсивністю праці тощо);

– шкідливості, пов'язані з виробничим процесом. Вони створюються за рахунок технічних недоліків виробничого устаткування (промислового пилу, шуму, вібрації, шкідливих хімічних речовин, випромінювання). Майже всі вони нормуються шляхом установлення стандартів, санітарних норм і кількісно оцінюються

– шкідливості, пов'язані із зовнішніми обставинами праці і виробництва. Вони зумовлені недоліками загальносанітарних умов на робочому місці (нерациональним опаленням виробничих приміщень та ін.).

Небезпечні та шкідливі виробничі фактори за впливом на людину діляться на три групи:

- активні;
- пасивно-активні;
- пасивні.

До активних належать фактори, які можуть вплинути на людину завдяки своїй енергії. Вони діляться на такі підгрупи:

1) Механічні фактори, які характеризуються кінетичної і потенційної енергією і механічним впливом на людину (кінетична енергія C рухомих елементів, які обертаються, вібрація, статичне напруження, дим, туман, пилюка в повітрі).

2) Термічні фактори, що характеризуються тепловою енергією та аномальною температурою (температура нагрітих і охолоджених предметів і поверхонь, температура відкритого вогню і пожежі).

3) Електричні фактори (електричний струм, статичний електричний заряд).

4) Електромагнітні фактори (радіохвилі, видиме світло, ультрафіолетові та інфрачервоні промені, іонізуюче випромінювання, магнітні поля).

5) Хімічні фактори (їдкі, отруйні, вогне-вибухонебезпечні речовини, а також порушення природного газового стану повітря, наявність шкідливих домішок у повітрі).

6) Біологічні фактори (небезпечні властивості мікро- і макроорганізмів, продукти життєдіяльності людей і інших біологічних об'єктів).

7) Психофізіологічні (стрес, втома, незручна поза та інші).

До пасивно-активної групи належать фактори, які активізуються за рахунок енергії, носіями якої є людина або обладнання: гострі нерухомі предмети, малий коефіцієнт тертя, нерівність поверхні, по якій переміщується людина і машина, а також нахил і підйом.

До пасивних належать ті фактори, які впливають опосередковано: небезпечні властивості, які пов'язані з корозією матеріалів, накипом, недостатньою міцністю конструкцій, підвищеними навантаженнями на механізми і машини та інше. Формою прояву цих факторів є руйнування, вибухи та інші види аварій.

9.2. Організаційні та технічні заходи по усуненню небезпечних та шкідливих чинників.

Організація безпечного виробництва робіт при монтажі профнастилу

Перед початком монтажу, після закінчення встановлення і закріплення всіх конструкцій покриття, виконати ряд робіт:

- По периметру будівлі на стійках, закріплених до торцевих ригелів і прогонів крайніх рядів будівлі натягнути страхувальні канати

- Інші страхувальні канати укласти (з невеликим натягом) безпосередньо на прогони, на які спираються своїми кінцями листи укладається настилу.

Елементи кріплення страхувальних канатів, включаючи стійки, установити до підйому відповідних конструкцій. Кріплення стійок здійснювати за допомогою хомутів. Установку, натяг і закріплення страховочних канатів, розташованих по периметру будівлі, виробляти із застосуванням механізованих підйомників, а установку і прикріплення страхувальних канатів, що укладаються уздовж ригелів, виробляти із застосуванням ПВУ-2, до якого

працюючий повинен закріплюватися перед переміщенням по ригелю стропом запобіжного пояса.

Загальний напрямок монтажу профільованого настилу прийнято від торця будівлі, біля якого розташована маршова сходи, до іншого, а в прольоті - від однієї осі ряду до іншої.

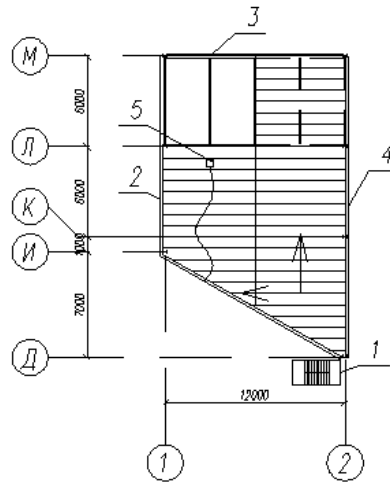


Рис. 9.1. Загальна схема організації монтажу.

1 - маршова сходи; 2 - страхувальний канат, натягнутий по стійках по периметру будівлі; 3 - страхувальний канат, покладений по ригелях; 4 - те ж, по прогонах; 5 - запобіжне верхолазне пристрій (ПВУ).

