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

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

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Магістр
(назва освітнього ступеня)

на тему: **Реконструкція нежитлової будівлі в торгово-офісний центр з моделюванням роботи залізобетонного перекриття**

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

Студентка		Чаплинська Т. А.
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
Керівник		Ігнатьєва В. Б.
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
Нормоконтроль		Мещерякова О. М.
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
Завідувач кафедри		Ясній В. П.
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
Рецензент		Качка О. І.
	(підпис)	(прізвище та ініціали)

Тернопіль 2025

Міністерство освіти і науки України

Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет Факультет інженерії машин, споруд і технологій

(повна назва факультету)

Кафедра Будівельної механіки

(повна назва кафедри)

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

З А В Д А Н Н Я

НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

на здобуття освітнього ступеня Магістр

(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

студентці Чаплинській Тетяні Григоріївні

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи «Реконструкція нежитлової будівлі в торгово-офісний центр з моделюванням роботи залізобетонного перекриття.»

Керівник роботи Ігнатьєва Вікторія Борисівна, к.т.н. доц.

(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від «*14*» *11* 2025 року № *4/7-974*

2. Термін подання студентом завершеної роботи

3. Вихідні дані до роботи

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

Вступ; РОЗДІЛ 1 Архітектурно-будівельний; РОЗДІЛ 2 Розрахунково-конструкторський розділ; РОЗДІЛ 3 Моделювання роботи перекриття; РОЗДІЛ 4 Безпека життєдіяльності, основи охорони праці; Висновки.

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

6. Консультанти розділів роботи

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

7. Дата видачі завдання

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів роботи	Термін виконання етапів роботи	Примітка
1	Вступ		
2	РОЗДІЛ 1 Архітектурно-будівельний		
3	РОЗДІЛ 2 Розрахунково-конструкторський розділ		
4	РОЗДІЛ 3 Моделювання роботи перекриття		
5	РОЗДІЛ 4 Безпека життєдіяльності, основи охорони праці		
6	Висновки		

Студентка _____ Чаплинська Т. А.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник роботи _____ Ігнатьєва В. Б.
(підпис) (прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП 5
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ 8
1.1 Опис та обґрунтування зовнішнього і внутрішнього вигляду об'єкта капітального будівництва, його просторової, планувальної та функціональної організації 8
1.2 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових і архітектурно-художніх рішень, в тому числі в частині дотримання граничних параметрів дозволеного будівництва об'єкта капітального будівництва 9
1.3 Опис та обґрунтування використаних композиційних прийомів при оформленні фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва 10
1.4 Опис рішень щодо оздоблення приміщень основного, вдопоміжного, обслуговуючого та технічного призначення 11
1.5 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та іншого в го впливу 12
1.6 Опис рішень щодо декоративно-художнього та колірного оздоблення інтер'єрів – для об'єктів невиробничого призначення 13
1.7 Висновки до розділу 1 13
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТОРСЬКИЙ РОЗДІЛ 14
2.1 Вихідні дані 14
2.2 Збір навантажень на каркас будівлі 16
2.2.1 Збір навантажень на міжповерхове перекриття 16
2.2.2 Сума навантажень на покриття від ваги снігового покриву та власної ваги елементів покрівлі 16
2.2.3 Збір вітрових навантажень 19
2.2.4 Збір навантажень від ваги огороджувальних конструкцій 21
2.3 Основні розрахункові положення 21
2.3.1 Розрахунок СПН на стадії зведення 22
2.3.2 Розрахунок СПН на стадії експлуатації 26

2.3.3 Розрахунок монолітної плити перекриття за деформаціями 31
2.3.4 Розрахунок міцності анкерування СПН в бетоні плити 34
2.3.5 Розрахунок прогонів 38
2.4 Розрахунок балок покриття 44
2.5 Висновки до розділу 2 48
РОЗДІЛ 3 МОДЕЛЮВАННЯ РОБОТИ ПЕРЕКРИТТЯ 49
3.1 Розрахунок монолітної плити перекриття 49
3.2 Розрахунок і конструювання монолітного перекриття по профнастилу 52
3.3 Висновки до розділу 3 54
РОЗДІЛ 4 БЕЗПЕКА ЖИТТЕДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ 55
4.1 Онови охорони праці 55
4.1.1 Основні законодавчі акти України з охорони праці 55
4.1.2 Охорони праці і техніка безпеки 56
4.1.3 Вентиляція виробничого приміщення 57
4.1.4 Висновки до підрозділу 4.1 59
4.2 Безпека життєдільності 60
4.2.1 Законодавство України про цивільний захист 60
4.2.2 Евакуація відвідувачів при пожежах 60
4.2.3 Висновки до підрозділу 4.2 63
4.3 Висновки до розділу 4 63
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ 64
БІБЛІОГРАФІЯ 66

ВСТУП

Сучасний етап розвитку міст характеризується активними процесами трансформації промислових територій, що втратили своє первісне функціональне призначення. Значна кількість виробничих будівель, розташованих у межах міської забудови, сьогодні не експлуатується або використовується неефективно, що зумовлює доцільність їх реконструкції з подальшим функціональним перепрофілюванням. Одним із найбільш поширених і економічно обґрунтованих напрямів такої трансформації є переобладнання промислових об’єктів під торговельно-офісні комплекси.

Реконструкція існуючих будівель має низку переваг порівняно з новим будівництвом, зокрема зменшення капітальних витрат, скорочення строків реалізації проєкту та раціональне використання наявної інженерної інфраструктури. Водночас такі об’єкти характеризуються підвищеною складністю проєктування, що пов’язано з необхідністю врахування технічного стану існуючих конструкцій, особливостей їх просторової роботи, а також вимог чинних будівельних норм і правил.

Актуальність теми кваліфікаційної роботи обумовлена необхідністю науково обґрунтованого підходу до реконструкції виробничих будівель із перетворенням їх у сучасні торговельно-офісні комплекси. Особливу увагу при цьому необхідно приділяти забезпеченню надійності та безпеки металевого каркаса будівлі, правильному визначенню навантажень, а також вибору раціональних конструктивних рішень перекриттів і покриття. Застосування сучасних методів чисельного аналізу дозволяє детально дослідити напружено-деформований стан конструкцій та обґрунтувати прийняті проєктні рішення.

Окрему практичну цінність становить використання монолітних перекриттів по сталевому профільованому настилу, які поєднують переваги сталевих і залізобетонних конструкцій та широко застосовуються при реконструкції будівель каркасного типу. Аналіз роботи таких конструкцій на різних стадіях — зведення та експлуатації — дозволяє забезпечити їхню міцність,

жорсткість і довговічність.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Кваліфікаційна робота виконана відповідно до науково-освітніх напрямів кафедри будівельної механіки та спрямована на вирішення актуальних завдань реконструкції будівель і споруд з використанням сучасних конструктивних систем.

Метою кваліфікаційної роботи є реконструкція виробничої будівлі з перепрофілюванням її під торговельно-офісний комплекс та обґрунтування конструктивних рішень несучих елементів на основі розрахунків і моделювання.

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

- проаналізувати архітектурно-планувальні та конструктивні особливості існуючої будівлі;
- розробити архітектурно-будівельні рішення торговельно-офісного комплексу;
- визначити та зібрати постійні й тимчасові навантаження відповідно до чинних нормативів;
- виконати розрахунок металевого каркаса будівлі;
- здійснити розрахунок монолітного перекриття по сталевому профільованому настилу на стадіях зведення та експлуатації;
- перевірити міцність, жорсткість і анкерування елементів перекриття;
- виконати моделювання роботи перекриття в програмному комплексі SCAD;
- розробити заходи з охорони праці та безпеки життєдіяльності.

Об'єктом дослідження є будівля торговельно-офісного комплексу, реконструйована з виробничого цеху.

Предметом дослідження є несучі та огороджувальні конструкції будівлі, зокрема металевий каркас і монолітні перекриття по профільованому настилу, а також їх робота під дією розрахункових навантажень.

Методи дослідження. У роботі використано нормативні методи розрахунку

будівельних конструкцій, метод скінченних елементів, чисельне моделювання напружено-деформованого стану конструкцій, а також методи інженерного аналізу.

Практичне значення отриманих результатів полягає у можливості використання прийнятих конструктивних рішень і розрахункових підходів при реконструкції промислових будівель з їх подальшим перепрофілюванням у торговельно-офісні комплекси.

Ключові слова: реконструкція будівлі, торговельно-офісний комплекс, металевий каркас, монолітне перекриття, профільований настил, метод скінченних елементів.

РОЗДІЛ 1
АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

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

Об'єкт являє собою будівлю торговельно-офісного комплексу, виконаного шляхом реконструкції виробничого цеху заводу, який нині не функціонує.

Приміщення комплексу знаходяться в будівлі, обмеженій з трьох боків капітальними спорудами. Існуюча будівля виконана в каркасному виконанні з самонесучими зовнішніми стінами, залишеними в процесі реконструкції від старої споруди.

Каркас будівлі виконаний з металопрофілю.

Будівля має розміри в плані 24,0 х 36,0 м, висота будівлі від рівня землі до коника покрівлі – 14,97 м. Будівля розділена на два функціональні блоки рівної площі, прохід між блоками здійснюється через протипожежні двері.

За умовну позначку 0,000 прийнято рівень чистої підлоги першого поверху, що відповідає абсолютній позначці 194,60.

Площа підвального поверху – 775,7 м^2. Висота технічного поверху «в чистоті» – 3,1 м. На технічному поверсі розташовані інженерні комунікації та вентиляційна камера. З технічного поверху передбачено один вихід назовні по сходах, один технічний вихід з підйомними ролетними воротами, а також є підйомник. По периметру зовнішніх стін передбачені вентиляційні отвори.

На першому, другому і мансардному поверхах будівлі передбачені приміщення для торгово-офісної діяльності, перегородки між приміщеннями виконані з гіпсокартону, металопластику і засклені. Площа першого поверху – 820,5 м^2 , другого – 816,2 м^2 , третього – 820,5 м^2 , мансардного – 420,3м^2 ; висота поверхів - 3,4 м, висота мансардного поверху (у його нижній частині) – 2,8 м.

Покрівля скатна, не експлуатується. Конструкція покрівлі виконується за профільованими листами. На рівні мансардного поверху виконано шість зенітних

ліхтарів для додаткового освітлення третього поверху.

З підвалу на другий поверх передбачено підйом за допомогою підйомника Підйомник KONE Motala 2000. Електричний привід поставляється разом з шахтою, не вимагає машинного приміщення, швидкість підйому - 0,15 м/с, вантажопідйомність - 400 кг/5 осіб, можливість переміщення в інвалідному візку, автоматичне блокування дверей, 0,55 кВт асинхронний двигун, струм: 10 А 50 Hz, напруга: 1-фазна 220В/3-фазна 380 В.

Також підйом на поверхи здійснюється за допомогою сходів, розташованих у кожному функціональному блоці будівлі, загальна кількість сходових кліток у будівлі – 2 шт.

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

Технічна будівля має об'ємно-планувальні рішення, які дозволяють виконати розміщення торгово-офісного обладнання відповідно до технологічного процесу.

Конструктивна схема – рамно-зв'язувальна (колони, балки перекриття, монолітні та збірні плити перекриття). Каркас металевий. Фундамент – існуючий, ж/б монолітна плита та стрічковий монолітний фундамент.

Структура будівлі:

Підвальний поверх - тех. поверх.

1-й поверх - торговий зал. сан/вузли, електрощитова та елеваторний вузол;

2-й поверх - офісні приміщення, конференц-зали, санвузли, тех. приміщення;

3- поверх - офісні приміщення. санвузли, технічні приміщення; Мансардний поверх - офісні приміщення, санвузли.

Для створення сприятливих безпечних і відповідних санітарно-гігієнічним вимогам умов праці в проекті передбачені наступні заходи: температурно-

вологісний режим і освітленість приміщень відповідають нормативам. Об'єкт обладнується меблями, що допускають легке очищення і дезінфекцію, відстань між одиницями технологічного обладнання, а також між обладнанням і будівельними конструкціями відповідає нормативам - для персоналу офісних приміщень передбачені відгороджені зони відпочинку.

Продаж товару в магазині здійснюється через касовий розрахунковий вузол. Кількість відділів - 3.

Для виставки зберігання і продажу товару встановлені гірки торгові, прилавки і вітрини. Завантаження передбачається з боку торгового залу в неробочий час.

Передбачено встановлення підйомника на 250 кг з підвалу на другий поверх.

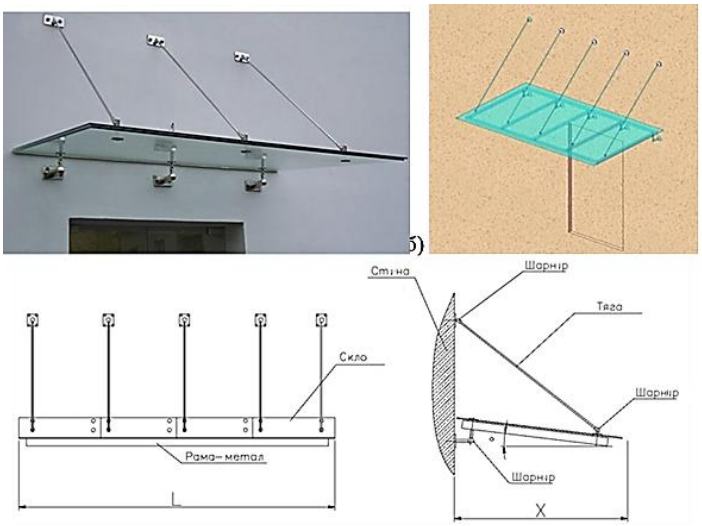
1.3 Опис та обґрунтування використаних композиційних прийомів при оформленні фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва

Зовнішні стіни будівлі цегляні, товщиною 510 мм.

Стіни будівлі з відмітки рівня землі оброблені фасадною системою Dryvit.

Крильця, сходи виходів з технічного поверху, пандус сміттєвої камери облицювати керамічною підлоговою плиткою для зовнішніх робіт. Проектом передбачено огорожу крилець висотою 900 мм.

Навіси над виходом з технічного поверху, а також над виходами з будівлі.



а) фото готового козирка, б) ескізна схема установки, в) опис конструкції.

Рисунок 1.1 – Конструкція козирка

Приямки виходів з технічного поверху виконати з огорожею висотою не менше 900 мм.

Вхідні двері в будівлю передбачені наступних типів:

– засклені, у складі вітража з ПВХ-профілю білого кольору;
– засклені, у складі вітража з металопластику;
– металеві (входи в підвал);
– металеві протипожежні.

Вікна в будівлі передбачені з ПВХ-профілю, білого кольору, з поворотно-відкидним відкриванням, одинарної конструкції з двокамерним склопакетом зі скла з твердим селективним покриттям. Світлові ліхтарі двокамерні, спеціальні.

1.4 Опис рішень щодо оздоблення приміщень основного, вдопоміжного, обслуговуючого та технічного призначення

Внутрішні стіни і перегородки в приміщеннях пофарбовані акриловою вододисперсною фарбою, частково застосовано ГКЛ.

З метою скорочення зносу поверхонь підлоги проектом передбачаються довговічні матеріали. У торговому залі застосовується керамогранітна плитка, в туалетах і санвузлах оздоблення підлоги керамічною плиткою, в інших

приміщеннях застосовується лінолеум.

У торгових залах, приміщеннях персоналу та офісах застосована підвісна стеля системи Armstrong. У підсобних приміщеннях - затирка з подальшим фарбуванням водорозчинною акриловою фарбою за 2 рази колір 90016 за каталогом RAL. Підряднику на всі застосовувані матеріали необхідно надати сертифікат відповідності, гігієнічний сертифікат і сертифікат пожежної безпеки.

Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень з постійним перебуванням людей. Приміщення будівлі забезпечені природним освітленням через існуючі віконні прорізи. Площа скління відповідає вимогам нормативів.

Будівля орієнтована поздовжніми фасадами на північний захід і південний схід. Тривалість інсоляції приміщень відповідає вимогам нормативів.

Обмеження надмірного теплового впливу передбачено шляхом встановлення жалюзі. Згідно з технологічним планом, розміщення робочих столів співробітників здійснюється на відстані не далі 3,6 м від віконних прорізів.

Природне освітлення в приміщенні є достатнім.

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

У радіоелектронному обладнанні, яке планується розмістити, відсутні обертові частини, отже, вібрація відсутня.

Рівні шуму та електромагнітного випромінювання від обладнання не перевищують нормативів. З трьох боків будівля оточена торгово-офісною забудовою. З точки зору акустичного клімату, будівля розташована на сприятливій ділянці. Обладнання інженерних приміщень встановлюється на підлогу або фундамент з пристроєм амортизаторів. Заходи, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та іншого впливу, не потрібні.

