

ПОЯСНОВАЛЬНА ЗАПИСКА

до дипломної роботи

Магістр

(освітній ступінь (освітньо-кваліфікаційний рівень))

на тему: Проект реконструкції 10-поверхового цегляного житлового будинку з дослідженням плити покриття композитним полотном

Виконав: студент (ка) VI курсу, групи МБМ-61

спеціальності (напряму підготовки) 192

Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності (напряму підготовки))

Михайльо Б. Г.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Керівник

Конончук О. П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

Данильченко С. М.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Рецензент

Бобик М. П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

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

Факультет Інженерії машин, споруд та технологій

Кафедра Будівельної механіки

Освітній ступінь Магістр

Напрямок підготовки _____

(шифр і назва)

Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри _____

«_____» _____ 2019 р.

ЗАВДАННЯ
НА ДИПЛОМНИЙ ПРОЕКТ (РОБОТУ) СТУДЕНТУ

Михайльо Богдан Геннадійович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту (роботи) Проект реконструкції десятиповерхового цегляного житлового будинку з дослідженням підсилення плити покриття композитним полотном

Керівник проекту (роботи) Конончук Олександр Петрович, к.т.н., доцент

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

Затверджені наказом по університету від «29» серпня 2019 року № 4/7 739

2. Термін подання студентом проекту (роботи) 23 грудня 2019

3. Вихідні дані до проекту (роботи) Десятиповерховий цегляний житловий будинок, місто розміщення - Тернопіль, фундаменти пальові, несучі стіни цегляні товщиною 510 мм, покрівля плоска рулонна з ребристими плитами, перекриття виконано із збірних залізобетонних пустотних плит, фасад не утеплений.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) Розділ 1 архітектурно-будівельний, географічні та кліматичні умови будівництва, генеральний план, загальна характеристика будівлі, розділ 2 розрахунково- конструктивний, розділ 3 основи і фундаменти, вихідні дані, розділ 4 технологія і організація будівельного виробництва, характеристика будинку, розділ 5 науково-дослідний, аналіз стану питання розрахунку несучої здатності згинальних залізобетонних елементів підсилених в розтягнутій зоні, розділ 6 спеціальна частина, розділ 7 економічна частина, розділ 8 вимоги з техніки безпеки і охорони праці, розділ 9 екологія.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів) Фасад, генплан, план типового поверху, план даху, розріз, схема розміщення елементів перекриття, опалубочне креслення плити перекриття, схеми армування плити, опалубочне креслення сходового маршу, схеми його армування, специфікація арматурних виробів, технологічна карта на заміну вікон, технологічна карта на утеплення фасаду, мета, задачі, об'єкт та предмет досліджень, алгоритм досліджень, проведення досліджень, результати досліджень, висновки.

6. Консультанти розділів проекту (роботи)

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Основна частина	Конончук О. П., к.т.н., доцент		
Спеціальна частина	Конончук О. П., к.т.н., доцент		
Економічна ефективність	Мельник Л.М., к.е.н., ст. викл.		
Охорона праці	Каспрук В.Б., к.т.н., доцент		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	Клепчик В.М., ст. викладач		
Екологія	Зварич Н.М., к.т.н., доцент		
Нормоконтроль	Данильченко С.М., ст. виклад.		

7. Дата видачі завдання 04.09.2019

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів дипломного проекту (роботи)	Термін виконання етапів проекту (роботи)	Примітка
1	Географічні та кліматичні умови будівництва	05.09.2019	
2	Розрахунок попередньо напруженої панелі перекриття	07.09.2019	
3	Розрахунок збірного залізобетонного маршу	14.09.2019	
4	Розрахунок за другою групою граничних станів	20.09.2019	
5	Дані інженерно-геологічних робіт	25.09.2019	
6	Розрахунок пальового фундаменту	30.09.2019	
7	Технологічна карта на заміну вікон	05.10.2019	
8	Технологічна карта на утеплення фасаду	11.10.2019	
9	Аналіз стану питання розрахунку несучої здатності згинальних залізобетонних елементів підсилених в розтягнутій зоні	17.10.2019	
10	Розрахунок несучої здатності із врахуванням дії повторного навантаження	23.10.2019	
11	Розрахунок необхідної площі поперечного перерізу зовнішньої композитної арматури	27.10.2019	
12	Алгоритм розрахунку несучої здатності згинальних залізобетонних елементів підсилених в розтягнутій зоні	05.11.2019	
13	Розрахунок підсилення попередньо напруженої залізобетонної плити покриття	12.11.2019	
14	Порівняння варіантів конструкції зовнішніх стін	18.11.2019	
15	Економічна частина	25.11.2019	
16	Безпека праці	01.12.2019	
17	Екологія	04.12.2019	