Спочатку за допомогою крана встановити перший і другий монтовані листи. Прийом першого аркуша здійснювати двома робітниками, один з яких знаходиться на маршовій сході (з закріпленням до її конструкції стропом запобіжного пояса), а інший - на прогоні у іншого кінця монтируемого аркуша, куди він переходить з маршових сходів, попередньо прикріпившись карабіном стропа до страхувального каната. Після ретельної вивірки перший попередньо закріпити, для чого оператор, закріплений стропом запобіжного пояса за конструкції маршових сходів, пристрілює двома дюбелями цей лист до торцевого прогону, а потім, закріпившись запобіжним поясом за страхувальний канат, переходить послідовно до сусідніх прогонів і пристрілює до них настил. Після цього вивірити і прикріпити усіма самонарізними болтами в тій же послідовності і з прийняттям тих же заходів обережності другий лист і

встановити комбіновані заклепки між першим і другим листом. Потім закріпити самонарізними болтами перший лист, встановить і прикріпити ПВУ до прогону крайнього ряду.

Монтаж третього і четвертого аркушів здійснювати трьома і більше робітниками. Подачу аркушів здійснювати в перевернутому положенні (проектне положення ці листи займуть при кантуванні). Прийом листів виробляти на раніше змонтований другий лист (для зручності подальших робіт приймається лист змістити на одну гофру у бік укладання). Третій лист кантувати і укласти в проектне положення з попередніми закріпленням його чотирма самонарізними болтами (по 2 в різні прогони). При цьому оператор, прикріплений до ПВУ карабіном пояса, перебуваючи на середині змонтованого аркуша, повинен допомагати кантувати цей лист і закріплювати його. Після цього четвертий лист змістити у бік проектного положення, кантувати, укласти за проектом, закріпити самонарізними болтами і комбінованими заклепками. При розтаскуванні третьої і наступних аркушів робочі, що знаходяться з боку їх торців, повинні прикріплюватися до каната, покладеному по прогонах.

Технологічний процес укладання подальших аркушів аналогічний третьому і четвертому листу.

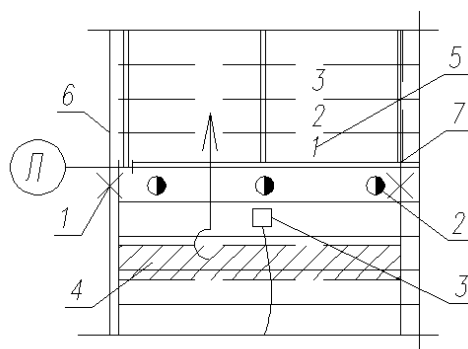


Рис. 9.2. Схема становища робітників при монтажі.

1 - місця закріплення робочих стропом запобіжного пояса; 2 - становище робітників; 3 – ПВУ; 4 - місце складування листів; 5 - порядок монтажу листів; 6 - страхувальні канати по стійках; 7 - страхувальний канат, покладений по прогонах.

При веденні робіт з укладання, транспортування та закріпленню листів профільованого настилу категорично забороняється перебування працюючих на незакріплених аркушах: доступ на листи дозволяється після рівномірного їх закріплення по периметру не менше ніж на 30% закріплюють пристроїв.

При підході по закріплених листах настилу до кордону перепаду висот у процесі виробництва робіт робітники повинні закріплюватися карабіном запобіжного пояса до страхувального каната або ПВУ.

При монтажі листів необхідно враховувати наявність небезпечної зони дії монтажного крана, вмонтовує прогонові конструкції. При цьому робочі, зайняті на прийманні, розтаскуванні і укладанні щитів, не повинні заходити за межі небезпечної зони дії монтажного крана.

Занулення Баштового крану КБ-308А

Розглянемо занулення баштового крану КБ-308А (згідно ДНАОП 0.07-1.01-80 "Техніка безпеки в будівництві"), який живиться від розподільчої шафи з глухозаземленою нейтраллю.

Зануляючі пристрої можуть мати опір не більше 40м. Граничний опір ґрунту (пісок) $\rho = 7 \times 10^2 \text{ Ом} \cdot \text{м}$. Матеріал заземлення – труба $\text{Ø}100\text{мм}$ для вертикальних, і стержнева арматура сталь $\text{Ø}6\text{мм}$ для горизонтальних; $K_m = 1,8$.

Довжина заземлювачів: $l = 2,5\text{м}$ (див. рис. 9.3.).

Коефіцієнт використання вертикальних і горизонтальних заземлювачів: $\eta_v = 0,49$; $\eta_r = 0,42$.

Розв'язок:

1) визначимо опір розтікання зарядів одиночних заземлювачів із труб $\text{Ø}100\text{мм}$, довжиною 2,5 м:

$$R_{o.c.} = 0,366 \frac{\rho}{l} \left(\lg \frac{2l}{d} + \frac{1}{2} \lg \frac{4t+l}{4t-l} \right)$$

(9.1)

$$R_{o.c.} = 0,366 \frac{7 \cdot 100}{2,5} \left(\lg \frac{2 \cdot 2,5}{0,1} + \frac{1}{2} \lg \frac{4 \cdot 1,25 + 2,5}{4 \cdot 1,25 - 2,5} \right) = 38,6 \text{ Ом}$$

приймаємо 12 заземлювачів на відстані один від одного 2,5 м ($a/l=1$).

