

ПОЯСНОВАЛЬНА ЗАПИСКА

до дипломної роботи

Магістр

(освітній ступінь (освітньо-кваліфікаційний рівень))

на тему: Проект багатоповерхового житлового будинку з
дослідженням несучих залізобетонних конструкцій

Виконав: студент (ка) 2 курсу, групи МБм-61

спеціальності (напряму підготовки) _____

192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності (напряму підготовки))

_____ Дзьоба І.М.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник _____ Коваль І.В.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Нормоконтроль _____ Мещерякова О.М.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Рецензент _____ Качка О.І.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя
(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет Центр перепідготовки та післядипломної освіти
Кафедра будівельної механіки
Освітній ступінь магістр
Напрямок підготовки _____
(шифр і назва)
Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри Будівельної механіки
Ясній В.П.
« _____ » _____ 202__ р.

ЗАВДАННЯ
НА ДИПЛОМНИЙ РОБОТУ СТУДЕНТУ

Дзьобі Івану Михайловичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту (роботи) Проект багатоповерхового житлового будинку з дослідженням несучих залізобетонних конструкцій.

Керівник проекту (роботи) к.т.н., доц. Коваль І.В.
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом по університету від « _____ » _____ 2023 року № _____

2. Термін подання студентом проекту (роботи) 13.12.2023

3. Вихідні дані до проекту (роботи) Завдання на проектування

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити)

Вступ, Архітектурно-будівельна частина, Розрахунково-конструктивна частина

Наукова частина

Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях, Висновки,

Бібліографія

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

Генплан, Фасади, Розрізи, Плани поверхів, Конструктивні схеми, Схеми армування, Детальні вузли.

6. Консультанти розділів проекту (роботи)

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

7. Дата видачі завдання

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів дипломного проекту (роботи)	Термін виконання етапів проекту (роботи)	1 Примітка
1	Архітектурно-будівельний розділ	12.11.21	
2	Креслення до розділу	20.11.21	
3	Розрахунково-конструктивний розділ	25.12.21	
4	Креслення до розділу	30.12.21	
7	Наукова частина	05.12.21	
8	Безпека в надзвичайних ситуаціях	10.12.21	
9	Охорона праці	13.12.21	

Студент _____
(підпис)

Дзьоба Іван Михайлович _____
(прізвище та ініціали)

Керівник проекту (роботи) _____
(підпис)

Коваль Ігор Володимирович _____
(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП.....	6
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ	8
1.1 Дані про район і ділянку будівництва.....	8
1.1.1 Коротка характеристика району та майданчику будівництва	8
1.1.2 Кліматичні умови.....	9
1.1.3 Інженерно-геологічні та гідрологічні умови ділянки	10
1.2 Генеральний план	11
1.2.1 Обґрунтування прийнятого рішення.....	11
1.2.2 Розпланування, забудова та організація рельєфу ділянки	11
1.2.3 Техніко-економічні показники по генплану	13
1.3 Архітектурно-планувальні рішення.....	13
1.3.1 Характеристика технологічного чи функціонального процесу.....	13
1.3.2 Опис прийнятого рішення та його обґрунтування	16
1.3.3 Забезпечення доступності маломобільних груп населення	17
1.4 Опорядження будинку	17
1.5 Енергоефективність.....	19
1.5.1 Заходи щодо підвищення енергоефективності	19
1.6 Конструктивні рішення	21
1.7 Інженерні мережі і обладнання	21
1.8 Техніко-економічні показники будівлі	24
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ	25
2.1 Розрахункові характеристики матеріалів.....	25
2.1.1 Матеріали	25
2.2 Визначення навантажень на усі конструкції	25
2.3 Підготовка даних для розрахунку	28
2.3.1 Визначення розрахункових зусиль в перерізах конструкції	28
2.4 Розрахунок фундаментів	42

РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ РОЗДІЛ. ДОСЛІДЖЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК АРМОВАНИХ КОМПОЗИТНИМИ МАТЕРІАЛАМИ.....	44
3.1. Вступ.....	44
3.2. Цілі дослідження.	48
3.3. Розробка моделі	48
3.3.1. Геометрія та властивості матеріалів	48
3.3.2. Конститутивна модель бетону.....	49
3.3.3. Типи елементів та граничні умови.....	53
3.4. Верифікація моделі.....	54
3.4.1. Реакція на деформацію під дією навантаження.....	55
3.4.2. Характер тріщин і режим руйнування.....	56
3.4.3. Зразки склопластику.....	57
3.4.4. Навантаження на склопластик	59
3.5. Параметричне дослідження.....	60
3.5.1. Моделі глибоких балок без армування сіткою.....	61
3.5.1.1. Реакція на прогин під навантаженням.....	62
3.5.1.2. Структура тріщин і механізм руйнування.....	64
3.5.1.3. Напруження в склопластикових елементах	65
3.5.2. Моделі глибоких балок з армуванням сіткою	67
3.5.2.1. Реакція на прогин під навантаженням.....	68
3.6. Спрощені аналітичні формули	73
3.7. Висновки	76
РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА У НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....	78
4.1. Обґрунтування актуальності вирішення питань охорони праці та безпеки у надзвичайних ситуаціях в ході проектної розробки	78
4.2. Аналіз будівельного процесу з метою виявлення небезпечних та шкідливих виробничих факторів	79

4.3. Основні нормативні вимоги при виконанні окремих видів робіт та експлуатації машин і механізмів	81
4. Охорона праці та безпека у надзвичайних ситуаціях.....	86
4.5. Аналіз надзвичайних ситуацій, що можуть виникнути	86
4.6. Розробка заходів і дій при виникненні надзвичайних ситуацій.....	88
БІБЛІОГРАФІЯ.....	93

ВСТУП

Швидкі темпи будівництва в Житомирі, складність і архітектурна виразність будівель, що зводяться, говорять про новий щабель розвитку нашого міста.

Просторові резерви обраної ділянки для будівництва максимально використовуватимуться без шкоди для інсоляції навколишніх будинків, насаджень та асфальтованих проїздів прилеглої території.

Актуальність теми. Розвиток ринку житлового будівництва зумовив будівництво нових будівель та ремонт існуючих. В кваліфікаційній роботі запропоновано ряд сучасних архітектурних та конструктивних рішень.

Мета роботи: Розробка проекту багатоповерхового житлового будинку з дослідженням несучих залізобетонних конструкцій.

Об'єктом дослідження є порівняння між експериментами та FEM-моделюванням використання композитної арматури.

Предметом дослідження вплив навантаження на роботу композитної арматури в балках.

Доцільність проведення досліджень викликана тим, що отримані результати досліджень дадуть можливість підвищити ефективність окремих конструкцій та будівель в цілому.

Відповідно до поставленої мети потрібно вирішити такі **завдання**:

1. Розробити об'ємно-планувальні рішення будівництва відповідно до умов на відведеній ділянці у м. Житомир.
2. Проаналізувати інженерно-геологічні умови будівельного майданчика та запроектувати фундаменти.
3. Розробити конструктивні рішення щодо несучих елементів конструкцій.
4. Розробити скінченно-елементу модель будівлі.
5. Провести дослідження змодельованих конструкцій.
6. За результатами проведених розрахунків запропонувати заходи по підвищенню міцності будівель.
7. Розробити заходи з охорони праці, техніки безпеки під час зведення будівлі.

Методи досліджень. При вирішенні поставлених завдань застосовуються методи чисельного моделювання, в тому числі моделювання методом скінченних елементів.

Наукова новизна. Вдосконалена методика моделювання вогнестійкості.

Практичні результати роботи можуть використовуватися проектними організаціями при виконанні проектування будівлі. Результати порівняльного аналізу можуть застосовуватися для оцінки ефективності проектних рішень. Наведена в роботі методика моделювання може використовуватися в навчальному процесі при підготовці студентів за спеціальністю «Будівництво та цивільна інженерія».

Апробація результатів магістерської роботи виконана роботи виконана на XII Міжнародній науково-практичній конференції молодих учених та студентів

Публікація результатів магістерської роботи здійснена у збірнику тез вищезазначеної конференції.

Робота виконана згідно з тематикою науково-дослідних робіт кафедри будівельної механіки ТНТУ та державними програмами надійності і економічності будівельних виробів, матеріалів і конструкцій.

Ключові слова: ВИТРИВАЛІСТЬ, ВОГНЕСТІЙКІСТЬ, НАВАНТАЖЕННЯ.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

1.1 Дані про район і ділянку будівництва

Будинок буде розташований на майданчику площею 0,5 га. Будівля буде мати 14 поверхів, загальна площа яких становитиме 10 000 кв. м. Будинок буде зведений з залізобетону, фасад буде облицьований енергоефективними матеріалами.

Офіси на першому та другому поверхах будуть мати загальну площу 2 000 кв. м. У кожному офісі буде передбачено: вітальня, кабінет директора, кабінети для співробітників, переговорна кімната, а також санвузол.

Паркінг у підвалі буде розрахований на 50 автомобілів.

Будинок буде обладнаний сучасними системами опалення, водопостачання, каналізації, кондиціонування та пожежної безпеки.

Це продовження додає інформацію про такі параметри будинку, як його площа, висота, матеріали будівництва, а також призначення окремих приміщень. Крім того, воно містить інформацію про парковку та інженерні системи.

Ось ще один варіант продовження:

Будинок буде розташований у районі з розвиненою інфраструктурою. Поруч розташовані школи, дитячі садки, магазини, кафе та ресторани.

Будинок буде мати зручний транспортний зв'язок з іншими районами міста.

1.1.1 Коротка характеристика району та майданчику будівництва

Транспортний комплекс Житомирської області має важливе значення для розвитку регіону. Він забезпечує зв'язок між населеними пунктами області, а також з іншими регіонами України та закордонними країнами.

Залізниця є основним видом транспорту в області. Вона забезпечує перевезення вантажів і пасажирів у всіх напрямках. На території області розташовано понад 200 залізничних станцій і роз'їздів.

Автомобільний транспорт також відіграє важливу роль у транспортному комплексі області. Через Житомир проходить важлива європейська траса Київ-Чоп, а також інші другорядні дороги, що з'єднують Житомир з містами України та за кордоном.

Авіаційний транспорт є найменш розвиненим у транспортному комплексі області. Наразі триває реконструкція житомирського аеропорту, яка повинна завершитися в найближчій час.

Крім перерахованих видів транспорту, в області також розвиваються внутрішній водний транспорт і трубопровідний транспорт.

Внутрішній водний транспорт представлений судноплавством по річках Тетерів, Прип'ять та Горинь.

Трубопровідний транспорт забезпечує транспортування нафти, газу та інших рідин.

Розвиток транспортного комплексу Житомирської області сприяє економічному розвитку регіону. Він забезпечує ефективне функціонування підприємств і організацій, а також покращує якість життя населення.

1.1.2 Кліматичні умови

Відповідно до ДСТУ-НБ В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія» територія забудови має такі умови:

- Середньорічна температура + 6,6 °С;
- мінімальна температура - 26 °С;
- максимальна температура + 35 °С;
- середня температура найспекотнішого місяця + 23,5 °С;
- середній максимум +27 °С;
- температура найхолоднішого дня -19°С;
- температура найхолодніших 5-ти днів становить -15°С;
- глибина промерзання 0,75 м;
- середньомісячна відносна вологість повітря:

- найхолодніший період	- 79%;
- найспекотніший період	- 47%;
- річна кількість опадів	- 645 мм

1.1.3 Інженерно-геологічні та гідрологічні умови ділянки

Нормальні геологічні умови дозволяють використовувати для будівництва будь-які фундаменти. Сейсмічна активність рівня 7 вимагає застосування спеціальних заходів для захисту будівель від землетрусів, таких як:

- Застосування вібропоглиблення для збільшення стійкості фундаменту до сейсмічних коливань.
- Використання армованих бетонних фундаментів з підвищеною міцністю.
- Використання спеціальних систем демпфування, які поглинають сейсмічні хвилі.

Кліматична зона класу I характеризується м'яким кліматом з малою кількістю опадів. Вага снігу становить $0,7 \text{ кН/м}^2$, що вимагає посилення конструкції будівлі для запобігання обвалу снігу. Для цього можна використовувати такі заходи:

- Використання снігозатримуючих пристроїв, які утримують сніг на даху будівлі.
- Збільшення кута нахилу даху, щоб сніг швидше скочувався з нього.
- Застосування теплоізоляції даху, щоб сніг швидше танув.

Вітрова зона класу III характеризується відносно високим тиском вітру. Тиск вітру становить $0,45 \text{ кН/м}^2$, що вимагає посилення конструкції будівлі для запобігання її руйнування вітром. Для цього можна використовувати такі заходи:

- Використання міцних будівельних матеріалів, таких як бетон і сталеві конструкції.
- Застосування спеціального кріплення конструкцій, яке забезпечує їх стійкість до вітрових навантажень.

- Використання вітрозахисних пристроїв, які послаблюють вітрове навантаження на будівлю.

Діаграма троянди вітрів дозволяє оцінити напрямок і силу вітру в районі будівництва. Це важливо для правильного проектування будівлі, щоб забезпечити її стійкість до вітрового навантаження. Наприклад, якщо з певного напрямку вітер дме часто і з великою силою, то конструкція будівлі в цьому напрямку повинна бути посилена.

1.2 Генеральний план

1.2.1 Обґрунтування прийнятого рішення

Розрахунок містобудівних умов є першим і найважливішим етапом генерального планування. Він дозволяє визначити такі параметри, як:

- Орієнтація території забудови по сторонах світу
- Відстань від об'єктів до меж території забудови
- Відстань між об'єктами на території
- Наявність інженерних мереж
- Вплив на навколишнє середовище

Розрахунок містобудівних умов виконується за допомогою спеціального програмного забезпечення. Він дозволяє врахувати всі фактори, які можуть вплинути на розвиток об'єкта.

На основі розрахунку містобудівних умов розробляються рекомендації по розташуванню об'єктів на території забудови. Ці рекомендації враховуються при подальшому проектуванні об'єкта.

1.2.2 Розпланування, забудова та організація рельєфу ділянки

Генеральний план житлового будинку з офісами та підземним паркінгом у м. Житомирі розроблено на основі геодезичних і топографічних даних.

Рельєф місцевості, на якій розташована ділянка, відображено на плані в абсолютних і відносних величинах. Абсолютний нуль позначено на рівні 24,210 метра, що на 0,5 метра вище горизонтальної лінії.

Ділянка розмірами 27×43 метра розташована в центральній частині Житомира, на перехресті вулиць Довженка та 15-го Травня. Вона обмежена з боку вулиці Довженка, з півдня вулицею 15 травня, а з заходу та півночі існуючою житловою забудовою. Місцевість рівнинна, система висот - Балтійське море, координати - місцеві.

Генеральний план передбачає два входи на територію ділянки: з боку вулиці 15 травня та з боку вулиці Довженка. Вхід до житлової частини будинку запроектовано з внутрішнього двору, а вхід до офісів - з боку вулиць Довженка та 15 травня.

Оскільки ділянка невелика, проектом передбачено лише мінімальне благоустрій території - газон навколо будівель по вулицях Довженка та 15 травня. У пішохідній доступності від ділянки розташовані парки та інші зони відпочинку. На даній ділянці раніше не було забудовлі, але на ній було влаштовано якісну бруківку, газон та вертикальне озеленення.

Рельєф ділянки спокійний, тому проект передбачає максимальне його збереження. Плануванням ділянки забезпечується належний стік дощової води з внутрішнього двору в лотки на проїжджій частині, а потім - у зливову каналізацію.

На генеральному плані наноситься розмітка для проектної будівлі. Червоним кольором позначено проектну розмітку, а чорним - наземну.

Орієнтація будівлі щодо сторін горизонту вибиралася з урахуванням забезпечення найбільш сприятливих умов для природного освітлення будинку.

Архітектурний проект відповідає вимогам безпеки та комфорту. Будівля належить до II класу вогнестійкості, стіни, перегородки та перекриття виконані з негорючих матеріалів. У разі виникнення пожежі евакуація людей буде забезпечена за допомогою евакуаційних виходів, які повинні відкриватися в напрямку виходу з будівлі.

Проект передбачає максимальне збереження існуючого ландшафту під час будівництва.

Житловий будинок буде обладнаний всіма видами інженерного обладнання, зокрема системою гарячого та холодного водопостачання, електро- та газопостачання, вентиляції, опалення та зв'язку. Відведення стічних вод здійснюватиметься в закриту міську каналізацію.

Озеленення ділянки має становити не менше 40-45% її загальної площі. Площа дороги та ділянки визначається як різниця між площею ділянки та площею забудови та ландшафту.

1.2.3 Техніко-економічні показники по генплану

Генплан характеризується техніко-економічними показниками.

- Площа ділянки	2.12 га
- Площа забудови	4549.4 м ²
- Площа вимощення	1566.7 м ²
- Площа автодоріг і транспортних площадок	3457.6 м ²
- Щільність забудови	24,43 %
- Площа озеленення	8769.5 м ²
- Коефіцієнт забудови	0.37
- Коефіцієнт озеленення	0,57

1.3 Архітектурно-планувальні рішення

1.3.1 Характеристика технологічного чи функціонального процесу

Технологічний процес будівництва багатоповерхового житлового будинку включає в себе наступні етапи:

Підготовчий етап

- Вивчення місцевості та погодних умов
- Отримання дозволів на будівництво

- Проектування будинку
- Закупівля матеріалів та обладнання

Будівельні роботи

- Розбивка території
- Фундаментні роботи
- Зведення стін
- Встановлення перекриттів
- Влаштування даху

Зовнішні та внутрішні роботи

Приймально-здавальні роботи

- Приймання будівельних робіт
- Приймання будівлі в експлуатацію

Технологічна характеристика кожного етапу.

Підготовчий етап.

Підготовчий етап є одним з найважливіших етапів будівництва. На цьому етапі необхідно провести ретельне вивчення місцевості та погодних умов, отримати дозволи на будівництво, розробити проект будинку та закупити необхідні матеріали та обладнання.

Будівельні роботи.

Будівельні роботи є наймасштабнішим етапом будівництва. На цьому етапі виконуються всі основні роботи, пов'язані зі зведенням будинку.

Фундаментні роботи.

Фундаментні роботи є основою будь-якого будинку. На цьому етапі виконуються роботи з підготовки котловану, заливки фундаменту та його гідроізоляції.

Зведення стін.

Зведення стін є одним з найважливіших етапів будівництва. На цьому етапі виконуються роботи з монтажу каркаса будинку, заливки бетону або кладці цегли.

Встановлення перекриттів.

Встановлення перекриттів є важливим етапом будівництва, який забезпечує міцність і надійність будинку. На цьому етапі виконуються роботи з монтажу міжповерхових перекриттів, а також зведення даху.

Влаштування даху.

Влаштування даху є важливим етапом будівництва, який забезпечує захист будинку від атмосферних опадів. На цьому етапі виконуються роботи з монтажу крокв, укладання обрешітки та покрівлі.

Зовнішні та внутрішні роботи.

Зовнішні та внутрішні роботи є завершальним етапом будівництва. На цьому етапі виконуються роботи з облицювання фасаду, установки вікон та дверей, а також з проведення внутрішніх робіт, таких як оздоблення стін, підлоги та стелі.

Приймально-здавальні роботи.

Приймально-здавальні роботи є важливим етапом будівництва, який забезпечує відповідність будинку проектним вимогам. На цьому етапі виконуються роботи з приймання будівельних робіт, а також з приймання будинку в експлуатацію.

Технологічні вимоги.

Технологічні вимоги до будівництва багатоповерхового житлового будинку регламентуються будівельними нормами та правилами. До основних технологічних вимог відносяться:

- Використання якісних матеріалів та обладнання
- Дотримання проектних рішень
- Виконання робіт відповідно до технологічних регламентів
- Контроль якості робіт на всіх етапах будівництва
- Функціональні вимоги

Функціональні вимоги до будівництва багатоповерхового житлового будинку регламентуються будівельними нормами та правилами, а також нормативними документами з проектування житлових будинків. До основних функціональних вимог відносяться:

- Забезпечення комфортних умов проживання для мешканців

- Відповідність будинку вимогам пожежної безпеки
- Відповідність будинку вимогам санітарних норм

Висновок

Будівництво багатоповерхового житлового будинку є складним і відповідальним процесом, який вимагає дотримання всіх технологічних і функціональних вимог.

1.3.2 Опис прийнятого рішення та його обґрунтування

Вхід до житлового сектора розташований з боку вулиці Довженка. Він забезпечує зручний доступ мешканцям будинку. Хол з місцем охорони забезпечує безпеку мешканців та їхнього майна. Санвузол призначений для забезпечення мешканців житлового сектора санітарно-гігієнічними умовами.

У житловому секторі також розташовані диспетчерський пункт з санвузлом, комори та господарські приміщення. Диспетчерський пункт забезпечує технічне обслуговування інженерних систем будинку. Комори призначені для зберігання господарського інвентарю та інших матеріалів. Господарські приміщення призначені для проведення ремонтних робіт.

Вхід до офісів розташований з боку вулиці Довженка. Він забезпечує зручний доступ працівникам офісів. У кожному кабінеті передбачені внутрішні сходи, що забезпечують зв'язок з другим поверхом.

З третього по тринадцятий поверхи в секції розташовані чотири трикімнатні квартири з покращеним плануванням та просторими кімнатами. Покращене планування квартир передбачає наявність окремих спалень для батьків і дітей, а також просторої кухні-їдальні. Просторі кімнати забезпечують комфортне проживання мешканців.

Висота поверхів становить 3,2 метра. Це забезпечує комфортні умови для проживання та роботи. У підвалі розташовані технічні приміщення, що забезпечують життєдіяльність будинку.

У будинку реалізована механічна припливно-витяжна вентиляція. Вона забезпечує здоровий мікроклімат у будинку. У підвалі вентиляція здійснюється постійно.

Рівень чистої підлоги першого поверху становить 0,000 метра, що відповідає вимогам будівельних норм.

Таким чином, розміщення приміщень на першому поверсі житлового будинку з офісами та підземним паркінгом забезпечує комфортне проживання та роботу мешканців та працівників офісів.

1.3.3 Забезпечення доступності маломобільних груп населення

Для забезпечення доступу до будівлі для людей з обмеженими можливостями в необхідних місцях виконані пандуси, а також встановлено ліфт.

Пандуси забезпечують безпечний і комфортний доступ до будівлі для людей з інвалідними колясками, а також для людей з порушеннями опорно-рухового апарату. Ліфт забезпечує доступ до всіх поверхів будівлі для людей з обмеженими можливостями, які не можуть користуватися сходами.

Таким чином, будівля відповідає вимогам доступності для людей з обмеженими можливостями, що забезпечує їхнє рівне право на користування будівлею та її інфраструктурою.

1.4 Опорядження будинку

Внутрішнє оздоблення житлового будинку з офісами та підземним паркінгом - це комплекс робіт, які спрямовані на створення комфортних умов для проживання та роботи мешканців та працівників.

Оштукатурювання внутрішніх стін і перегородок є одним з найважливіших етапів внутрішнього оздоблення. Цей етап дозволяє вирівняти поверхню стін і перегородок, а також закрити всі нерівності та дефекти. Для оштукатурювання можуть використовуватися різні матеріали, такі як цементно-піщана, гіпсово-

цементна або гіпсово-вапняна штукатурка. Вибір матеріалу залежить від умов експлуатації приміщення.