1.6 Опис рішень щодо декоративно-художнього та колірного оздоблення інтер'єрів – для об'єктів невиробничого призначення

Інтер'єр торгово-офісного комплексу виконаний у світлих тонах керамогранітною плиткою та декоративною штукатуркою.

1.7 Висновки до розділу 1

У першому розділі кваліфікаційної роботи розглянуто та обґрунтовано архітектурно-будівельні рішення торговельно-офісного комплексу, запроєктованого шляхом реконструкції існуючого виробничого цеху. Встановлено, що прийняті об’ємно-планувальні рішення забезпечують раціональне функціональне зонування будівлі з урахуванням специфіки торгово-офісної діяльності, вимог пожежної безпеки, санітарно-гігієнічних норм і нормативів доступності.

Будівля логічно поділена на функціональні блоки з чітким розмежуванням торгових, офісних, допоміжних і технічних приміщень. Вертикальні та горизонтальні комунікації організовані таким чином, щоб забезпечити безпечний і зручний рух персоналу та відвідувачів, а також нормативні шляхи евакуації. Прийняті рішення щодо природного освітлення, інсоляції та вентиляції відповідають діючим нормативам і створюють комфортні умови перебування людей. Архітектурно-художні рішення фасадів та інтер’єрів виконані з урахуванням сучасних композиційних прийомів і матеріалів, що забезпечують естетичну виразність будівлі після реконструкції. Загалом архітектурні рішення є функціонально доцільними, технічно обґрунтованими та відповідають вимогам чинних будівельних норм.

РОЗДІЛ 2
РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТОРСЬКИЙ РОЗДІЛ

2.1 Вихідні дані

Об'єкт являє собою будівлю торгового комплексу, реконструйованого з виробничого цеху заводу телевізорів.

Будівля має об'ємно-планувальні рішення, які дозволяють виконати розміщення торгово-офісного обладнання відповідно до технологічного процесу.

Реконструйоване приміщення виконано в каркасному виконанні з самонесучими зовнішніми стінами, залишеними в процесі реконструкції від старої споруди.

Конструктивна схема будівлі являє собою рамний каркас. Каркас будівлі виконаний з металопрофілю.

Будівля має розміри в плані 24,0 х 36,0 м, висота будівлі від рівня землі до коника покрівлі – 14,97 м. Будівля розділена на два функціональні блоки рівної площі, прохід між блоками здійснюється через протипожежні двері.

За умовну позначку 0,000 прийнято рівень чистої підлоги першого поверху, що відповідає абсолютній позначці 194,00.

Будівля об'єкта споруди триповерхова, з підвальним і мансардним поверхами.

Основними несучими будівельними конструкціями є металеві колони, виконані з прокатного двотавра 40К1, а також балки перекриття, виконані з прокатного двотавра 40Ш1, 30Ш2 і 30Ш2, цегляні пілястри зовнішньої стіни. Товщина зовнішніх стін 510 мм.

На колони жорстко спираються балки і плити перекриття.

Міцність і стійкість каркаса забезпечується жорстким сполученням балок перекриттів з колонами в поздовжньому напрямку, жорсткими дисками перекриттів і сходовим вузлом в поперечному напрямку.

Всі несучі конструкції споруди виконані зі сталевого профілю.

Всі будівельні конструкції прийняті відповідно до діючих державних норм і

стандартів.

Прийняті конструктивні рішення забезпечують стійкість і просторову незмінність конструкції, безпеку і надійність експлуатації.

Для з'єднань на високоміцних болтах прийняті болти діаметром різьби 24мм, гайки діаметром різьби d=24мм, шайби.

Високоміцні болти, гайки і шайби повинні відповідати технічним вимогам6, матеріал болтів, гайок і шайб - сталь 40Х "селект".

Для з'єднань на болтах нормальної і грубої точності прийняті болти класу 5.8.

Проектовані металоконструкції виконані зі сталі класу С345.

Всі металеві конструкції оштукатурити цементно-піщаним розчином М50 по сітці Рабітца. Товщина шару штукатурки не менше 30 мм.

Прийняті конструкції вузлів відповідають вимогам, мають достатню міцність для сприйняття всіх розрахункових навантажень.

Будівля трипролітна, прольоти становлять 6,0 м, 8,0 м і 6,0 м, прив'язка колон до осей центральна.

Покрівля будівлі виконується зі сталевого профільованого листа, відповідно до вимог виробника ухил покрівлі повинен становити не менше 10°, таким чином, при даному кроці колон найбільш доцільною конструкцією покриття є балки покриття.

Відповідно до вимог

У кожному відсіку будівлі передбачається окрема система зв'язків.

Стійкість верхніх поясів балок покриття під час експлуатації забезпечується жорстким диском покрівлі.

2.2 Збір навантажень на каркас будівлі

2.2.1 Збір навантажень на міжповерхове перекриття

Таблиця 2.1 – Збір навантажень на міжповерхове монолітне перекриття

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кг/м^2	Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f	Розрахункове навантаження, кг/м^2
Постійна			
Власна вага настилу Н114-750-0,9	14,00	1,05	14,70
Маса бетону $\gamma(h_b + h_f)$*	2500(0,0465+0,036)=206,28	1,2	247,54
Вирівнювальна стяжка γ=1700кг/м^3 , δ=30мм	51,00	1,3	66,30
Керамічна плитка γ=2600кг/м^3 , δ=8мм	20,80	1,1	22,8
Разом постійні навантаження:	292,08		351,42
Корисне навантаження	400	1,2	480
Разом	692,08		831,42

2.2.2 Сума навантажень на покриття від ваги снігового покриву та власної ваги елементів покрівлі

Нормативне значення снігового навантаження визначаємо за формулою:

$$S_0 = 0{,}7 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g \qquad (2.1)$$

Де:

c_e - коефіцієнт, що враховує знесення снігу з покриття будівлі, прийнятий рівним 1;

c_t - термічний коефіцієнт, прийнятий рівним 1 ;

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

S_g - вага снігового покриву на 1 $м^2$ горизонтальної поверхні землі, для III снігового району прийнятий рівним 180 $кг/м^2$.

Розглядаємо два варіанти завантаження сніговим навантаженням.

Нормативне значення вітрового навантаження визначають як суму середньої W_m і пульсаційної W_p складових вітрового навантаження.

Визначимо середню складову вітрового навантаження.

$$W_m = w_0 \cdot k(z_e) \cdot c \qquad (2.2)$$

Де:

w_0 - нормативне значення вітрового тиску, що приймається рівним середньо 38 $кг/м^2$ ю для III вітрового району.

$k(z_e)$ - коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску по висоті;

c - аеродинамічний коефіцієнт.

Для типу місцевості В коефіцієнт$k(z_e)$ дорівнює:

на висоті$+10{,}760$ м (ділянки покриття в осях А-Б і В-Г)$k(z_e) = 0{,}665$;

на висоті$+14{,}260$ м (ділянки покриття в осях Б-В)$k(z_e) = 0{,}735$.

Таблиця 2.2 – Збір навантажень на покриття від ваги снігового покриву та власної ваги елементів покрівлі

Вид навантаження	Нормативне навантаження, $кг/м^2$	Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f	Розрахункове навантаження, $кг/м^2$
Сталевий оцинкований профільований лист	9,94	1,05	0,44
Вітрозахисна плівка δ=1мм	0,154	1,3	0,20
Утеплювач, γ=180кг/$м^3$, δ=40мм	180*0,04=7,20	1,2	8,64
Утеплювач, γ=180кг/$м^3$, δ=170мм	180*0,17=30,60	1,2	36,7

Продоаження таблиці 2.2

Парозахисна плівка δ=1мм	0,154	1,3	0,20
Сталевий профільований лист Н60А-845-0,9	9,94	1,05	10,44
Разом:	57,99		66,64

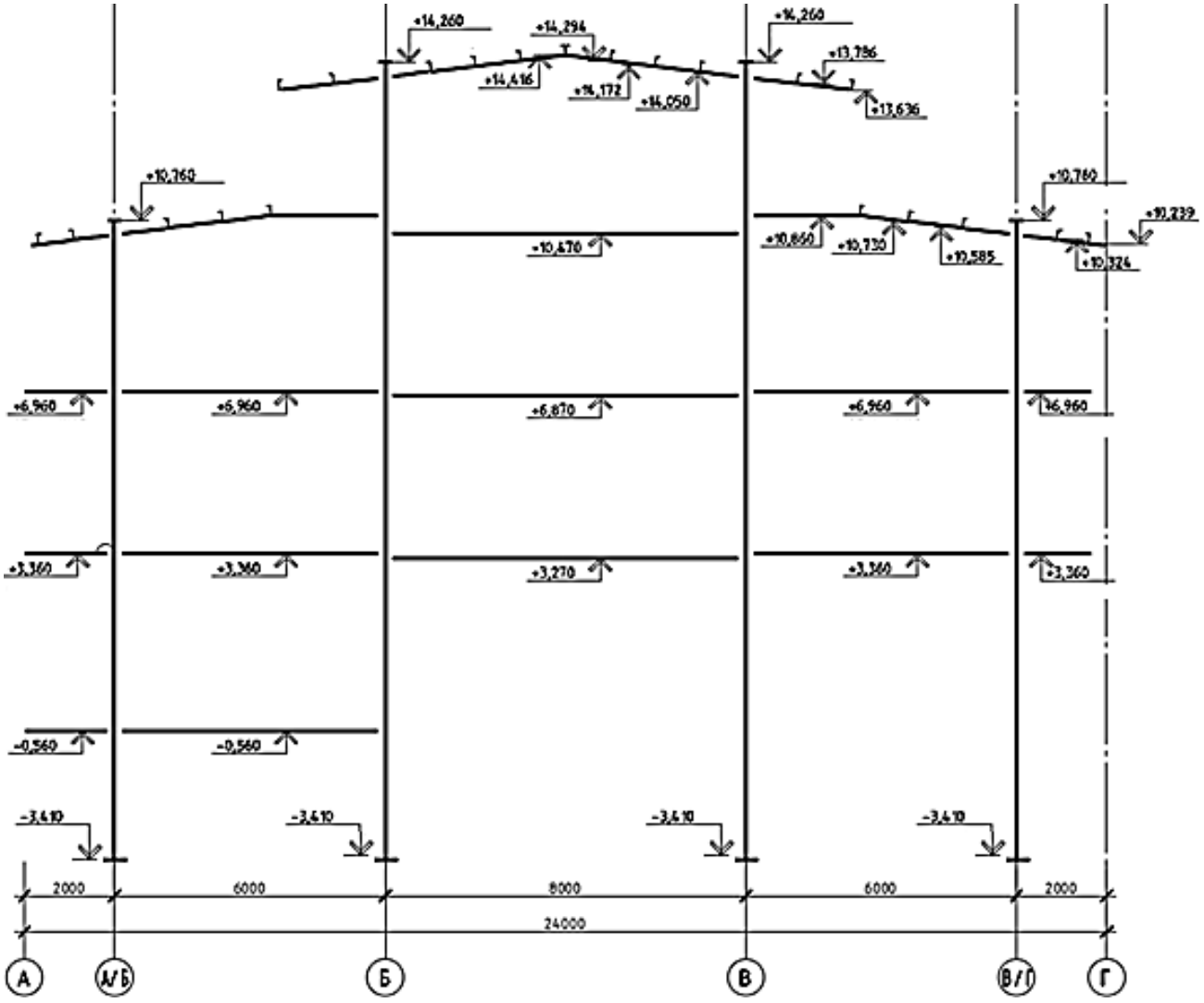


Рисунок 2.1 – Схема збору снігових навантажень.

Навантаження від ваги покрівлі та снігові навантаження передаються на несучі конструкції покриття через прогони, розташовані з кроком 3,0 м.

2.2.3 Збір вітрових навантажень

Стіни будівлі самонесучі існуючі, вітрові навантаження на несучий каркас будівлі передаються на рівні балок перекриття через гнучкі зв'язки.

Визначимо вітрові навантаження на покриття будівлі.

Вітрові навантаження на покриття будівлі визначаємо за [8].

Оскільки ухил покрівлі дорівнює 10°С, то для похилих ділянок покриття з навітряного боку аеродинамічний коефіцієнт c_e дорівнює 1,47, для ділянок з підвітряного боку c_e =0,63. Для вертикальних ділянок з навітряного боку c_e =0,8, з підвітряного боку c_e =0,5.

Yормативне значення вітрового навантаження визначають як суму середньої W_m і пульсаційної W_p складових вітрового навантаження.

Визначимо середню складову вітрового навантаження.

Де:

$$W_m = w_O \cdot k_{(ze)} \cdot c \qquad (2.3)$$

w_0 – нормативне значення вітрового тиску, що приймається рівним 38кг/м2 для III вітрового району.

k(ze) – коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску по висоті;

c – аеродинамічний коефіцієнт.

Для типу місцевості В коефіцієнт $k_{(ze)}$ дорівнює:

– на висоті +10,760 м (ділянки покриття в осях А-Б і В-Г) $k_{(ze)}$=0,665;

– на висоті +14,260 м (ділянки покриття в осях Б-В) $k_{(ze)}$=0,735.

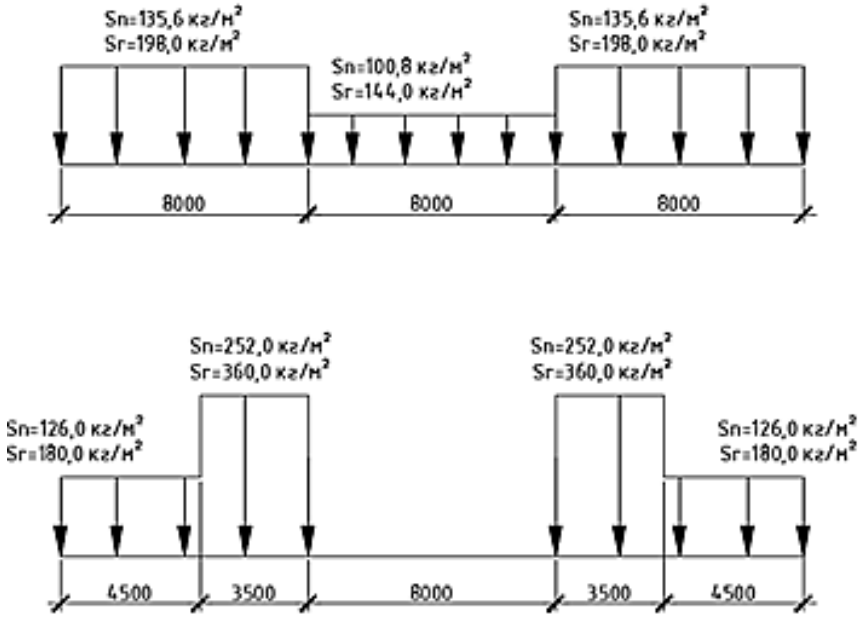


Рисунок 2.2 – Схема прикладання вітрових навантажень на покриття

Оскільки відношення висоти будівлі до її прольоту (15,04/30,0=0,5) менше 10, пульсаційну складову вітрового навантаження в розрахунках не враховуємо.

Визначимо вітрові навантаження на стіни будівлі.

Для вертикальних ділянок стіни аеродинамічний коефіцієнт дорівнює: з навітряного боку c_e =0,8, з підвітряного боку c_e =0,5.

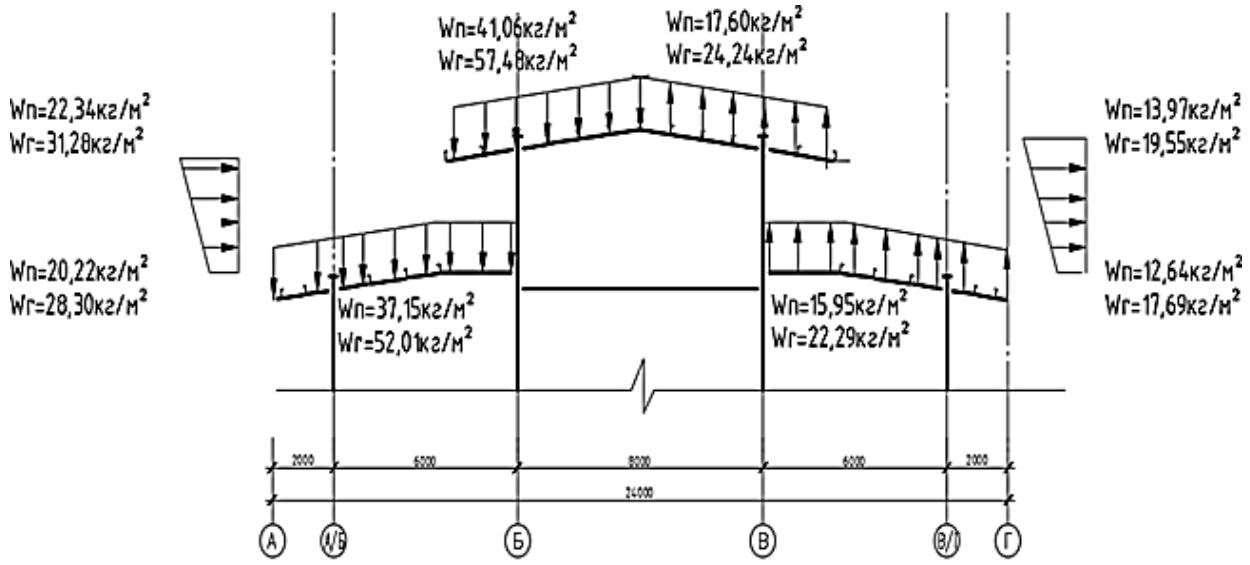


Рисунок 2.3 – Схема прикладання вітрових навантажень на стіну

Сторона будівлі по осі 4 примикає до існуючої будівлі, вітрові навантаження на підвітряну сторону будівлі не враховуємо.