2) опір усіх заземлювачів розтіканню зарядів:

$$R = \frac{38,6}{12 \cdot 0,49} = 3,21 \text{ Ом};$$

(9.2)

3) визначимо опір розтіканню зарядів горизонтальних з'єднань:

$$R_{г.к.} = \frac{0,336}{l} \rho \cdot K_m \cdot \lg \frac{l^2}{d \cdot t}$$

(9.3)

$$R_{г.к.} = \frac{0,336}{50} \cdot 7 \cdot 10^2 \cdot 1,8 \cdot \lg \frac{50^2}{0,1 \cdot 0,5} = 45,03 \text{ Ом};$$

4) визначаю дійсний опір розтіканню зарядів горизонтальних заземлювачів при $\eta_e=0,42$:

$$R_{г.о.} = \frac{R_{г.к.}}{\eta_e}$$

(9.4)

$$R_{г.о.} = \frac{45,03}{0,42} = 107,2 \text{ Ом}$$

5) опір усього заземлюючого пристрою:

$$R_n = \frac{3,21 \cdot 107,2}{3,21 + 107,2} = 3,21 \text{ Ом} < 4 \text{ Ом}.$$

Кількість заземлювачів вибрано правильно.

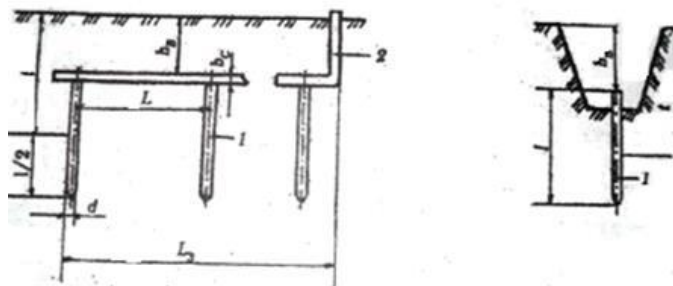


Рис. 9.3 Схема позначення розмірів для розрахунку захисного заземлення. 1 – заземлювач ; 2 – з'єднувальна стрічка

9.3. Забезпечення пожежної та вибухової безпеки.

Пожежа, вибух – це хімічні реакції, що можуть відбуватися за певних умов: фізичних – певна температура, тиск і хімічних – можливість взаємодії речовин. Горіння – результат можливості реагування між речовинами, при цьому можуть утворюватися більш отруйні речовини ніж вихідні, наприклад чадний, сірчастий гази, циан, для яких притаманна задушлива, загальнотоксична дія.

В звичайних умовах горіння являє собою процес окислювання, взаємодії горючої речовини з киснем повітря, або іншим окислювачем – фтор, хлор, бром, йод, окисли азоту. Вибух – дуже швидке перетворення речовини (вибухове горіння), що супроводжується виділенням великої кількості енергії та утворенням великої кількості газів, які своїм тиском можуть спричинити руйнування. Гарячі газоподібні продукти вибуху, стикаючись з повітрям, часто займаються, що може призвести і до пожежі. Найменшу і найбільшу концентрацію горючих парів, газів або пилу в повітрі, що утворюють вибухову суміш, називають відповідно нижньою і верхньою межами вибуховості. За більшої, ніж верхня межа вибуховості, концентрації парів вибух не виникне через нестачу кисню (див. табл. 9.1).

Таблиця 9.1.

Нижня і верхня межі вибуховості деяких газів і парів, а також нижні межі вибуховості пилу в повітрі.

Вибухонебезпечні речовини	Межі вибуховості
Бензин, %	1,2—7,0
Ацетилен, %	2,3—81
Спирт етиловий, %	3,3—20
Водень, %	4,1—74,5
Сірководень, %	4,3—45,6
Метан, %	4,9—15,4
Аміак, %	15,5—27
Пил кормового брикету, сухе	7,6
молоко, г/м ³	
Борошно пшеничне, крохмаль, г/м ³	10,3

Цукор (пудра), г/м ³	17,2
Висівки пшеничні, млиновий сірий пил, г/м ³	17,6
Пил макухи або сіна, г/м ³	20,2
Пил фуражного жита або бурякового жому, г/м ³	27,7

У відповідності з ДБН В.1.1-7-2002 «Пожежна безпека об'єктів будівництва» готель, що входить до складу комплексу, відноситься з функціональної пожежної небезпеки до класу Ф1.2, заклади торгівлі - до класу Ф3.1. Поверхи даних класів мають не менше двох евакуаційних виходів. Ширина основних евакуаційних виходів не менше 0.8 м, висота в провітрі не менше 1.9 м. Напрямок відкривання дверей - у напрямку до виходів з будівлі.