Обробка швів на поверхні плит перекриття також є важливим етапом внутрішнього оздоблення. Цей етап дозволяє закрити шви між плитами перекриття і запобігти проникненню вологи та холоду в приміщення. Для обробки швів можуть використовуватися різні матеріали, такі як цементно-піщаний розчин, гіпсовий розчин або спеціальні герметики.

Оштукатурювання плит перекриття виконується для надійного приховування закладних деталей. Закладні деталі - це елементи будівельної конструкції, які використовуються для кріплення різних елементів, таких як сантехніка, меблі або технічне обладнання. Оштукатурювання плит перекриття дозволяє захистити закладні деталі від корозії і забезпечити їх надійне кріплення.

Шпаклювання стін і перегородок виконується для підготовки поверхні стін і перегородок до фарбування. Шпаклівка дозволяє вирівняти поверхню стін і перегородок, а також закрити дрібні нерівності та дефекти. Для шпаклювання можуть використовуватися різні матеріали, такі як гіпсово-мінеральна, гіпсово-фіброцементна або полімерна шпаклівка. Вибір матеріалу залежить від умов експлуатації приміщення.

Фарбування стін є завершальним етапом внутрішнього оздоблення. Фарбування дозволяє захистити стіни від зовнішніх впливів і надати їм бажаний колір. Для фарбування можуть використовуватися різні матеріали, такі як водоемульсійна, алкідна, латексна або акрилова фарба. Вибір матеріалу залежить від умов експлуатації приміщення.

Клейка шпалер є популярним способом оздоблення стін. Шпалери бувають різних видів, таких як паперові, вінілові, флізелінові або текстильні. Вибір виду шпалер залежить від стилю інтер'єру та особистих переваг.

Облицювання плиткою є практичним і довговічним способом оздоблення стін і підлоги вологих приміщень. Плитка буває різних видів, таких як керамічна, керамогранітна або натуральна. Вибір виду плитки залежить від стилю інтер'єру та умов експлуатації приміщення.

Обробка фасаду є важливим етапом будівництва будь-якої будівлі. Фасад виконує не тільки естетичну функцію, але і захищає будівлю від зовнішніх впливів. Обробка фасаду може виконуватися різними матеріалами, такими як штукатурка, клінкерна цегла, природні камені або деревина. Вибір матеріалу залежить від стилю будівлі та умов експлуатації.

Таким чином, внутрішнє оздоблення житлового будинку з офісами та підземним паркінгом - це комплекс робіт, які вимагають кваліфікованого підходу і відповідають всім вимогам безпеки та комфорту.

1.5 Енергоефективність

1.5.1 Заходи щодо підвищення енергоефективності

Енергоефективність будівель - це здатність будівель задовольняти свої потреби в енергії з мінімальними витратами. Підвищення енергоефективності будівель є важливим завданням для всіх країн світу, оскільки дозволяє заощаджувати енергоресурси, знижуючи тим самим негативний вплив на навколишнє середовище.

Заходи щодо підвищення енергоефективності будівель можна розділити на дві основні групи:

Заходи, що впроваджуються на етапі проектування та будівництва будівель. Ці заходи є найбільш ефективними, оскільки дозволяють забезпечити високі енергоефективні характеристики будівлі з самого початку. До таких заходів відносяться:

Оптимізація планування будівлі з урахуванням природного освітлення та вентиляції.

Використання ефективних матеріалів та технологій будівництва.

Встановлення енергоефективних систем опалення, вентиляції та кондиціонування повітря.

Заходи, що впроваджуються в уже існуючих будівлях. Ці заходи можуть бути менш ефективними, ніж заходи на етапі проектування та будівництва, але також можуть забезпечити значні заощадження енергії. До таких заходів відносяться:

Реконструкція фасадів і дахів будівель з метою утеплення.

Встановлення енергоефективних вікон і дверей.

Заміна застарілих систем опалення, вентиляції та кондиціонування повітря на більш ефективні.

Конкретні заходи щодо підвищення енергоефективності будівель можуть бути різними в залежності від типу будівлі, її призначення та умов експлуатації. Однак, існують деякі загальні рекомендації, які можна впровадити в будь-якій будівлі:

- Зменшити тепловтрати через нещільні вікна, двері та інші отвори. Замініть застарілі вікна і двері на енергоефективні, а також усуніть всі нещільності в будівлі.

- Утеплити фасади і дах будівлі. Це допоможе зменшити тепловтрати через зовнішні огорожувальні конструкції.

- Встановити енергоефективні системи опалення, вентиляції та кондиціонування повітря. Такі системи дозволяють заощаджувати енергію, не завдаючи шкоди комфорту в будівлі.

- Застосовувати природне освітлення вдень. Це допоможе зменшити споживання електроенергії на освітлення.

- Використовувати енергозберігаючі пристрої та обладнання. Такі пристрої споживають менше енергії, ніж традиційні.

Впровадження заходів щодо підвищення енергоефективності будівель дозволяє отримати значні економічні та екологічні вигоди. Економічні вигоди включають зниження витрат на енергію, а також збільшення терміну служби будівлі. Екологічні вигоди включають зменшення викидів парникових газів та інших шкідливих речовин в атмосферу.

1.6 Конструктивні рішення

За конструктивним планом будівля являє собою каркасну конструкцію з горизонтальними та вертикальними несучими стінами. В межах першого та другого поверхів частково зведені колони.

Облаштування внутрішніх поперечних стін і стінок сходової клітки забезпечує просторову жорсткість, з'єднаних з поздовжніми стінами міжповерховими перекриттями, які з'єднують стіни між собою і ділять їх на різновисотні рівні. Накладка схожа на монолітний жорсткий диск. Просторова жорсткість може бути досягнута також влаштуванням каркасів, утворених комбінацією колон і ригелів, а також стінок сходових кліток і ліфтових шахт. Для підвищення жорсткості всі елементи повинні бути надійно з'єднані в стиках і вузлах.

Проектом передбачається, що для фундаменту використовуються збірні залізобетонні палі перетином 500x500мм, а на вершині палі проектується цільний залізобетонний ростверк. Розрахункове навантаження на палі було прийнято на рівні 67 тонн і мало бути підтверджено природним статичним дослідженням, перш ніж паля істотно опуститься.

Відповідно до ДСТУ Б В.2.6-108:2010 стіни підземної частини запроектовані зі збірних залізобетонних блоків товщиною 500 та 400 мм, по периметру зовнішніх стін підвалу, вертикальної гідроізоляції та глиняних замків. влаштовані ззовні.

1.7 Інженерні мережі і обладнання

Інженерні мережі і обладнання будівель - це комплекс систем, які забезпечують життєдіяльність будівлі та комфортне проживання або роботу в ній людей. Інженерні мережі і обладнання будівель можна розділити на такі основні групи:

- Системи водопостачання і водовідведення забезпечують подачу води в будівлю і відведення стічних вод.
- Системи опалення забезпечують опалення будівлі в зимовий час.

- Системи вентиляції забезпечують повітрообмін в будівлі.
- Системи електропостачання забезпечують електропостачання будівлі.
- Системи газопостачання забезпечують газопостачання будівлі.
- Системи кондиціонування забезпечують комфортний мікроклімат у будівлі влітку.
- Системи пожежогасіння забезпечують гасіння пожежі в будівлі.
- Системи безпеки забезпечують безпеку людей у будівлі.

Інженерні мережі і обладнання будівель проектується і монтується відповідно до вимог будівельних норм і правил. При проектуванні і монтажі інженерних мереж і обладнання враховуються такі фактори, як:

- Призначення будівлі (житлова, офісна, промислова, тощо)
- Розміри будівлі
- Кількість людей, які будуть проживати або працювати в будівлі
- Кліматичні умови
- Фінансові можливості

Правильно спроектовані і змонтовані інженерні мережі і обладнання забезпечують комфортне проживання або роботу в будівлі і гарантують її безпеку.

Системи водопостачання і водовідведення

Системи водопостачання і водовідведення забезпечують подачу води в будівлю і відведення стічних вод. Системи водопостачання можуть бути централізованими або автономними. Централізовані системи водопостачання забезпечуються за рахунок централізованих мереж водопостачання. Автономні системи водопостачання забезпечуються за рахунок власних джерел води і власної системи водовідведення.

Системи водовідведення можуть бути централізованими або автономними. Централізовані системи водовідведення забезпечуються за рахунок централізованих мереж водовідведення. Автономні системи водовідведення забезпечуються за рахунок власних систем водовідведення.

Системи опалення

Системи опалення забезпечують опалення будівлі в зимовий час. Системи опалення можуть бути індивідуальними або централізованими. Індивідуальні системи опалення забезпечуються за рахунок власного котла. Централізовані системи опалення забезпечуються за рахунок централізованих мереж опалення.

Системи вентиляції

Системи вентиляції забезпечують повітрообмін в будівлі. Системи вентиляції можуть бути природними або механічними. Природна вентиляція забезпечується за рахунок природних потоків повітря. Механічна вентиляція забезпечується за рахунок вентиляторів.

Системи електропостачання

Системи електропостачання забезпечують електропостачання будівлі. Системи електропостачання можуть бути однофазними або трифазними. Однофазна система електропостачання використовується в житлових будинках і невеликих офісних будівлях. Трифазна система електропостачання використовується в великих офісних будівлях, промислових підприємствах та інших об'єктах, які споживають велику кількість електроенергії.

Системи газопостачання

Системи газопостачання забезпечують газопостачання будівлі. Системи газопостачання можуть бути централізованими або автономними. Централізовані системи газопостачання забезпечуються за рахунок централізованих мереж газопостачання. Автономні системи газопостачання забезпечуються за рахунок власного газового балона.

Системи кондиціонування

Системи кондиціонування забезпечують комфортний мікроклімат у будівлі влітку. Системи кондиціонування можуть бути спліт-системами, мультиспліт-системами або центральними системами. Спліт-система складається з зовнішнього і внутрішнього блоків. Мультиспліт-система складається з одного зовнішнього блоку і декількох внутрішніх блоків.

Системи пожежогасіння

Системи пожежогасіння забезпечують гасіння пожежі в будівлі. Системи пожежогасіння включають в себе такі елементи:

- Пожежні крани
- Пожежні рукави
- Вогнегасники
- Автоматичні системи пожежогасіння

Системи безпеки забезпечують безпеку людей у будівлі.

1.8 Техніко-економічні показники будівлі

-	Будівельний	56783,1м ³
-	Площа забудови	1332 м ²
-	Житлова площа	3233 м ²
- -	Загальна площа	5432 м ²
-	Площа офісів	1123 м ²
-	Коефіцієнт К1 (житл. пл. /заг. пл.)	0,76
	Коефіцієнт К2 (будівельний об'єм/ житл. пл..)	6,53

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1 Розрахункові характеристики матеріалів

2.1.1 Матеріали

Таблиця 2.1 Матеріали

Назва	Тип	Модуль пружності, МПа	Коеф. Пуассона	Об'ємна вага, кН/м ³	Примітка
1. Фундамент	Залізобетон	29250.0	0.23	24.51	C16/20, A400C,
2. Колони	Залізобетон	29250.0	0.23	24.41	C25/30, A400C,
3. Плити	Залізобетон	29250.0	0.23	24.34	C25/30, A400C,

2.2 Визначення навантажень на усі конструкції

Таблиця 2.2 - Вітер

Назва	Напрямок	Коефіцієнт
Вітер 1	85°	1,06
Вітер 2	131°	1,06

Таблиця 2.3 - Вітер (параметри)

Вітрова зона	1
Тиск W_0	0.255 кН/м ²
Тип місцевості	1
Коеф. Географічної висоти C_{alt}	1,04
Коеф. динамічності C_d	1,43
Коеф. Надійності за експлуатаційним значенням γ_{fe}	0,33

Таблиця 2.4 - Сумарні вертикальні навантаження

Постійні, кН	Довготрив., кН	Короткочас., кН
Навантаження на відмітці низу колон - 1-го пов.		
96784.2	15328.1	24127.4
Власна вага фундаментної плити і додаткове навантаження на неї		
48957.5	4465.0	6567.2

Таблиця 2.5 - Зусилля в фундаментах

№	Завантажен.	Комбін.	N(кН)	Mx(кН*м)	My(кН*м)	Rx(кН)	Ry(кН)
Фундамент Ф1 b=1.25м, S=2744.41м ² , 2. фундамент, C1Min=1944.41кН/м ³ , C1Max=1856.55кН/м ³ , C1Ave=1856.35кН/м ³ , C2Min=17628.4кН/м ² , C2Max=18614.6кН/м ² , C2Ave=18712.72кН/м ²							
1	1	Постійне	236875.29	37979.74	7383.93	-0.01	0.00
		Довготрив.	30100.15	-5163.09	13466.65	0.00	0.00
		Короткоч.	44883.71	-6182.09	8081.64	0.00	0.00
		Вітер 1	0.00	3333.70	-0.15	-0.03	-278.65
		Вітер 2	0.00	765.20	777.52	61.79	-60.78
		Поєднання 1	311859.07	29968.25	28932.06	-0.04	-278.65
		Поєднання 2	350543.27	44831.98	33979.53	-0.16	-1393.25
		Поєднання 3	350543.27	11495.02	33981.02	0.14	1393.26
		Поєднання 4	350543.27	31989.52	37867.87	308.94	-303.88
		Поєднання 5	350543.27	24337.47	30092.68	-308.96	303.89

Таблиця 2.6 - Зусилля в колонах

Колона F1 b=0.4м, H=3.2м, $\mu=0.61\%$									
1		Постійне		0	-1012.76	6.55	-14.48	-9.51	-20.15
				3.2	-989.39	6.55	13.04	-9.51	19.79
		Довготрив.		0	-115.24	-1.35	2.80	-3.93	-8.19
				3.2	-115.24	-1.35	-2.85	-3.93	8.35
		Короткоч.		0	-242.06	-2.75	5.60	-5.58	-11.75
				3.2	-242.06	-2.75	-5.92	-5.58	11.69
		Вітер 1		0	-0.63	-0.28	0.58	-0.02	-0.05
				3.2	-0.61	-0.27	-0.57	-0.02	0.05
		Вітер 2		0	-0.13	-0.06	0.13	0.00	0.00
				3.2	-0.13	-0.06	-0.13	0.00	0.00
		Поєднання 1		0	-1330.85	2.12	-5.34	-18.50	-38.96
				3.2	-1308.08	2.12	3.58	-18.50	38.71
		Поєднання 2		0	-1500.93	0.89	-2.85	-21.36	-45.00
				3.2	-1475.98	0.89	0.87	-21.36	44.73
		Поєднання 3		0	-1494.79	3.58	-8.50	-21.12	-44.48
				3.2	-1469.84	3.58	6.53	-21.12	44.23
		Поєднання 4		0	-1498.50	1.91	-5.00	-21.25	-44.75
				3.2	-1473.54	1.91	3.03	-21.25	44.49
		Поєднання 5		0	-1497.23	2.56	-6.35	-21.24	-44.73
				3.2	-1472.27	2.56	4.38	-21.24	44.46
Колонна F2 b=0.4м, H=3.2м, $\mu=0.61\%$									
6		Постійне		0	-626.95	-4.39	8.98	3.30	5.34
				3.2	-604.26	-4.39	-9.45	3.30	-8.50
		Довготрив.		0	-124.75	-0.77	1.60	1.07	2.01
				3.2	-124.75	-0.77	-1.63	1.07	-2.46
		Короткоч.		0	-180.02	-1.30	2.69	1.77	3.24
				3.2	-180.02	-1.30	-2.77	1.77	-4.21
		Вітер 1		0	0.15	-0.62	1.28	0.04	0.08

Продовження таблиці 2.6

			3.2	0.15	-0.62	-1.32	0.04	-0.09
	Вітер 2		0	0.04	-0.14	0.29	0.02	0.04
			3.2	0.04	-0.14	-0.30	0.02	-0.04
	Поєднання 1		0	-931.57	-7.07	14.54	6.17	10.66
			3.2	-908.89	-7.07	-15.17	6.17	-15.25
	Поєднання 2		0	-1054.63	-10.39	21.38	7.22	12.55
			3.2	-1029.67	-10.39	-22.27	7.22	-17.77
	Поєднання 3		0	-1056.11	-4.22	8.65	6.84	11.78
			3.2	-1031.15	-4.22	-9.08	6.84	-16.92
	Поєднання 4		0	-1055.18	-8.02	16.48	7.13	12.37
			3.2	-1030.22	-8.02	-17.19	7.13	-17.56
	Поєднання 5		0	-1055.56	-6.60	13.55	6.93	11.96
			3.2	-1030.61	-6.60	-14.16	6.93	-17.13
Колонна F1 b=0.4, H=3.2м, $\mu=0.65\%$								
1	Постійне		0	-275.48	18.44	-46.61	3.69	23.45
			3.2	-173.93	18.44	30.85	3.69	7.94
	Довготрив.		0	-9.56	1.88	-0.97	1.38	-0.55
			3.2	-9.56	1.88	6.94	1.38	-6.35
	Короткоч.		0	-24.42	3.09	-2.39	1.67	-1.21
			3.2	-24.42	3.09	10.57	1.67	-8.21
	Вітер 1		0	0.24	-0.03	0.17	-0.09	-0.16
			3.2	0.24	-0.03	0.03	-0.09	0.20
	Вітер 2		0	0.06	-0.12	0.40	0.10	0.32
			3.2	0.06	-0.12	-0.10	0.10	-0.10
	Поєднання 1		0	-309.21	23.38	-49.80	6.66	21.53
			3.2	-207.67	23.38	48.39	6.66	-6.43
	Поєднання 2		0	-342.61	26.08	-54.45	7.30	22.88
			3.2	-230.91	26.08	55.10	7.30	-7.76
	Поєднання 3		0	-344.97	26.41	-56.16	8.15	24.49
			3.2	-233.27	26.41	54.78	8.15	-9.72
	Поєднання 4		0	-343.52	25.65	-53.30	8.22	25.28
			3.2	-231.81	25.65	54.44	8.22	-9.23
	Поєднання 5		0	-344.07	26.85	-57.31	7.23	22.09
			3.2	-232.37	26.85	55.44	7.23	-8.25
Колонна F2 b=0.4м, H=3.2м, $\mu=0.61\%$								
2	Постійне		0	-347.86	0.10	0.64	3.80	4.18
			3.2	-335.10	0.10	1.05	3.80	-11.78
	Довготрив.		0	-92.09	0.32	-0.44	0.57	0.41
			3.2	-92.09	0.32	0.89	0.57	-1.97
	Короткоч.		0	-124.02	0.48	-0.70	0.72	0.43
			3.2	-124.02	0.48	1.30	0.72	-2.58
	Вітер 1		0	-0.02	-0.19	0.41	-0.01	-0.01
			3.2	-0.02	-0.19	-0.40	-0.01	0.01
	Вітер 2		0	-0.01	-0.04	0.09	0.00	0.00
			3.2	-0.01	-0.04	-0.09	0.00	0.00
	Поєднання 1		0	-563.99	0.70	-0.10	5.08	5.01

Продовження таблиці 2.6

			3.2	-551.22	0.70	2.84	5.08	-16.32
	Поєднання 2		0	-642.07	0.10	1.36	5.70	5.55
			3.2	-628.03	0.10	1.77	5.70	-18.38
	Поєднання 3		0	-641.88	2.02	-2.71	5.74	5.67
			3.2	-627.84	2.02	5.80	5.74	-18.46
	Поєднання 4		0	-642.05	0.86	-0.25	5.71	5.60
			3.2	-628.01	0.86	3.37	5.71	-18.40
	Поєднання 5		0	-641.90	1.26	-1.10	5.73	5.63
			3.2	-627.87	1.26	4.20	5.73	-18.44

2.3 Підготовка даних для розрахунку

Розрахунок тривимірної конструкції будинку виконується за допомогою програмного забезпечення Autodesk Robot Structural Analysis Pro версії 2024.

У програмі Autodesk Robot Structural Analysis Pro кожен елемент конструкції моделюється приблизно. Це означає, що колони, стіни, плити, дахи та фундаменти представляються у вигляді геометричних тіл, таких як куби, призми, циліндри тощо.

Такий підхід дозволяє швидко і точно провести розрахунки, а також отримати візуальне представлення конструкції.