2.2.4 Збір навантажень від ваги огороджувальних конструкцій

Навантаження від ваги конструкції стін не передаються на несучі конструкції каркаса будівлі, оскільки стіни самонесучі, кріплення стіни до конструкцій каркаса передбачено гнучкими зв'язками, що виключають передачу навантажень від ваги стіни на каркас.

2.3 Основні розрахункові положення

Розрахунок несучих конструкцій будівлі проведено з метою визначення розрахункових зусиль у вузлах і елементах для оцінки вибору оптимальних перерізів конструкцій каркаса будівлі, розробки вузлів сполучень елементів каркаса, проектування фундаментів.

Розрахунки виконані відповідно до та чинних нормативних документів. Коефіцієнт надійності по відповідальності споруди прийнятий $\gamma_n = 1,00$

Розрахунки виконані в програмному комплексі SCAD.

Таблиця 2.3 – Комбінації навантажень для розрахунку

№	Опис
1	Власна вага конструкції*1+навантаження від ваги перекриття, корисних навантажень на перекриття і ваги покрівлі*1+вітрові навантаження*1+снігові навантаження*0,9
2	Власна вага конструкції*1+навантаження від ва и ваги перекриття, корисних навантажень на перекриття і ваги покрівлі*1+вітрові навантаження*0,9+ снігові навантаження*1

Розрахунок конструкцій опори виконано:

– за першим (міцності) граничним станом від дії розрахункових навантажень;

– за другим (деформативності) граничним станом від дії нормативних навантажень.

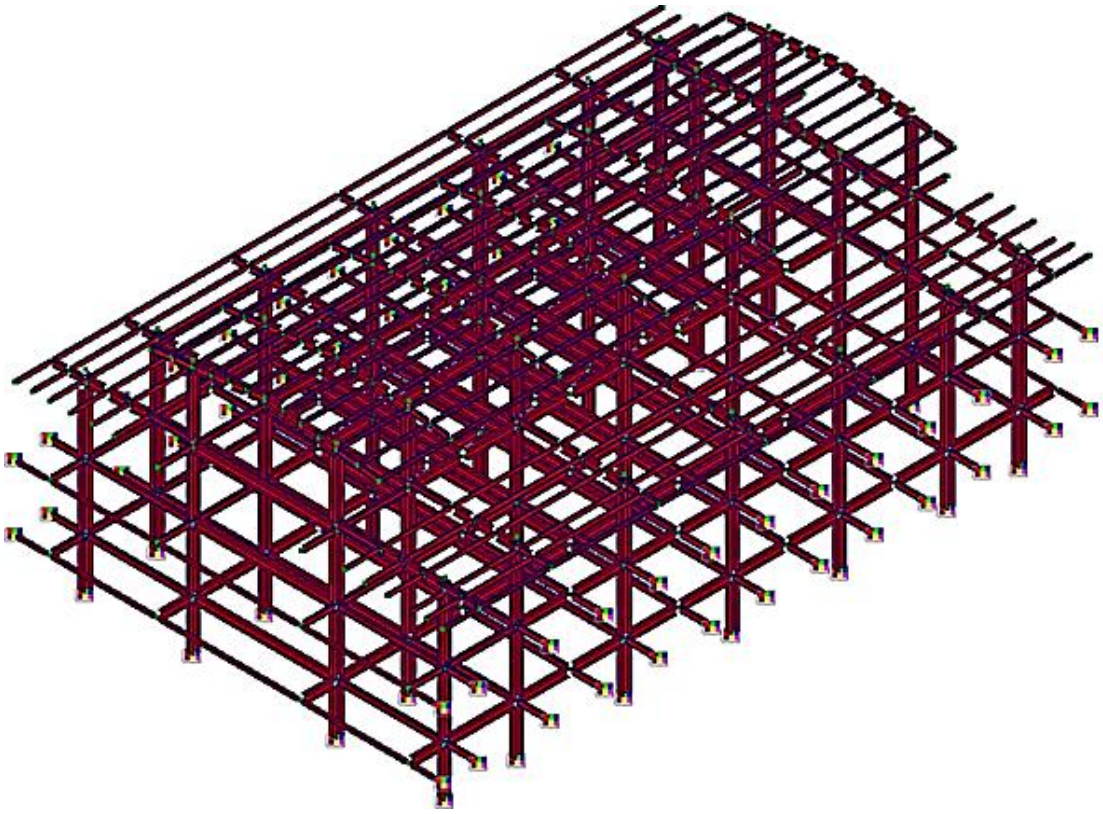


Рисунок 2.4 – Розрахункова схема будівлі

2.3.1 Розрахунок СПН на стадії зведення

На стадії зведення несучою конструкцією є сталевий профільований настил. При розрахунку визначають його міцність і жорсткість як для сталевого тонкостінного згинального елемента, що працює на навантаження від власної маси настилу, маси свіжоукладеного бетону і монтажного навантаження, що включає масу обладнання і людей в процесі зведення перекриття.

Таблиця 2.4 – Збір навантажень на СПН на стадії зведення

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м^2	Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м^2
Постійна			
Власна вага настилу Н114-750-0,9	14,00	1,05	14,70
Навантаження від маси свіжоукладеної бетонної суміші $\gamma(h_b + h_f)$*	2500(0,0465+0,036)=206,28	1,2	247,54
Разом	220,28		262,24
Тимчасове			
Монтажна навантаження при подачі бетонної суміші бетоноводами	500	1,3	650
Разом	720,28		912,24
* γ - щільність бетонної суміші; h_b - приведена товщина бетону в межах висоти перерізу настилу; h_f - висота полиці таврового перерізу плити.			

Наведена товщина бетонуh_b визначається за формулою:

$$h_b = \frac{(b + b') * h_n}{2 * s_n} = \frac{(124 + 80) * 114}{2 * 250} = 46{,}51 \text{ мм.}$$

Де:s_n - відстань між осями гофрів настилу, см.

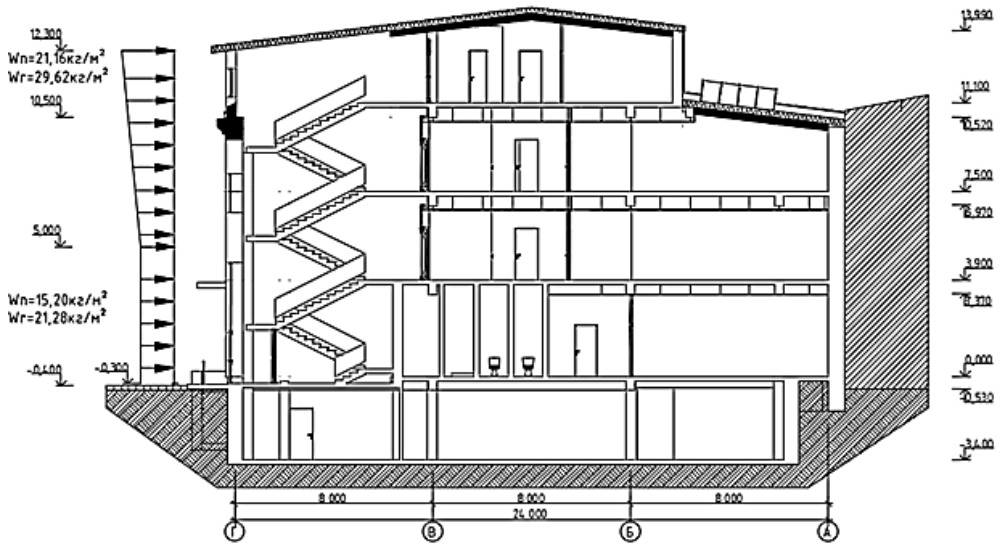


Рисунок 2.5 – Розрахункова схема СПН

Згинальний момент у прольоті від розрахункових навантажень $M = 1026{,}27$кг·м. Розрахункове навантаження на $1\ м^2$ настилу на стадії зведення становить 964,28 кг. Поперечна сила від розрахункового навантаження 1368,36 кг.

Міцність СПН перевіряємо для опорних і прогонових перерізів за умовами:

$$\frac{M}{W_x} \leq R_n$$

$$\frac{Q}{\sum t \cdot h_n} \leq R_n$$

де:

M - максимальний згинальний момент від розрахункових навантажень на 1 м ширини настилу, кг· м;

W_x - розрахунковий момент опору на 1 м ширини настилу,$см^3$;

Q - максимальне значення поперечної сили від розрахункових навантажень, що припадає на 1 м ширини настилу, кг.

Обчислюємо міцність сталевого профільованого настилу в прольоті і на опорі.

У прольоті по стиснутій (широкій) полиці:

$$\sigma_n = \frac{M_{span}}{W_{x1}} = \frac{1026{,}27}{64{,}00 * 10^{-6}} = 16{,}04 \cdot 10^6 \text{ кг/м}^2 \approx 157{,}352 \text{ МПа} < 220 \text{ МПа}$$

по розтягнутій (широкій) полиці:

$$\sigma_n = \frac{M_{span}}{W_{x2}} = \frac{1026{,}27}{57{,}40 * 10^{-6}} = 17{,}88 \cdot 10^6 \text{ кг/м}^2 \approx 175{,}403 \text{ МПа} < 220 \text{ МПа}$$

Визначаємо міцність настилу по поперечній силі:

$$\frac{Q}{\sum t \cdot h_n} \leq R_n \qquad (2.4)$$

На ширині 1 м поперечна сила сприймається 8 стінками СПН:$\Sigma t = 8 \cdot 0{,}9 = 7{,}2$мм, $h_n = 114$мм, $R_{ns} = 140$ МПа (розрахунковий опір СПН зрізу). Поперечна сила $Q = 1368{,}36$ кг.

Таким чином, міцність настилу:

$$\frac{Q}{\sum t \cdot h_n} = \frac{1368{,}36}{7{,}2 * 114 * 10^{-6}} = 1667{,}105 * 10^3 \frac{кг}{м^2} \approx 16{,}35 \text{ МПа} < 140 \text{ МПа}$$

Отже, перетин на стадії зведення має достатню несучу здатність.

Визначаємо найбільший прогин профільованого настилу на стадії зведення.

При розрахунку прогину настилу на стадії зведення перекриття повинна дотримуватися умова:

$$f_n = k_n \cdot \frac{q^n * i_n^4}{E_n * I_x} + a \leq \frac{1}{200} i_n \qquad (2.5)$$

Де:

f_n - прогин настилу під навантаженням в середині крайнього прольоту, см;

k_n - коефіцієнт, що визначається залежно від схеми розкладки настилу (для однопрогонного настилу 0,013, двопрогонного 0,0091, для настилу з кількістю прольотів три і більше 0,0088);

q^n - нормативне навантаження від власної маси настилу, маси свіжоукладеного бетону і монтажного навантаження, кг/м;

i_n - розрахунковий проліт настилу, см;

I_x - розрахунковий момент інерції розглянутого перетину настилу;

a - емпірична величина, рівна для багатопролітних настилів 2 мм, для однопролітних 0 .

Тоді прогин настилу на стадії зведення становитиме:

$$f_n = 0{,}013 \cdot \frac{720{,}28 * 10^{-2} * 300^4}{21 * 10^6 * 345{,}20} + 0 = 1{,}05 \text{ см} \leq \frac{1}{200} \cdot 300 = 1{,}5 \text{ см}$$

Отже, жорсткість СПН на стадії зведення забезпечена.

2.3.2 Розрахунок СПН на стадії експлуатації

Таблиця 2.5 – Збір навантажень на СПН на стадії експлуатації

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кг/м^2	Коефіцієнт надійності за навантаженні γ_f	Розрахункове навантаження, кг/м^2
Постійна			
Власна вага настилу Н114-750-0,9	14,00	1,05	14,7
Маса бетону $\gamma(h_b + h_f)$*	2500(0,0465+0,036)=206,28	1,2	247,5
Вирівнювальна стяжка γ=1700кг/м^3 , δ=30мм	51	1,3	66,3
Керамічна плитка γ=2600кг/м^3 , δ=8мм	20	1,1	22,8
Разом постійні навантаження:	292,08		351,42
Корисне навантаження	400	1,2	480
Разом	692,08		831,42

На стадії експлуатації несучою конструкцією є залізобетонна плита, в якій СПН використовується як зовнішня робоча арматура. При розрахунку плити слід враховувати повне розрахункове навантаження на неї, включаючи власну масу.

Розрахунок залізобетонної плити із зовнішньою арматурою у вигляді СПН виконують:

1. на міцність нормальних і похилих перерізів плити і анкерування настилу;
2. на зминання ребер плити по площині опор;
3. за деформаціями - визначення прогину.

Розрахунок по міцності нормальних перерізів до поздовжньої осі. Розрахунковий згинальний момент 935,35 кг·м.

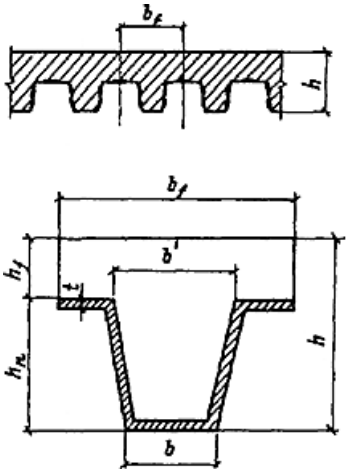


Рисунок 2.6 - Розрахунковий переріз плити в прольоті

Розрахункова характеристика стиснутої зони бетону дорівнює:

$\omega = \alpha - 0{,}008 * \mathrm{R_b} = 0{,}85 - 0{,}008 \cdot 11{,}745 = 0{,}756$

Визначаємо граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону в перерізі:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_n \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1{,}1}\right)}{\sigma_{SR}}} = \frac{0{,}756}{1 + \frac{220 \cdot \left(1 - \frac{0{,}756}{1{,}1}\right)}{500}} = 0{,}665$$

Граничне значення висоти стиснутої зони бетону обчислюємо за формулою:

$$x_R = \xi_R \cdot h_0 = 0{,}665 \cdot 9{,}005 = 5{,}988$$

Де:$\mathrm{h_o}$ - робоча висота перерізу ($\mathrm{h_o} = \mathrm{y_c} + \mathrm{h_f} = 5{,}405 + 3{,}6 = 9{,}005$ см).

Висоту стиснутої зони перерізу плити визначають за рівнянням:

$$R_b \cdot b_f \cdot x = \gamma_n \cdot R_n \cdot A_n + R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A_s'' \qquad (2.6)$$

Де:

γ_n - коефіцієнт умов роботи профільованого настилу як арматури в нормальному перерізі плити.

$$\mathrm{x} = \frac{\gamma_\mathrm{n} \cdot \mathrm{R_n} \cdot \mathrm{A_n}}{\mathrm{R_b} \cdot \mathrm{b_f}} = \frac{0{,}8 * 176 * 3{,}05}{11{,}745 * 25{,}0} = 1{,}462 \text{ см} < \mathrm{X_R} = 5{,}988 \text{ см}$$

Оскільких $< h_f$, нейтральна вісь проходить в межах товщини полиці. Отже, має місце випадок 1 :

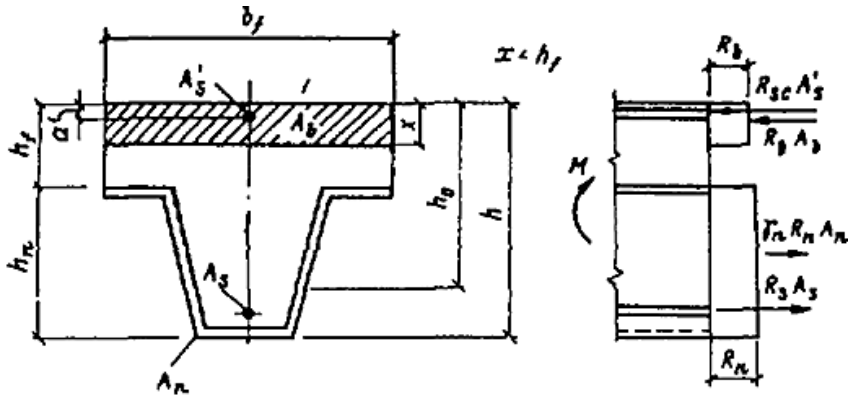


Рисунок 2.7 - Схема зусиль у прогоновому перерізі плити при розташуванні нейтральної осі в межах товщини полиці плити

При розрахунку міцності перерізу плити має дотримуватися умова:

$$M_{span} \leq R_b \cdot b_f \cdot x \cdot (h_0 - 0{,}5 \cdot x) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a') \qquad (2.7)$$

Де:

M_{span} - згинальний момент в розглянутому перерізі плити, кг•м.$95{,}005 \cdot 25{,}00 \cdot 1{,}462 \cdot (9{,}005 - 0{,}5 \cdot 1{,}462) = 297{,}309$ кг · м < 935,35кг · м Умова міцності не виконується.