Місткість готелю - 96 місць, кількість поверхів - 5. У відповідності до п. 1.36 ДБН «Громадські будівлі та споруди» число місць для III ступеня вогнестійкості не повинно перевищувати 150, а у відповідності з таблицею 1 найбільше число поверхів - 5.

Площа протипожежного відсіку для житлових поверхів готелю 1142м². За протипожежний відсік прийнятий один поверх готелю. Відповідно до таблиці 1 ДБН найбільша площа протипожежного відсіку для 5-поверхових будинків III ступеня вогнестійкості становить 2000м².

Відстань від найбільш віддаленої точки житлового поверху до найближчого евакуаційного виходу становить 30м. Відповідно до п.1.109 ДБН щільність людського потоку для готелів визначається графою 4 таблиці 10 і приймається св.3 до 4 чол / м². Найбільше нормоване відстань до найближчого евакуаційного виходу становить 40м.

Найбільша площа протипожежного відсіку торгових закладів становить 942м². У відповідності з ДБН для III ступеня вогнестійкості найбільша площа відсіку приймається 1000м².

Відстань від найбільш віддаленої точки торговельної зали до евакуаційного виходу становить 30м. Відношення площі основних евакуаційних проходів до загальної площі торгового залу 25%. Відповідно до

таблиці 8 ДБН для залів об'ємом менше 5тис. м3 III ступеня вогнестійкості найбільша відстань до евакуаційного виходу - 35м.

Таким чином, будівля комплексу має III ступінь вогнестійкості і його конструкції повинні відповідати наступним вимогам щодо межі вогнестійкості (табл. 9.2).

Таблиця 9.2

Межі вогнестійкості будівельних конструкцій

Ступінь вогнестійкості будівлі	Межа вогнестійкості будівельних конструкцій, не менше						
	Несучі елементи будівлі	Зовнішні не несучі стіни	Перекриття міжповерхові (У тому числі горищні та над підвалами)	Елементи безгорищних покриттів		Сходові клітки	
				Настили (у т.ч. з утеплювачем)	Ферми, балки, прогони	Внутрішні стіни	Марші і майданчик і сходів
III	R 45	E 15	REI 45	RE 15	R 15	REI 60	R 45

Прийнятий тип протипожежних перешкод, що відокремлюють торговельні установи від готелю - стіни 1-го типу з 1-м типом заповнення прорізів.

Перший поверх готелю розділений на 3 протипожежних відсіку - підприємство харчування, приймально-вестибюльна група і административно-господарська група приміщень. Прийнятий тип перешкод - стіни 1-го типу.

Складські приміщення закладів торгівлі відокремлені від приміщень іншого призначення протипожежними перегородками - 1-го типу згідно з п. 1.74 ДБН.

По периметру будівлі влаштований проїзд для пожежних машин на видаленні від стін в межах 5-8 м і шириною 6 м.

Торгові зали мають площу 942м² кожен. Згідно п.1.112 ДБН на одну людину, що знаходиться в торговому залі доводиться 1.35 м². Тоді розрахункова кількість одночасно знаходяться в торговому залі визначається

$$n = \frac{S}{s_1}, \text{ де}$$

S - Площа торгового залу, $S = 942 \text{ м}^2$

s_1 - Площа на одну людину, $s_1 = 1.35 \text{ м}^2$

$$n = \frac{942}{1.35} = 700 \text{ чел}$$

Ширина основних евакуаційних проходів для залів площею понад 400 м² не менше 2.5 м.

Згідно таблиці 10 ДБН на 1 м ширини евакуаційного виходу для залів обсягом до 5 тис. м³ III ступеня вогнестійкості доводиться 115 осіб. Тоді необхідна ширина виходів з торгових залів

$$b = \frac{n}{n_1}, \text{ де}$$

n - Максимальне число людей, що знаходяться в торговому залі,
 $n = 700 \text{ чел}$

n_1 - Число осіб на 1 м ширини евакуаційного виходу, $n_1 = 115 \text{ чел/м}$

$$b = \frac{700}{115} = 6.1 \text{ м}$$

Заходи пожежної та вибухової профілактики на будівництві поділяються на:

- організаційні (створення добровільних пожежних дружин або пожежно-сторожової охорони, масова роз'яснювальна робота серед населення)
- технічні.

До технічних заходів належать:

- 1) застосування особливих конструкцій електроустановок у пожежо- або вибухонебезпечних приміщеннях;
- 2) заборона користуватися несправними печами, машинами, електроприладами, а також відкритим вогнем у місцях зберігання або використання легкозаймистих рідин;
- 3) влаштування блискавковідводів;
- 4) заходи, які обмежують поширення пожежі, що виникла (вогнетривке будівництво, додержання протипожежних розривів між будинками);

5) заходи, що дають можливість успішно евакуювати людей, тварин і господарські цінності з будівель, що горять (влаштування потрібної кількості дверей, коридорів певної ширини, заборона захаращування їх);

б) заходи, що полегшують гасіння пожеж (влаштування пожежних драбин, спостережних вишок, водоймищ, під'їздів до них і до будинків, пожежного зв'язку та сигналізації).