2.3.1 Визначення розрахункових зусиль в перерізах конструкції

Таблиця 2.7 - Колона К1

Максимальний розрахунковий діаметр поздовжньої арматури, мм	32
Захисний шар бетону, мм	25
Прив'язка поздовжньої арматури, мм	55
Використаний сортамент арматури	12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 35

Каркас – в’язаний. Модуль зменшення кроку поперечної арматури 55 мм

Перетин

Розміри, мм: b 400

Площа, см^2 1600

Таблиця 2.8 - Відмітки

Колона	F-1 (1_1)	F-1 (2_1)	F-1 (3_1)
Висота поверху, мм	3200	3100	3100
Товщина перекриття, мм	350	350	350

Відмітки, м:

низу колони	-3,200	0,000	+3,150
верху перекриття	0,000	+3,200	+3,300

Таблиця 2.9 - Розрахункова довжина

Колона	F-1 (1_1)	F-1 (2_1)	F-1 (3_1)
--------	-----------	-----------	-----------

Коефіцієнти розрахункової довжини:

m_X	0.73	1.03	1.03
m_Y	0.73	1.03	1.03

Розрахункова довжина, мм:

Lo_X	3,53	3120	3120
Lo_Y	3,53	3120	3120

Гнучкість:

Lo/i_Y	36,33	42.31	42.21
----------	-------	-------	-------

Таблиця 2.10 - Результати МСЕ розрахунку

Колона F-1 (1_1)	N, тс	M_x , тс*м	M_y , тс*м	Q_x , тс	Q_y , тс	T, тс*м	Перет.
Постійне	139.48	-0.13	-0.59	-0.40	-0.08	0.00	1.20
	137.10	0.23	1.17	-0.40	-0.08	0.00	2.39
Довготривале	24.20	-0.02	-0.15	-0.10	-0.01	0.00	1.20

Коефіцієнти

Таблиця 2.11 - Надійність за категорією відповідальності 1

	Пост.	Довг.	Корот.	Вітр.	Сейсм.
Надійність	1,13	1,23	1,23	5,02	1,02
Довготривалість	1,02	1,02	1,02	1,02	0,0
Короткочасність	1,02	1,02	1,02	0,0	0,0

Враховується в розрахунку:

Автоматичне формування РПН

РПН, сформоване для випадків а, б

Таблиця 2.12 - Коефіцієнти розрахункових поєднань навантажень (РПН)

	Пост.	Длит.	Кр.вр.	Ветр.	Сейсм.
1-ше, основне	1,03	1,03	1,03	1,03	0,0
2-ге, основне	1,03	0,96	0,96	0,96	0,0
3-є, особливе	0,96	0,86	0,56	0,0	1,03

Враховується при автоматичному формуванню РПН: Зміна напрямку вітрових та сейсмічних навантажень

Таблиця 2.13 - Розрахункове армування

Колона	F-1 (1_1)	F-1 (2_1)	F-1 (3_1)
A_{s1}	24.59	14.99	14.37

Поздовжня арматура, $см^2/м$:

повна	24.37	16.47	14.36
за міцністю	24.37	16.47	14.36
Відсоток армування	3.05	2.45	2.25
Поперечна арматура, $см^2/м$	7.6	5.6	4.6

Конструювання поздовжньої арматури

Таблиця 2.14 - Армування симетричне. Випуски в колону

Колона	F-1 (1_1)	F-1 (2_1)	F-1 (3_1)
Паралельно до грані	8Æ25	4Æ25	4Æ25
Всього	8Æ25	4Æ25	4Æ25
Площа арматури, см ²	24,66	16,06	13,56
Відсоток армування	5,15	4,06	3,45

Таблиця 2.15 - Анкерування поздовжньої арматури

Діаметр стержня, мм	Довжина анкерів, мм	Довжина перевязки, мм	
25	550	790	

Таблиця 2.16 - Конструювання поперечної арматури

Колона	F-1 (1_1)	F-1 (2_1)	F-1 (3_1)
Зона анкерування, мм:	5Æ12	5Æ12	5Æ12
Крок	130	130	130
Прив'язка 1-го стержня	60	60	60
Зона розкладки	220	220	220
Привязка останнього	320	320	320
Основна зона, мм:	24Æ12	22Æ12	22Æ12
Крок	130	130	130
Прив'язка 1-го стержня	420	420	130
Зона розкладки	3230	3120	3120
Привязка останнього	3520	3430	3430
Додаткові, мм:	2Æ12		
Крок	75		
Прив'язка	3720		
Відстань до верх. грані	40	40	40
Площа арматури, см ² /м	5,75	4,65	3,50

Режим встановлення шпильок: відсутній

Таблиця 2.17 - Колона F2

Максимальний розрахунковий діаметр поздовжньої арматури, мм	32
Захисний шар бетону, мм	25
Прив'язка поздовжньої арматури, мм	45
Використаний сортамент арматури	12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28,35

Каркас – в'язаний. Модуль зменшення кроку поперечної арматури 50 мм

Перетин

Розміри, мм: b 550

Площа, см² 2550

Таблиця 2.18 - Відмітки

Колона	F-2 (1_1)	F-2 (2_1)	F-2 (3_1)
Висота поверху, мм	3330	3130	3130
Товщина перекриття, мм	330	330	330

Відмітки, м:

низу колони	-3,330	0,000	+3,130
верху перекриття	0,000	+3,130	+3,310

Таблиця 2.19 - Розрахункова довжина

Колона	F-2 (1_1)	F-2 (2_1)	F-2 (3_1)
--------	-----------	-----------	-----------

Коефіцієнти розрахункової довжини:

m X	0.72	1.02	1.02
m Y	0.72	1.02	1.02

Розрахункова довжина, мм:

Lo X	3,53	3130	3130
Lo Y	3,53	3130	3130

Гнучкість:

Lo/i Y	32,40	33.20	32.20
--------	-------	-------	-------

Таблиця 2.20 - Результати МСЕ розрахунку

Колона F-2 (1_1)	N, тс	Mx, тс*м	My, тс*м	Qx, тс	Qy, тс	T, тс*м	Перет.
Постійне	146.46	-0.13	-0.62	-0.42	-0.08	0.00	1.26
	143.95	0.24	1.23	-0.42	-0.08	0.00	2.51
Довготривале	25.41	-0.02	-0.16	-0.11	-0.01	0.00	1.26
	25.41	0.03	0.31	-0.11	-0.01	0.00	2.51
Короткочасне	40.68	-0.03	-0.21	-0.14	-0.02	0.00	1.26
	40.68	0.06	0.43	-0.14	-0.02	0.00	2.51
Вітрове 1	-0.02	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	1.26
	-0.02	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	2.51
Вітрове 2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.26
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.51
Колонна F-2 (2_1)							
Постійне	106.52	-0.45	-1.98	-0.95	-0.24	0.00	1.26
	104.90	0.56	2.02	-0.95	-0.24	0.00	2.51
Довготривале	16.77	-0.05	-0.49	-0.23	-0.03	0.00	1.26
	16.77	0.07	0.49	-0.23	-0.03	0.00	2.51
Короткочасне	28.92	-0.12	-0.68	-0.33	-0.06	0.00	1.26
	28.92	0.15	0.68	-0.33	-0.06	0.00	2.51
Вітрове 1	-0.02	-0.01	0.00	0.00	-0.01	0.00	1.26
	-0.02	0.01	0.00	0.00	-0.01	0.00	2.51
Вітрове 2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.26
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.51
Колонна F-2 (3_1)							
Постійне	67.35	-0.79	-2.09	-1.01	-0.41	0.00	1.26
	65.72	0.93	2.13	-1.01	-0.41	0.00	2.51
Довготривале	8.20	-0.09	-0.52	-0.25	-0.04	0.00	1.26
	8.20	0.10	0.55	-0.25	-0.04	0.00	2.51
Короткочасне	17.27	-0.20	-0.71	-0.35	-0.10	0.00	1.26
	17.27	0.23	0.74	-0.35	-0.10	0.00	2.51

Продовження таблиці 2.20

	N, тс	Mx, тс*м	My, тс*м	Qx, тс	Qy, тс	T, тс*м	Перет.
Вітрове 1	-0.01	-0.01	0.00	0.00	-0.01	0.00	1.26
	-0.01	0.01	0.00	0.00	-0.01	0.00	2.51
Вітрове 2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.26
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.51

Коефіцієнти

Таблиця 2.21 - Надійність за категорією відповідальності 1

	Пост.	Довг.	Корот.	Вітр.	Сейсм.
Надійність	1,13	1,23	1,23	3,01	1,01
Довготривалість	1,03	1,03	1,03	1,01	0,0
Короткочасність	1,03	1,03	1,03	0,0	0,0

Враховується в розрахунку:

Автоматичне формування РПН

РПН, сформоване для випадків а, б

Таблиця 2.22 - Коефіцієнти розрахункових поєднань навантажень (РПН)

	Пост.	Трив.	Кр.вр.	Вітр.	Сейсм.
1-ше, основне	1,03	1,03	1,03	1,03	0,0
2-ге, основне	1,03	0,94	0,94	0,94	0,0
3-є, особливе	0,94	0,84	0,53	0,0	1,01

Враховується при автоматичному формуванню РПН: Зміна напрямку вітрових та сейсмічних навантажень

Таблиця 2.23 - Розрахункове армування

Колона	F-2 (1_1)	F-2 (2_1)	F-2 (3_1)
A_{s1}	24.49	14.59	14.45
Поздовжня арматура, см ² /м:			
повна	24.59	14.59	14.55
за міцністю	24.59	14.59	14.55
Відсоток армування	4.03	2.45	1.25
Поперечна арматура, см ² /м	0	0	0

Конструювання поздовжньої арматури

Таблиця 2.24 - Армування симетричне. Випуски в колону

Колона	F-2 (1_1)	F-2 (2_1)	F-2 (3_1)
Паралельно до грані	8Æ28	4Æ28	4Æ28
Всього	8Æ28	4Æ28	4Æ28
Площа арматури, см ²	24,65	17,06	17,06
Відсоток армування	4,16	4,05	3,05

Таблиця 2.25 - Анкерування поздовжньої арматури

Діаметр стержня, мм	Довжина анкерів, мм	Довжина перевязки, мм
25	550	750

Таблиця 2.26 - Конструювання поперечної арматури

Колона	F-2 (1_1)	F-2 (2_1)	F-2 (3_1)
Зона анкерування, мм:	5Æ8	5Æ8	5Æ8
Крок	130	130	130
Прив'язка 1-го стержня	60	60	60
Зона розкладки	210	210	210
Привязка останнього	310	310	310
Основна зона, мм:	21Æ8	20Æ8	20Æ8
Крок	130	130	130
Прив'язка 1-го стержня	410	410	1320
Зона розкладки	7360	7220	7220
Привязка останнього	7460	7340	7510
Додаткові, мм:	2Æ6	-	-
Крок	70	-	-
Прив'язка	3620	-	-
Відстань до верх. грані	40	40	40
Площа арматури, см ² /м	3, 80	3, 80	3, 80

Режим встановлення шпильок: відсутній

Таблиця 2.27 - Колона F3

Максимальний розрахунковий діаметр поздовжньої арматури, мм	30
Захисний шар бетону, мм	30
Прив'язка поздовжньої арматури, мм	40
Використаний сортамент арматури	12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 35

Каркас – в'язаний. Модуль зменшення кроку поперечної арматури 40 мм

Перетин Розміри, мм: b 500

Площа, см² 2500

Таблиця 2.28 - Відмітки

Колона	F-3 (1_1)	F-3 (2_1)	F-3 (3_1)
Висота поверху, мм	3320	3120	3120
Товщина перекриття, мм	330	330	330
Відмітки, м:			
низу колони	-7,320	0,000	+3,120
верху перекриття	0,000	+3,120	+3,320

Таблиця 2.29 – Розрахункова довжина

Колона	F-3 (1_1)	F-3 (2_1)	F-3 (3_1)
Коефіцієнти розрахункової довжини:			
m X	0.75	1.05	1.05
m Y	0.75	1.05	1.05
Розрахункова довжина, мм:			
Lo X	3750	3330	3330
Lo Y	3750	3330	3330
Гнучкість:			
Lo/i Y	35,40	36.20	36.20

Таблиця 2.30 - Результати МСЕ розрахунку

Колона F-3 (1_1)	N, тс	Mx, тс*м	My, тс*м	Qx, тс	Qy, тс	T, тс*м	Перет.
Постійне	95.20	-0.09	-0.40	-0.27	-0.05	0.00	0.82
	93.57	0.15	0.80	-0.27	-0.05	0.00	1.63
Довготривале	16.52	-0.01	-0.10	-0.07	-0.01	0.00	0.82
	16.52	0.02	0.20	-0.07	-0.01	0.00	1.63
Короткочасне	26.44	-0.02	-0.14	-0.09	-0.02	0.00	0.82
	26.44	0.04	0.28	-0.09	-0.02	0.00	1.63

Коефіцієнти

Таблиця 2.31 - Надійність за категорією відповідальності 1

	Пост.	Довг.	Корот.	Вітр.	Сейсм.
Надійність	1,11	1,21	1,21	4,02	1,01
Довготривалість	1,02	1,02	1,02	1,02	0,0
Короткочасність	1,02	1,02	1,02	0,0	0,0

Враховується в розрахунку:

Автоматичне формування РПН

РПН, сформоване для випадків а, б

Таблиця 2.32 - Коефіцієнти розрахункових поєднань навантажень (РПН)

	Пост.	Довг.	Корот.	Вітр.	Сейсм.
1-ше, основне	1,02	1,02	1,02	1,02	0,0
2-ге, основне	1,02	0,94	0,94	0,94	0,0
3-є, особливе	0,94	0,84	0,54	0,0	1,02

Враховується при автоматичному формуванню РПН:

Зміна напрямку вітрових та сейсмічних навантажень

Таблиця 2.33 - Розрахункове армування

Колона	F-3 (1_1)	F-3 (2_1)	F-3 (3_1)
A_{s1}	15.59	7.57	4.54

Поздовжня арматура, $см^2/м$:

повна	6.59	7.57	4.54
за міцністю	6.59	7.57	4.54
Відсоток армування	1.03	1.54	4.54
Поперечна арматура, $см^2/м$	0	0	0

Конструювання поздовжньої арматури

Таблиця 2.34 - Армування симетричне. Випуски в колону

Колона	F-3 (1_1)	F-3 (2_1)	F-3 (3_1)
Паралельно до грані	8Æ12	4Æ12	4Æ12
Всього	8Æ12	4Æ12	4Æ12
Площа арматури, см ²	10,55	5,05	5,05
Відсоток армування	1,13	1,03	1,03

Таблиця 2.35 - Анкерування поздовжньої арматури

Діаметр стержня, мм	Довжина анкерів, мм	Довжина перевязки, мм
14	2540	450

Таблиця 2.36 - Конструювання поперечної арматури

Колона	F-3 (1_1)	F-3 (2_1)	F-3 (3_1)
Зона анкерування, мм:	10Æ6	10Æ6	10Æ6
Крок	160	160	160
Прив'язка 1-го стержня	60	60	60
Зона розкладки	210	210	210
Привязка останнього	310	310	310
Основна зона, мм:	12Æ6	10Æ6	10Æ6
Крок	130	130	130
Прив'язка 1-го стержня	410	410	130
Зона розкладки	3360	3210	3210
Привязка останнього	3410	3360	3360
Додаткові, мм:	2Æ8		
Крок	70		
Прив'язка	3610		
Відстань до верх. грані	40	40	40
Площа арматури, см ² /м	1,80	1,80	1,80

Режим встановлення шпильок: відсутній

2.4 Розрахунок фундаментів

Товщина фундаментної плити визначається властивостями ґрунту. У випадку, коли ґрунт є нестійким, то фундаментна плита повинна бути більш товстою, щоб забезпечити міцність і стабільність будівлі. У даному випадку, з урахуванням властивостей ґрунту, товщина фундаментної плити становить 660 мм.

Таблиця 2.37 - Характеристики матеріалів

Клас бетону	C16/20
Вид бетону	- важкий
Розрахунковий опір на стиск	12514
Модуль пружності бетону	$2.62 \cdot 10^7$
Клас поздовжньої арматури (паралельно осі X)	A400C
Розрахунковий опір поздовжньої арматури на розтяг	345655
Модуль пружності арматури	$2.05 \cdot 10^8$
Клас поздовжньої арматури (в паралельно осі Y)	A400C
Розрахунковий опір поздовжньої арматури на розтяг	366755
Модуль пружності арматури	$2.05 \cdot 10^8$
Клас поперечної арматури	A400C
Розрахунковий опір поперечної арматури на розтяг	145563
Модуль пружності арматури	$2.05 \cdot 10^8$
Об'ємна вага	24.657
Жорсткість пружної основи ґрунту на стиск:	1856.35
Жорсткість пружної основи ґрунту на зсув:	18678.60
Відстань до центрів тяжіння арматури: від нижньої грані	7,12
від верхньої грані	7,12

Таблиця 2.38 - Характеристики матеріалів

№ вузла	X (см)	Y (см)	Переміщення Z (мм)	№ вузла	X (см)	Y (см)	Переміщення Z (мм)
2	5544.12	4550.12	-64.53	644.55	154.44	1955.51	-31.54

Таблиця 2.39 - Поєднання зусиль (екстремуми)

№ тр.	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	R
295	547.51	510.77	5.50	-623.93	270.64	-24.48
538	530.76	523.79	-5.04	644.17	171.70	-6.10
667	160.13	-160.98	174.48	118.03	185.43	-18.42
237	436.71	426.16	-13.08	1341.10	176.29	-5.47
657	331.51	-148.46	0.78	426.67	1399.07	-18.19
750	35.01	17.43	-0.06	3.90	37.86	-32.84

Таблиця 2.40 - Армування (екстремуми)

№ тр.	Xc (см)	Yc (см)	кут	AX низ (см)	AU низ (см)	AX верх (см)	AU верх (см)	AX поп. (см)	AU поп. (см)
296	3719.98	1415.78	0.00	28.27	26.51	3.57	2776.88	3719.98	1415.78
518	4555.40	2847.62	0.00	27.34	26.87	3.57	5477.54	4555.40	2847.62
376	20.62	2250.95	0.00	3.57	3.57	15.35	3992.28	20.62	2250.95
680	2944.40	3981.25	0.00	3.57	3.57	6.31	6777.40	2944.40	3981.25
238	677.01	2131.64	0.00	22.60	22.08	3.57	2614.14	677.01	2131.64
657	633.75	3624.63	0.00	16.73	3.57	3.57	6444.71	633.75	3624.63

РОЗДІЛ 3
НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ РОЗДІЛ.
ДОСЛІДЖЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК АРМОВАНИХ
КОМПОЗИТНИМИ МАТЕРІАЛАМИ

3.1. Вступ

Метою цього дослідження було отримання даних за допомогою перевіреної числової моделі. Згодом ці дані були використані для введення спрощеного аналітичного виразу для прогнозування міцності на зсув залізобетонних глибоких балок, армованих арматурою зі скловолокна (GFRP). Було розроблено тривимірну (3D) чисельну імітаційну модель для великорозмірної залізобетонної глибокої балки, армованої склопластиком ($300 \times 1200 \times 5000$ мм), яку було перевірено на основі опублікованих експериментальних даних. Потім було проведено параметричне дослідження для вивчення впливу ключових змінних на поведінку і міцність на зсув залізобетонних глибоких балок, армованих склопластиком. Було розроблено вісімнадцять 3D числових моделей для вивчення взаємодії між міцністю бетону на стиск (f_c), відношенням прольоту до глибини зсуву (a/h), відстанню між арматурою (s) і міцністю на зсув. Значення a/h становило 1,0 або 1,5. Значення f_c становили 28, 37 і 50 МПа. Відстань між армуванням полотна, якщо воно було, становила 100 і 200 мм. Результати параметричного дослідження показали, що міцність на зсув моделей глибоких балок зростає майже лінійно зі збільшенням f_c і зменшенням відстані між стрижнями незалежно від значення a/h . Зменшення міцності, спричинене збільшенням a/h , було більш вираженим для моделей балок з меншим f_c і більшою відстанню між стременими. Спрощений аналітичний вираз, представлений у цьому дослідженні, дав змогу обґрунтовано спрогнозувати міцність на зріз глибоких залізобетонних балок, армованих склопластиком.

Залізобетонні (ЗБ) глибокі балки (тобто відношення зсувного прольоту до глибини ($a/h \leq 2$)), як правило, використовуються як прогонові балки в будівлях і мостах. Аналіз глибоких балок вважається складною задачею, оскільки на ці

елементи конструкції впливають як статичні, так і геометричні розриви, які називаються областями розриву (D-областями). Розрив у статичному навантаженні або геометрії викликає складний потік внутрішніх напружень і нелінійний розподіл поздовжніх деформацій у поперечному перерізі. Неметалеві арматурні стержні, армовані полімерними волокнами (FRP), вважаються життєздатною альтернативою традиційній сталевій арматурі через їхню високу міцність, легку вагу та некорозійну природу. Таким чином, використання стрижнів зі склопластику в глибоких балках РЦ усуває проблеми корозії та магнітних перешкод. Проблема стає ще більш складною, коли звичайні сталеві арматурні стержні замінюються неметалевою арматурою, такою як полімерні стержні, армовані скловолокном (GFRP).

У численних дослідженнях вивчалася поведінка на зсув залізобетонних глибоких балок, армованих склопластиком, без армування полотном. Здатність глибоких балок, армованих стрижнями FRP, до зсуву покращувалася зі збільшенням значення a/h , модуля пружності і коефіцієнта армування поздовжніх стрижнів FRP, а також міцності бетону на стиск. Омеман повідомив, що глибокі балки, армовані вуглепластиковими стрижнями з вищим значенням a/h і збільшеною ефективною глибиною, демонстрували більш катастрофічний режим руйнування, ніж їхні аналоги з нижчим значенням a/h і зменшеною ефективною глибиною. Результати дослідження Abed показали, що збільшення міцності бетону глибоких балок, армованих поздовжніми склопластиковими стрижнями, з 43 до 51 МПа (19%) збільшило зсувну здатність на 44%. Додаткове збільшення міцності бетону з 51 до 65% (27%) не призвело до пропорційного збільшення несучої здатності на зсув, де було зафіксовано додатковий приріст міцності на зсув лише на 7%. Збільшення співвідношення поздовжнього армування FRP на 50 і 100% збільшило міцність на зсув на 46% і 70%, відповідно. Фаргалі і Бенмокран повідомили, що збільшення коефіцієнта поздовжнього армування FRP контролювало розширення тріщини зсуву, де збільшення коефіцієнта армування FRP на 80% призвело до середнього зменшення ширини тріщини на 47%. Збільшення висоти перерізу зменшило нормоване напруження зсуву при

граничному навантаженні глибоких балок, армованих FRP, з a/h 1,0. Вплив розміру перерізу був незначним для глибоких балок з висотою балки (h) ≤ 600 мм і a/h 1,2 і 1,7. Кім вказав, що збільшення зсувної здатності глибоких балок, армованих склопластиком, внаслідок зменшення a/h , збільшення h або коефіцієнта поздовжнього армування можна пояснити збільшенням кута нахилу та/або ширини похилої бетонної стійки, яка спричинила руйнування балки. Лю повідомив, що зменшення a/h на 11 і 24% збільшило міцність на зсув глибоких балок, армованих склопластиком, на 32 і 43% відповідно. Для глибоких балок, армованих стрижнями FRP, виявлено зворотну лінійну кореляцію між зсувною здатністю і кубічним коренем з відношення зсувного прольоту до ефективної глибини (a/d). Абу-Обайда (Abu-Obaida) повідомив, що значне збільшення коефіцієнта поздовжнього армування FRP разом з міцністю бетону негативно впливає на міцність на зсув коротких балок, армованих FRP без армування полотном, через зміну режиму руйнування від зминання стійок до діагонального розщеплення. Мохамед дійшов висновку, що використання вертикальних стрижнів FRP покращило зсувну здатність армованих FRP великорозмірних глибоких балок на 20%, тоді як використання лише горизонтального армування негативно вплинуло на зсувну міцність через високі розтягуючі напруження в горизонтальних стрижнях, що спричинило погіршення стану і розм'якшення бетону в діагональній стійці.

Незважаючи на корозійну стійкість, існують обмеження, які можуть перешкоджати широкому використанню склопластикових стержнів у будівельній галузі. Через знижений модуль пружності склопластику, великорозмірні глибокі бетонні балки, армовані склопластиком, демонструють нижчі навантаження на розтріскування і меншу жорсткість після розтріскування, ніж аналогічні балки, армовані звичайними сталевими стрижнями. Арматурні стержні зі склопластику вразливі до погіршення властивостей під впливом суворих умов навколишнього середовища. Крім того, явище розриву при повзучості обмежує ефективне використання міцності склопластику під час експлуатаційних навантажень. Текстура поверхні може впливати на поведінку зчеплення стрижнів зі склопластику, особливо при підвищених температурах.

Прогнозування експлуатаційних характеристик залізобетонних глибоких балок, армованих склопластиком, є складним завданням. Хоча метод стійок і зв'язків (STM) задовольняє принципам рівноваги і сумісності, існуючі норми, що приймають цей метод, акцентують увагу лише на його базових механічних характеристиках. Крім того, невизначеності у визначенні міцності та розмірів ідеалізованої моделі ферми негативно впливають на точність методу. Таким чином, існує потреба в розробці спрощеного аналітичного виразу, який може забезпечити обґрунтоване прогнозування міцності на зріз залізобетонних глибоких балок, армованих стрічковою арматурою. Розробка такого аналітичного виразу вимагає аналізу достовірних результатів випробувань залізобетонних глибоких балок, армованих склопластиком, з різними властивостями. Експериментальні випробування великомасштабних залізобетонних глибоких балок, армованих склопластиком, вважаються неекономічним рішенням для отримання таких даних. Використання комп'ютерів та інструментів чисельного моделювання зробило можливим виконання аналізу таких складних конструктивних елементів.