Для забезпечення несучої здатності 447,34кг · м при тих же розмірах перерізу плити вводимо в переріз гнучку арматуру 1 d22A-III. $R_s = 355$ МПа,$A_s = 3{,}801$ см^2 .

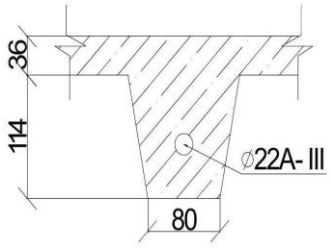


Рисунок 2.8- Перетин плити

Визначаємоx_R . Оскільки в перерізі плити має місце змішане армування, то в знаменник формули для ξ_R записуємо найбільше з значень розрахункових опорів настилу або гнучкої арматури:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_n \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1{,}1}\right)}{\sigma_{SR}}} = \frac{0{,}756}{1 + \frac{355 \cdot \left(1 - \frac{0{,}756}{1{,}1}\right)}{500}} = 0{,}618$$

Тоді:

$x_R = \xi_R \cdot h_0 = 0{,}618 \cdot 9{,}005 = 5{,}565$

Знаходимо висоту стиснутої зони бетону:

$$x = \frac{\gamma_n \cdot R_n \cdot A_n + R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b_f} = \frac{0{,}8 * 176 * 3{,}05 + 355 * 3{,}801}{11{,}745 * 25{,}00} = 6{,}058 \text{ см} > X_R = 5{,}565 \text{ см}$$

Оскільких $> x_R$ розрахунок ведемо за третім випадком.

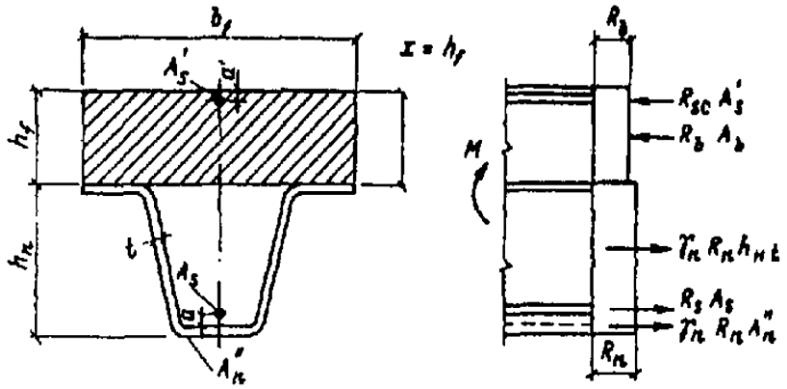


Рисунок 2.9 - Схема зусиль у прогоновому перерізі плити при розташуванні нейтральної осі в полиці СПН

При розрахунку міцності перерізу плити має дотримуватися умова:

$$M_{span} \le 0{,}5 \cdot R_b \cdot b_f \cdot h_f^2 + \gamma_n \cdot R_n \cdot (A_n'' \cdot h_n + t \cdot h_n^2) + R_s \cdot A_s \cdot (h_n - a) + R_{sc} \cdot A_s' \cdot \left(h_f - a'\right)$$

Де:

A'_n - площа перетину верхньої полиці одного гофра настилу,$см^2$;

A''_n - те саме, нижньої полиці.

$0{,}5 \cdot 119{,}725 \cdot 25{,}0 \cdot 3{,}6^2 + 0{,}95 \cdot 1794{,}09 \cdot (3{,}05 \cdot 8 + 0{,}09 \cdot 114^2) +$
$3618{,}77 \cdot 3{,}801 \cdot (114 - 5) = 1553{,}79$ кг · м < 935,35 кг · м

Міцність перетину в прольоті забезпечена.

Розрахунок по міцності похилих перерізів до поздовжньої осі.

Розрахункова поперечна сила на один гофр сталевого профільованого настилу Q становить 1247,13 кг.

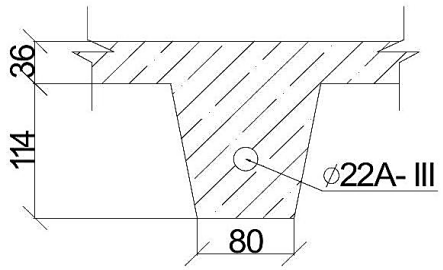


Рисунок 2.10 - Перетин плити

Міцність перерізів, похилих до поздовжньої осі плити перекриття, розраховують на дію поперечної сили. Кут похилої тріщини приймається рівним 45° до горизонтальної осі. При цьому повинні дотримуватися умови:

$$Q \leq 0{,}3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot \left(b + \frac{b'}{2} \right) \cdot h_0$$

$$Q \leq 0{,}17 \cdot R_n \cdot h_n \cdot 2 \cdot t + \sum R_{sw} \cdot A_{sw} + Q_b$$

Де:

$0{,}17 R_n h_n 2t$ - поперечне зусилля, що сприймається стінками настилу в одному гофрі;

$\Sigma R_{sw} A_{sw}$ - сума поперечних зусиль, що сприймаються поперечними стрижнями, які перетинають похилий переріз;

Q_b - поперечне зусилля, що сприймається бетоном;

φ_{w1} і φ_{b1} - коефіцієнти, що приймаються за.

Коефіцієнт φ_{w1} визначаємо за формулою :

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_w = 1$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{355}{30} = 11{,}83$$

Коефіцієнт φ_{b1} визначаємо за формулою:

$\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b$

Де: β - коефіцієнт, що приймається для важкого бетону рівним 0,01 .

Отже:

$\varphi_{b1} = 1 - 0{,}01 * 11{,}745 = 0{,}883$

Робоча висота перерізу $h_o = y_c + h_f = 5{,}405 + 3{,}6 = 9{,}005$ см.

Таким чином:

$$Q = 1247{,}13кг \leq 0{,}3 \cdot 1 \cdot 0{,}883 * 119{,}725 \cdot \left(25{,}00 + \frac{12{,}60}{2}\right) * 9{,}005 = 2979{,}707кг$$

Отже, умова задовольняється.

Визначаємо поперечну силу Q_b , сприйману бетоном:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b4} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \left(b + \frac{b'}{2}\right) \cdot h_0^2}{h}$$

Коефіцієнт φ_{b4} для важкого бетону приймаємо 1,5 . Коефіцієнт φ_n дорівнює 0 .

Тоді:

$$Q_b = \frac{1{,}5 \cdot 1 \cdot 9{,}633 \cdot \left(25{,}0 + \frac{12{,}60}{2}\right) \cdot 9{,}005^2}{15{,}0} = 2444{,}969 \text{ кг.}$$

Перевіряємо умову:

$Q \leq 0{,}17 \cdot R_n \cdot h_n \cdot 2 \cdot t + Q_b$

$Q = 1247{,}13кГ \leq 0{,}17 \cdot 1794{,}09 \cdot 11{,}4 \cdot 2 * 0{,}09 + 2444{,}969 = 3070{,}919$ кг.

Отже, умова задовольняється.

2.3.3 Розрахунок монолітної плити перекриття за деформаціями

Повний прогин плити визначаємо за формулою:

$$f_m = f_{rc} + f_{add} \leq \frac{1}{150} \cdot l \qquad (2.8)$$

Де:

f_{rc} - прогин залізобетонної плити перекриття від дії навантажень на стадії експлуатації (без урахування власної маси), см;

f_{add} - додатковий прогин залізобетонної плити внаслідок податливості анкерних зв'язків, см.

Розрахунок ведеться для наведеного перетину.

Коефіцієнт приведення:

$$\alpha_n = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2{,}1 * 10^5}{30 \cdot 10^3} = 7{,}0$$

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2{,}0 * 10^5}{30 \cdot 10^3} = 6{,}67$$

Приведена площа сталевого профільованого настилу:

$$A_{red1} = A_n \cdot \alpha_n = 3{,}05 \cdot 7{,}0 = 21{,}35 \text{ см}^2$$

Приведена площа поздовжньої арматури

$$A_{red2} = A_{an} \cdot \alpha_s = 3{,}801 \cdot 6{,}67 = 25{,}32 \text{ см}^2$$

Приведена площа перерізу розраховується за формулою:

$$\sum A_{red} = A_n \cdot \alpha_n + A_s \cdot \alpha_s + A'_s \cdot \alpha'_s$$

$$\sum A_{red} = 21{,}35 + 25{,}32 = 46{,}67 \text{ см}^2$$

Статичний момент приведеного перерізу настилу відносно крайньої стиснутої грані плити дорівнює:

$$S_{red} = A_{red} \cdot (y_c + h_f) = 46{,}67 \cdot (5{,}405 + 3{,}6) = 420{,}263 \text{ см}^2$$

Визначаємо відстань центру ваги приведеного перерізу плити від крайньої стиснутої грані бетону:

$$\bar{x} = -\frac{\sum A_{red}}{b_f} + \sqrt{\left(\frac{\sum A_{red}}{b_f}\right)^2 + \frac{2 \cdot S_{red}}{b_f}} = -\frac{46{,}67}{25{,}00} + \sqrt{\left(\frac{46{,}67}{25{,}00}\right)^2 + \frac{2 \cdot 420{,}263}{25{,}00}}$$
$$= 10{,}91 \text{ см}$$

Обчислюємо момент інерції приведеного перерізу I_{red} без урахування бетону розтягнутої зони:

$$I_{\text{red}} = \frac{b_f \cdot \overline{x^3}}{3} + \alpha \cdot I_n + \alpha \cdot A_n \cdot \left(\gamma_c + h_f - \bar{x}\right)^2 =$$

$$= \frac{25{,}0 * 10{,}91^3}{3} + 7{,}0 \cdot 34{,}52 + 7{,}0 \cdot 3{,}05 \cdot (5{,}405 + 3{,}6 - 10{,}91)^2 = 1655{,}158 \text{ см}^4$$

Кривизну в $1/\text{r}$ у від дії тривалих навантажень без урахування власної маси плити визначаємо за формулою:

$$\frac{1}{\text{r}} = \frac{\text{M}_{\text{n,span}} \cdot \varphi_{\text{b2}}}{\text{I}_{\text{red}} \cdot \text{E}_{\text{b}} \cdot \varphi_{\text{b1}}} = \frac{778{,}59 * 10^2 \cdot 0{,}9}{1655{,}158 \cdot 305810{,}4 \cdot 0{,}9} = 1{,}54 \cdot 10^{-4} \frac{1}{\text{см}}$$

Прогин залізобетонної плити, армованої СПН, виконується за формулами будівельної механіки. При наявності розрахункової натискної гнучкої арматури, що створює нерозрізність перекриття.

За формулою знаходимо прогин залізобетонної плити f_{rc} :

$$\text{f}_{\text{rc}} = \frac{5}{48}\text{l}^2 \cdot \frac{1}{\text{r}} = \frac{5}{48} \cdot 300^2 \cdot 1{,}54 \cdot 10^{-4} = 1{,}44 \text{ см.}$$

Додаткову кривизну $1/\text{r}_{\text{add}}$, обумовлену податливістю анкерних зв'язків, за якою визначається додатковий прогин плити, обчислюють за формулою:

$$\frac{1}{\text{r}_{\text{add}}} = \frac{\text{k}' \cdot \Delta}{0{,}75 \cdot \text{l} \cdot \text{h}_0} \tag{2.9}$$

Де:

k' - коефіцієнт, що приймається рівним 2 для однопрогонових плит;

Δ - зсув настилу відносно бетону, що розраховується за формулою:

$$\Delta = \frac{\text{M}_{\text{n,span}} \cdot \text{A}_{\text{n}}}{\varepsilon_{\text{a}} \cdot (\text{h}_0 - 0{,}5 \cdot \text{x}) \cdot (\text{A}_{\text{n}} + \text{A}_{\text{s}})} \tag{2.10}$$

Де:

ε_{a} - коефіцієнт жорсткості анкера, що визначається за формулою:

$$\varepsilon_{\text{a}} = 0{,}15 \cdot \text{n}_{\text{an}} \cdot \text{d} \cdot \text{E}_{\text{b}} \tag{2.11}$$

Де:

n_{an} - кількість вертикальних анкерних стрижнів в одному гофрі на розглянутій опорі.

Обчислюємо значення коефіцієнта жорсткості анкера:

$\varepsilon_a = 0{,}15 \cdot 1 \cdot 2{,}2 \cdot 305810{,}4 = 100917{,}432$ кг/см

Визначаємо зсув настилу відносно бетону:

$$\Delta = \frac{748{,}59 * 10^2 \cdot 3{,}05}{100917{,}432 \cdot (9{,}005 - 0{,}5 \cdot 1{,}463) \cdot (3{,}05 + 3{,}801)} = 0{,}040 \text{ см}$$

Де:

$$x = \frac{0{,}8 \cdot R_n \cdot A_n}{R_b \cdot b_f} = \frac{0{,}8 \cdot 176 \cdot 3{,}05}{11{,}745 \cdot 25{,}00} = 1{,}463 \text{ см}$$

Обчислюємо додаткову кривизну плити:

$$\frac{1}{r_{add}} = \frac{k' \cdot \Delta}{0{,}75 \cdot l \cdot h_0} = \frac{2 \cdot 0{,}040}{0{,}75 \cdot 300 \cdot 9{,}005} = 3{,}94 \cdot 10^{-5} \frac{1}{\text{см}}$$

Розраховуємо додатковий прогин плити:

$$f_{add} = \frac{1}{8} \cdot l^2 \cdot \frac{1}{r_{add}} = \frac{1}{8} \cdot 300^2 \cdot 3{,}94 \cdot 10^{-5} = 0{,}443 \text{ см}$$

Таким чином, повний прогин плити:

$$f_m = f_{rc} + f_{add} = 1{,}44 + 0{,}443 = 1{,}883 \leq \frac{1}{150} \cdot 300 = 2{,}0 \text{ см}$$

Отже, жорсткість плити забезпечена.

2.3.4 Розрахунок міцності анкерування СПН в бетоні плити

Настил спирається на сталеву балку двотаврового перетину. Навантаження рівномірно розподілене. Найбільший згинальний момент в середині прольоту становить 935,35 кг•м. Момент в чверті прольоту 757,51 кг•м.

Виконуємо розрахунок для смуги перекриття вздовж прольоту шириною в один гофр.

Визначаємо опір анкерування настилу зсуву на його кінцях, приймаючи менше з умов:

$$T_{an1} = k_1 \cdot k \cdot n_{an} \cdot A_{an} \cdot R_{sa} \quad (2.12)$$

де коефіцієнт $k_1 = 0{,}8$ (враховується спільна робота плити з балкою).

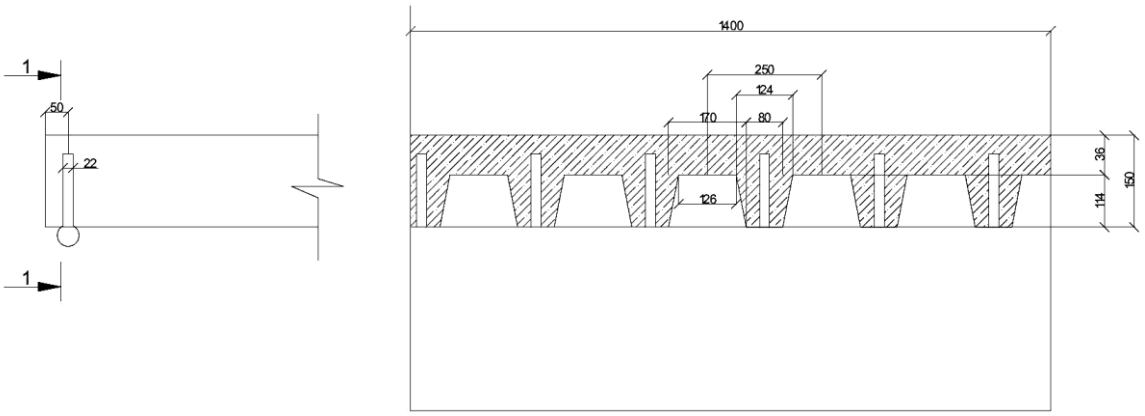


Рисунок 2.11 - Поперечний переріз

Знаходимо чисельне значення коефіцієнта k :

$$k = \frac{4{,}75 \cdot \sqrt[3]{R_b}}{1 + 0{,}15 \cdot A_{an} \cdot \sqrt{R_{sa}}} = \frac{4{,}75 \cdot \sqrt[3]{11{,}745}}{1 + 0{,}15 \cdot 3{,}801 \cdot \sqrt{355}} = 0{,}920$$

Обчислюємо зусилля зсуву, що сприймається вертикальним анкерним стрижнем:

$$T_{an1} = 0{,}8 \cdot 0{,}920 \cdot 1 \cdot 3{,}801 \cdot 3618{,}76 = 10118{,}13 кг$$

Розраховуємо зусилля виривання настилу навколо анкера (для крайнього прольоту СПН):

$$T_{an2} = R_n \cdot i'_{an} \cdot t = 1794{,}09 \cdot (2 \cdot 6 + 3 \cdot 2{,}2) = 33370{,}034 \text{ кг}$$

Де:

$i'_{an}\, t$ - площа перерізу настилу, що розраховується на виривання СПН навколо анкерів і визначається відповідно до кількості анкерів та їх розташування.