РОЗДІЛ 10

ОХОРОНА НАВКОЛІШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА

10.1. Аналіз впливу техногенних чинників від об'єкту будівництва на навколишнє середовище згідно з темою дипломного проекту.

Будівельний майданчик розташований у м. Херсоні. Об'єкт, що проектується – готельно-торговий комплекс. Висота комплексу – 5 поверхів. Багатоповерхова частина це готель на 96 місць. Одноповерхова – заклади торгівлі та службово-побутові приміщення готелю.

Основні габарити будинку в осях 139х60 м. Другий і наступні поверхи мають габаритні розміри в осях 60х15 м.

Проектом передбачено будівництво двох автомобільних стоянок: попереду для відвідувачів та позаду - для службових автомобілів.

У процесі будівництва об'єкта використовуються: електроенергія, яка споживається від існуючих мереж, та вода для приготування будівельних

розчинів, заправки радіаторів машин, побутових потреб будівельників від існуючих мереж.

Розглянемо основні чинники, що негативно впливають на навколишнє середовище від проектуемого об'єкту. Антропогенний вплив від будівництва різноманітний за характером дії на довкілля і супроводжує будівництво на всіх його етапах: починаючи від земляних робіт і закінчуючи здачею об'єкту в експлуатацію.

На першому етапі будівництва торгово-готельного комплексу, через великі розміри в плані, відбувається зрізання позитивних і засипання негативних форм рельєфу, намив ґрунтів, повна руйнація рослинного і ґрунтового покривів, відбуваються докорінні руйнування біогеоценозів. Підрізка схилів у процесі будівництва активізує ерозійні та зсувні процеси, що спричинює необхідність відповідних стабілізуючих захисних заходів.

Розробка і перевезення ґрунту ведуть до забруднення повітря пилом, токсичними вихлопами газів від будівельних машин і транспорту.

Роботи на будівельному майданчику негативно відбиваються на стані навколишнього середовища. Буропідривні роботи, влаштування котлованів і траншей змінюють природний ландшафт, морфологію ділянок земної поверхні, сприяють ерозії.

Також на довкілля впливають технологія зведення об'єкта, технологічного оснащення, тип і якість будівельних машин, механізми і транспортні засоби, тип і потужність двигунів, організація технологічних процесів та матеріали, які використовуються.

Будівельні машини виконують роботи, взаємодіють з навколишнім середовищем і негативно впливають на повітряне середовище, ґрунт, біосферу, земну поверхню, ґрунтові води та порушують шумовий фон. До негативних впливів будівельних машин на навколишнє середовище відносяться:

1. Викиди відпрацьованих газів, компоненти яких у залежності від стану відносяться до різних класів небезпеки.

2. Розміщення у зоні будівництва майданчиків для зберігання матеріалів, будівельно-шляхових машин і обладнання (БШМіО), розміщення паливно-мастильних матеріалів.

3. Витікання, у процесі роботи, паливно-мастильних матеріалів через несправність БШМіО, недбалість, недисциплінованість і незнання робітників.

4. Руйнування шару ґрунту, ри русі будівельних машин, який практично не відновлюється. В моєму проекті використані баштовий кран КБ-308А та два стрілові самохідні гусеничні крани РДК-25.2, вони мають велику вагу і майже безповоротно руйнують тектонічну структуру майданчика.

5. Вимивання, з потоками дощових і талих вод, шару ґрунту з будівельного майданчику.

6. Влаштування автомобільних стоянок. При розташуванні стоянок легкового автотранспорту вздовж брівки проїжджої частини критичним є забруднення приміагістральної території свинцем РЬ. При сумачії викидів з автостоянки (20 місць Л/Б) із викидами з проїжджої часини (400 од/год) прогнозується перевищення ГДК.мр.Рв [1].

7. Простоювання транспорту при завантажувальних та розвантажувальних роботах з ввімкненими двигунами.

8. Запилення при розвантажувальних та завантажувальних роботах.

БШМіО чинять на довкілля фізичний вплив, створюють вібрацію, шум, електромагнітні поля.

9. Неорганізовані джерела викидів (в місцях зберігання сипучих будівельних матеріалів)

Шум безпосередньо супроводжує майже всі процеси які виконуються на будівельному майданчику. Оскільки автостоянка будується в межах житлової зони особливу увагу слід звертати на зниження шуму в джерелі його утворення. Шумове забруднення навколишнього середовища від транспортних засобів виходять далеко за межі будівельного майданчика (доставка до місця роботи матеріалів, конструкцій, обладнання і т.д). При перевезенні шум може з'явитися не тільки від самої машини, але й від недостатнього закріплення вантажу, із-за відсутності прокладок і т. д. Сильній шум чути з будівельної площадки, коли на ній працюють механізми з двигунами внутрішнього згорання, особливо компресори.