Метою цього дослідження було вивчення взаємозв'язку між міцністю бетону на стиск, відношенням прольоту до зсуву, відстанню між армуванням полотном склопластику та міцністю на зсув глибоких балок, армованих склопластиком, за допомогою чисельного аналізу. Тривимірна (3D) імітаційна модель, здатна прогнозувати структурну поведінку залізобетонних балок, армованих склопластиком, була розроблена в цьому дослідженні з використанням програмного забезпечення GID-ATENA® v. 5.9. Результати імітаційної моделі були перевірені на основі опублікованих експериментальних даних. Для дослідження впливу ключових параметрів, що впливають на структурну поведінку залізобетонних глибоких балок, армованих склопластиком, було проведено параметричне дослідження. На основі результатів параметричного дослідження введено уточнену спрощену аналітичну формулу для прогнозування міцності на зсув залізобетонних глибоких балок, армованих склопластиком.

3.2. Цілі дослідження

Чисельний аналіз вважається цінною альтернативою експериментальним випробуванням, особливо для великорозмірних залізобетонних глибоких балок, армованих склопластиком. Дані, отримані за допомогою верифікованого чисельного моделювання, можуть бути використані для розробки спрощеного аналітичного виразу, який може бути використаний практиками для прогнозування міцності на зсув глибоких залізобетонних балок, армованих склопластиком. Конкретні цілі цього дослідження полягали в наступному:

- Розробити тривимірну (3D) чисельну імітаційну модель великорозмірної глибокої балки, внутрішньо армованої стрижнями зі склопластику.
- Перевірити прогноз чисельної моделі шляхом порівняльного аналізу з опублікованими експериментальними даними.
- Провести параметричне дослідження для вивчення впливу ключових параметрів на зсувну поведінку залізобетонних глибоких балок, внутрішньо армованих стрижнями зі склопластику.
- Запропонувати уточнену спрощену аналітичну формулу для прогнозування зсувної здатності залізобетонних глибоких балок, армованих стрижнями зі склопластику.

3.3. Розробка моделі

3.3.1. Геометрія та властивості матеріалів

Модель глибокого пучка була розроблена з метою перевірки опублікованих експериментальних даних. Модель глибокої балки мала прямокутний поперечний переріз шириною 300 мм і глибиною 1200 мм. Довжина балки становила 5000 мм з ефективним прольотом 3000 мм. Відношення прольоту зсуву до глибини (a/h) становило 1,04, в результаті чого проліт зсуву становив 1250 мм, а область постійного моменту - 500 мм. На рис. 3.1 показано розміри бетону, деталі армування та розташування контрольних точок на арматурних стержнях зі склопластику змодельованої глибокої балки. Балка була армована вісьмома поздовжніми

арматурними стержнями зі склопластику діаметром 25 мм (№ 25) з боку розтягу і двома арматурними стержнями зі склопластику діаметром 16 мм (№ 16) з боку стиску. Товщина бетонного покриття до центру розтягнутої арматури зі склопластику становила 100 мм, що дало ефективну глибину $d = 1100$ мм. Армування полотна включало вертикальні та горизонтальні склопластикові стержні діаметром 12 мм (№ 12) та 16 мм (№ 16), відповідно, розміщені на відстані 200 мм в обох напрямках. Сталеві пластини (200 мм × 300 мм × 30 мм) були розміщені в точках навантаження та опори, щоб зменшити концентрацію напружень у цих місцях. Міцність бетону на циліндричний стиск (f_c) становила 37 МПа. Стрижні зі склопластику № 12, 16 і 25 мали площі поперечного перерізу 127, 198 і 507 мм², гарантовану межу міцності на розтяг 1019, 1184 і 1000 МПа та модулі пружності 50,0, 62,5 і 66,4 ГПа, відповідно. Варто зазначити, що зігнуті частини вертикальних стійок мали гарантовану межу міцності на розрив 459 МПа.

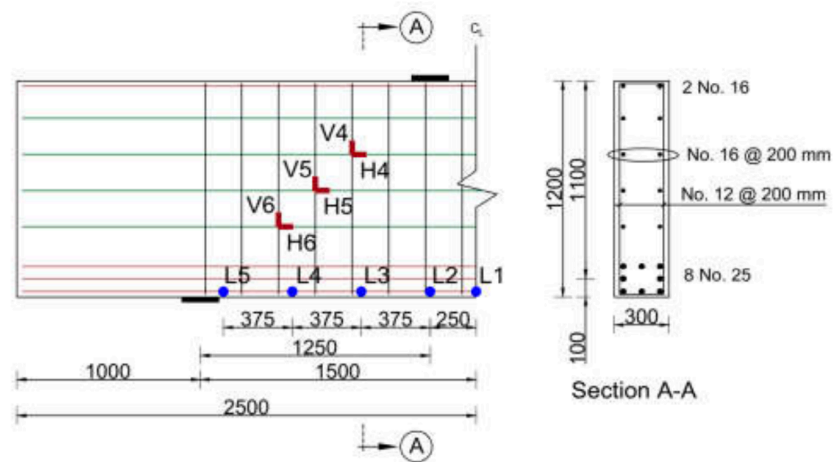
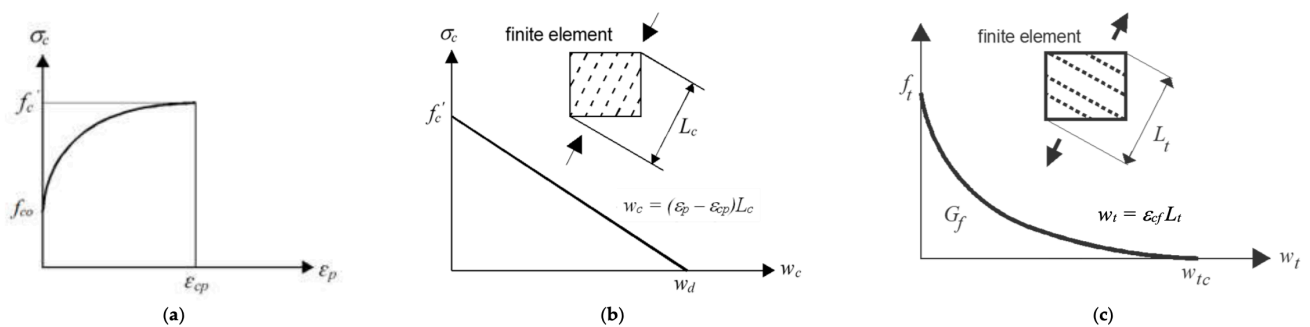


Рисунок 3.1 - Схема балки

3.3.2. Конститутивна модель бетону

Для чисельного аналізу було прийнято конститутивну модель бетону (CC3DNonLinCementitious2). Одноосьові конститутивні закони бетону при стисканні та розтягуванні показані на рисунку 3.2. Як показано на рисунку 3.2а, нелінійна поведінка при стисканні починається при значенні напруження $f_{co} =$

2,1ft, де f_t - напруження при розтягуванні бетону, яке автоматично генерується програмним забезпеченням на основі міцності бетону на стиск. Фаза деформаційного твердіння закінчується при піковому напруженні f'_c і відповідній пластичній деформації ϵ_{sp} , що генерується автоматично програмним забезпеченням на основі міцності бетону на стиск. Закон розм'якшення при стисканні є лінійно спадним, як показано на рисунку 3.2b. Стискаюче напруження обернено пропорційне стискаючому переміщенню (w_c) через шкалу довжини (L_c). Значення w_c можна обчислити за формулою $(\epsilon_p - \epsilon_{sp})/L_c$ для будь-якого значення пластичної деформації ϵ_p . Зсув при стисненні (w_d) досягається при повному знятті напруги і має значення 0,5 мм. Закон розм'якшення бетону при розтягуванні показаний на рисунку 3.2c.



(a) твердіння при стисканні, (b) розм'якшення при стисканні, (c) розм'якшення при розтягуванні.

Рисунок 3.2 - Закономірності формування бетону

Вбудована модель руйнування бетону використовує класичну ортотропну модель розмитої тріщини та концепцію смуги тріщин. В рамках концепції розмазаної тріщини в даному дослідженні була прийнята модель фіксованої тріщини. У цьому випадку напрямок тріщини визначається напрямком головного напруження на початку зародження тріщини. Напрямок тріщини фіксується при її зародженні, представляючи собою вісь ортотропії бетонного матеріалу.

Поведінка розм'якшення бетону при розтягуванні характеризується експоненціальною функцією, що зв'язує розтягуюче напруження (σ_t) зі зміщенням

розкриття тріщини (w_t) через шкалу довжин (L_t). Величина w розраховується як добуток деформації розриву (E_f) на L_t .

Повне зняття розтягуючого напруження досягається при певному розкритті тріщини (w_{tc}), яке генерується програмним забезпеченням на основі значень f_t і питомої енергії руйнування матеріалу (G). Основні вхідні параметри бетонного матеріалу, що використовуються в аналізі, разом з відповідними вбудованими рівняннями наведені в Таблиці 3.1. Варто зазначити, що застосування розмазаного підходу для моделювання розтріскування означає, що властивості матеріалу, визначені для матеріальної точки, є дійсними в межах певного об'єму матеріалу, який в даному випадку пов'язаний з усім скінченним елементом.

Таблиця 3.1 - Вхідні дані для характеристик бетону

Параметр	Опис	Формула	Значення	Одиниця виміру
f'_c	Опір на стиск	-	37,00	МПа
E_c	Модуль пружності	$21,500 \times \left(\frac{f'_c}{10}\right)^{1/3}$	33,254	МПа
μ	Коефіцієнт Пуассона	-	0,2	-
f_t	Опір на позтяг	$f_t = 0.3f_{ck}^{2/3}$ $f_{ck} = f'_c - 8$	2,83	МПа
G_f	Питома енергія руйнування	$G_f = 0.000025f_t$	70,75	Н/м
ϵ_{sp}^*	Пластична деформація бетону при стисканні	f'_c/E_c	0,0011	-
f'_{co}	Початок нелінійної поведінки при стисканні	$2.1 f_t$	5,94	МПа
w_d	Критичне стискаюче переміщення	-	0,50	мм
$\epsilon_{sp}^* = \epsilon_{co} - \epsilon_{re}$, де, ϵ_{co} - повна деформація при стисканні ($2 f'_c/E_c$) і ϵ_{re} - пружна відновлена деформація при стисканні (f'_c/E_c).				

Стрижні склопластику моделювалися як лінійно пружні до руйнування (рис. 3.3а). Символи E_f , f_f , e_f , f_{fu} та e_{fu} позначають модуль пружності, напруження, деформацію, межу міцності та межу деформації склопластикових стержнів

відповідно. Гранична міцність зігнутих ділянок на кутах стремен зі склопластику (459 МПа) була нижчою, ніж у прямих ділянок (1019 МПа). Таким чином, необхідно було розділити стрижні на сегменти, щоб призначити меншу міцність для кутових сегментів.

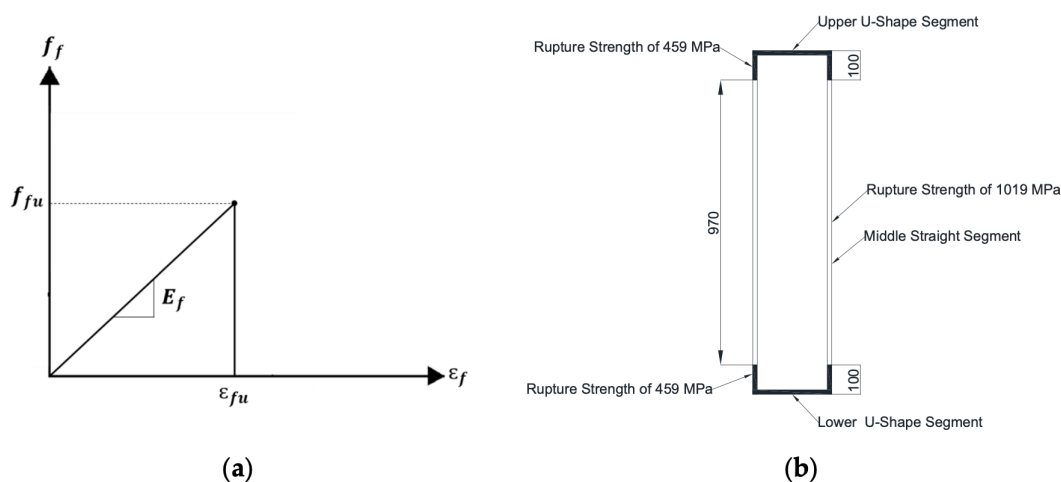


Рисунок 3.3 - Моделі зі склопластику

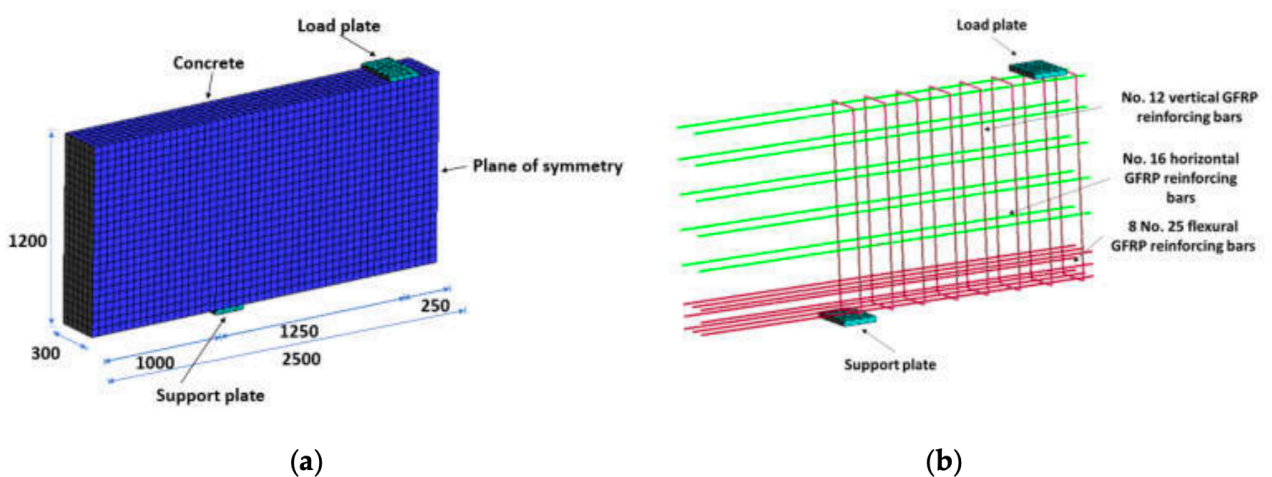
Вертикальні стрижні зі склопластику були розділені на чотири компоненти: два U-подібні сегменти у верхній і нижній частинах і два прямі сегменти для решти частин ніг стремен, як показано на рисунку 3.3b. Варто зазначити, що всі сегменти стремен були повністю з'єднані між собою, таким чином імітуючи стремена з різними властивостями на кутах. Сталеві пластини, розміщені в точках навантаження та опори, моделювалися як лінійно пружні. Було зроблено припущення про ідеальний зв'язок між арматурними стержнями зі склопластику та бетоном. Попереднє дослідження показало адекватність цього припущення для забезпечення обґрунтованого прогнозування граничної несучої здатності залізобетонних елементів, армованих склопластиком. Порівняльний аналіз між прогнозом імітаційної моделі та опублікованими експериментальними результатами, представлений у розділі 3.4, підтверджує правильність цього припущення. Однак, при моделюванні поведінки залізобетонних конструкцій,

армованих склопластиком, що піддаються впливу суворих умов навколишнього середовища, необхідно враховувати погіршення механічних властивостей і характеристик зчеплення арматурних стержнів зі склопластику, про які повідомляється в літературі.

3.3.3. Типи елементів та граничні умови

Бетонні та сталеві плити були змодельовані за допомогою суцільних 3D-елементів цегли, тоді як арматура зі склопластику була змодельована як одновимірні дискретні елементи, вбудовані в елементи бетонної цегли. Моделювання арматури як дискретних елементів означає, що вони залишаються в одновісному напруженому стані. Інструкція до програмного забезпечення рекомендує мати мінімум чотири-шість елементів у найкоротшому вимірі елемента, щоб забезпечити збіжність розв'язку, мінімізуючи при цьому час обчислень. Найкоротший розмір балки в цьому дослідженні становить 300 мм, що відповідає мінімальному рекомендованому розміру сітки в діапазоні від 50 до 75 мм. Аналіз чутливості сітки був проведений з використанням різних розмірів сітки: 100, 75, 50 і 35 мм. Різниця між прогнозом моделі з розміром комірок 50 мм і прогнозом моделей з розмірами комірок 100 і 75 мм була в межах 17%. На противагу цьому, різниця між прогнозом моделі з розміром комірок 35 мм і моделі з розміром комірок 50 мм становила лише 6%, що свідчить про стабілізацію числових результатів. Таким чином, розмір комірки 50 мм було обрано для оптимізації часу обробки, оскільки подальше зменшення розміру комірки мало незначний вплив на чисельне прогнозування. Щоб скористатися перевагами площини симетрії в геометрії та умовах навантаження і скоротити загальний час обчислень, було змодельовано лише половину балки. Використаний цегляний елемент мав розміри $50 \times 50 \times 50$ мм, в результаті чого в моделі половини балки було створено 7200 елементів. Рухи у вертикальному і поперечному напрямках нижньої сталевої опорної плити були обмежені за допомогою лінійної опори, розміщеної посередині нижньої поверхні плити. Для обмеження переміщення площини симетрії в поздовжньому напрямку

використовувалися поверхневі опори. Модельована глибока балка навантажувалася шляхом прикладання поступового зміщення в середині верхньої сталеві пластини зі швидкістю 0,1 мм за крок. Навантаження і прогин середнього прольоту контролювали за допомогою контрольних точок, розміщених у відповідних місцях. Верхня і нижня сталеві пластини були з'єднані з балкою за допомогою нерухомих контактів. Для аналізу використовувався стандартний метод ітераційного розв'язання Ньютона-Рафсона. Ітерація повинна була задовольняти критерії збіжності, що становить 1%. На рисунку 3.4а показано сітчастий бетон модельованої глибокої балки. На рисунку 3.4б показано згинальне і поперечне армування чисельної моделі, при цьому слід зазначити, що сітчастий бетон на рисунку 3.4б не показано для більшої наочності.



(a) глибока балка з сітчастого бетону і (b) згинання та армування.
Рисунок 3.4 - Чисельна модель (розміри в мм)

3.4. Верифікація моделі

У цьому розділі представлено порівняльний аналіз між прогнозом змодельованої глибокої балки та експериментальними результатами, опублікованими в літературі. Результати порівняльного аналізу включають реакцію на прогин при навантаженні, граничне навантаження, здатність до прогину, поширення тріщин, механізм руйнування, а також напруження і деформації в арматурі зі склопластику. Слід зазначити, що загальне навантаження (P_{total}) вдвічі

перевищує навантаження на плиту (P_{plate}), при цьому навантаження на плиту дорівнює реакції опори (V_u). На рис. 3.5 показана статична система глибокої балки, що розглядається в даному дослідженні.

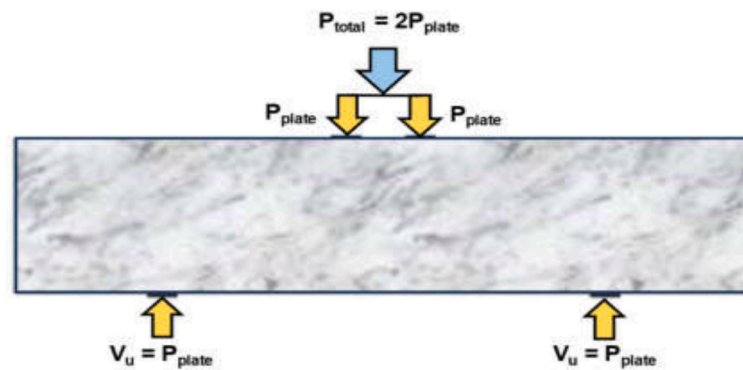


Рисунок 3.5 - Статична система глибокої балки

3.4.1. Реакція на деформацію під дією навантаження

На рис. 3.6 показано порівняння між прогнозованою та експериментальною реакцією навантаження на прогин. Реакція моделі глибокої балки починається з лінійної гілки, за якою слідує падіння на початку зародження тріщин при приблизно 500 кН. Потім прогин продовжував зростати, але з більшою швидкістю. Спостерігалось відхилення між жорсткістю перед розтріскуванням, передбаченою чисельно, і виміряною експериментально. Така поведінка є очікуваною, зокрема, для такої великомасштабної глибокої балки. Фактична глибока балка могла мати усадочні тріщини перед випробуванням через велику площу поверхні, що могло зменшити її початкову жорсткість на стадії до розтріскування. Примітно, що жорсткість балки після розкриття тріщин, розрахована чисельно, майже збіглася з експериментально виміряною, незважаючи на ймовірне незначне осідання опор, яке могло статися під час випробувань. Завдяки прогресивному розвитку тріщин у післятріщинній фазі модель глибокої балки показала квазілінійну реакцію, яка узгоджувалася з експериментальними результатами. Жорсткість балки після розкриття тріщини, передбачена чисельно, майже збігається з експериментально виміряною. Експериментальні та чисельні граничні навантаження змодельованої

глибокої балки становили 2904 кН та 2601 кН, відповідно. Різниця між розрахунковими та експериментальними граничними навантаженнями знаходиться в межах 10% похибки. Експериментальний та розрахунковий прогин при граничних навантаженнях змодельованої глибинної балки становив 17,3 мм та 17,8 мм, відповідно. Відхилення між прогином, розрахованим чисельно, та отриманим в результаті випробувань не перевищило 3%. Різниця між експериментальними та числовими результатами була в межах типової похибки, враховуючи варіабельність результатів випробувань на зсув.