Знаходимо зусилля розриву СПН в зоні приварювання анкера:

$$T_{an3} = R_n(b + h_n) \cdot t = 1794{,}09 \cdot (0{,}8 + 11{,}4) \cdot 0{,}09 = 1969{,}911 \text{ кг}$$

Для подальших розрахунків приймаємо менше з зусиль:T_{an1}, T_{an2}, T_{an3} , тобто $T_{an3} = 1969{,}911$ кг.

Визначаємо відстань z_n від рівнодіючої зусилля стиснення в бетоні до рівнодіючої зусилля розтягування в профільованому настилі. Для цього обчислюємо висоту стиснутої зони x :

$$x = \frac{0{,}8 \cdot R_n \cdot A_n}{R_b \cdot b_f} = \frac{0{,}8 \cdot 1794{,}09 \cdot 3{,}05}{119{,}725 \cdot 25{,}00} = 1{,}46 \text{ см}$$

Таким чином:

$$z_\text{n} = \text{y}_\text{c} + \text{h}_\text{f} - \frac{\text{x}}{2} = 5{,}405 + 3{,}6 - \frac{1{,}46}{2} = 8{,}275 \text{ см.}$$

$$\text{z}_\text{s} = \text{h} - \frac{\text{z}_\text{n}}{2} = 15 - \frac{8{,}275}{2} = 10{,}863 \text{ см}$$

Опір рифів T_rif визначають за формулою:

$$\text{T}_\text{rif} = 0{,}5 \cdot \text{R}_\text{b} \cdot \ \text{A}_\text{rif} \cdot \text{n}_\text{rif} \qquad (2.13)$$

Де:

A_rif - площа зминання бетону по бічній поверхні одного рифу.

n_rif - кількість рифів на стінках одного гофра СПН по довжині ділянки настилу L від розглянутого перерізу до найближчого кінця. При наявності в ребрах плити гнучкої арматури кількість рифів, що вводяться в розрахунок, приймається по довжині ділянки, зменшеній на висоту перерізу плити, тобто з ділянки довжиною $l = 300\ 15 = 285$ см .

Кількість рифів на двох стінках одного гофра від кінця настилу до розрахункового перерізу приймаємо:

в середині прольоту:

$$n_{rif} = \frac{0{,}5 \cdot i \cdot n'_{inf}}{s'} = \frac{0{,}5 \cdot 285 * 4}{5{,}9} = 96 \text{ рифів}$$

у чверті прольоту:

$$n_{rif} = \frac{0{,}25 \cdot i \cdot n'_{inf}}{s'} = \frac{0{,}25 \cdot 285 * 4}{5{,}9} = 48 \text{ рифів}$$

$T_{rif} = 0{,}5 \cdot 119{,}725 \cdot 0{,}5 \cdot 96 = 5448{,}8\text{кг} -$ в центрі прольоту

$T_{rif} = 0{,}5 \cdot 119{,}725 \cdot 0{,}5 \cdot 48 = 2873{,}40\text{кг} -$ в центрі прольоту

Перевіримо, чи виконується умова:

$$M_{span} \leq (T_{an} + T_{rif}) \cdot z_n + m_{an} \cdot R_s \cdot A_s \cdot z_s \quad (2.14)$$

Де:

T_{an} - опір анкерування зсуву на опорах по кінцях настилу, кг;

T_{rjf} - опір рифів, розташованих на стінках СПН, зсуву, кг;

Z_n, Z_s - відстані від рівнодіючої зусилля стиснення в перерізі відповідно до рівнодіючої зусилля розтягування в перерізі настилу і в гнучкій арматурі;

m_{an} - коефіцієнт умов роботи анкерування стрижневої арматури, прийнятий рівним 1.

Перевіряємо міцність анкерування за найбільшим моментом в середині прольоту і за моментом в чверті прольоту:

$$M_{span\ 0,5} = 935,35 \leq (1969,911 + 5448,8) \cdot 0,0828 + 1 \cdot 1794,09 \cdot 0,10863 \cdot 3,801 \cdot 10^{-4} = 1614,34$$

$$M_{span\ 0,25} = 757,51 \leq (1969,911 + 2873,4) \cdot 0,0828 + 1 \cdot 1794,09 \cdot 0,10863 \cdot 3,801 \cdot 10^{-4} = 801,10$$

Умови виконуються. Отже, міцність анкерування забезпечена.

У подальших розрахунках враховуємо спільну роботу прогонів і плити перекриття. Анкери розташовуємо по одному в кожній гофрі. Відстань від краю настилу до центру анкера прийнята рівною 50 мм. Довжина анкерів прийнята рівною 80 мм. Зазор примикання сталевого профільованого настилу до прогонів у місці зварювання не більше 0,5 мм. Стики сталевих профільованих листів по довжині виконувати на прогонах без напуску, стики листів по ширині виконувати шляхом напуску комбінованими заклепками з кроком не більше 600 мм. На відстані 15 мм від верхньої грані плити укласти

Висновок: приймаємо до подальшої розробки монолітний варіант перекриття по незнімній опалубці, оскільки його маса значно менше маси

першого варіанту, що призведе до полегшення несучих конструкцій покриття, а отже, в результаті буде дешевше.

2.3.5 Розрахунок прогонів

Перетин прогонів прийнято – швелер з паралельними гранями полиць. Проліт прогонів різний, приймаємо для розрахунку балку з найбільшим прольотом 6,00 м, перетин інших прогонів приймаємо аналогічним. Зусилля в прогонах, отримані за результатами розрахунку від розрахункових значень навантажень, наведені в таблиці 2.6.

Найбільш невигідним поєднанням навантажень для прогонів є: Власна вага конструкції*1+навантаження від ваги перекриття, корисних навантажень на перекриття і ваги покрівлі*1+вітрові навантаження*1+снігові навантаження ні навантаження*0,9.

Таблиця 2.6 – Максимальні зусилля в прогонах від розрахункових навантажень

Зусилля	Розрахункове значення, т
M_x	0,01
M_y	2,78
N	0,90
Q_y	0,00
Q_x	2,75
M_k	0,00

Прогони за призначенням і умовами експлуатації відносимо до балок 1 класу.

Розрахунковий опір сталі стиску, розтягуванню і згину Ry =32619т/м^2 .

Прогони розраховуємо як згинальні балки суцільного перерізу.

Попередньо, для розрахунку приймаємо переріз прогону – швелер з паралельними гранями полиць 22П.

Всі отримані зусилля в прогоні множимо на коефіцієнт надійності по

відповідальності споруди γс =1,0.

Коефіцієнт умови роботи прогону приймаємо γс =1,0.

Таблиця 2.7 – Геометричні характеристики прийнятого перерізу.

	Параметр	Значення	Одиниці вимірювання
A	Площа поперечного перерізу	26,7	$см^2$
α	Кут нахилу головних осей інерції	0	град
I_y	Момент інерції відносно центральної осі Y1, паралельної осі Y	2120	$см^4$
I_z	Момент інерції відносно центральної осі Z1 паралельної осі Z	178	$см^4$
I_t	Момент інерції при вільному крученні	5,842	$см^4$
i_y	Радіус інерції відносно осі Y1	8,911	см
i_z	Радіус інерції відносно осі Z1	2,582	см
Wu+	Максимальний момент опору відносно осі U	192,727	$см^3$
Wu-	Мінімальний момент опору відносно осі U	192,727	$см^3$
Wv+	Максимальний момент опору відносно осі V	31,065	$см^3$
Wv-	Мінімальний момент опору відносно осі V	72,065	$см^3$
Wpl,u	Пластичний момент опору відносно осі U	221,284	$см^3$
Wpl,v	Пластичний момент опору відносно осі V	62,054	$см^3$
I_u	Максимальний момент інерції	2120	$см^4$
I_v	Мінімальний момент інерції	178	см. ^{4}
i_u	Максимальний радіус інерції	8,911	см
i_v	Мінімальний радіус інерції	2,582	см
au+	Ядрова відстань уздовж позитивного напрямку осі Y(U)	1,163	см
au-	Ядрова відстань уздовж негативного напрямку осі Y(U)	2,699	см
av+	Ядрова відстань уздовж позитивного напрямку осі Z(V)	7,218	см
av+	Ядрова відстань уздовж негативного напрямку осі Z(V)	7,218	см
$y_м$	Координата центру мас по осі Y	2,47	см
$z_м$	Координата центру мас по осі Z	-11	см
I_1	Момент інерції відносно глобальної осі Y	2282,894	$см^4$
I_2	Момент інерції відносно глобальної осі Z	3408,7	$см^4$

Продовження таблиці 2.7

	Параметр	Значення	Одиниці вимірювання
I_p	Полярний момент інерції	2298	$см^4$
i_p	Полярний радіус інерції	9,277	см
W_p	Полярний момент опору	185,279	$см^3$

Геометричні характеристики перерізу обчислені за допомогою програмного комплексу SCAD 11.5.3 сателіт «Конструктор перерізів».

При одночасній дії на стінки балки згинальних моментів і поперечної сили розрахунок міцності балки проводимо за формулою:

$$\frac{0,87}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot \sqrt{\sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + \sigma_x^2 + 3 \cdot \tau_{xy}^2} \leq 1 \qquad (2.15)$$

Де:

σ_x - нормальне напруження в серединній площині стінки, паралельне осі балки, $т/м^2$;

σ_y - нормальне напруження в серединній площині стінки, перпендикулярне осі балки,$т/м^2$;

τ_{xy} - дотична напруга в балці, $т/м^2$;

$$\sigma_x = \frac{M_x \cdot y}{I_{xn}} = \frac{0,01 \cdot 0,11 \cdot 1,0}{178,0 \cdot 10^{-8}} = 617,977 \text{ т/м}^2$$

$$\sigma_y = \frac{M_y \cdot x}{I_{yn}} = \frac{2,78 \cdot 0,0247 \cdot 1,0}{2120,0 \cdot 10^{-8}} = 3238,962 \text{ т/м}^2$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q \cdot S}{I \cdot t_w} = \frac{2,75 \cdot 1,0 \cdot 111,0 \cdot 10^{-6}}{2120,0 \cdot 10^{-8} \cdot 9,5 \cdot 10^{-3}} = 1515,641 \text{ т/м}^2$$

x і y - відстані від головних осей до розглянутої точки перетину, м;

t_w - товщина стінки балки, мм.

Перевіримо, чи виконується умова:

$$\frac{\tau_{xy}}{R_s \cdot \gamma_c} \leq 1 \qquad (2.16)$$

Де:

R_s - розрахунковий опір сталі зсуву, визначається за формулою:

$$\mathrm{R_s} = 0{,}58 \cdot \frac{\mathrm{R_{yn}}}{\gamma_\mathrm{m}} = 0{,}58 \cdot \frac{33129}{1{,}025} = 18746 \text{ т/м}^2$$

$\mathrm{R_{yn}}$ - нормативний опір сталі стиску, вигину, розтягуванню для сталі класу С345$\mathrm{R_{yn}} = 33129 \text{ т/м}^2$.

γ_m - коефіцієнт надійності по матеріалу, що приймається рівним 1,025 для сталі.

$$\frac{1515{,}641}{18746 \cdot 1{,}0} = 0{,}081 \leq 1 -$$ умова виконується

$$\frac{0{,}87}{32619 \cdot 1{,}0} \cdot \sqrt{3238{,}96^2 - 3238{,}96 \cdot 617{,}98 + 617{,}98^2 + 3 \cdot 1515{,}64^2} = 0{,}11 \leq 1$$ - умова виконується.

Міцність прогону забезпечена.

Виконаємо перевірку балки на загальну стійкість за формулою:

$$\frac{\mathrm{M_x}}{\mathrm{W_{cx} \cdot R_y \cdot \gamma_c}} + \frac{\mathrm{M_y}}{\varphi_\mathrm{b} \cdot \mathrm{W_y \cdot R_y \cdot \gamma_c}} + \frac{\mathrm{B}}{\mathrm{W_w \cdot R_y \cdot \gamma_c}} \leq 1 \qquad (2.17)$$

Де:

φ_b - коефіцієнт стійкості при згині, для балок з опорними перерізами, закріпленими від бічних зміщень і повороту;

$\mathrm{W_{cx}}$ - момент опору перерізу відносно осіх – х , обчислений для стиснутого пояса;

$\mathrm{W_y}$ - момент опору перерізу відносно осіу – у , що збігається з площиною вигину;

W_ω - секторальний момент опору перерізу.

Визначимо коефіцієнтφ_1 за формулою:

$$\varphi_1 = \psi \cdot \frac{\mathrm{I_x}}{\mathrm{I_y}} \cdot \left(\frac{\mathrm{h}}{\mathrm{l_{ef}}}\right)^2 \cdot \frac{\mathrm{E}}{\mathrm{R_y}} \qquad (2.18)$$

Де:

h - повна висота перерізу прокатного швелера, м;

l_{ef} - розрахункова довжина балки, що дорівнює відстані між точками закріплення стисненого пояса від поперечних переміщень і дорівнює 6,00 м ;

ψ - коефіцієнт, що обчислюється в залежно від коефіцієнта α .

Коефіцієнт α визначається за формулою:

$$\alpha = 1{,}54 \cdot \frac{\mathrm{I_t}}{\mathrm{I_y}} \cdot \left(\frac{\mathrm{l_{ef}}}{\mathrm{h}}\right)^2 = 1{,}54 \cdot \frac{5{,}842}{2120{,}0} \cdot \left(\frac{6{,}00}{0{,}220}\right)^2 = 3{,}156$$

Оскільки коефіцієнт $\alpha < 40$, навантаження на балку рівномірно розподілене і прикладене до стиснутого поясу, то ψ визначаємо за формулою:

$$\psi = 1{,}60 + 0{,}08 \cdot \alpha = 1{,}60 + 0{,}08 \cdot 3{,}156 = 1{,}853$$

$$\varphi_1 = 1{,}853 \cdot \frac{178{,}00}{2120{,}0} \cdot \left(\frac{0{,}220}{6{,}00}\right)^2 \cdot \frac{208{,}97 \cdot 10^5}{32619} = 0{,}134$$

Для балок швелерового перетину:

$$\varphi_{\mathrm{b}} = 0{,}7\varphi_1 = 0{,}7 \cdot 0{,}134 = 0{,}094$$

$$\frac{0{,}01 \cdot 1{,}0}{31{,}065 \cdot 10^{-6} \cdot 32619 \cdot 1{,}0} + \frac{2{,}78 \cdot 1{,}0}{0{,}094 \cdot 192{,}727 \cdot 10^{-6} \cdot 32619 \cdot 1{,}0} + 0 = 1{,}00$$

Умовна гнучкість стиснутого пояса балки дорівнює:

$$\overline{\lambda_{\mathrm{b}}} = \frac{\mathrm{l_{ef}}}{\mathrm{b}} \cdot \sqrt{\frac{\mathrm{R_{yf}}}{\mathrm{E}}} = \frac{6{,}00}{0{,}064} \cdot \sqrt{\frac{32619}{208{,}97 \cdot 10^5}} = 3{,}704$$

Умовна гнучкість стінки балки дорівнює:

$$\overline{\lambda_w} = \frac{h_{ef}}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{0{,}160}{5{,}0 \cdot 10^{-3}} \cdot \sqrt{\frac{32619}{208{,}97 \cdot 10^5}} = 1{,}264$$

Значення граничної умовної гнучкості визначається за формулою:

$$\overline{\lambda_{ub}} = 0{,}35 + 0{,}0032 \cdot \frac{b}{t} + \left(0{,}76 - 0{,}02 \cdot \frac{b}{t}\right) \cdot \frac{b}{h}$$
$$= 0{,}35 + 0{,}0032 \cdot \frac{0{,}064}{5{,}0 \cdot 10^{-3}} + \left(0{,}76 - 0{,}02 \cdot \frac{0{,}064}{5{,}0 \cdot 10^{-3}}\right) \cdot \frac{0{,}064}{0{,}160}$$
$$= 0{,}634$$

Встановимо поперечні ребра жорсткості в прогонах таким чином, щоб відстань між поперечними ребрами жорсткості не перевищувала значення $2{,}5 * h_{ef} = 2{,}5 * 0{,}160 = 0{,}40$ м. Встановлюємо поперечні ребра жорсткості в балці з кроком $0{,}40$ м і в місцях прикладання зосереджених навантажень від вище розташованих конструкцій покрівлі.