Студент _____

(підпис)

Михайльо Б. Г.

(прізвище та ініціали)

Керівник проекту (роботи) _____

(підпис)

Конончук О. П.

(прізвище та ініціали)

Зміст

Ст.

Вступ	7
Розділ 1 Архітектурно-будівельний	8
1.1. Географічні та кліматичні умови будівництва.....	8
1.2. Генеральний план.....	8
1.3. Загальна характеристика будівлі.....	9
1.4. Об'ємно-планувальне рішення.....	10
1.5. Конструктивні рішення.....	10
1.6. Санітарно-технічне і інженерне устаткування будівлі.....	13
1.7. Техніко-економічні показники будівлі.....	14
1.8. Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни.....	16
Розділ 2 Розрахунково-конструктивний	18
2.1. Розрахунок попередньо напруженої панелі перекриття.....	18
2.1.1. Визначення внутрішніх зусиль.....	18
2.1.2. Розрахунок міцності нормального перерізу.....	20
2.1.3. Визначення геометричних характеристик.....	21
2.1.4. Втрати попереднього напруження і зусилля обтиску.....	23
2.1.5. Розрахунок міцності перерізів, нахилених до повздовжньої осі панелі.....	24
2.1.6. Розрахунок по утворенню тріщин нормальних до повздовжній осі панелі.....	25
2.1.7. Розрахунок по утворенню тріщини нахилених до повздовжньої осі панелі.....	26
2.1.8. Розрахунок за деформаціями.....	27
2.2. Розрахунок збірною залізобетонного маршу.....	29
2.2.1. Визначення навантаження і зусилля.....	30
2.2.2. Попереднє призначення розмірів перерізу маршу.....	30
2.2.3. Підбір перерізу поздовжньої арматури.....	31
2.2.4. Розрахунок похилого перерізу на дію поперечних сили.....	32
2.2.5. Розрахунок за другою групою граничних станів.....	33

Розділ 3 Основи і фундаменти	35
3.1. Вихідні дані.....	35
3.2. Дані інженерно-геологічних робіт.....	35
3.3. Розрахунок фізико-механічних характеристик ґрунту.....	36
3.4. Збір навантаження на зовнішню стіну	38
3.5. Збір навантаження під внутрішню стіну.....	40
3.6. Розрахунок пальового фундаменту.....	41
3.7. Визначення розрахункового навантаження на одну палю	42
3.8. Визначення попередньої кількості паль у ростверку	44
3.9. Конструювання ростверку.....	44
3.10. Визначення фактичного навантаження на палю.....	45
3.11. Визначення величин умовної ширини і довжини підшви пальового фундаменту.....	45
3.12. Визначення розрахункового опору ґрунту.....	46
3.13. Визначення середнього навантаження на підшву умовного фундаменту.....	47
Розділ 4 Технологія і організація будівельного виробництва.....	48
4.1. Характеристика будинку.....	48
4.2. Опис технології виконання робіт.....	48
4.3. Технологічна карта на заміну вікон.....	49
4.4. Технологічна карта на утеплення фасаду.....	52
4.5. Технологія виробництва робіт	53
Розділ 5 Науково-дослідний.....	57
5.1 Аналіз стану питання розрахунку несучої здатності згинальних залізобетонних елементів підсилених в розтягнутій зоні.....	57
5.2 Розрахунок несучої здатності із врахуванням дії повторного навантаження.....	69
5.3 Розрахунок необхідної площі поперечного перерізу зовнішньої композитної арматури.....	73
5.4 Алгоритм розрахунку несучої здатності згинальних	