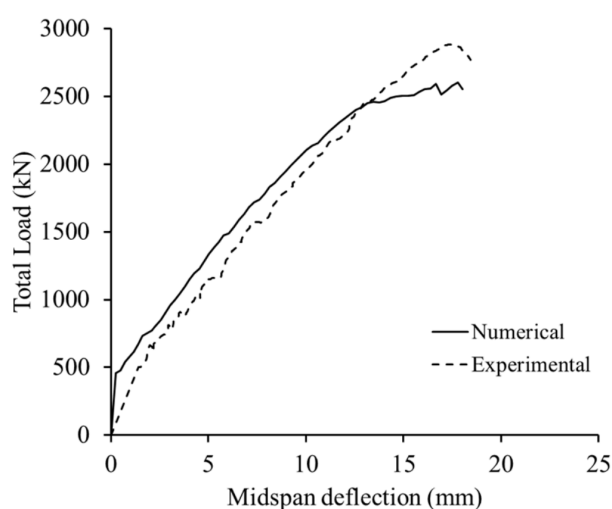
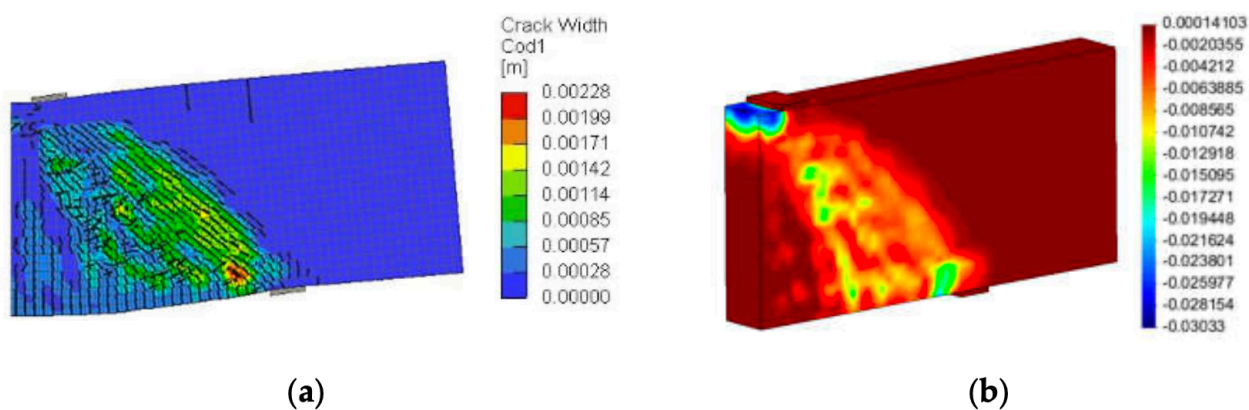


Рисунок 3.6 - Чисельна та експериментальна реакція глибинної балки на прогин під навантаженням

3.4.2. Характер тріщин і режим руйнування

Чисельна картина тріщин і мінімальна основна деформація в бетоні при граничному навантаженні показані на рисунках 3.7a,b, відповідно. Контури на рисунку 3.7a показують розподіл тріщин. Чорними лініями позначені лише тріщини шириною $\geq 0,1$ мм, оскільки мінімальна ширина тріщини, що відображається, була встановлена на рівні 0,1 мм. Чисельне прогнозування показало, що тріщини згину зароджуються раніше, ніж тріщини зсуву. Опубліковані дані також вказували на раннє зародження згинальних тріщин при 18% від граничного навантаження до розвитку будь-яких зсувних тріщин. Потім у зсувному прольоті утворювалися діагональні тріщини в міру зростання навантаження. Додаткові зсувні тріщини

розвивалися зі збільшенням прикладеного навантаження, визначаючи напрямок бетонної діагональної стійки між точками навантаження і опори. Зрештою, DB-S вийшла з ладу через руйнування діагональної бетонної стійки, що утворилася в поперечному прольоті, як показано на рисунку 3.7a,b. Змінання діагональної стійки в поперечному прольоті було перевірено експериментально в роботі.



(a) чисельна картина тріщин і (б) мінімальна головна деформація в бетоні
Рисунок 3.7 - Результати моделювання глибокої балки

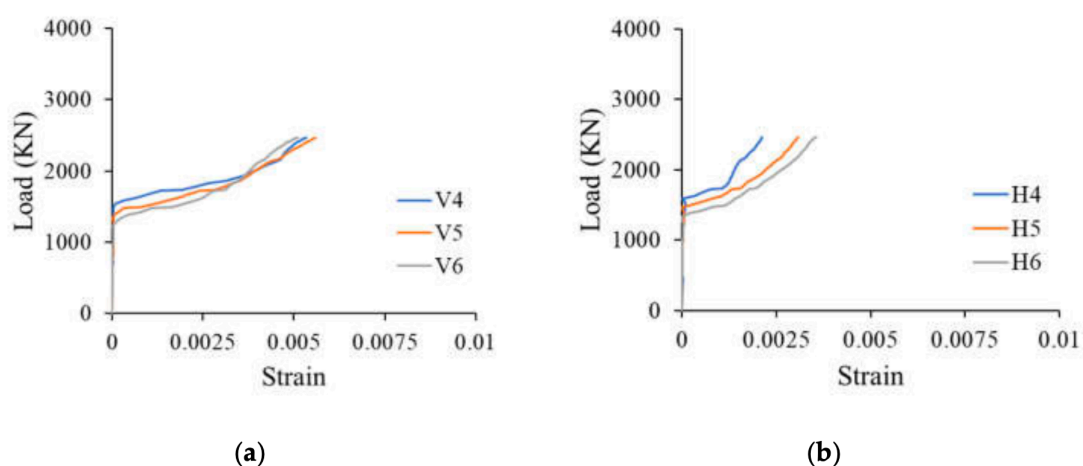
3.4.3. Зразки склопластику

Деформації, спрогнозовані чисельно, показані в залежності від навантаження на Рис. 3.8. Вимірні реакції деформації склопластику в тих же місцях показані на рис. 3.9. Чисельні результати показали, що вертикальна і горизонтальна арматура не деформувалася до тих пір, поки в зсувному прольоті не з'явилася зсувна тріщина при значенні навантаження приблизно від 1200 до 1500 кН. Після появи зсувної тріщини деформація майже лінійно зростала до досягнення граничного навантаження. Швидкість збільшення деформації у вертикальних шпангоутах склопластику в усіх точках моніторингу була майже однаковою. Деформація у вертикальних шпангоутах склопластику, розрахована чисельно при граничному навантаженні, становила приблизно 0,7%. Вимірні деформації у вертикальних стійках зі склопластику при граничному навантаженні становили в середньому 0,8%. Максимальна деформація, прогнозована чисельно в горизонтальних

стрижнях зі склопластику при граничному навантаженні (приблизно 0,4%), була нижчою, ніж у вертикальних стрижнях. Деформації, виміряні експериментально в горизонтальних стрижнях, становили в середньому 0,5%. Варто зазначити, що деформація, прогнозована чисельно в горизонтальних стрижнях зі склопластику, розташованих ближче до грані розтягування, мала тенденцію до більшого зростання, ніж у горизонтальних стрижнях, розташованих ближче до грані стиснення (рис. 3.8). Експериментальні вимірювання, показані на рисунку 3.9, підтвердили менші деформації в горизонтальних стрижнях склопластику, розташованих ближче до грані стиснення (H4).

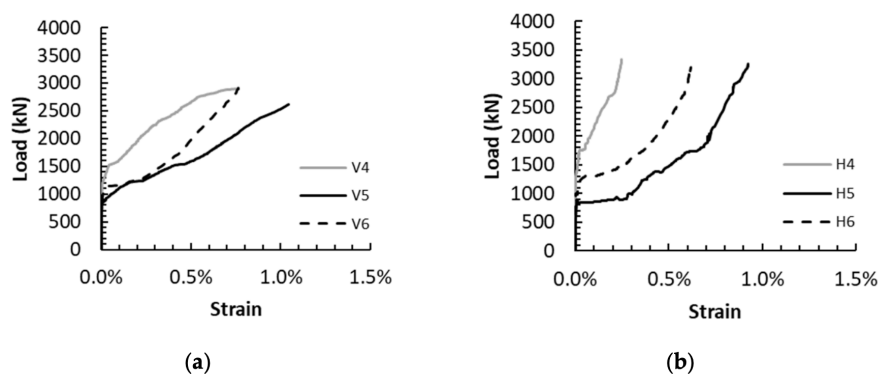
Деформації, спрогнозовані чисельно у згинальній арматурі, показані в залежності від навантаження на рисунку 3.10. Для змодельованої глибокої балки була зареєстрована білінійна деформаційна реакція.

Деформації в усіх точках незначно відрізнялися, за винятком області біля опори (L5), де деформації були меншими, що підтверджує ефект дії арки. Профіль деформацій на чотирьох стадіях навантаження, 25, 50, 75 і 100% від зсувної здатності, спрогнозований чисельно і отриманий в результаті експерименту, підтвердив рівномірний розподіл деформацій у згинальній арматурі зі склопластику в межах прольоту балки, за винятком місця розташування опори, як показано на рис. 3.11a,b, відповідно.



(a) вертикальні стійки і (б) горизонтальні стержні.

Рисунок 3.8 - Чисельні деформації склопластику в армуванні полотна



(а) вертикальні стрижні та (б) горизонтальні стержні.

Рисунок 3.9 - Деформації склопластику в армуванні полотна з експерименту

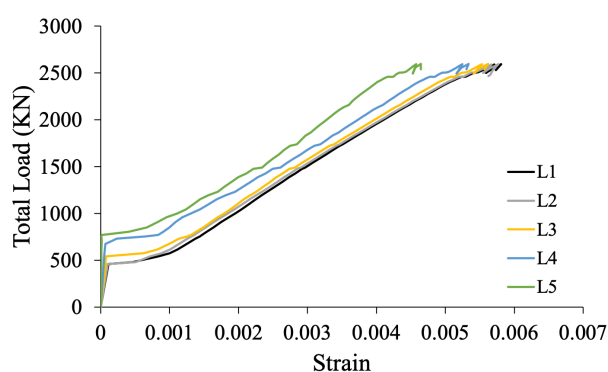
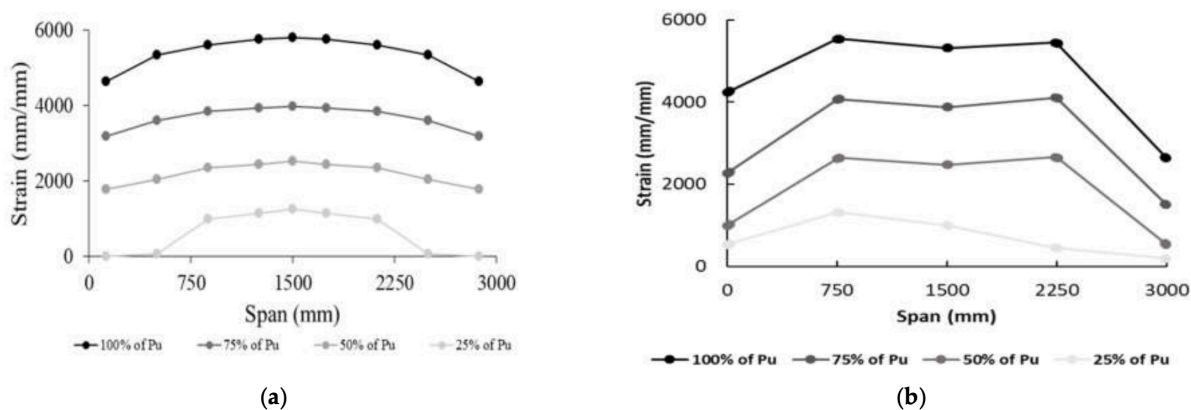


Рисунок 3.10 - Чисельні деформації склопластику при згині арматури



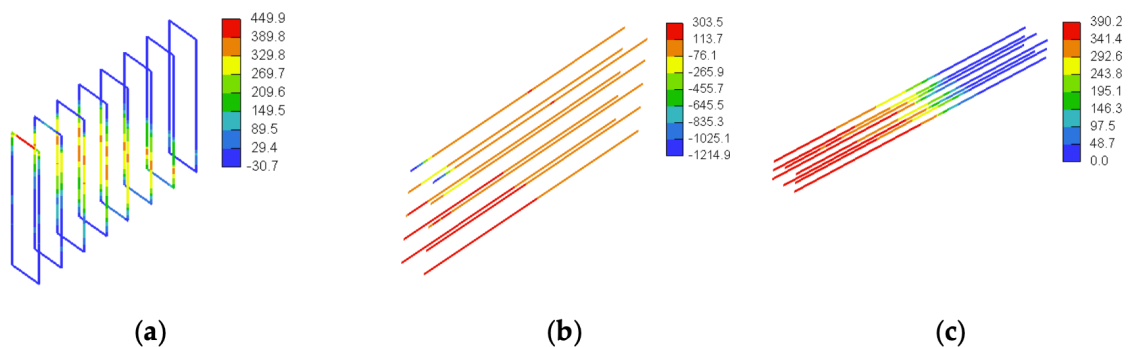
(а) прогнозовані та (б) експериментальні.

Рисунок 3.11 - Деформації склопластику при згині арматури

3.4.4. Навантаження на склопластик

На рис. 3.12а-с показано напруження у вертикальних стійках, горизонтальній арматурі полотна та згинальній арматурі моделі глибокої балки при піковому

навантаженні, відповідно. Видно, що найбільші напруження виникають у частинах арматури зі склопластику, які перетинають діагональну стійку. Як показано на рисунку 3.12а, концентрація напружень виникла у верхній горизонтальній частині вертикальної стійки під точкою навантаження. Напруження в цьому місці (450 МПа) майже дорівнювало межі міцності на розрив зігнутої частини склопластикових стержнів (459 МПа), що вказує на локальний розрив склопластику в цьому місці. Ці чисельні результати узгоджуються з опублікованими експериментальними даними, які показали, що руйнування діагональної залізобетонної стійки в глибокій балці супроводжувалося локальним розривом на зігнутій частині вертикальних стійок. Напруження в горизонтальній і згинальній арматурі зі склопластику, показані на рис. 3.12b,c, відповідно, були значно нижчими за їх гарантовану межу міцності на розрив. Максимальне напруження у згинальній арматурі при піковому навантаженні становило 390 МПа (тобто 39% від межі міцності на розрив прямих стержнів зі склопластику). Максимальне напруження в горизонтальній арматурі при піковому навантаженні становило 304 МПа (тобто 26% від межі міцності на розрив горизонтальних стержнів зі склопластику).



(а) вертикальні стійки, (б) горизонтальна таврова арматура і (в) згинальна арматура.

Рисунок 3.12 - Тривимірне зображення напружень у стержнях зі склопластику (МПа)

3.5. Параметричне дослідження

Чисельна модель, розроблена і перевірена в даному дослідженні, з високою точністю прогнозує поведінку залізобетонної глибокої балки, армованої

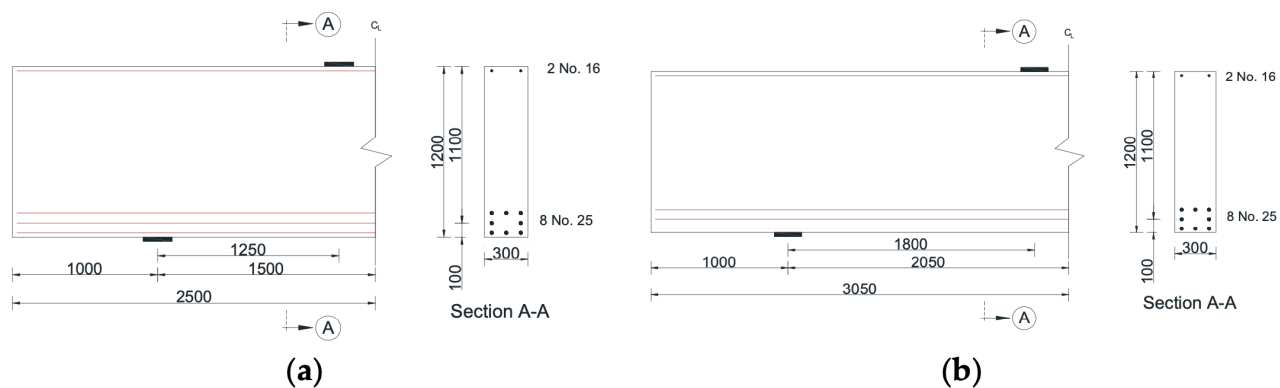
склопластиком. Тому її було прийнято для подальшого дослідження впливу зміни відношення зсувного прольоту до глибини (a/h) і міцності бетону на стиск на поведінку залізобетонних глибоких балок, армованих склопластиком, з армуванням і без армування полотном. Ці моделі мали таку ж геометрію та армування, як і модель, перевірена раніше. Результати параметричного дослідження представлені в цьому розділі. Результати включають реакцію навантаження на прогин, поширення тріщин, механізм руйнування та напруження в арматурі зі склопластику.

3.5.1. Моделі глибоких балок без армування сіткою

Параметри моделей глибоких балок без армування наведені в таблиці 3.2. Змінними були значення a/h та міцність бетону на стиск (f'_c). Значення a/h дорівнювало або 1,0, або 1,5. Значення f'_c становили 28, 37 і 50 МПа, що відповідає низькій (L), середній (M) і високій (H) міцності бетону на стиск відповідно. На рис. 3.13а,б показано деталі армування числових моделей цієї групи зі значеннями a/h 1.0 та 1.5 відповідно.

Таблиця 3.2 - Параметри суцільних глибоких балок без армування сіткою.

a/h	f'_c (МПа)	Позначення моделі
1,0 ($a=1250\text{мм}$)	28	SDB-1.0-L
	37	SDB-1.0-M
	50	SDB-1.0-H
1,5 ($a=1800\text{мм}$)	28	SDB-1.5-L
	37	SDB-1.5-M
	50	SDB-1.5-H

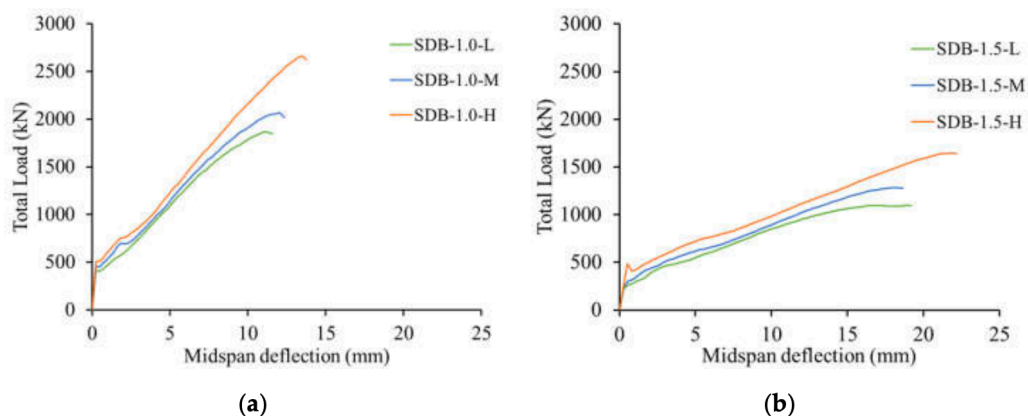


(a) $a/h=1,0$ та (b) $a/h=1,5$.

Рисунок 3.13 - Деталі суцільних глибоких балок без армування сіткою (розміри вказані в мм)

3.5.1.1. Реакція на прогин під навантаженням

На рис. 3.14a,b показано реакції на навантаження-прогин моделей глибоких балок без армування полотна зі значеннями a/h 1,0 та 1,5 відповідно. Моделі балок демонстрували білінійну реакцію, незалежно від значень f_c та a/h . На першому етапі реєструвалася лінійна реакція до моменту зародження згинальних тріщин, що спричинило зміну нахилу залежності навантаження від прогину. Зміна міцності бетону на стиск несуттєво зменшувала жорсткість моделей балок після розкриття тріщин. Тим не менш, моделі балок з $a/h = 1,5$ демонстрували меншу тріщиноутворююче навантаження при згині та жорсткість після розтріскування порівняно з аналогами з $a/h = 1,0$. Прогин продовжував зростати зі збільшенням прикладеного навантаження, поки не було досягнуто граничного навантаження. Моделі балок з вищим f_c 50 МПа руйнувалися при більшому прогині, ніж їхні аналоги з низьким і середнім f_c 28 і 37 МПа, відповідно. Крім того, моделі балок з $a/h = 1,5$ мали більшу прогинну здатність, ніж їхні аналоги з $a/h = 1,0$.



(a) $a/h = 1.0$ і (b) $a/h = 1.5$.

Рисунок 3.14 - Реакції на прогин під навантаженням для моделей глибоких балок без армування сітками

У табл. 3.3 наведено граничне навантаження і прогину здатність для моделей глибоких балок без армування полотном. Граничні навантаження моделей зростали зі збільшенням міцності бетону на стиск. Міцність моделей глибоких балок SDB-1.0-M і SDB-1.0-H була на 11 і 43% вищою, ніж у моделі SDB-1.0-L. Аналогічно, граничні навантаження глибоких балок SDB-1.5-M і SDB-1.5-H були на 17 і 49% вищими, ніж у моделі SDB-1.5-L. Граничні навантаження глибинних моделей з $a/h = 1,5$ були нижчими, ніж у їхніх аналогів з $a/h = 1,0$. Балочні моделі SDB-1.5-L, SDB-1.5-M та SDB-1.5-H з низькою (L), середньою (M) та високою (H) міцністю бетону на стиск показали зниження міцності на 41, 38 та 38% відповідно при збільшенні значення a/h від 1,0 до 1,5. Ці результати свідчать про те, що зміна міцності бетону на стиск майже не вплинула на відсоток зниження міцності, спричиненого збільшенням значення a/h від 1,0 до 1,5. Здатність до прогину моделей балок з низьким і середнім значенням f_c відрізнялася незначно, незалежно від a/h . Моделі балок з вищою міцністю бетону на стиск не витримали більшого прогину, ніж їхні аналоги з низькою та помірною міцністю бетону на стиск. На рис. 3.15 показано вплив f_c та a/h на міцність моделей глибоких балок без армування. Граничне навантаження майже лінійно зростало зі збільшенням f_c , незалежно від значення a/h . Моделі балок з $a/h = 1,0$ демонстрували вищу міцність, ніж їхні аналоги з $a/h =$

1,5. Приріст міцності, спричинений зменшенням значення a/h з 1,5 до 1,0, був у 64% з мінімальним значенням 61% і максимальним 69%.