Перевіримо, чи виконується умова:

$$\overline{\lambda_w} = 1{,}264 > 0{,}55 \cdot \sqrt{\frac{R_y}{\sigma}} = 0{,}55 \cdot \sqrt{\frac{32619}{3238{,}962}} = 1{,}745$$

Поздовжнє ребро жорсткості не потрібне. Відповідно до вказівок ширина виступаючої частини поперечного ребра повинна призначатися не менше:

$$b_r = \frac{h_w}{30} + 25 = \frac{160}{30} + 25 = 30{,}333 \text{ мм.}$$

Приймаємо ширину виступаючої частини поперечного ребра 35 мм.

Відповідно до вказівок товщина поперечного ребра повинна призначатися не менше:

$$t_w > 2 \cdot b_r \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 35 \cdot \sqrt{\frac{32619}{208{,}97 \cdot 10^5}} = 2{,}77 \text{мм.}$$

Де:

br – ширина виступаючої частини ребра, мм.

Приймаємо поперечні ребра жорсткості зі сталі t_w =6 мм.

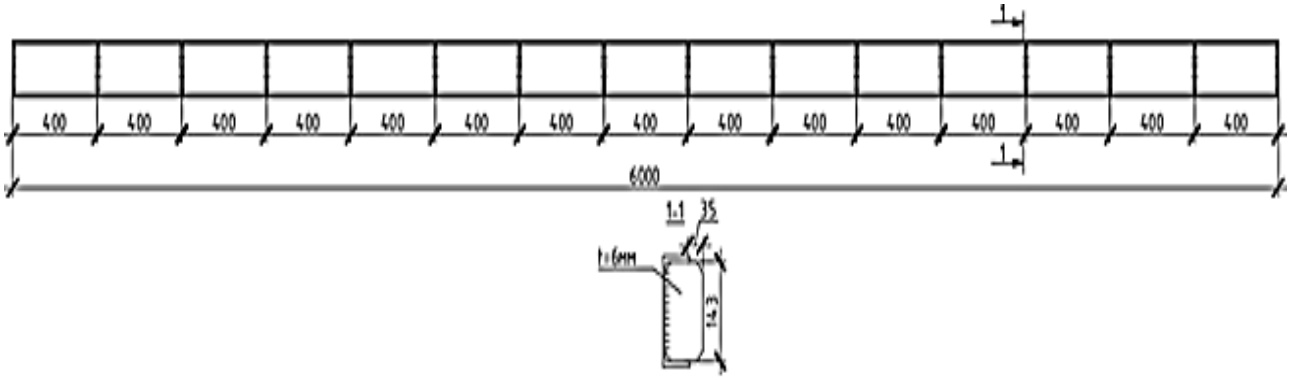


Рисунок 2.12 – Схема розташування ребер жорсткості в прогонах

2.4 Розрахунок балок покриття

Балки покриття приймаємо двотаврового перетину. З'єднання балок покриття з колонами жорстке.

Оскільки балки покриття мають різний проліт і нерівномірно навантажені, то приймаємо до розрахунку два види балок перекриття: найбільш навантажені балки з найбільшим прольотом в осях 2-5; балки в осях 1-2 і в осях 6-7. Зусилля в балках, отримані за результатами розрахунку від розрахункових значень навантажень і прольоти балок, наведені в таблиці 2.8.

Таблиця 2.8 – Максимальні зусилля в другорядній балці від розрахункових навантажень

Тип балки	Розрахункове значення зусиль у балці, т						Попередньо прийнятий для розрахунку переріз	Проліт балки, м
	M_x	M_y	N	Q_y	Q_x	M_k		
Балка Б-1	0,25	10,40	3,51	0,17	7,26	0,01	40Ш2	4,450
Балка Б-2	0,06	7,76	0,56	0,07	4,41	0,00	30Б2	2,160

Розрахунковий опір сталі стиску, розтягуванню і згину R_y =32619 т/м^2 .

Балки покриття розраховуємо як згинальні балки суцільного перерізу.

Всі отримані зусилля в балках покриття множимо на коефіцієнт надійності за відповідальністю споруди γ_c =1,0.

Коефіцієнт умови роботи балки приймаємо γ_c =1,0.

Геометричні характеристики перерізу обчислені за допомогою програмного комплексу SCAD 11.5.3 сателіт «Конструктор перерізів».

При одночасній дії на стінки балки згинальних моментів і поперечної сили розрахунок міцності балки проводимо за формулою:

$$\frac{0{,}87}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot \sqrt{\sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + \sigma_x^2 + 3 \cdot \tau_{xy}^2} \leq 1 \qquad (2.19)$$

Де:

σ_x - нормальне напруження в серединній площині стінки, паралельне осі балки, т/м ^{2} ;

σ_y - нормальне напруження в серединній площині стінки, перпендикулярне осі балки, т/м²;

τ_{xy} - дотична напруга в балці, т/м ^{2} ;

$$\sigma_x = \frac{M_x \cdot y}{I_{xn}}, \text{т/м}^2$$

$$\sigma_y = \frac{M_y \cdot x}{I_{yn}}, \text{т/м}^2$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q \cdot S}{I \cdot t_w}, \text{т/м}^2$$

x і y - відстані від головних осей до розглянутої точки перетину, м;

t_w - товщина стінки балки, мм.

Також необхідно перевірити, чи виконується умова:

$$\frac{\tau_{xy}}{R_s \cdot \gamma_c} \leq 1 \qquad (2.20)$$

Де:

R_s - розрахунковий опір сталі зсуву, визначається за формулою:

$$R_s = 0{,}58 \cdot \frac{R_{yn}}{\gamma_m} = 0{,}58 \cdot \frac{33129}{1{,}025} = 18746 \text{ т/м}^2$$

R_{yn} - нормативний опір сталі стиску, вигину, розтягуванню для сталі класу С345 $R_{yn} = 33129 \text{ т/м}^2$.

γ_m - коефіцієнт надійності по матеріалу, що приймається рівним 1,025 для сталі.

Міцність балок забезпечена.

Виконаємо перевірку балок на загальну стійкість за формулою:

$$\frac{M_x}{W_{cx} \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_y}{\varphi_b \cdot W_y \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{B}{W_w \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 \qquad (2.21)$$

Де:

φ_b - коефіцієнт стійкості при згині, щ для балок з опорними перерізами, закріпленими від бічних зміщень і повороту;

W_{cx} - момент опору перерізу відносно осіх – x , обчислений для стиснутого пояса;

W_y - момент опору перерізу відносно осіу – y , що збігається з площиною вигину;

W_ω - секторальний момент опору перерізу.

Визначимо коефіцієнтφ_1 за формулою:

$$\varphi_1 = \psi \cdot \frac{I_x}{I_y} \cdot \left(\frac{h}{l_{ef}}\right)^2 \cdot \frac{E}{R_y} \qquad (2.22)$$

Де:

h - повна висота перерізу прокатного двотавра, м;

l_{ef} - розрахункова довжина балки, що дорівнює відстані між точками закріплення стисненого пояса від поперечних переміщень;

ψ - коефіцієнт, що обчислюється залежно від коефіцієнтаα .

Коефіцієнт α для прокатних двотаврів визначається за формулою:

$$\alpha = 1{,}54 \cdot \frac{I_t}{I_x} \cdot \left(\frac{l_{ef}}{h}\right)^2 \quad (2.23)$$

Умовна гнучкість стиснутого пояса балки дорівнює:

$$\overline{\lambda_b} = \frac{l_{ef}}{b} \cdot \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}} \quad (2.24)$$

Умовна гнучкість стінки балки дорівнює:

$$\overline{\lambda_w} = \frac{h_{ef}}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad (2.25)$$

Значення граничної умовної гнучкості визначаємо за формулою:

$$\overline{\lambda_{ub}} = 0{,}35 + 0{,}0032 \cdot \frac{b}{t} + \left(0{,}76 - 0{,}02 \cdot \frac{b}{t}\right) \cdot \frac{b}{h} \quad (2.26)$$

Оскільки стійкість балок в цілому забезпечена і умовна гнучкість стінки не перевищує 2,5, то стійкість стінки балки вважається забезпеченою.

Встановимо поперечні ребра жорсткості в головних балках тобто таким чином, щоб відстань між поперечними ребрами жорсткості не перевищувала значення $2{,}5 * h_{ef}$.

Поздовжні ребра жорсткості не потрібні.

Ширина виступаючої частини поперечного ребра повинна призначатися не менше:

$$b_r = \frac{h_w}{30} + 25, \text{мм} \quad (2.27)$$

Товщина поперечного ребра повинна призначатися не менше:

$$t_w > 2 \cdot b_r \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \text{мм} \quad (2.28)$$

Де: b_r - ширина виступаючої частини ребра, мм

2.5 Висновки до розділу 2

У другому розділі виконано комплексний розрахунково-конструктивний аналіз несучої системи реконструйованої будівлі. Збір навантажень здійснено з урахуванням постійних, тимчасових, снігових і вітрових навантажень відповідно до вимог діючих нормативних документів. Особливу увагу приділено розрахунку міжповерхових перекриттів і покриття, які працюють у складі металевого каркаса будівлі.

Розрахунки виконано з використанням програмного комплексу SCAD, що дозволило оцінити напружено-деформований стан основних елементів каркаса, балок, прогонів і перекриттів. Виконані перевірки за першою та другою групами граничних станів підтвердили достатню міцність, жорсткість і стійкість прийнятих конструктивних рішень.

Обґрунтовано доцільність застосування монолітного перекриття по сталевому профільованому настилу як незнімній опалубці, що забезпечує зменшення власної маси конструкції та підвищення ефективності спільної роботи бетону й сталі. Прийняті конструктивні рішення відповідають вимогам надійності та забезпечують безпечну експлуатацію будівлі.

РОЗДІЛ 3
МОДЕЛЮВАННЯ РОБОТИ ПЕРЕКРИТТЯ

3.1 Розрахунок монолітної плити перекриття

Збір постійних і тимчасових навантажень на плиту представлений в таблиці 3.1. Постійні і тимчасові навантаження розподілені по всій площі плити.

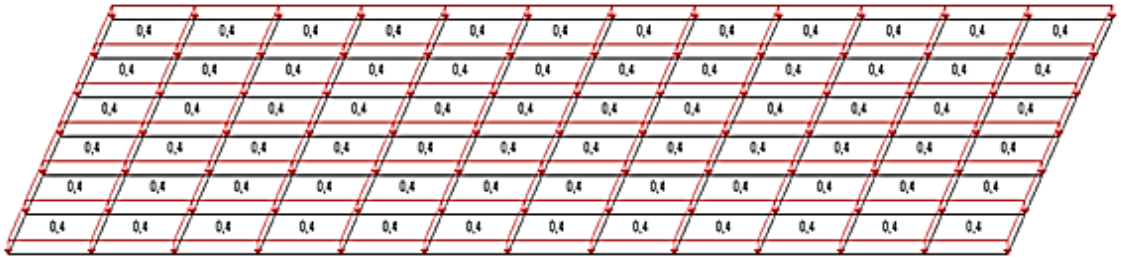


Рисунок 3.1 – Прикладання навантаження від власної ваги плити

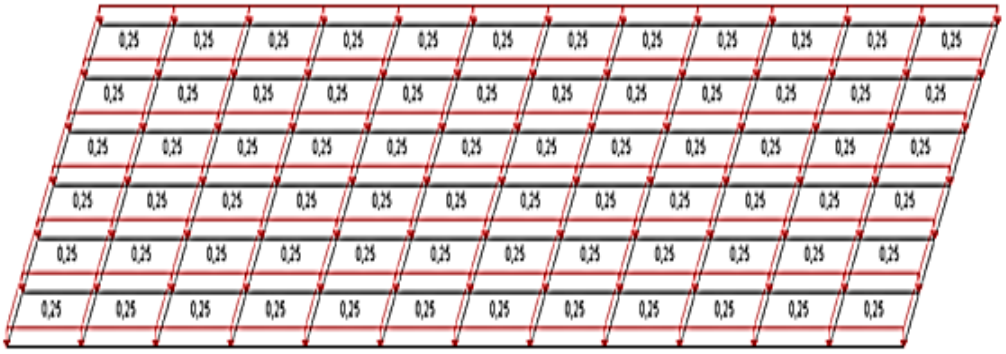


Рисунок 3.2 – Прикладання постійних і корисних навантажень

Таблиця 3.1- Завантаження

Завантаження	
Номер	Найменування
1	Перегородки
2	Експлуатаційне
3	Покриття підлоги
4	Власна вага