Слід звернути також увагу на те, що на будівельних майданчиках під час підготовки, і безпосередньо в процесі будівництва, накопичується величезна

кількість будівельного сміття, яке створює додаткове навантаження на міські екосистеми, забруднює ґрунти та ґрунтові води.

10.2. Розрахунки концентрації шкідливих речовин, що мають місце під час експлуатації об'єкту, що проектується.

На будівельному майданчику проектом передбачено дві відкриті автостоянки: для легкових автомобілів (15 шт.) з бензиновими двигунами та вантажних автомобілів великої та особливо великої вантажності з дизельними двигунами (5 шт.).

Викиди шкідливих речовин від транспортних засобів визначені у відповідності з “Відомчими нормами технологічного проектування “Підприємства автомобільного транспорту і автотранспортні підприємства АПК України” ВНТП-СГіП-46-16.96. При розрахунках враховується вплив режиму руху (швидкості) і питомі викиди шкідливих речовин в залежності від віку парку та його технічного стану.

Розрахунки визначені за формулами:

1) для розрахунку річних викидів:

$$M_j = 10^{-6} \sum_{i=1}^n g_{ji} \cdot L \cdot A_i \cdot K_e \cdot D$$

де: M_j – маса викиду j – тої – забруднюючої речовини, т;

n – кількість типів транспорту (бензинові, дизельні);

g_{ji} – питомі викиди j – тої – забруднюючої речовини одним автомобілем i -ого типу з урахуванням віку та технічного стану парку на розрахунковий рік, г/км;

K_e – коефіцієнт, що враховує вплив режиму руху (швидкості автомобіля);

D – кількість робочих днів на рік, 365 днів;

L – умовний пробіг однієї транспортної одиниці за цикл по території;

A_i – кількість автомобілів, що рухається по території;

2) для розрахунку максимальних секундних викидів:

$$M_j = 10^{-3} \sum_{i=1}^n \frac{g_{ji} \cdot L \cdot A \cdot K_e}{t_B \cdot 3,6}$$

де: M_j – маса викиду, j – тої – забруднюючої речовини, г/с;

g_{ji} ; L ; A ; K_e – аналогічні значення, що наведені вище;

t_B - час випуску або повернення автомобілів (час циклу), год.

Вихідні дані для розрахунку шкідливих викидів від автомобілів наведені в таблиці 10.1, а розрахункові дані – в таблиці 10.2.

$$CO = \frac{CB \cdot D}{P} = \frac{0,0126 \cdot 3600 \cdot 8}{6150} = 0,059 \text{ г/м}^2 < ГДК = 1 \text{ г/м}^2$$

$$CH = \frac{0,00112 \cdot 3600 \cdot 8}{6150} = 0,005 \text{ г/м}^2 < ГДК = 0,07 \text{ г/м}^2$$

$$NO_x = \frac{0,0006 \cdot 3600 \cdot 8}{6150} = 0,0028 \text{ г/м}^2 < ГДК = 0,06 \text{ г/м}^2$$

де CB – секундні викиди, г/с (див. табл. 9.2); D – час роботи машин і механізмів за 1 день, с. (приймається, що механізми працюватимуть 8 годин на добу); P – площа будівельної ділянки - 22876 м².

Таблиця 10.1

Вихідні дані для розрахунку шкідливих викидів від автостоянок.

Найменування	Вихідні дані								
	Експлуатаційна кількість, шт	Умовний пробіг од-ного автомобіля, км	Час циклу, год	Коефіцієнт режиму руху			Питомі викиди шкідливих речовин, г/км		
				CO	CH	NO _x	CO	CH	NO _x
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Відкриті автостоянки									
Автостоянка (поз. 9 по ГП)									
Легкові автомобілі з бензиновими двигунами:	15	0,25	8	1,4	1,2	1,0	20,8	1,3	0,63
	15	0,7	8	1,4	1,2	1,0	20,8	1,3	0,63

-виїзд									
Автостоянка (поз. 10 по ГП)									
Вантажні автомобілі великої та особливо великої вантажності з дизельними двигунами:	5	0,15	8	1,4	1,2	1,0	17,0	7,7	6,8
-в'їзд	5	0,4	8	1,4	1,2	1,0	17,0	7,7	6,8
-виїзд									

Таблиця 10.2

Результати розрахунку шкідливих викидів від автостоянок

Найменування	Результати розрахунку					
	Секундний викид, г/с			Річний викид, т/рік		
	CO	CH	NOx	CO	CH	NOx
1	2	3	4	5	6	7
Відкриті автостоянки						
Автостоянка (поз. 9 по ГП)						
Легкові автомобілі з бензиновими двигунами	0,0112	0,0006	0,00027 2	0,108	0,006	0,00228
Автостоянка (поз. 10 по ГП)						
Вантажні автомобілі великої та особливо великої вантажності з дизельними двигунами	0,0014	0,00052	0,0004	0,019	0,008	0,006
РАЗОМ:	0,0126	0,00112	0,0006	0,127	0,015	0,00828

Висновок: згідно отриманих даних, зазначимо, що викиди шкідливих речовин від будівельних машин на будівельному об'єкті з урахуванням розсіювання їх в атмосфері не створюють приземної концентрації шкідливих речовин, яка перевищить ГДК [2]. Збитки за викиди від машин треба сплачувати до Місцевого природоохоронного фонду.