Таблиця 3.3 - Чисельні результати моделювання глибоких балок без армування полотна

Найменування	a/h	f'_c (МПа)	Повне навантаження (кН)	Повний прогин (мм)
SDB-1.0-L	1.0	28	1865	11.3
SDB-1.0-M	1.0	37	2064	12.1
SDB-1.0-H	1.0	50	2661	13.5
SDB-1.0-L	1.5	28	1101	18.8
SDB-1.0-M	1.5	37	1284	18.3
SDB-1.0-H	1.5	50	1644	21.9

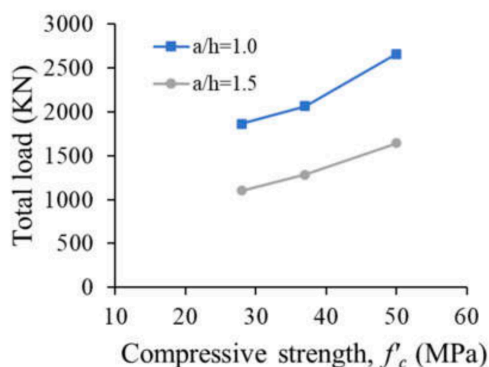
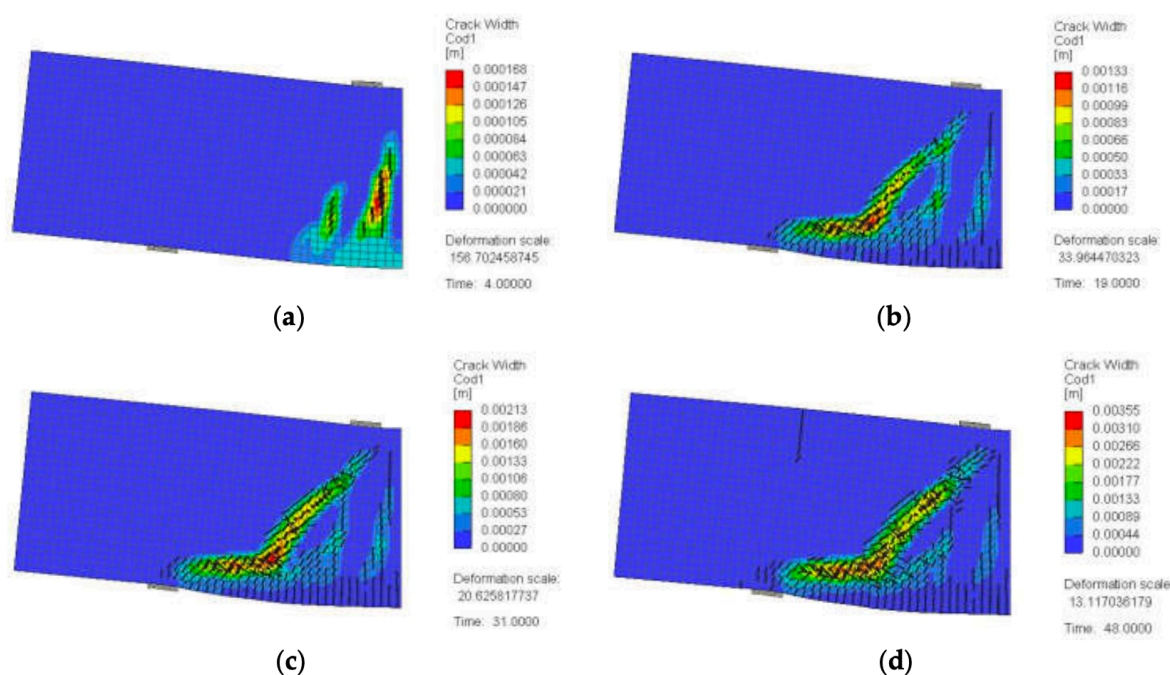


Рисунок 3.15 - Вплив міцності бетону на стиск та співвідношення прольоту при зсуві на міцність моделей суцільних балок без армування полотном

5.1.2. Структура тріщин і механізм руйнування

На рисунку 3.16 показано розвиток і поширення тріщин для зразка глибокої балки без армування (SDB-1.0-M). Для розуміння розвитку тріщин під час навантаження на різних стадіях навантаження (25%, 50%, 75% і 100% від граничного навантаження) показано картини тріщин. На кожному підрисунку є контури, що вказують на розподіл тріщин, і легенда для значень ширини тріщин. Оскільки мінімальна ширина тріщини, що відображається, дорівнює 0,1 мм, чорними лініями позначено лише тріщини з шириною $\geq 0,1$ мм. Модель балки

демонструвала згинальні тріщини в середньому прольоті і в області зсувного прольоту ближче до точки навантаження до початку виникнення будь-яких зсувних тріщин. При збільшенні навантаження в зсувному прольоті з'явилися зсувні тріщини, розташовані дуже близько одна до одної, що імітували майже одну велику зсувну тріщину з кутом нахилу приблизно 60° від горизонтального напрямку. Ця тріщина зсуву була з'єднана з іншою тріщиною розколу, що розвинулася горизонтально на рівні згинальної арматури через відсутність вертикальних розкосів. Зрештою, модель балки вийшла з ладу за режимом руйнування при зсуві-розтягу.



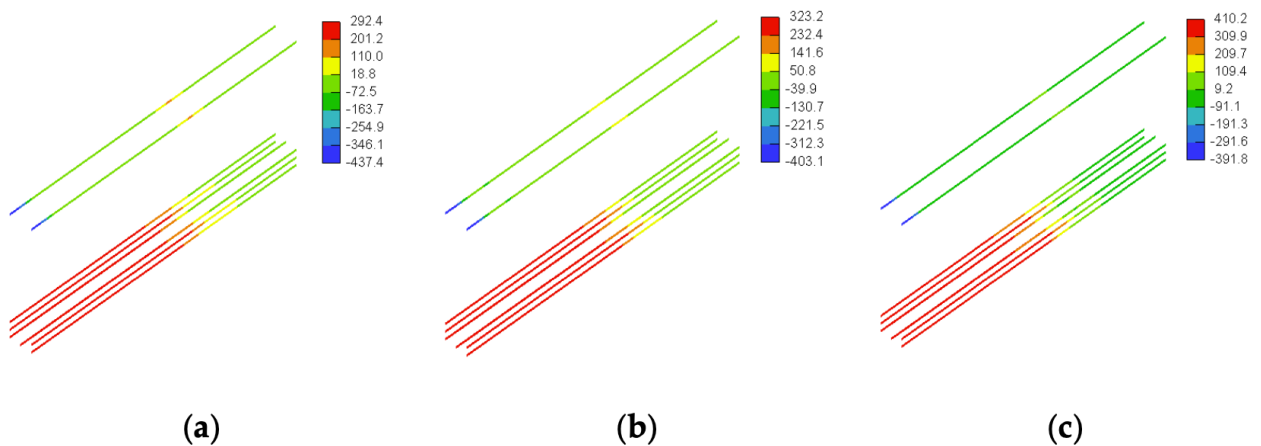
(a) при 25% пікового навантаження, (b) при 50% пікового навантаження, (c) при 75% пікового навантаження і (d) при 100% пікового навантаження.

Рисунок 3.16 - Структура тріщин для типової моделі глибокої балки без армування сіткою з $a/h = 1.0$ (SDB-1.0-M)

5.1.3. Напруження в склопластикових елементах

На рис. 3.17 і 3.18 показані загальні 3D-зображення напружень у склопластиковій арматурі, розраховані чисельно для моделей балок з $a/h = 1,0$ і $a/h = 1,5$, відповідно. Очевидно, що згинальна арматура зі склопластику на стороні розтягування діяла як зв'язка, оскільки вона характеризувалася рівномірним

розподілом напружень вздовж зсувного прольоту. Моделі балок з вищою міцністю бетону на стиск витримували вищі граничні навантаження і, отже, характеризувалися вищими напруженнями в склопластику при піковому навантаженні, ніж моделі балок з нижчою міцністю бетону на стиск. Арматурні стержні зі склопластику при згині не досягли своєї міцності на розтяг у жодній з моделей балок. Для моделей балок з $a/h = 1$ (рис. 3.17) напруження в арматурі зі склопластику на згині з боку розтягування при піковому навантаженні становило в середньому 342 МПа (тобто 34% від межі міцності на розтяг прямих стрижнів зі склопластику), з мінімальним значенням 292 (тобто 29% від межі міцності на розтяг прямих стрижнів зі склопластику) і максимальним значенням 410 МПа (тобто 41% від межі міцності на розтяг прямих стрижнів зі склопластику). Максимальні напруження в склопластику при піковому навантаженні для моделей балок з $a/h = 1,5$ були дещо нижчими, ніж для їхніх аналогів з $a/h = 1,0$.

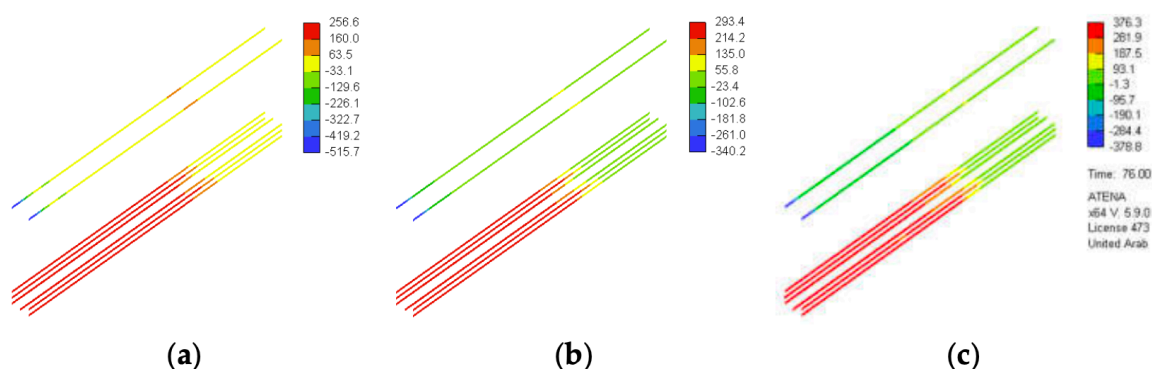


(a) SDB-1.0-L, (b) SDB-1.0-M, та (c) SDB-1.0-H.

Рисунок 3.17 - Напруження в арматурі зі склопластику для моделей з $a/h = 1$ (МПа)

Для моделей балок з $a/h = 1,5$ (рис. 18) напруження склопластику в згинальній арматурі з боку розтягування при піковому навантаженні становило в середньому 308 МПа (тобто 31% від межі міцності на розтяг прямих склопластикових стрижнів), з мінімальним значенням 256 (тобто 26% від межі міцності на розтяг

прямих склопластикових стержнів) і максимальним значенням 376 МПа (тобто 38% від межі міцності на розтяг прямих склопластикових стержнів).



(a) SDB-1.5-L, (b) SDB-1.5-M та (c) SDB-1.5-H.

Рисунок 3.18 - Напруження в арматурі зі склопластику для моделей з $a/h = 1,5$ (МПа)

3.5.2. Моделі глибоких балок з армуванням сіткою

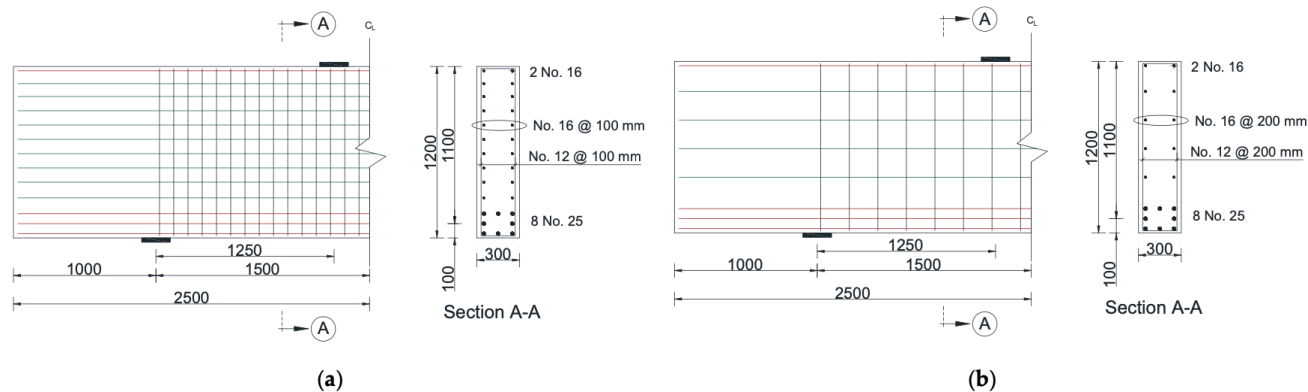
Параметри моделей глибоких балок з арматурою наведені в таблиці 3.4. Змінними були значення a/h , міцність бетону на стиск (f'_c) та відстань між армуванням (s). Моделі балок мали значення a/h або 1,0, або 1.5. Значення f'_c становили 28, 37 і 50 МПа, що відповідає низькій (L), середній (M) і високій (H) міцності бетону відповідно. (H) міцність бетону відповідно. Відстань між арматурою становила 100 або 200 мм, що відповідало $0,08h$ та $0,17h$ відповідно. На рисунках 3.19 та 3.20 показано деталі армування числових моделей цієї групи зі значеннями a/h 1,0 та 1,5 відповідно.

Таблиця 3.4 - Параметри глибоких балок з армуванням сітками.

a/h	f'_c (МПа)	Крок стержнів (мм)	Найменування
1.0 ($a=1250$ мм)	28	100	SDB-1.0-L100
		200	SDB-1.0-L200
	37	100	SDB-1.0-M100
		200	SDB-1.0-M200
	50	100	SDB-1.0-H100
		200	SDB-1.0-H200
1.5 ($a=1800$ мм)	28	100	SDB-1.5-L100
		200	SDB-1.5-L200

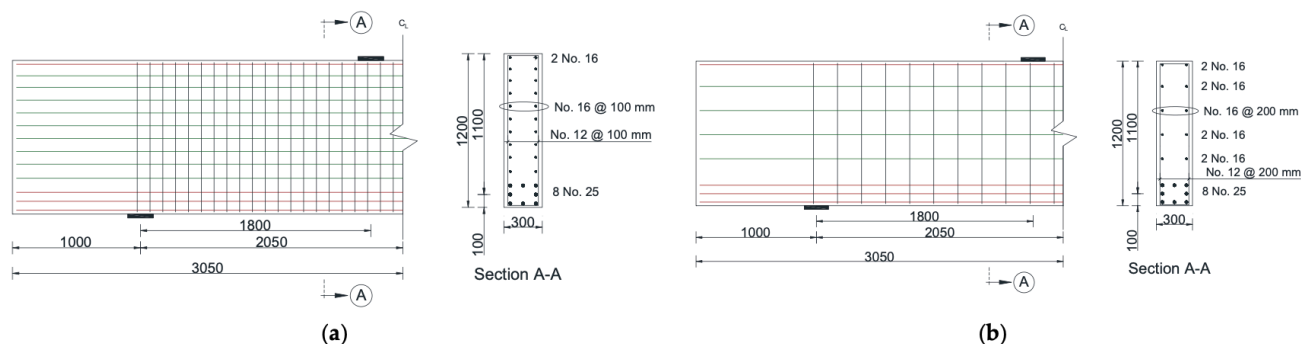
Продовження таблиці 3.4

a/h	f ^с (МПа)	Крок стержнів (мм)	Найменування
1.5 (a=1800 мм)	37	100	SDB-1.5-M100
		200	SDB-1.5-M200
	50	100	SDB-1.5-H100
		200	SDB-1.5-H200



(a) $s = 100$ мм і (b) $s = 200$ мм.

Рисунок 3.19 - Деталі моделей суцільних глибоких балок з армуванням полотна і $a/h = 1,0$ (розміри в мм)



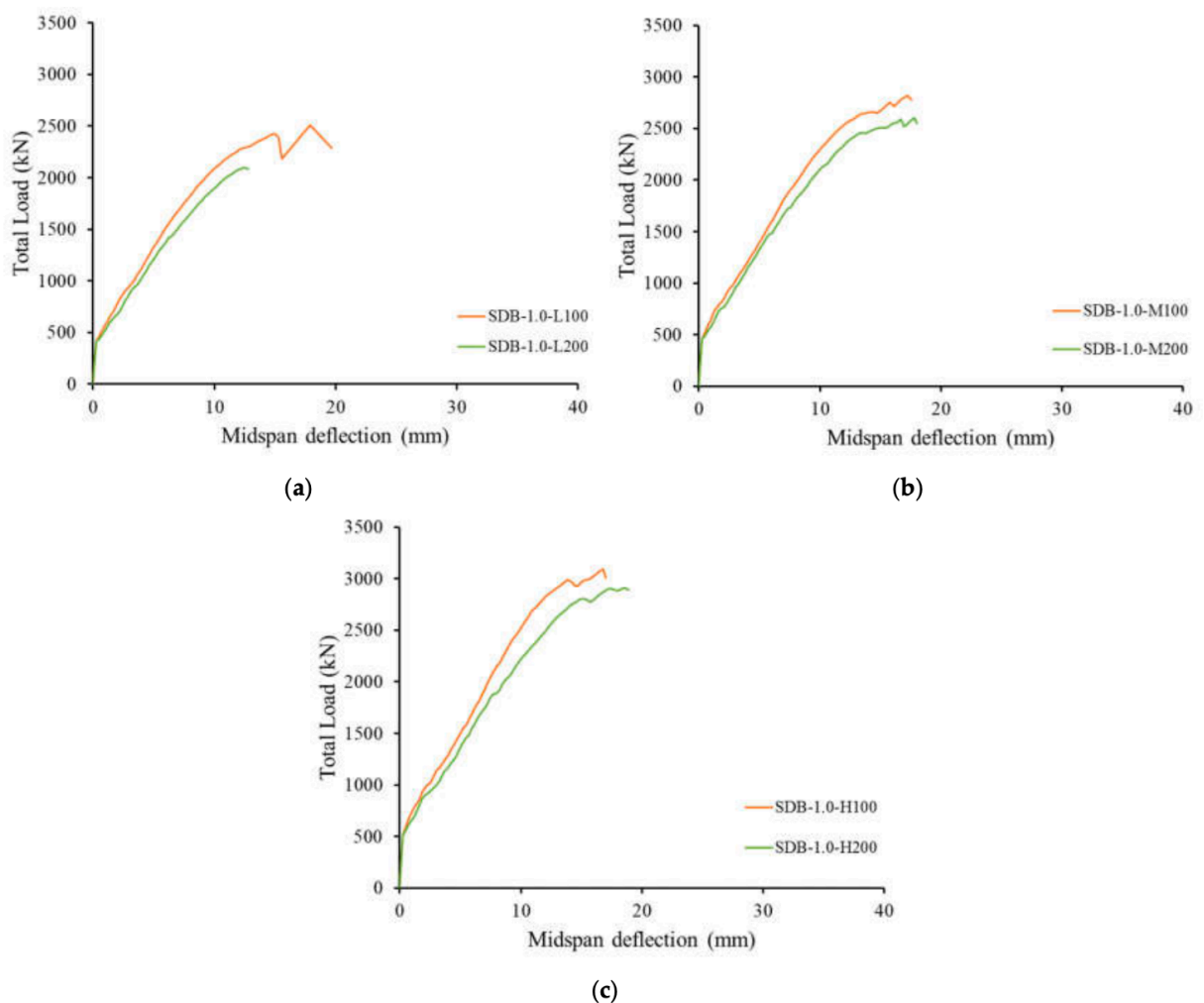
(a) $s = 100$ мм і (b) $s = 200$ мм.

Рисунок 3.20 - Деталі моделей суцільних глибоких балок з армуванням полотна та $a/h = 1,5$ (розміри вказані в мм)

3.5.2.1. Реакція на прогин під навантаженням

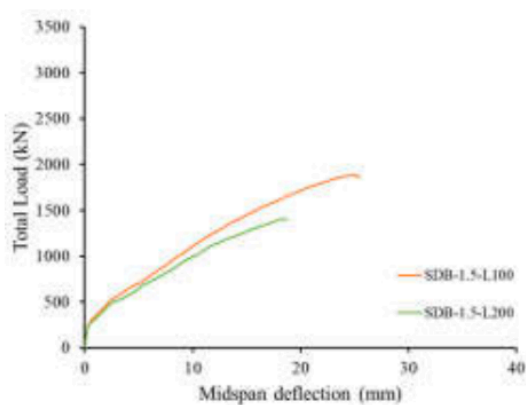
На рис. 3.21 і 3.22 показано реакції на навантаження-прогин моделей глибоких балок з армуванням полотном зі значеннями a/h 1,0 і 1,5 відповідно. На ранній стадії навантаження прогин лінійно збільшувався зі збільшенням прикладеного навантаження до появи згинальних тріщин. Після розтріскування при згині прогин продовжував зростати квазілінійно з більшою швидкістю, поки не

було досягнуто граничного навантаження. Розвиток та/або зародження великих зсувних тріщин за значень навантаження, близьких до граничного, спричиняв спад навантаження та/або іншу незначну зміну нахилу залежності навантаження від прогину до досягнення граничного навантаження. З рисунків 3.21 і 3.22 видно, що навантаження для розкриття тріщин при згині дещо зростало зі збільшенням міцності бетону на стиск. Зміна відстані між арматурою не вплинула на жорсткість до розтріскування.

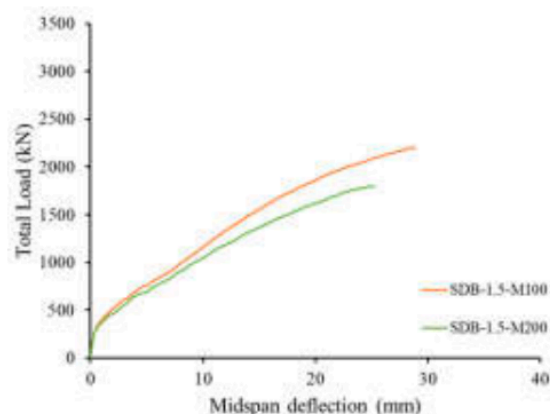


(a) $f_c = 28$ МПа, (b) $f_c = 37$ МПа і (c) $f_c = 50$ МПа.

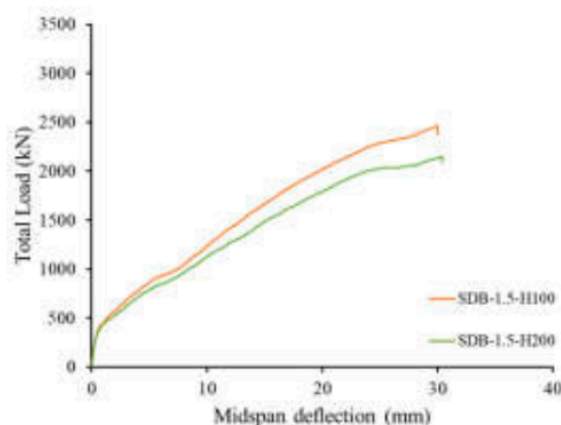
Рисунок 3.21 - Залежність прогину від навантаження для моделей глибоких балок з армуванням $a/h = 1,0$



(a)



(b)



(c)

(a) $f_c = 28$ МПа, (b) $f_c = 37$ МПа і (c) $f_c = 50$ МПа.

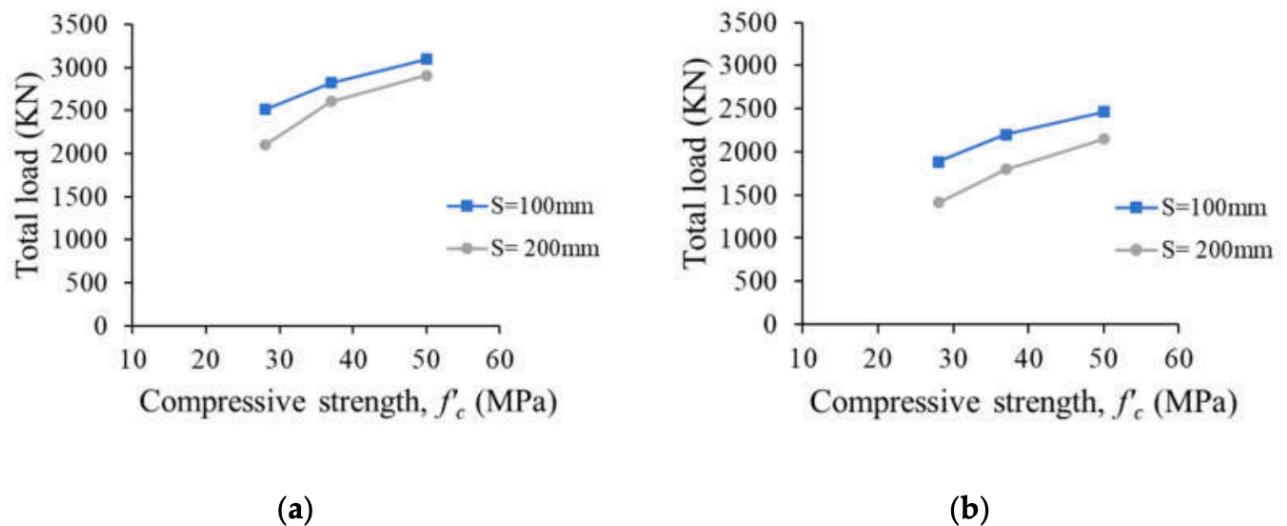
Рисунок 3.22 - Залежність прогину від навантаження для моделей глибоких балок з армуванням $a/h = 1,5$

Тим не менш, жорсткість після розтріскування моделей балок з більшою відстанню 200 мм була дещо нижчою, ніж у їхніх аналогів з меншою відстанню 100 мм. На прогинну здатність відстань між арматурою не мала значного впливу, за винятком моделей балок з низьким класом бетону 28 МПа, де було зафіксовано меншу прогинну здатність для моделей глибоких балок з більшою відстанню між арматурою. Якщо порівняти реакції моделей балок з $a/h = 1,0$ (рис. 3.21) з реакціями їхніх аналогів з $a/h = 1,5$ (рис. 3.22), то можна побачити, що збільшення a/h зменшує навантаження на розтріскування, жорсткість після розтріскування та граничне навантаження. Однак моделі глибоких балок з $a/h = 1,0$ руйнувалися при менших значеннях прогину, ніж їхні аналоги з $a/h = 1,5$.