Таблиця 3.2 – Комбінація навантажень

Комбінації завантажень	
Номер	Формула
	(L1)*1+(L2)*1,3+(L3)*1,2+(L4)*1,1

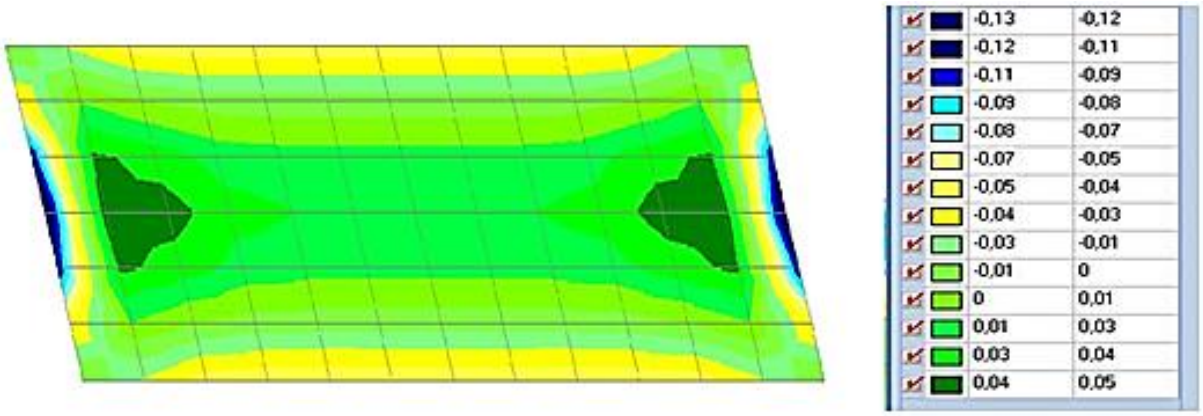


Рисунок 3.3 – Зусилля Mx

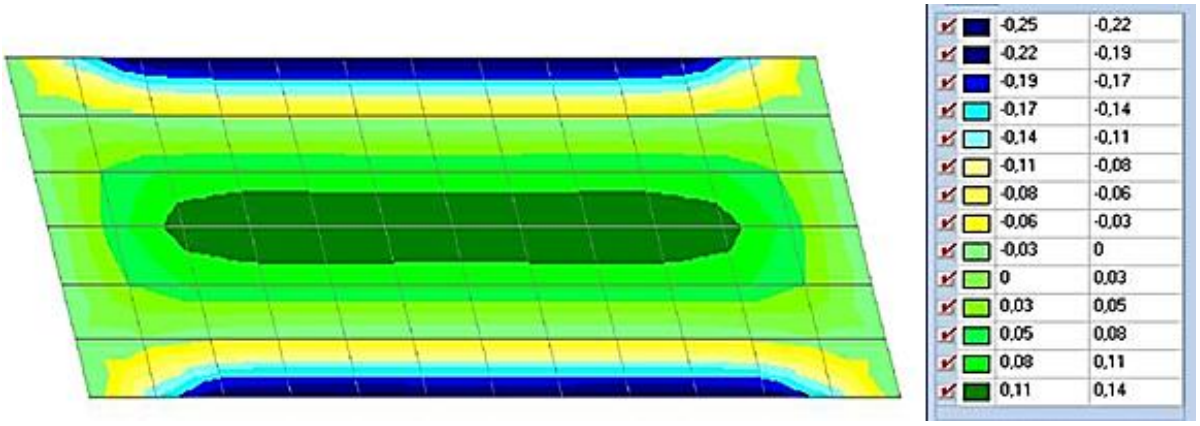


Рисунок 3.4 – Зусилля My

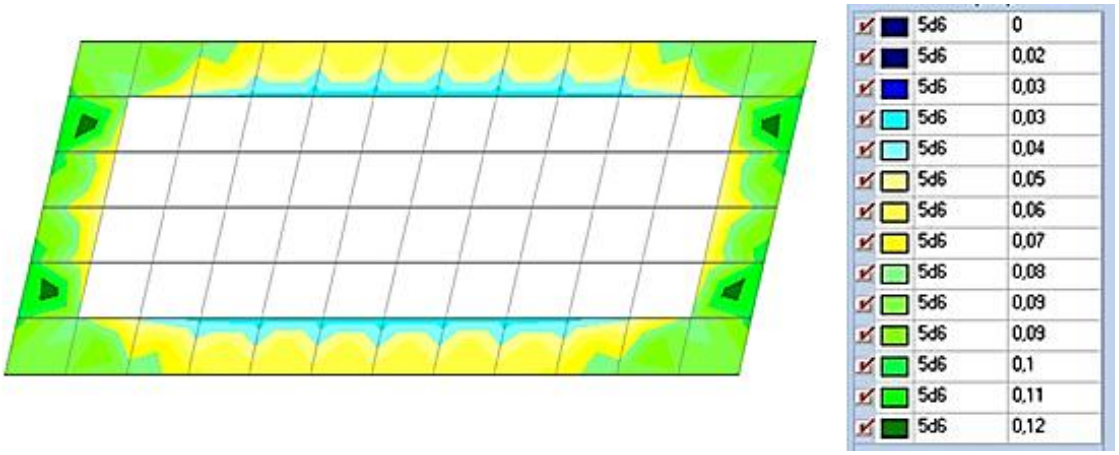


Рисунок 3.5 – Верхня арматура по X

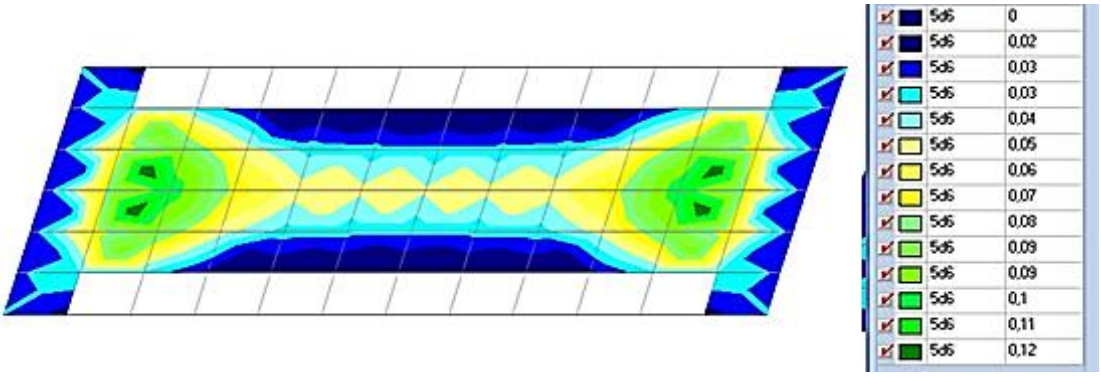


Рисунок 3.6 – Нижня арматура по X

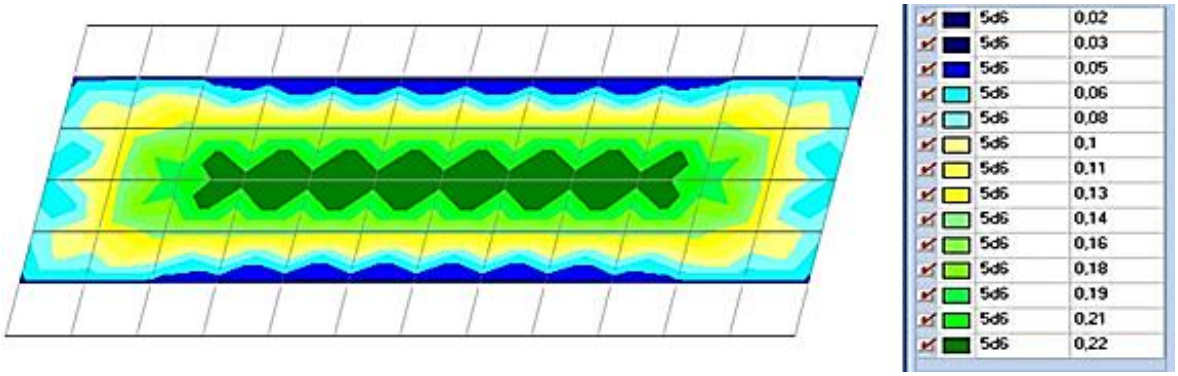


Рисунок 3.7 – Нижня арматура по y

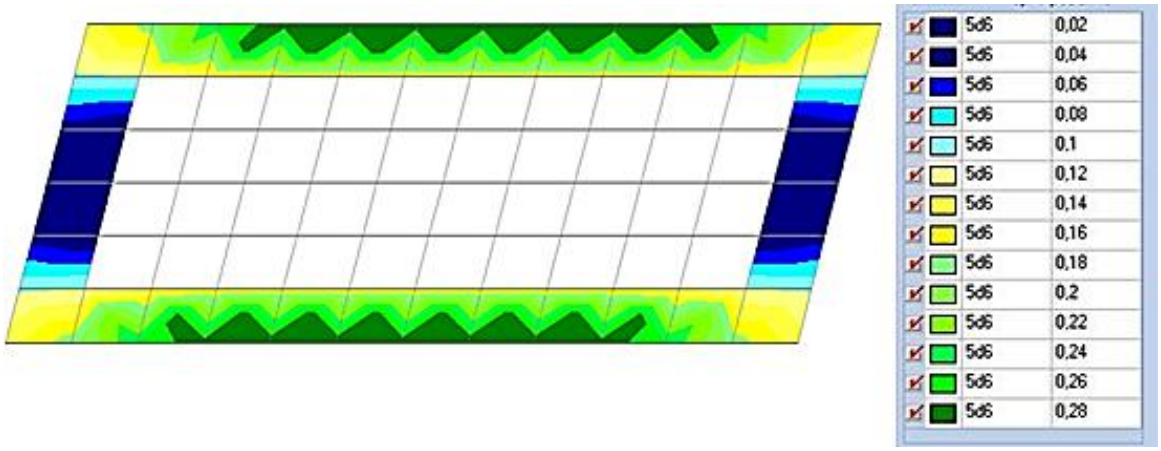


Рисунок 3.8 – Верхня арматура по y

Приймаємо арматуру AIII діаметром 10 мм.

3.2 Розрахунок і конструювання монолітного перекриття по профнастилу

Вихідні дані: настил марки Н114-750-0,9, орієнтований вузькими полицями гофрів вниз. Довжина прольоту 8,0 м. На профільований настил за допомогою бетононасосів укладається монолітний бетон класу В25. Висота шару бетону над настилом 36 мм.

Таблиця 3.3– Геометричні характеристики сталевого профільованого настилу Н80А-674-0,9

Позначення профільованого листа	Довідкові величини на 1 м ширини											
	Товщина, мм	Площа перетину А, см	Маса 1 м довжини, кг	При стиснутих вузьких полицях			При стиснутих широких полицях			Маса 1 $м^2$, кг	Ширина заготовки, мм	y_c , см
				інерції, $см^4$	момент опору, $см^3$		інерції, $см^4$	момент опору, $см^3$				
Н114-750-0,90	0,9	12,6	10,5	345,2	57,4	64,0	345,2	57,4	64,0	14,0	1400	5,405

Таблиця 3.4 – Характеристики матеріалів перекриття

Характеристика	Значення
Розрахунковий опір розтягуванню матеріалу сталевого профільованого настилу,R_n	2242,61 кг/$см^2$
Розрахунковий опір розтягуванню арматури AIII, R_s	3618,86 кг/$см^2$
Модуль пружності арматури, E_s	2000000 кг/$см^2$
Модуль пружності матеріалу сталевого профільованого настилу, E_n	2099898,06 кг/$см^2$
Розрахунковий опір бетону стиску, R_b	147,81 кг/$см^2$
Розрахунковий опір бетону на розтяг, R_{bt}	10,70 кг/$см^2$
Модуль пружності бетону, E_b	305810,40 кг/$см^2$

Для розрахунку розрахунковий опір бетону приймемо з урахуванням

коефіцієнтів:

– коефіцієнт $\gamma_{b1} = 0,9$ - при тривалій (довготривалій) дії навантажень;

– коефіцієнт $\gamma_{b2} = 0,9$ - що враховує характер руйнування конструкції.

$$R_b = 0,9 \cdot 0,9 \cdot 147,81 = 119,726\ кг/см^2$$

$$R_{bt} = 0,9 \cdot 10,70 = 9,63\ кг/см^2$$

Для розрахунку розрахунковий опір матеріалу сталевого профільованого настилу приймемо з урахуванням коефіцієнта 0,8:

$$R_n = 0,8 \cdot 2242,61 = 1794,09\ кг/см^2$$

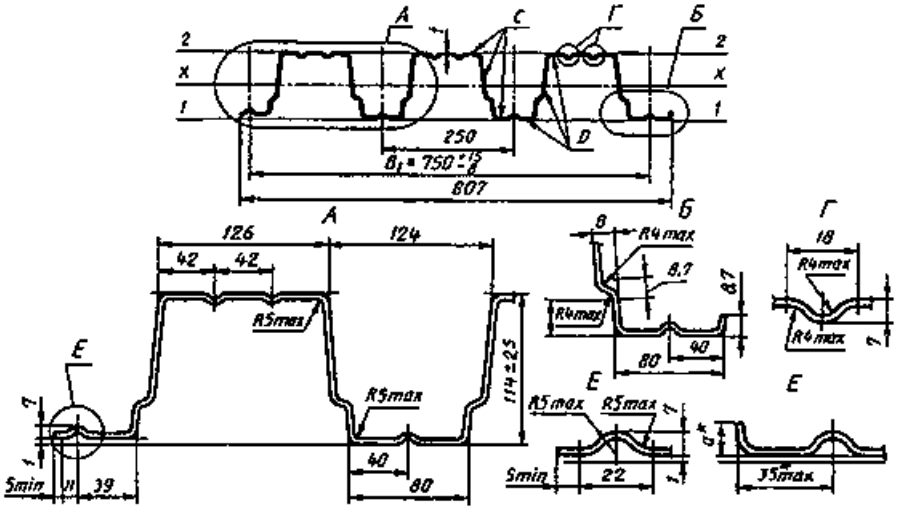


Рисунок 3.9 – Настил марки Н114-750-0,9

Профілі сталеві листові гнуті з трапецієподібними гофрами)

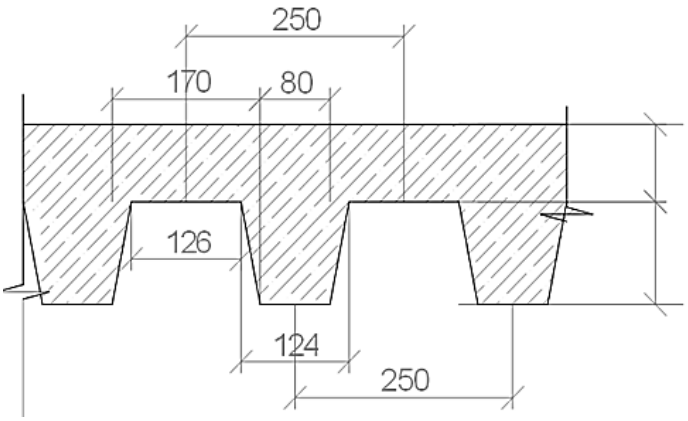


Рисунок 3.10– Конструкція плити

3.3 Висновки до розділу 3

У третьому розділі виконано чисельне моделювання роботи монолітного перекриття з використанням методу скінченних елементів. Побудована розрахункова модель дала змогу детально проаналізувати розподіл внутрішніх зусиль, прогинів і армування плити перекриття за різних комбінацій навантажень.

Результати моделювання показали, що максимальні напруження та деформації не перевищують допустимих нормативних значень. Прийняте армування плити забезпечує її міцність і тріщиностійкість, а прогини перекриття знаходяться в межах допустимих значень. Отримані результати підтвердили правильність прийнятих конструктивних рішень та ефективність використання профільованого настилу у складі монолітного перекриття.

Таким чином, виконане моделювання підтвердило працездатність перекриття та можливість його надійної експлуатації в складі торговельно-офісного комплексу.

РОЗДІЛ 4
БЕЗПЕКА ЖИТТЕДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ

4.1 Онови охорони праці

4.1.1 Основні законодавчі акти України з охорони праці

Законодавство України про охорону праці являє собою систему взаємозв'язаних нормативно-правових актів, що регулюють відносини у галузі реалізації державної політики щодо правових, соціально-економічних, організаційно-технічних, санітарно-гігієнічних і лікувально-профілактичних заходів та засобів, спрямованих на збереження здоров'я і працездатності людини в процесі праці. Воно складається з Закону України «Про охорону праці», Кодексу законів про працю України, Закону України "Про загальнообов'язкове державне соціальне страхування від нещасного випадку на виробництві та професійного захворювання, які спричинили втрату працездатності" та прийнятих відповідно до них нормативно-правових актів.

Основоположним документом в галузі охорони праці є Закон України «Про охорону праці», який визначає основні положення щодо реалізації конституційного права працівників на охорону їх життя і здоров'я у процесі трудової діяльності, на належні, безпечні і здорові умови праці, регулює за участю відповідних державних органів відносини між роботодавцем і працівником з питань безпеки, гігієни праці та виробничого середовища і встановлює єдиний порядок організації охорони праці в Україні. Інші нормативні акти мають відповідати не тільки Конституції та іншим законам України, але, насамперед, цьому Законові.

Відповідно до Конституції України, Закону України «Про охорону праці» та Основ законодавства України про загальнообов'язкове державне соціальне страхування у 1999 р. було прийнято Закон України «Про загальнообов'язкове державне соціальне страхування від нещасного випадку на виробництві та професійного захворювання, які спричинили втрату працездатності». Цей закон визначає правову основу, економічний механізм та організаційну структуру

загальнообов'язкового державного соціального страхування громадян від нещасного випадку на виробництві та професійного захворювання, які призвели до втрати працездатності або загибелі застрахованих на виробництві

4.1.2 Охорони праці і техніка безпеки

Земляні роботи в зоні діючих підземних комунікацій слід виконувати тільки під безпосереднім керівництвом виконроба або майстра, а в охоронній зоні електричних кабелів, які знаходяться під напругою, або діючого газопроводу, крім того, - під наглядом працівників електро або газового господарства.

При механізованій розробці котловану потрібно керуватися технологічною картою. Щоб виключити можливість обвалення укосів котловану треба розташовувати техніку і вантажі за межами призми обвалення ґрунту. Людям слід спускатися в котлован по спеціально встановлених для цього сходах, або по з'їздам для бульдозерів. Засипку котловану бульдозером слід починати після дозволу виконавця робіт. Крім того, потрібно ретельно стежити за станом існуючих конструкцій. У разі виникнення найменших ознак їх деформування чи руйнування усі земляні роботи слід негайно припинити. До монтажу та виконання робіт з складування і стропування збірних елементів робочі допускаються тільки після вступного інструктажу. Для виконання висотних робіт допускають монтажників не нижче 4-го розряду, старших 18 років і зі стажем роботи не менше двох років. Змонтовані міжповерхові перекриття та покриття повинні бути огороджені до початку наступних робіт. Усі сигнали подає тільки одна особа, крім сигналу "Стій!", який може подавати будь-який працівник, помітивши явну небезпеку.

При встановленні опалубки в декілька ярусів кожен подальший ярус встановлюється тільки після закріплення нижнього. Щодня перед початком укладання бетону необхідно перевіряти стан опалубки, у разі виявлення пошкоджень їх слід негайно усунути. Розбирати опалубку після досягнення бетоном заданої міцності можна тільки з дозволу виконавця робіт. Отвори в

перекриттях або покриттях, що залишаються після зняття опалубки слід огороджувати. При ущільненні бетонної суміші електровібраторами переміщувати їх за струмо підвідні дроти не допускається, а при перервах у роботі і переходах з одного місця на інше вібратори слід вимикати. У процесі вібрування бетонної суміші через кожні 30 ÷ 35 хвилин вібратор вимикають на 5 ÷ 7 хвилин для охолодження.

Корпуси вібраторів необхідно заземлювати, працювати з ними дозволяється тільки в гумових рукавичках і чоботах. Мити водою не рекомендується. Зона електропрогрівання бетону повинна бути огороджена, у нічний час освітлена, мати світлову сигналізацію, що включається при подачі напруги в мережу обігріву. Перебування людей і виконання ними будь-яких робіт в цій зоні без відповідних засобів захисту не допускається. Підключення нагрівальних проводів, заміри температури бетону технічними термометрами проводиться при відключеній напрузі.