10.3. Методи і засоби захисту навколишнього середовища від впливу техногенних чинників.

Для зменшення негативного впливу будівництва готельно-торгового комплексу на довкілля запропоновано такі заходи:

1. Після закінчення будівництва родючий шар ґрунту, який на початку будівництва зрізали пластами, будемо укладати на місці зрізів.
2. Відвести зону для санітарно-технічного обслуговування на час будівництва.
3. Проводити технічний огляд. Всі працюючі на будівельному майданчику механізми з двигунами внутрішнього згорання мають бути перевірені на токсичність вихлопних газів, це також зменшить забруднення пально-мастильними матеріалами.
4. Використовувати механізми з дизельними двигунами замість карбюраторних бензинових. Це дозволяє використовувати більш дешеве паливо та знизити його витрати на 20-30%. В нових дизельних двигунах відсутні характерні для цього типу двигунів задимленість та шумність.
5. Заміна пристроїв з двигунами внутрішнього згорання на електропровідні (компресори, екскаватори, бульдозери). При неможливості такої заміни встановити глушники на вихлопні труби машини з двигунами внутрішнього згорання, це знизить шум на 5дБА в середньому.
6. Раціонально використовувати сировину та матеріали, це веде до зменшення забруднюючих природу викидів.
7. Транспортування сипучих будівельних матеріалів повинно здійснюватись у машинах з причепами, які накриті брезентом.
8. Для зберігання порошкових будівельних матеріалів влаштувати спеціально пристосовані складські приміщення.
9. Організаційні заходи для відвернення і зниження виробничих, комунальних, побутових і транспортних шумів, включаючи запровадження раціональних схем і режимів руху транспорту та інших пересувних засобів і установок у межах будівництва.
10. Під час будівництва автомобільної стоянки, на території будівельного майданчика та поблизу нього не допускається злив відроблених машинних масел та інших шкідливих речовин.

11. Після завершення робіт, по зведенню і облицюванню будівлі обов'язково провести очистку та прибирання території від будівельного сміття.

Будівельне сміття, що залишилося вивозиться на міське звалище для подальшої утилізації, згідно договору, що укладається з підприємствами, які займаються утилізацією відходів чи звалищами.

При наявності відходів піску проектом передбачено використання його для зворотної засипки котловану і при благоустрої території.

Гравій та щебінь, що залишився вивозиться для подальшого використання на інших об'єктах, що будуються.

Пиломатеріали, що підлягають подальшому використанню, вивозимо на деревообробний завод для виготовлення ДСП, ДВП, фіброліту.

Після закінчення прибирання території ліквідуються непотрібні насипи і виїмки, засипаються від'ємні форми рельєфу, виконуються планувальні роботи і проводиться благоустрій та озеленення земельної ділянки.

З метою забезпечення нормальних санітарно-гігієнічних умов і мікроклімату на майданчику проектом передбачаються заходи з благоустрою та озеленення території. На прилеглій території влаштовуємо газони з привізним чорноземом. Озеленення території здійснюється гідро-емульсійним посівом насіння трави поливальними машинами. Створюються квітники із багаторічних рослин із додаванням рослинного ґрунту. Для квіткового оформлення використовуються густостійкі види однорічних, дворічних та багаторічних квіткових рослин. Для створення газонів – рекомендуються газонні трави.

Висновки

Завдання та конструктивні програмні дії з охорони навколишнього середовища є невід'ємною складовою проектних робіт. Це вимагає від проектувальника глибоких знань взаємозв'язків між об'єктом, що проектується, його функціонально-просторової структури та екологічної ситуації, яка складається на території будівельного майданчика.

Під час будівництва необхідно враховувати сучасні екологічні вимоги до даного процесу. Це дозволить значно зменшити та мінімізувати негативний вплив об'єкту на довкілля. Тому на стадії розробки проекту необхідно вирішувати низку питань, що безпосередньо відносяться до екологічних аспектів, а саме: раціональне використання природних ресурсів, розробка заходів щодо їх захисту, що включає також і економічне обґрунтування, виключення можливості безповоротних змін біосистем на прилеглих територіях.

Однак саме будівництво - процес відносно швидкоплинний. Разом з тим його вплив вкладається в рамки тих впливів, які досить добре вивчені і відомі з інших галузей народного господарства - промисловості, транспорту, сільському господарству.