У таблиці 3.5 наведено граничне навантаження та прогинну здатність для моделей глибоких балок цієї групи. Граничні навантаження глибоких моделей з $a/h = 1,5$ були нижчими, ніж у їхніх аналогів з $a/h = 1,0$. Моделі балок SDB-1.5-L100, SDB-1.5-M100 і SDB-1.5-H100 з $s = 100$ мм показали зниження міцності на 25, 22 і 21% відповідно при збільшенні значення a/h від 1,0 до 1,5. Їхні аналоги - балки SDB-1.5-L200, SDB-1.5-M200 і SDB-1.5-H200 з $s = 200$ мм - продемонстрували більше зниження міцності - 33, 31 і 26%, відповідно, при збільшенні значення a/h від 1,0 до 1,5. Ці результати свідчать про те, що зниження міцності, спричинене збільшенням значення a/h , має тенденцію до зменшення зі збільшенням міцності бетону на стиск. Крім того, зниження міцності, спричинене збільшенням значення a/h , було більш вираженим для моделей балок з меншою кількістю арматури (тобто з більшою відстанню між арматурою). Загалом, моделі балок з $a/h = 1,5$ руйнувалися при більшій прогинній здатності, ніж їхні аналоги з $a/h = 1,0$. Таке збільшення несучої здатності за рахунок збільшення значення a/h було більш значимим для моделей балок з вищою міцністю бетону. Середнє збільшення несучої здатності на 44, 53 та 71% було зафіксовано для моделей балок з низькою (L), середньою (M) та високою (H) міцністю бетону на стиск, відповідно.

Таблиця 3.5 - Чисельні результати моделей глибоких балок з армуванням сіткою.

Найменування	a/h	f^c (МПа)	Крок стержнів	Повне навантаження	Прогин
SDB-1.0-L100	1.0	28	100	2510	17.9
SDB-1.0-L200			200	2100	12.5
SDB-1.0-M100	1.0	37	100	2821	17.3
SDB-1.0-M200			200	2601	17.8
SDB-1.0-H100	1.0	50	100	3094	16.8
SDB-1.0-H200			200	2909	18.7
SDB-1.5-L100	1.5	28	100	1885	25.2
SDB-1.5-L200			200	1411	18.5
SDB-1.5-M100	1.5	37	100	2199	28.5
SDB-1.5-M200			200	1797	24.9
SDB-1.5-H100	1.5	50	100	2464	30.0
SDB-1.5-H200			200	2149	30.5



(a) $a/h = 1,0$ і (b) $a/h = 1,5$.

Рисунок 3.23 - Вплив міцності бетону на стиск та відстані між арматурою на міцність моделей глибоких балок

На рис. 3.23а,б показано вплив міцності бетону на стиск та відстані між арматурою на міцність моделей глибоких балок зі значеннями a/h 1,0 та 1,5 відповідно. Видно, що граничне навантаження майже лінійно зростає зі збільшенням міцності бетону на стиск, незалежно від значення a/h та відстані між арматурними елементами. Очевидно, що збільшення кількості арматури за рахунок використання зменшеної відстані між арматурними елементами (100 мм замість 200 мм) збільшило міцність моделей балок. Однак приріст міцності, спричинений збільшенням кількості армування, залежав від міцності бетону та значення a/h . На рис. 3.24 показано вплив f'_c та a/h на приріст міцності, спричинений збільшенням кількості арматури у моделях глибоких балок (тобто зменшенням відстані між стрижнями з 200 до 100 мм). Граничні навантаження моделей з відстанню між стремами 100 мм порівнювалися з навантаженнями їхніх аналогів з відстанню між стремами 200 мм для отримання відповідного приросту міцності, спричиненого збільшенням кількості армування полотна. Для моделей балок з $a/h = 1,0$ було зафіксовано приріст міцності на 20, 8 і 6% для моделей балок з низькою (L), середньою (M) і високою (H) міцністю бетону на стиск, відповідно, за рахунок зменшення відстані між стержнями з 200 до 100 мм. Для моделей балок з $a/h = 1,5$

зменшення відстані між стременими з 200 до 100 мм призвело до збільшення міцності на 34, 22 і 15% для моделей балок з низькою (L), середньою (M) і високою (H) міцністю бетону на стиск, відповідно. Ці результати означають, що вплив збільшення кількості армування зменшується зі збільшенням міцності бетону на стиск. Крім того, приріст міцності, спричинений збільшенням кількості армування, був більш вираженим для моделей балок з більшим a/h 1,5.

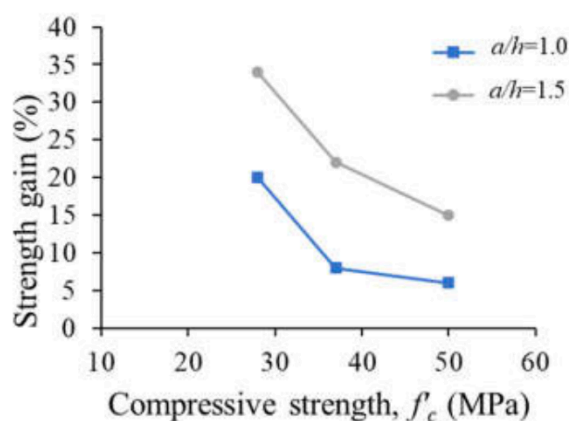


Рис. 3.24 - Вплив міцності бетону на стиск і відношення прольоту до глибини зсуву на приріст міцності, спричинений збільшенням армування в моделях глибоких балок

3.6. Спрощені аналітичні формули

Конг запропонував рівняння 1 для оцінки міцності на зсув (V_u) монолітних бетонних глибоких балок, армованих сталевими прутками, зазначивши, що загальне граничне навантаження (P_{total}) глибокої балки даного дослідження дорівнює $2V_u$ (див. Рисунок 3.5). У цих рівняннях X - вільний проліт при зсуві, f_t - межа міцності бетону на розтяг, b - ширина балки, h - загальна глибина балки, A - площа окремого стержня або основної арматури, u_1 - глибина, на якій типовий стержень перетинає потенційну критичну тріщину зсуву, α_1 - кут нахилу між типовим стержнем і критичною тріщиною зсуву, C_1 - 1,4 для бетону нормальної ваги, а C_2 - 300 Н/мм² для деформованих сталевих стержнів.

У таблиці 3.6 порівнюються прогнози рівняння Конга для глибоких балок, включених у параметричне дослідження, з міцністю, передбаченою чисельним аналізом. Очевидно, що модель Конга значно переоцінила граничні навантаження моделей глибоких балок - до 82%. Такий неконсервативний прогноз можна пояснити двома причинами. По-перше, це може бути пов'язано зі зменшенням внеску бетону в зсувну здатність, спричиненим збільшенням поперечної деформації через напруження стрижнів склопластику та збільшенням ширини похилих зсувних тріщин, що розвиваються вздовж стійки, яка розвинулася в зсувному прольоті. Другою причиною може бути зменшення дії дюбелів, спричинене зміною властивостей арматури зі сталі на склопластик. Заміна сталевих арматур на арматуру зі склопластику вимагає модифікації внеску бетону в опір зсуву, щоб врахувати збільшення ширини тріщин, що впливають на несучу здатність стійки, і значення $C2$ для головних поздовжніх стержнів, щоб врахувати очікуване зменшення дії дюбелів у залізобетонних глибоких балках, армованих склопластиком. Таким чином, рівняння (2), запропоноване в цьому дослідженні, являє собою модифіковану формулу для оцінки V_u монолітних бетонних глибоких балок, армованих стрижнями зі склопластику, де A_f - індивідуальна площа основного арматурного стержня, A_w - індивідуальна площа арматурного стержня, E_f - модуль пружності основного арматурного стержня зі склопластику (66,4 ГПа), а E_s - модуль пружності сталевих стрижнів (200 ГПа). Як показано в Таблиці 6, прогнози за модифікованою аналітичною формулою добре узгоджуються з числовими результатами. Сумарні граничні навантаження, передбачені модифікованою аналітичною формулою, знаходяться в межах 11% похибки. Незначне відхилення між прогнозами аналітичної формули та чисельними результатами підтверджує її здатність надавати обґрунтовані прогнози граничного навантаження суцільних залізобетонних глибоких балок, армованих склопластиком. Прогнози модифікованих формул порівняно з прогнозами моделей глибоких балок, включених у параметричне дослідження, показані на рис. 3.35. Видно, що модифікована аналітична формула, запропонована в цьому дослідженні,

може забезпечити обґрунтоване прогнозування граничного навантаження залізобетонних глибоких балок, армованих склопластиком.

$$V_u = C_1 \left[1 - 0.35 \frac{X}{h} \right] f_t b h + \sum C_2 A \frac{y_1}{h} \sin^2 \alpha_1$$

$$V_u = C_1 \left[1 - 0.50 \frac{X}{h} \right] f_t b h + \sum C_2 \frac{E_f}{E_s} A_f \frac{y_1}{h} \sin^2 \alpha_1 + \sum C_2 A_w \frac{y_1}{h} \sin^2 \alpha_1$$

Таблиця 3.6 - Порівняння прогнозів аналітичних формул та чисельних результатів

Модель	Загальне граничне навантаження (кН)				
	Числовий	Рівняння (1)		Модифікована формула (Рівняння (2))	
		Прогнозування	Похибка (%)	Прогнозування	Похибка (%)
SDB-1.0-L	1865	2819	+51	1678	-10
SDB-1.0-M	2064	3253	+58	2030	-2
SDB-1.0-H	2661	3805	+43	2478	-7
SDB-1.5-L	1101	1998	+81	1013	-8
SDB-1.5-M	1284	2332	+82	1221	-5
SDB-1.5-H	1644	2756	+68	1487	-10
SDB-1.0-L100	2510	3700	+47	2559	2
SDB-1.0-L200	2100	3214	+53	2072	-1
SDB-1.0-M100	2821	4134	+47	2911	3
SDB-1.0-M200	2601	3647	+40	2424	-7
SDB-1.0-H100	3094	4686	+51	3358	+9
SDB-1.0-H200	2909	4200	+44	2872	-1
SDB-1.5-L100	1885	3082	+63	2097	+11
SDB-1.5-L200	1411	2546	+80	1560	+11
SDB-1.5-M100	2199	3416	+55	2306	5
SDB-1.5-M200	1797	2879	+60	1769	-2
SDB-1.5-H100	2464	3840	+56	2571	4
SDB-1.5-H200	2149	3304	+54	2034	-5

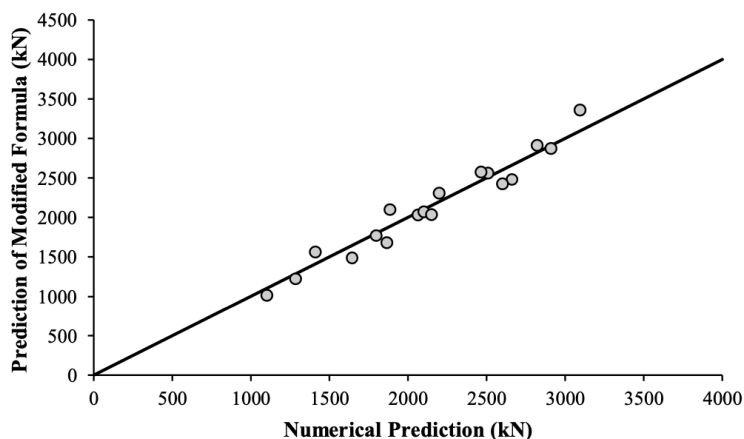


Рисунок 3.25 - Прогнози модифікованої аналітичної формули в порівнянні з числовими прогнозами

3.7. Висновки

Розроблено тривимірні (3D) імітаційні моделі, здатні прогнозувати структурну поведінку залізобетонних балок, армованих склопластиком, та проведено їх валідацію на основі опублікованих експериментальних даних. Проведено параметричне дослідження для вивчення впливу ключових параметрів, що впливають на структурну поведінку залізобетонних балок глибокого залягання, армованих склопластиком. Результати параметричного дослідження були використані для введення уточненого спрощеного аналітичного виразу для прогнозування міцності на зріз залізобетонних глибоких балок, армованих склопластиком. За результатами чисельного аналізу зроблено наступні висновки:

- Міцність на зріз моделей глибоких балок майже лінійно зростає зі збільшенням f_c і зменшенням відстані між елементами арматури, незалежно від значення a/h .
- За відсутності армування полотном склопластику зміна міцності бетону на стиск майже не впливала на відсоток зниження міцності, спричиненого збільшенням значення a/h від 1,0 до 1,5.
- Для моделей глибоких балок з армуванням полотнищами склопластику зниження міцності, спричинене збільшенням значення a/h , мало тенденцію до зменшення зі збільшенням міцності бетону на стиск і відстані між полотнищами склопластикової арматури.
- Приріст міцності, спричинений зменшенням відстані між полотнами склопластикової арматури, був більш вираженим для моделей балок з меншим f_c і більшим значенням a/h , що дорівнює 1,5.
- Уточнений аналітичний вираз, представлений в даному дослідженні, дозволив отримати обґрунтовані прогнози міцності на зсув залізобетонних глибоких балок, армованих склопластиком

Це дослідження надало цінні дані про нелінійну поведінку залізобетонних глибоких балок, армованих склопластиком. Згодом ці дані були використані для розробки аналітичного виразу для прогнозування міцності на зсув залізобетонних глибоких балок, армованих склопластиком.

У подальших дослідженнях буде вивчено поведінку залізобетонних глибоких балок, армованих склопластиком, у стані граничної міцності. Вплив підвищеної температури та суворих умов експлуатації на поведінку залізобетонних глибоких балок, армованих склопластиком, буде розглянуто в чисельному аналізі та експериментальних дослідженнях у майбутніх роботах.

РОЗДІЛ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА У НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

4.1. Обґрунтування актуальності вирішення питань охорони праці та безпеки у надзвичайних ситуаціях в ході проектної розробки

Охорона праці – це система правових, соціально-економічних, організаційно-технічних, санітарно-гігієнічних і лікувально-профілактичних заходів та засобів, спрямованих на збереження здоров'я і працездатності людини в процесі праці.

Вирішення питань з охорони праці в ході проектної розробки має на меті зменшити виробничі травми та професійні захворювання, які виникають в результаті дії небезпечних та шкідливих факторів, таких як вплив шкідливих речовин, неналежні умови праці, погана освітленість робочого місця, шум та вібрація, оптимізувати метеорологічні умови на робочому місці працівників.

Розробка вимог до охорони праці та безпеки в надзвичайних ситуаціях є невід'ємною частиною проекту на будівництво. Додержання і виконання вимог охорони праці має гарантувати розроблена система, що вміщує комплекс задач. Основи цієї комплексної системи становлять такі необхідні умови:

- використання захисних засобів і приладів, що забезпечує оптимальні санітарно-гігієнічні умови і виключає травматизм та професійні захворювання;
- комплексна механізація;
- впровадження нової безпечної техніки діючих методів організації праці і технології будівельного виробництва;
- створення систем оповіщення про надзвичайні ситуації, ознайомлення працівників із порядком дій при їх виникненні тощо.

Поруч з розвитком промисловості найважливішим є створення здорових та безпечних умов роботи. Завдання охорони праці потрібно звести до мінімальної ймовірності можливості ураження або захворювання працюючих із забезпеченням комфорту та нормальної працездатності.

Сучасний спеціаліст будівництва повинен мати достатній обсяг знань в галузі охорони праці, та вміти з їх допомогою вирішувати практичні інженерні задачі, щодо створення безпечних і здорових умов праці в будівельній галузі.

Забезпечення безпечної життєдіяльності у надзвичайних ситуаціях (НС) базується на комплексі організаційних, інженерно-технічних заходів і засобів, спрямованих на збереження життя і здоров'я людини у всіх сферах її діяльності. Для цього необхідно:

- спрогнозувати та оцінити можливі наслідки;
- заздалегідь спланувати заходи із запобігання та зменшення вірогідності виникнення НС
- скорочення масштабів прояву результатів НС;
- організація робіт в умовах НС та ліквідація її наслідків.

Також в наш час особливо гостро постало питання про охорону природи і захист навколишнього середовища. Стрімкий розвиток науки і техніки протягом останнього століття призвів до значного виснаження природних ресурсів. Тому дуже важливим є застосування заходів, які би сприяли раціональному використанню природних ресурсів. Захисту від шкідливих викидів в атмосферу, забрудненню земель, поверхневих і підземних вод.

4.2. Аналіз будівельного процесу з метою виявлення небезпечних та шкідливих виробничих факторів

При земляних роботах основними причинами травматизму є обвали ґрунту. У більшості випадків обвали ґрунту виникають із-за порушення крутизни відкосів. Зовнішнє додаткове навантаження при розробці виїмок (відвал землі, встановлення на краю відкосів будівельних машин та ін.) може викликати обвали ґрунту, якщо їх розташування не буде враховуватись. Знаходження посторонніх людей в зоні роботи екскаватора може бути небезпечним для їх життя та здоров'я. Крім того, роботи нульового циклу (земляні, влаштування фундаменту) виконуються в основному з допомогою землерийно-транспортної техніки. Машиністи і оператори

цієї техніки піддаються дії таких шкідливих факторів, як вібрація, шум, запиленість, загазованість повітря, переохолодження чи перенагрівання організму. Робота водіїв іноді може супроводжуватись значною перевтомою.

При роботі будівельних машин та механізмів небезпечними та шкідливими виробничими факторами є дія механічної сили, ураження електрострумом, несприятливі фактори виробничого середовища (мікроклімат, шум, вібрація, запиленість та загазованість повітря).

При монтажних роботах небезпечними виробничими факторами є: несправність такелажного обладнання, що може викликати падіння монтованих конструкцій; несправність засобів індивідуального захисту, що призводить до падіння людей з висоти; несправність та втрата стійкості засобів підмоцвання. Зварювальні роботи супроводжуються забрудненням повітря газами (окиси азоту, вуглецю, фтористого водню і таке інше) і аерозолями металів і їх з'єднань.

При покрівельних роботах небезпечним виробничим фактором є падіння робочих з висоти, погані метеорологічні умови. Для зменшення їх впливу робочі повинні бути забезпечені засобами індивідуального захисту, а при поганих кліматичних умовах роботи на покрівлі не проводяться.

При оздоблюваних роботах небезпечними та шкідливими виробничими факторами є дія токсичних речовин будівельних матеріалів (клеї, фарби тощо).

При роботі з електроінструментом (електродрелі, електрорубанки, електроножниці, пневмотрамбовки, шліфувальні машини) основними небезпечними та шкідливими виробничими факторами є:

- можливість нанесення оператору механічних травм;
- електронебезпека, що може призвести до ураження оператора струмом при пробиванні ізоляції струмопровідних частин машини;
- шумонебезпека, вібрація.

Машини, що працюють абразивними кругами (шліфувальні машини), складають небезпеку через великих швидкостей обертання робочого інструменту.

4.3. Основні нормативні вимоги при виконанні окремих видів робіт та експлуатації машин і механізмів

Загальні вимоги до робітників, зайнятих на будівництві

Усі працівники, які приймаються на постійну чи тимчасову роботу, і при подальшій роботі, повинні проходити навчання в формі інструктажів з питань охорони праці, надання першої допомоги потерпілим від нещасних випадків, а також з правил поведінки та дій при виникненні аварійних ситуацій, пожеж і стихійних лих.

Робітники можуть бути допущені до виконання будівельно-монтажних робіт тільки після проходження ними вступного інструктажу з техніки безпеки, а також первинного інструктажу на робочому місці з відповідними записами в журнал по техніці безпеки. Перед виконанням окремих видів робіт (електрозварювання, монтаж конструкцій, висотні роботи, робота з шкідливими речовинами) проводиться цільовий інструктаж безпосередньо на робочому місці.

Такелажники-стропувальники і транспортні робітники, які зайняті на навантажувально-розвантажувальних роботах і обслуговують транспортні і вантажопідйомні машини, допускаються до самостійного виконання цих робіт після проходження цільового інструктажу.

На будівельному майданчику передбачено такі санітарно-побутові приміщення: гардеробні, умивальні, туалети, душові, приміщення для сушіння та знепилення одягу, приміщення для гігієни жінок, приміщення для обігріву та відпочинку, укриття від сонячної радіації і атмосферних опадів, пункти харчування, медпункт та інші приміщення, встановлені і обладнані відповідно до норм з проектування споруд і приміщень, медпункти і пункти харчування будівельно-монтажних організацій.

Санітарно-побутові приміщення розміщені в одному районі біля входу на будівельний майданчик і обладнані аптечками з медикаментами, наборами фіксуєчих шин та інших засобів, які необхідні для надання першої медичної

допомоги, засобами надання першої медичної допомоги. Розміщення санітарно-побутових приміщень показані на листі креслення 10.

На будівельному майданчику передбачено забезпечення всіх працюючих питною водою відповідно до санітарних норм. Питні установки розміщуються на віддалі до 75 м від робочих місць. Якщо в сирому вигляді води немає в наявності з технічних причин, то працюючих слід забезпечують питною кип'яченою водою. Розміщення питних установок показані на листі креслення 10.

Всім працюючим видається спецодяг, спецвзуття, захисні каски, рукавиці. Робітники, що працюють у запиленних приміщеннях мають респіратори. При роботі на висоті робітникам видаються запобіжні пояси. Також забезпечується захист робітників від протягу, шкідливих випаровувань, газів.

На території будмайданчика влаштовані вказівники проходів та проїздів, а в темний період доби будівельний майданчик забезпечений електроосвітленням (лист креслення 10).

Земляні роботи

Земляні роботи повинні бути максимально механізовані. Перед їх початком встановлюють знаки, що показують розміщення підземних комунікацій.

Із наближенням до лінії цих комунікацій земляні роботи проводять під наглядом виконавця робіт, а якщо це електрокабелі, то і в присутності працівників електрогосподарства. Грунт у таких місцях розробляють землекопними лопатами, обережно, без ударів. Не можна користуватись ломом і кирками.