Не допускається користуватися відкритим вогнем в радіусі 50 м від місця застосування і складування матеріалів, які вміщують легкозаймисті або вибухонебезпечні речовини. лакофарбові, ізоляційні, оздоблювальні та інші матеріали, які виділяють вибухонебезпечні й шкідливі речовини, дозволяється зберігати на робочих місцях в кількостях, що не перевищують змінну потребу.

4.1.3 Вентиляція виробничого приміщення

Розрахункова місткість складає 95 чол. Згідно проекту для залу передбачено встановлення окремої вентиляційної системи для забезпечення належної вентиляції згідно діючих норм. Для приміщень, в яких відсутні виділення шкідливостей, розрахунок вентиляції здійснюється залежно від максимальної кількості людей що можуть перебувати у приміщенні.

Необхідна кількість повітря ($м^3$/год.), яка забезпечує відповідність параметрів повітря робочої зони нормованим значенням, визначається за

наступною формулою:

$$L = L' N \quad (4.1)$$

де L′ – нормативна кількість повітря на одну людину, яка залежить від питомого об‘єму приміщення, м^3 /(год·люд);

N – кількість людей.

Питомий об‘єм приміщення Vn, (м^3 /люд), визначається за формулою

$$Vn = V / N, \quad (4.2)$$

де V – об‘єм приміщення, м^3.

Величина нормативної кількості повітря V′ визначається за таблицею В.5 відповідного ДБН.

Визначаємо вільний об‘єм приміщення:

$V = S \cdot H \cdot 0{,}85 = 2150 \cdot 12{,}5 \cdot 0{,}85 = 22844\ м^3$

де Н - висота приміщення;

S - площа приміщення.

Питомий вільний об‘єм складає:

$V' = V / N = 22844 / 953 = 23{,}97\ м^3$ /люд > 20 $м^3$ /люд.

Нормована кількість повітря на одну людину за табл. В.5 при V′ > 20м ^{3}/люд становить 30 м^3 /(год·люд).

Найменша необхідна кількість повітря для вентиляції:

$L = L' \cdot N = 30 \cdot 953 = 28590\ м^3$ /год.

Розрахована система вентиляції забезпечить виконання нормативних вимог з якості повітря робочої зони.

4.1.4 Висновки до підрозділу 4.1

У підрозділі 4.1 розглянуто основні положення законодавства України з охорони праці та проаналізовано умови безпеки праці при експлуатації торговельно-офісного комплексу. Визначено основні небезпечні та шкідливі фактори, характерні для офісних і торгових приміщень, а також для інженерних і допоміжних зон.

Запропоновано комплекс організаційних і технічних заходів з охорони праці, включаючи раціональну організацію робочих місць, забезпечення нормативних параметрів мікроклімату, освітлення та вентиляції. Реалізація зазначених заходів забезпечує безпечні умови праці персоналу та відповідає вимогам чинного законодавства.

4.2 Безпека життєдільності

4.2.1 Законодавство України про цивільний захист

Кодекс цивільного захисту України регулює відносини, пов’язані із захистом населення, територій, навколишнього природного середовища та майна від надзвичайних ситуацій, реагуванням на них, функціонуванням єдиної державної системи цивільного захисту, та визначає повноваження органів державної влади, Ради міністрів Автономної Республіки Крим, органів місцевого самоврядування, права та обов’язки громадян України, іноземців та осіб без громадянства, підприємств, установ та організацій незалежно від форми власності.

Кодекс цивільного захисту України складається з десяти розділів.

У першому розділі кодексу говориться, що цивільний захист - це функція держави, спрямована на захист населення, територій, навколишнього природного середовища та майна від надзвичайних ситуацій шляхом запобігання таким ситуаціям, ліквідації їх наслідків і надання допомоги постраждалим у мирний час та в особливий період. Цивільний захист забезпечується з урахуванням особливостей, визначених Законом України "Про основи національної безпеки України", суб’єктами, уповноваженими захищати населення, території, навколишнє природне середовище і майно, згідно з вимогами Кодексу цивільного захисту у мирний час, а також в особливий період - у межах реалізації заходів держави щодо оборони України. Координацію діяльності органів виконавчої влади у сфері цивільного захисту у межах своїх повноважень здійснюють: Рада національної безпеки і оборони України; Кабінет Міністрів України.

4.2.2 Евакуація відвідувачів при пожежах

У будівлях і спорудах на випадок виникнення пожежі необхідно передбачати евакуаційні шляхи і виходи.

Виходи вважаються евакуаційними, якщо вони ведуть:

- з приміщень першого поверху назовні безпосередньо або через коридор, вестибюль, сходову клітку;

- з приміщень інших поверхів в сходову клітку (безпосередньо, зокрема через хол або через коридор), яка має мати вихід назовні безпосередньо або через вестибюль, відокремлений від примикаючих коридорів перегородками з дверима;

- з приміщень в сусіднє приміщення в тому ж поверсі, забезпечене вказаними вище виходами.

У багатьох випадках один евакуаційний вихід призначений для відвідувачів, інший – для обслуговуючого персоналу. Тамбури виходів не можна використовувати для торгівлі і зберігання (навіть тимчасового) будь-яких матеріалів та інвентаря.

На шляхах евакуації і в торгових залах передбачається аварійне освітлення. Підприємства торгівлі і громадського харчування, бази і склади мають бути забезпечені знаками безпеки.

Ширина евакуаційних проходів, протяжність шляхів евакуації, кількість і ширина евакуаційних виходів (дверей) визначаються розрахунковим шляхом.

Відстань по проходам від найвіддаленішої точки залу до виходу на евакуаційну сходову клітку або назовні слід приймати не більше 25м.

У разі неможливості виконати цю вимогу евакуаційні виходи розташовують по периметру залу з розрахунку один вихід на 100 чол. Відстань між виходами має бути не більшою 50 м. У залах двері для входу і виходу з нього необхідно влаштовувати в різних кінцях залу.

Для площі приміщень понад 300 м^2 кількість виходів з них повинна бути, як правило, не менше двох.

Місткість залів приймається з розрахунку не менше 1,35 м^2 на одну людину, в будівлях I і II ступеня вогнестійкості, необхідний час евакуації приймається 6 хв., в будівлях III і IV ступеня вогнестійкості – 4 хв., V ступеня – 3 хв.

Плани (схеми) евакуації людей на випадки виникнення пожежі мають бути розроблені і вивішені на видних місцях в будівлях і спорудах (окрім житлових будинків), які мають два поверхи і більше, якщо одночасно перебувають на

поверсі більше 25 чоловік.

Забезпечення безпечної евакуації людей з будівлі досягнуто наступним чином:

- Відповідністю розмірів і числа шляхів евакуації і виходів вимогам норм;
- Забезпечення нормального ритму і організованого руху людей;
- Незадимлюваність шляхів евакуації;
- Двері евакуаційних виходів і інші двері на шляхах евакуації відкриваються у напрямку виходу з будівлі.

Відповідно до ДБН В.1.1.7–2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва» виробничі приміщення відносяться до II ступеня вогнестійкості.

Виобничі приміщення мають площу 2150 м² кожен. Згідно з ДБН В.1.1.7–2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва» на одну людину, що знаходиться залі припадає 1,35 м². Тоді розрахункове число людей, що одночасно знаходяться в приміщенні визначається:

$$n = \frac{S}{s_1}, I_{\text{ном}} = \frac{\text{I}_\text{к}}{\text{к}} = \frac{16.95}{3} = 5.65\ \text{А}$$

де: S - площа залу, $S = 2150 м^2$

s_1 - площа на одну людину $s_1 = 1{,}35 м^2$

$$n = \frac{2150}{1.35} = 953 \text{чол}, I_{\text{ном}} = \frac{\text{I}_\text{к}}{\text{к}} = \frac{16.95}{3} = 5.65\ \text{А}$$

Ширина основних евакуаційних проходів для залів площею понад 400 м² не менше 2,5 м.

Згідно з нормами на 1 м ширини евакуаційного виходу для приміщень II ступеня вогнестійкості припадає не більше 165 осіб. Тоді необхідна ширина виходів з торгових залів:

$$b = \frac{n}{n_1}, I_{\text{ном}} = \frac{\text{I}_\text{к}}{\text{к}} = \frac{16.95}{3} = 5.65\ \text{А}$$

де: n - максимальне число людей, які знаходяться в приміщенні, n = 88чол, n_1 - число людей на 1 м ширини евакуаційного виходу, $n_1 = 165 чол/ м$

$$b = \frac{88}{165} = 5.8 \text{ м}, I_{\text{ном}} = \frac{\text{I}_{\text{к}}}{\text{к}} = \frac{16.95}{3} = 5.65 \text{ А}$$

Оттже, у даній будівлі на випадок виникнення пожежі передбачені евакуаційні шляхи і виходи відповідно до вимог і норм. Необхідна ширина виходів для запроектованої будівлі становить 5,8м.

4.2.3 Висновки до підрозділу 4.2

У підрозділі 4.2 розглянуто питання безпеки життєдіяльності відвідувачів і персоналу будівлі, зокрема в умовах надзвичайних ситуацій. Проаналізовано вимоги цивільного захисту та організацію евакуації людей у разі пожежі.

Запропоновані рішення щодо шляхів евакуації, протипожежних перегородок і організації безпечного перебування людей забезпечують нормативний рівень безпеки. Реалізація цих заходів дозволяє мінімізувати ризики для життя і здоров’я людей у разі виникнення аварійних ситуацій.

4.3 Висновки до розділу 4

Четвертий розділ підтверджує, що питання охорони праці та безпеки життєдіяльності в проєкті опрацьовані комплексно. Запропонований набір організаційних і технічних заходів забезпечує безпечні умови експлуатації торговельно-офісного комплексу та відповідає чинним нормативним вимогам.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У процесі виконання кваліфікаційної роботи було здійснено комплексне архітектурно-конструктивне опрацювання проєкту реконструкції існуючої виробничої будівлі з її подальшим функціональним перепрофілюванням у торговельно-офісний комплекс. Робота виконувалась у відповідності до чинних будівельних норм, державних стандартів та методичних рекомендацій, що забезпечило системний підхід до вирішення поставлених інженерних завдань і дозволило повною мірою досягти поставленої мети.

На початковому етапі роботи було проаналізовано вихідні дані, зокрема конструктивні особливості існуючої будівлі, умови забудови, експлуатаційні та містобудівні обмеження. На основі виконаного аналізу сформовано об’ємно-планувальні рішення, які забезпечують раціональну організацію внутрішнього простору, чітке функціональне зонування торгових, офісних і допоміжних приміщень, а також безпечні та зручні умови перебування відвідувачів і персоналу. Прийняті архітектурні рішення гармонійно інтегрують реконструйовану будівлю в існуюче міське середовище та відповідають сучасним вимогам до громадських споруд.

У межах розрахунково-конструктивної частини виконано комплексний аналіз несучої системи будівлі з урахуванням зміненого функціонального призначення та додаткових навантажень після реконструкції. Збір навантажень здійснено відповідно до нормативних вимог, а розрахунки виконано з використанням сучасних програмних засобів, що дозволило оцінити напружено-деформований стан основних елементів каркаса. Варіантне проєктування дало змогу порівняти можливі конструктивні рішення та обґрунтовано обрати оптимальний варіант, який забезпечує необхідну міцність, жорсткість і стійкість конструкцій при раціональному використанні матеріалів.

Особливу увагу в роботі приділено дослідженню роботи міжповерхового перекриття, виконаного по профільованому настилу з монолітним бетонним шаром. Чисельне моделювання перекриття дозволило детально проаналізувати

розподіл внутрішніх зусиль, прогинів і напружень, а також підтвердити ефективність спільної роботи сталі та бетону. Отримані результати засвідчили, що прийнята конструктивна схема перекриття відповідає вимогам міцності, жорсткості та тріщиностійкості і може бути рекомендована для застосування в подібних об’єктах реконструкції.

Важливою складовою кваліфікаційної роботи є розгляд питань охорони праці та безпеки життєдіяльності. У роботі визначено основні небезпечні та шкідливі фактори, характерні для експлуатації торговельно-офісних будівель, а також розроблено комплекс організаційних і технічних заходів, спрямованих на забезпечення безпечних умов праці та перебування людей. Аналіз заходів цивільного захисту та організації евакуації підтвердив відповідність проєктних рішень чинним нормативним вимогам.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Ковальчук Я. О. Методичний посібник для виконання кваліфікаційної роботи магістра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія” / Я. О. Ковальчук, Г. М. Крамар, О. М. Мещерякова. - Тернопіль : ТНТУ, 2020. – 56 с.

2. ДБН В.2.2-9-2018 Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення

3. ДБН В.2.5-28:2018 Природне і штучне освітлення [Чинний від 01.10.2012]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2018. 133 с.

4. ДСП 173-96 Державні санітарні правила планування та забудови населених пунктів. Зі змінами [Чинний від 07.03.2019]. Вид. офіц. Київ: Міністерство охорони здоров’я України, 1996. 46 с.

5. ДБН В.2.2-40:2018 Інклюзивність будівель і споруд. Основні положення. Із Зміною № 1 [Чинний від 01.09.2022]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2022. 67 с.

6. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель [Чинний від 01.09.2022]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2022. 23 с.

7. ДБН В.1.2-14:2018 "Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд" із Зміною №1 [Чинний від 02.08.2018]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2022. 35 с.

8. Навантаження і впливи. Норми проектування: ДБН В.1.2–2:2006. – [Чинні від 01.01.2007]. – К.: Мінбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2006. – 75 с.

9. ДСТУ Б В.2.6-77:2009 Конструкції будинків і споруд. Двері металеві протипожежні. Загальні технічні умови [Чинний від 01.08.2009]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. 16 с.

10. ДБН В.1.17-2016 Пожежна безпека об’єктів будівництва

11. ДБН В.2.6-198:2014 "Сталеві конструкції. Норми проектування"

12. ДБН В.2.1-10-2018 "Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення" [Чинний від 02.08.2018]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2018. 36 с.

13. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1995.

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

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

16. Гудь, М. І., & Попович, М. З. (2024). Дослідження оптимальних параметрів залізобетонних конструкцій споруд подвійного призначення. *Збірник тез доповідей XIII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій “*, 60-61.

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

18. ТКАЧЕНКО, М. І.; ВАСЮРИНА, Д. Д.; КРАМАР, Галина Михайлівна. Моделювання роботи просторових будівельних конструкцій. Матеріали XII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій “, 2023, 71-71.

19. Мариновський, В. М., Гудь, М. І., & Крамар, Г. М. (2020). Застосування монолітних багатопустотних перекриттів у громадських будівлях. *Збірник тез доповідей IX Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій “*, *1*, 94-94.

20. Hud, M., Grytseliak, R., & Meshcheryakova, O. (2024). Stress-strain state of reinforced concrete stiffening diaphragm in the presence of cross-reinforcement. *Procedia Structural Integrity*, *59*, 697-701.

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

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

23. ДСТУ-П OHSAS 18002: 2006 Системи управління безпекою та

гігієною праці. Основні принципи виконання вимог (OHSAS 18002:2000, IDT).

24. ДСТУ Б А.3.2-15:2011 Норми освітлення будівельних майданчиків

25. ДСТУ Б В.2.8-43:2011 Огородження інвентарні будівельних майданчиків та ділянок виконання будівельно-монтажних робіт. Технічні умови

26. НПАОП 0.00-4.12–05 Типове положення про порядок проведення навчання і перевірки знань з питань охорони праці.

27. Гудь, Михайло Іванович, and П. В. Гиря. "Властивості полімербетонів." *Збірник тез доповідей XIII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій “* (2024): 28-28.

28. Луців, М. В., et al. "Конструктивні особливості рамно каркасних промислових будівель." *Матеріали XII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій “* (2023): 101-101.

29. Лисий, І., Лиса, А., Крамар, Г. М., & Гудь, М. І. (2022). Моделювання роботи пошкодженої залізобетонної колони з використання ПК «ЛІРА». *Праці конференції Міжнародної науково-технічної конференції присвяченої 70-річчю від дня народженнячлен-кореспондента НАН України, проф. Яснія Петра Володимировича „Міцність і довговічність сучасних матеріалів та конструкцій “*, 58-59.

30. Каспрук В.Б. Методичні вказівки для написання розділу з Охорони праці в будівництві спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» - Тернопіль: ТНТУ, 2024. -15 с.

31. Техноекологія та цивільна безпека. Частина «Цивільна безпека». Навчальний посібник / В.С. Стручок, – Тернопіль: ТНТУ ім. І.Пулюя, 2022. – 150 с.

32. Стручок В.С. Безпека в надзвичайних ситуаціях. Методичний посібник для здобувачів освітнього ступеня «магістр» всіх спеціальностей денної та заочної (дистанційної) форм навчання / В.С.Стручок. — Тернопіль: ФОП Паляниця В. А., 2022. — 156 с.