Отже, хоча будівництво торгово-готельного комплексу впливає на навколишнє середовище, воно не є суттєвим та постійним забруднювачем. Методи й засоби, що проводяться для захисту навколишнього середовища від техногенних факторів суттєво знижує його вплив.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. ДБН В.2.6-163:2010 Конструкції будинків і споруд. Сталеві конструкції. Мінрегіонбуд України Київ, 2011-75с.

2. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Мінрегіонбуд України Київ, 2010-220с.
3. Козарь В.І. Монолітні залізобетонні плити по сталевому профільованому настилу: Автореф. Дис. ... канд. техн. наук. – Полтава. 1999. – 19.с.
4. Стороженко Л.І., Яхін С.В. Згинальні несучі конструкції двотаврів з порожнинами, заповненими бетоном. // Зб. „Таврійський науковий вісник”, вип. 11, частина 3.- Херсон. -1999.- с. 48-50.
5. Стороженко Л.І., Яхін С.В. Розрахунок балок із сталевих двотаврів з бічними порожнинами, заповненими бетоном. //Зб. „Коммунальное хозяйство городов», вип. 38, К.: Техніка, 2002.
6. Стороженко Л.І., Тимошенко В.М., Нижник О.В. Сталезалізобетонні структурні конструкції. //Зб. „Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, будівництво, експлуатація, дослідження. – Кривий Ріг: КТУ, 2004. – С. 26-33.
7. Стороженко Л.І., Лапенко О.І. Проектування й будівництво сталезалізобетонних конструкцій в незнімній опалубці //Міжвідомчий науково-технічний збірник «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону» – вип. 67. – Київ, НДІБК, 2007. – С. 750 -758.
8. Шагин А.Л., Избаш М.Ю., Шемет Р.Н. оценка несущей способности локально предварительно напряженных сталежелезобетонных изгибаемых элементов. //Коммунальное хозяйство городов. – Вып.43. – Харьков: «Техника», 2002. – С. 52-55.
9. Шимановский А.В., Лисицин Б.М. Моделирование строительных конструкций. – Киев: Сталь. 2006.
10. Барашиков А.Я. Расчет железобетонных конструкций на действие длительных переменных нагрузок. – К.: Будівельник, 1977. – 156с.

11. Джура В.М. Несуча здатність стиснутих елементів зі сталевих двотаврів із порожнинами, заповненими бетоном // Будівельні конструкції. Вип. 58. – К.: НДІБК, 2003. – С. 34–38.
12. ДБН А.1.1-94:2010 Проектування будівельних конструкцій за Єврокодами. Основні положення. Мінрегіонбуд України. Київ, 2013-22с.
13. ДСТУ Н В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія. Мінрегіонбуд України. Київ, 2011-123с.
14. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Мінрегіонбуд України. Київ, 2011-75с.
15. ДСТУ Б А.2.4-2:2009 Умовні графічні зображення та умовні позначки елементів генеральних планів та споруд транспорту. Мінрегіонбуд України. Київ, 2009-28с.
16. ДСТУ Б А.2.4-7:2009 Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслення. Мінрегіонбуд України. Київ, 2009-71с.
17. ДБН А.3.1-5-2009 Організація будівельного виробництва. Мінрегіонбуд України. Київ, 2011-61с.
18. ДСТУ Б А.1.1-25-94 Ґрунти. Терміни та визначення. Мінрегіонбуд України. Київ, 1994-47с.
19. ДСТУ Б А.1.1-26-94 Відходи промисловості для будівельних виробів. Терміни та визначення. Мінрегіонбуд України. Київ, 1994-58с.
20. ДБН А.2.2-1-2003 Склад і зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище (ОВНС) при проектуванні і будівництві підприємств, будинків і споруд . Держбуд України. Київ, 2004-23с.
21. ДБН А.3.2-2-2009 Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. Мінрегіонбуд України. Київ, 2012-94с.
22. ДБН В.1.1-7-2002 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Мінбуд України. Київ, 2002-70с.
23. ДСТУ Б В.1.2-3:2006 Прогини і переміщення. Мінрегіонбуд України. Київ, 2007-15с.

24. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти будинків і споруд. Мінрегіонбуд України. Київ, 2009-161с.
25. ДБН В.2.2-20:2008 Готелі. Мінрегіонбуд України. Київ, 2009-54с.
26. ДБН В.2.2-23-2009 Підприємства торгівлі. Мінрегіонбуд України. Київ, 2009-48с.
27. Мандриков А. П. Примеры расчета металлических конструкций – М. Стройиздат, 1991 – 431 с.
28. Комп'ютерні технології проектування залізобетонних конструкцій: Навч. посіб. / Ю. В. Верюжський, В. І. Колчунов, М. С. Барабаш, Ю. В. Гензерський. – К.: Книжкове видавництво НАУ, 2006. – 808 с.
29. Клименко Є.В. Технічний стан будівель та споруд: Монографія. – Одеса. ОДАБА, 2010. -316 с.

ДОДАТКИ