До початку проведення земляних робіт відводять поверхневі та ґрунтові води, відкачують або влаштовують дренажі. Вибраний із виїмки ґрунт розміщують не ближче, ніж за 0.5м від верхньої бровки котлованів. Для спускання і піднімання робітників у широких виїмках встановлюють драбини завширшки не менш як 0,6м з поручнями заввишки 1м і бортовою дошкою заввишки 15см, а для вузьких траншей застосовують приставні драбини. Спускання робітників по розпірках кріплень заборонено. Всі виїмки треба огороджувати на відстані 1м від бровки, а вночі освітлювати, на огорожах треба встановити попереджувальні знаки і написи.

Для переходу через траншеї будують містки завширшки 0,6м з поручнями заввишки 1м, бортовою дошкою і освітленням.

Під час перевірки в роботі стрілу екскаватора потрібно відвести в сторону від забою, а ківш опустити на ґрунт. Під час руху екскаватора ківш встановлюють за напрямком руху і піднімають його на висоту 0,5 – 0,7 м. Пересування екскаватора з наповненим ковшем забороняється. Завантаження автосамоскидів екскаватором повинно виконуватись через задню або бокову сторону кузова, і ні в якому разі ківш не може подаватися через кабіну водія. Забороняється перебування людей між екскаватором і автосамоскидом під час навантаження.

Для запобігання обвалу ґрунту котлован копається з відкосом 1:0,85 відповідно до інженерно-геологічних умов району будівництва. Не допускається стоянка і рух машин і обладнання, а також розміщення матеріалів і конструкцій в межах призми обвалу ґрунту.

Бетонні роботи

Робітників, які виконують бетонні роботи, забезпечують спецодягом, окулярами і респіраторами. Виконуючи роботи, пов'язані із заготовкою арматури, місця для її розташування та виправлення обгороджують.

Конструкції опалубки для вкладання арматури і бетонної суміші у монолітні конструкції будівель повинні бути надійними. Опалубні роботи складаються із встановлення підтримувальних риштувань, виготовлення опалубки та її монтажу. Опалубку, підтримувальні риштування, а також робочі настили виконують відповідно до робочих креслень (7).

При виробництві арматурних робіт забороняється:

- перебувати на остаточно не закріплених арматурно-опалубних блоках;
- залишати в конструкціях не закріплені арматурні елементи;
- проводити будь-які роботи на висоті, стоячи на арматурних хомутах або на стрижнях конструкції і переміщатися по них.

Опалубку з готових елементів збирають так, щоб під час подання монтажним механізмом наступного елемента не пошкоджувались раніше встановленні конструкції чи їхні частини. При встановленні елементів опалубки в кілька ярусів,

кожний наступний ярус слід установити після закріплення нижнього. Перед бетонуванням конструкції кожної зміни перевіряють стан опалубки, помостів огорож і драбин. Виявлені недоліки ліквідовують до початку виконання робіт.

Розбирати опалубку можна після того, як бетон набере необхідної міцності. Для цього повинні бути відсутні навантаження і дефекти у роботі, а також вжиті заходи проти падіння елементів опалубки і обвалення риштувань.

При ущільненні бетонної суміші електровібраторами перевіряють їхню надійність і вживають заходів щодо захисту від ураження електричним струмом. Під час роботи потрібно стежити за надійністю кріплення самого вібратора. Не можна проводити з вібратором, який працює, будь-які операції. Переміщують його тільки за допомогою гнучких тяг. Вібратори виключають через кожні 30-35хв для охолодження, а також під час перерв чи при переході на інше місце роботи.

Монтажні роботи

Для проєктованого об'єкта громадської будівлі прийняли кран СКГ30/7,5. Безпечне ведення монтажних робіт передбачено при розробці технологічних карт на виконання робіт (листи креслень 7, 8), в яких особливу увагу надано методу монтажних робіт, технологічності послідовності монтажних операцій, обладнання робочих місць монтажників, розробці строповочних і захватних пристроїв та монтажних засобів.

Для підйому і установки вантажів в основному застосовують універсальні і полегшені стропи, які періодично проходять перевірку на міцність. Вантажний канат крана перед підйомом повинен перебувати у вертикальному положенні над центром ваги вантажу. Підтягувати вантаж канатом, що знаходиться під косим кутом, забороняється. При необхідності положення центру ваги встановлюють шляхом пробних підвішувань. Для забезпечення безпечних умов праці при підйомі і розкладці будівельних матеріалів їх стропування виконують за допомогою траверси. Стropи знімають з встановлених елементів каркасу і блоків тільки після їх закріплення. Забороняється вантажі залишати у висячому положенні.

Проєктом передбачено рішення питань безпечної роботи крана відносно будівлі, яка зводиться. До початку робіт на будівельному майданчику

облаштовуються підїздні шляхи і тимчасові дороги. Ширина доріг – 6 м, радіус закруглення – 12 м (лист 10). При трасуванні доріг повинні виконуватись наступні вимоги по дотриманню мінімальних відстаней:

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

На майданчику позначаються монтажна і небезпечна зони роботи крана (лист 10).

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

Оздоблювальні роботи

Засоби підмоцнування, риштування, які застосовуються для малярних робіт, у місцях, під якими ведуться інші роботи чи є проходи, повинні мати настил без зазорів (лист 8).

Для просушування приміщень будівлі при неможливості використання систем опалення, застосовують повітрянагрівачі.

Малярні склади готують централізовано у приміщеннях, розташованих на будівельному майданчику і обладнаних вентиляцією, водою.

Тару з вибухонебезпечних матеріалів (лаки, фарби) під час перерв у роботі необхідно закривати кришками і відкривати інструментом, що не викликає іскроутворення.

Забороняється застосування розчинників, на які немає сертифікатів, де вказано характер шкідливих речовин.

Місце, над яким виконуються склярські роботи, необхідно огороджувати, і до початку робіт перевірити міцність і справність віконних рам.

Піднімання і перенесення скла до місця його встановлення виконують за допомогою відповідних безпечних пристроїв, або в спеціальній тарі.

Покрівельні роботи

Допуск робочих до виконання покрівельних робіт дозволяється після огляду майстром або прорабом спільно з бригадиром справності несучих конструкцій покриття.

Для переходу робочих, що виконують роботи на покрівлі, встановити трапи шириною не менше 0,5 м. Трапи на час роботи повинні бути закріплені.

Під час перерв технологічний інструмент та будівельні матеріали повинні бути забрані з покрівлі.

Електрозварювальні роботи

Пред виконанням зварювальних робіт робітники повинні пройти цільовий інструктаж безпосередньо на робочому місці. При електрозварюванні арматури необхідно перевірити справність електрозварювального апарату, ізоляцію його корпусу і надійність заземлення, відсутність легкозаймистих речовин на відстані до 5 м від місця зварювання. Провід, яким під'єднують зварювальний агрегат до мережі, щоб уникнути механічного пошкодження поміщають в гумовий шланг. Довжина проводів не повинна перевищувати 15 м.

Місця електрозварювальних робіт на даному, а також нижче розташованому ярусах, повинні бути звільнені від горючих матеріалів у радіусі не менше 5м, а від вибухонебезпечних матеріалів – не менше 10м.

При різці конструкцій та їх елементів приймаються заходи, направлені проти випадкового обвалу відрізаних елементів.

Виконувати зварювання, різання, нагрів відкритим полум'ям апаратів, трубопроводів, що утримують під тиском будь-які рідини чи газу, заповненні горючими речовинами, не допускається без узгодження з експлуатаційною організацією заходів із забезпечення безпеки.

Робочі місця зварювальників у приміщенні при зварюванні відкритою дугою відділяються від інших робочих місць і проходів екранами висотою до 1,8м.

4. Охорона праці та безпека у надзвичайних ситуаціях

4.5. Аналіз надзвичайних ситуацій, що можуть виникнути

Надзвичайна ситуація (НС) - це порушення нормальних умов життя та діяльності людей на об'єкті чи території, спричинених аварією, катастрофою,

стихийним лихом, епідемією, епізоотією, великою пожежею, використання засобів ураження, що призвели чи можуть призвести до людських чи матеріальних втрат.

На будівництві щороку виникають тисячі надзвичайно складних ситуацій природного та техногенного характеру, внаслідок яких гине велика кількість людей, а матеріальні збитки сягають кількох мільярдів гривень. Сьогоднішня ситуація щодо небезпечних природних явищ, аварій і катастроф характеризується як дуже складна. Тенденція зростання кількості природних і особливо техногенних НС, складність цих наслідків змушують розглядати їх як серйозну загрозу безпеці окремої людини, суспільству та навколишньому середовищу, а також стабільності розвитку економіки країни. Для роботи в районі надзвичайної ситуації потрібно залучати значну кількість людських, матеріальних і технічних ресурсів.

Запобігання надзвичайним ситуаціям, ліквідація їх наслідків, максимальне зниження масштабів втрат та збитків перетворилося на загальнодержавну проблему і є одним з найважливіших завдань органів виконавчої влади і управління всіх рівнів.

Надзвичайні ситуації, що можуть виникнути

Відповідно до географічного розміщення району будівництва можуть виникнути наступні НС: сильний вітер, хуртовини, підтоплення, замикання електромережі, пожежі.

З метою недопущення загибелі людей, забезпечення їх нормальної життєдіяльності у надзвичайні ситуації передусім повинно бути проведено сповіщення населення про можливу загрозу, а якщо необхідно, – організовано евакуацію. Ліквідація наслідків надзвичайних ситуацій проводиться з метою відновлення роботи. Вона включає:

- розвідку осередків надзвичайних ситуацій;
- аварійно-рятувальні й лікувально-евакуаційні заходи;
- локалізацію й гасіння пожеж;
- відбудову споруд і шляхів сполучення;

Надзвичайні ситуації, що можуть виникнути на будівельному майданчику і дії робітників в разі їх виникнення:

Пожежа. При виникненні пожежі необхідно: евакуювати людей, зателефонувати в пожежну службу, застосувати первинні засоби пожежогасіння із пожежних щитів. Для гасіння пожежі використовувати воду із пожежних гідрантів (див будгенплан).

Ураження електричним струмом. При ураженні робітника електричним струмом необхідно надати йому першу медичну допомогу та викликати швидку медичну допомогу.

Сильний вітер. Якщо швидкість вітру перевищує 15 м/с забороняється: робота кранів та інших вантажопідйомних механізмів; будь-яка робота на висоті; робота з легкими матеріалами, що мають значну площу (фанера, пінопласт).

Падіння вантажів з висоти, у тому числі крана. Небезпечні зони позначені знаками безпеки і написами встановленої форми; границі небезпечних зон поблизу рухомих частин і робочих органів машин визначають відстанню у межах 5м.

На будгенплані небезпечна зона роботи крану виділена штрихпунктирною лінією із прапорцями, а на місцевості встановлюють сталеві обгороджування.

4.6. Розробка заходів і дій при виникненні надзвичайних ситуацій

Виконання долікарської допомоги у надзвичайних ситуаціях та при нещасних випадках

На будівництві при недотриманні техніки безпеки можливі падіння з висоти, опіки, ураження електричним струмом. Найбільш характерними травмами при цьому є: переломи кісток, хребта, тазу, черепа, нижніх кінцівок (приземлення на ноги), ребер, верхніх кінцівок (приземлення на бік і на спину). Одночасно з кістковою травмою можуть бути важкі закриті ушкодження внутрішніх органів, ще супроводжуються кровотечами (розрив аорти, печінки, відрив жовчного міхура, розривселезінки і т.д.).

При переломах потерпілому необхідно забезпечити спокій і нерухомість пошкодженої кістки. Це зменшить біль, яка може бути причиною шоку і попередить можливі ускладнення за рахунок вторинного поранення кровоносних судин і м'яких

тканин. При відкритих переломах на рану спочатку накладають пов'язку. Одяг і взуття при переломах знімають, для цього їх іноді розрізають по швам.

Імобілізацію поламаної кінцівки як правило проводять за допомогою стандартних шин які накладають на зовнішню і внутрішню поверхні. Шини повинні обов'язково захвачувати два сусідніх суглоба між якими знаходиться ушкоджена кістка.

Якщо сталося падіння з великої висоти і у потерпілого болить спина (травма хребта), його краще не чіпати, а негайно викликати "Швидку". Якщо необхідно потерпілого пересунути або оглянути, то його обов'язково потрібно укласти на тверду рівну поверхню (щит або землю). Не можна переносити його на руках або на ковдрі! Це може погіршити його стан.

При переломі хребта необхідно під спину дуже обережно підкласти дошку або перевернути потерпілого обличчям вниз Заборонено допускати перегин тулоба, оскільки це може призвести до пошкодження спинного мозку.

Падіння та удари часто супроводжуються важкими пошкодженнями черепа та струсом мозку Ознакою черепної травми є кровотеча з вух та блювання. Ознакою струсу мозку є головний біль, нудота, блювання, втрата свідомості . Потерпілого необхідно покласти на спину, накласти на голову пов'язку, прикласти до голови холодну примочку До прибуття лікаря потерпілому необхідно забезпечити повний спокій.

Перелом і вивих ключиці супроводжується різким болем, який посилюється при русі плечового суглоба. Необхідно в під-мишечну впадину покласти тампон м'якої тканини або вати і прибинтувати зігнутому під прямим кутом руку до тулоба.

Допомога при опіках, обмерзаннях. В осередках ураження внаслідок надзвичайних ситуацій велика кількість уражених може отримати опіки, обмерзання, шок, втратити свідомість.

Надання першої медичної допомоги складає, поперед усього, у гасінні одягу на потерпілому (облити водою, а якщо її нема, накинути на потерпілого ковдру, піджак або пальто та інші, щоби закінчити доступ кисню). Потім частину тіла, яка має опіки, звільнити від одягу. Якщо потрібно, одяг розрізають, частини одягу, які

пристали до тіла, не зривають, а обрізають навколо і залишають на місці. Зрізати і розривати пухирі неможна. При значних опіках після зняття одягу потерпілого краще всього завернути чистою білизною, прийняти заходи проти шоку і направити в лікувальний заклад.

При опіках окремих частин тіла шкіру навколо опіку необхідно протерти спиртом, одеколоном, водою, а на місце опіку накласти суху стерильну пов'язку. Змазувати поверхню опіку жиром або якою-небудь маззю не потрібно.

При невеликих опіках I ступеню на почервонілу шкіру необхідно накласти марлеву салфетку, змочену спиртом. При опіках II, а тим паче III і IV ступеню потерпілого, після надання йому першої допомоги, необхідно терміново відправити у лікувальний заклад. Перша медична допомога при опіках від світового випромінювання оказується так, як і при звичайних опіках.

При великих опіках часто розвивається шок. При таких опіках обов'язково проводять протишовкові заходи. Потім для боротьби з інфекціями використовують антибіотики (протибактеріальний засіб №1 із аптечки АІ-2, біоміцин, пеніцилін та інші). Всім потерпілим необхідно у великій кількості давати пиття - 4-5 л у перші дві доби. Для цього приготують підсолену воду (1-0,5 чайної ложки повареної солі і стільки харчової соди на 1 л води), дають її теплою або гарячою невеликими порціями.

При низькій температурі може настати пошкодження тканин. Залежно від пошкодження розрізняють: примерзання, обмороження, замерзання. Ці пошкодження виникають в результаті одноразової чи багаторазової дії низької температури на органи людини, особливо в сиру, холодну погоду.

Примерзання виявляються у вигляді синьо-багрових плям, що набувають фіолетового відтінку. Допомога полягає в змазуванні йодною настоянкою ураженої ділянки та накладанні зігрівального компресу.

Обмороження першого ступеня характеризується почервонінням з відтінком синюшності, набряклістю шкіри, жаром у тілі і болем. Допомога - розтерти побілілу ділянку чистим сукном чи хустинкою змоченою у горілці, спирті, одеколоні, змазати жиром та накласти пов'язку.

При обмороженні другого ступеня шкіра має багровий колір з пухирями. Допомога - накладання сухої стерильної пов'язки, розтирання заборонено.

При обмороженні третього і четвертого ступеня настає відносно поверхнєве та глибинне омертвіння тканини. Необхідна термінова медична допомога.

Перша долікарська допомога при пораненнях повинна забезпечувати зупинку кровотечі, закриття рани пов'язкою, нерухомість (імобілізацію) для забезпечення спокійного положення пошкодженої частини тіла.

Найбільш швидко зупинити кровотечу можна за допомогою пальцевого притискування кровеносної судини до прилеглої кістки. Сильну артеріальну кровотечу із ран на кінцівках зупиняють накладанням вище рани джгута або закрутки. Пальцеве притискування при цьому використовується тільки як допоміжний спосіб при накладанні джгута (закрутки) або при його перекладанні.

Джгут можна використовувати гумовий або із тканини, які знаходяться в аптечці. Перед накладанням такого джгута під нього обов'язково підкладається м'яка підстилка із ткани, вати або марлі..

При відсутності джгута можна використовувати підручні засоби (віршовка, косинка, бинт та інше), за допомогою яких накладається закрутка. Необхідно особливо підкреслити те, що джгут або закрутка накладається не більше ніж на 1,5-2 г, а у холодний час і при променевих (радіаційних) ураженнях - не більше як на 1 г, інакше може виникнути омертвіння кінцівки. Час накладання джгута або закрутки обов'язково повинен бути відмічений на папірці, який підкладають під джгут (закрутку), або на самій пов'язці.

Якщо з моменту накладання джгута або закрутки пройшло більше 1-2 годин, то необхідно послабити джгут (закрутку) - до появи рожевого кольору кінцівки і відновлення чутливості. Роблять це повільно, з тим щоби у випадку відновлення кровотечі тік крові не виштовхнув кров'яний згусток, який появився у рані. Опісля 5-10 хвилин після повного розслаблення джгута (закрутки) і не відновлювання кровотечі можна рахувати його зупиненим

Для захисту рани від можливого ураження бактеріями, отруйними або радіоактивними речовинами на неї потрібно накласти пов'язку. З метою боротьби

з інфекцією раненим дають протибактеріальний засіб № 1 із аптечки АІ – 2-5 таблеток, які запиваються водою, і через 6 годин ще 5 таблеток

Засоби першої долікарської допомоги знаходяться в аптечці А-І, розміщеної в санітарному приміщенні.

При ураженні електричним струмом необхідно якомога швидше звільнити потерпілого від струмопровідних частин обладнання. При цьому відключають струм, використовуючи палицю, сухі рукавиці, сухий одяг, діелектричні рукавиці. Провідники перерізають інструментом з ізольованими ручками, перерубують сокирою.

Уразі відсутності дихання необхідно провести непрямий масаж серця, або штучне дихання.

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.2.2-9-2019 Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення.
3. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи К.: Мінбуд України, 2006.
4. ДБН В.1.17-2016 Пожежна безпека об’єктів будівництва. – К.: Держбуд України, 2003.
5. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
6. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція будівель та енергоефективність.
7. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011.
8. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1995.
9. ДБН А.2.1–1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. Основні положення. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2008.
10. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об’єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування.
11. Malezhyk, M.P., Pidhurs’kyi, M.I., Rudyak, Y.A., Pidhurs’kyi, I.M. & Voitovych, L.V. (2019) Investigation of the Fracture of an Orthotropic Plate with Circular Hole and Two Edge Cracks Under Pulsed Loading by the Method of Dynamic Photoelasticity. *Materials Science*, 55(2). P. 254-258. (SCOPUS)
12. Pidgurskyi I. Analysis of stress intensity factors obtained with the fem for surface semielliptical cracks in the zones of structural stress concentrators // *Scientific Journal of TNTU*. - Ternopil: TNTU, 2018. - Vol. 90. - No 2. - P. 92-104. (Index Copernicus, Google Scholar)

13. Yasniy, P.V., Mykhailyshyn, M.S., Pyndus, Y.I. et al. Numerical Analysis of Natural Vibrations of Cylindrical Shells Made of Aluminum Alloy. *Mater Sci* 55, 502–508 (2020). <https://doi.org/10.1007/s11003-020-00331-2>
14. Ковальчук Я. Теплоізоляційні будівельні матеріали з місцевих технологічних відходів / Я. Ковальчук, Г. Крамар, Л. Бодрова, І. Коваль, С. Мариненко // Наукові нотатки. - 2019. - Вип. 66. - С. 165-171.
15. Гомон, С., Матвіюк, О., Кулаковський, Л., & Черномаз, Н. (2022). До побудови повних діаграм деформування деревини вільхи та ялини за стандартної вологості. *Містобудування та територіальне планування*, (79), 87-92.
16. Ясній П.В., Гомон Св. Св. Динаміка зміни критичних деформацій деревини з різним показником вологості. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. Рівне: НУВГП, 2021. Вип 40. С. 234 -241
17. Гомон, С. С., Гомон, С. С., Савицький, В. В., & Черномаз, Н. Ю. (2021). МЕТОДИКА ВИЗНАЧЕННЯ ПОЧАТКОВОГО МОДУЛЯ ПРУЖНОСТІ ТА МОДУЛЯ ДЕФОРМАЦІЙ ДЕРЕВИНИ РІЗНОГО ВІКУ. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, (40), 121-128.
18. Дзьоба, В., Стасюк, О., Данильченко, С. М., & Черномаз, Н. Ю. (2022). Дослідження роботи комбінованого каркасу із залізобетону та дерева багатоповерхової житлової будівлі при дії вітрового навантаження. *Праці конференції Міжнародної науково-технічної конференції присвяченої 70-річчю від дня народження член-кореспондента НАН України, проф. Яснія Петра Володимировича „Міцність і довговічність сучасних матеріалів та конструкцій “*, 49-50.
19. Розрахунки і проектування спеціальних будівель і споруд: Навчальний посібник/ Фомиця Л.М., Артеменко А.К., Мамін О.М., Височин І.А. // Під редак. Л.М.Фомиці.- К: Урожай.- 1994.
20. Залізобетонні конструкції. Навчальний посібник / Вахненко П.Ф., Павліков А.М., Горик О.8., Вахненко В.П.// К: Вища школа, 1999.
21. Зоценко М.Л., Коваленко В.І., Хілобок В.Г. Яковлев А.В. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти. -К.:Вища шк.,1992.- 408 с.

22. ДСТУ-П ОHSAS 18002: 2006 Системи управління безпекою та гігієною праці. Основні принципи виконання вимог (OHSAS 18002:2000, IDT).
23. ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення"
24. ДСТУ 2293–99 Охорона праці. Терміни та визначення основних понять.
25. ДСТУ Б А.3.2-15:2011 Норми освітлення будівельних майданчиків
26. ДСТУ Б В.2.8-43:2011 Огородження інвентарні будівельних майданчиків та ділянок виконання будівельно-монтажних робіт. Технічні умови
27. НПАОП 0.00-6.23–92 Про порядок проведення атестації робочих місць за умовами праці
28. НПАОП 0.00-4.12–05 Типове положення про порядок проведення навчання і перевірки знань з питань охорони праці.
29. Методичні вказівки для написання розділу дипломного проекту з дисципліни «Охорона праці в галузі» / В. Б. Каспрук. - Тернопіль: ТНТУ, 2017. – 14 с
30. Техноекологія та цивільна безпека. Частина «Цивільна безпека». Навчальний посібник / В.С. Стручок, – Тернопіль: ТНТУ ім. І.Пулюя, 2022. – 150 с.
31. 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.