залізобетонних елементів підсилених в розтягнутій зоні.....	76
5.5 Розрахунок підсилення попередньо напруженої	
залізобетонної плити покриття.....	82
5.6 Висновки.....	89
Розділ 6 Спеціальна частина.....	90
6.1. Порівняння варіантів конструкції зовнішніх стін.....	90
Розділ 7 Економічна частина.....	93
7.1. Розробка інвесторської кошторисної документації.....	93
Розділ 8 Вимоги з техніки безпеки і охорони праці.....	102
8.1. Охорона праці.....	102
8.2. Безпека в надзвичайних ситуаціях.....	105
Розділ 9 Екологія.....	107
9.1. Багатоквартирні будинки та їх вплив на екологію.	
Шляхи до зменшення антропогенного впливу.....	107
9.2. Екологічна оцінка будівельних матеріалів.....	109
Список використаної літератури.....	112

Вступ

В умовах розвитку сучасного ринку нерухомості в Україні, все більше число юридичних і фізичних осіб стикаються з питаннями реконструкції свого нерухомого майна. Фізичні особи основною метою перед собою ставлять збільшення ступеня комфорту при проживанні в квартирах, котеджах і заміських будинках, а комерційні структури мають на меті оптимізації свого існуючого виробництва. Однак просто так переобладнати приміщення під свої господарські або житлові потреби практично неможливо, тому що такі зміни вийдуть за рамки чинного законодавства, що тягне за собою істотні штрафи. Щоб уникнути подібних ситуацій і здійснювати всі дії в рамках правового поля необхідно звертатися в спеціалізовані компанії, які розроблять для вас проект реконструкції, ґрунтуючись на ваших побажаннях.

Роботи по розробці проектів складаються з декількох етапів, які включають збір, систематизацію інформації та її структурований аналіз. За підсумком складається план, який потім необхідно погодити в державних архітектурних відомствах, щоб узаконити вийшов проект. Така робота вимагає відповідального підходу від виконавця, тому що проект реконструкції - це не тільки готові графічні ескізи, які надаються замовнику. В першу чергу - це точні математичні розрахунки, які дозволять порівняти реальну картину можливої перепланування будівлі або території з вашими побажаннями, щоб забезпечити максимальну безпеку при подальшій експлуатації об'єкта. Крім зміни зовнішніх і внутрішніх габаритних розмірів будівель необхідно складати нову планограму розташування мереж електропостачання, в деяких випадках доводиться заново прокладати інші інженерні комунікації: зменшувати або збільшувати кількість газових точок, заново прокладати трубопроводи каналізації, змінювати розташування вентиляційних шахт та інше.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1. Географічні та кліматичні умови будівництва

Відведений під реконструкцію десятиповерховий житловий будинок розташований в м. Тернопіль, вул. Золотогірська 15.

Навколишня територія має рівну поверхню, ухил в східному напрямку. Різниця відміток становить 0,5 метра.

Підстави фундаментів складається з чорнозему.

Ділянка відноситься до I типу ґрунтових умов за просідання.

Ґрунтові води виявлені на глибині 7,0 м.

Природні умови:

Нормативні дані відповідно до ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 для м. Тернопіль:

- розрахункова зимова температура -22 С;
- характеристичне снігове навантаження -50 кг /м²;
- характеристичне вітрове навантаження - 55 кг /м²;
- нормативна глибина промерзання ґрунту 0,8 м.

1.2. Генеральний план

Житловий будинок розташований в центрі забудови старої частини міста, в самому його мальовничому, густонаселеному районі. У цьому мікрорайоні дуже розвинена сфера побутового обслуговування.

Вікна будинку виходять на сквер. У безпосередній близькості від будинку - зупинка громадського транспорту.

Було проведено обстеження існуючих будівельних конструкцій будівлі і видано висновок про їх технічний стан, а також рекомендації щодо його подальшої реконструкції.

10-ти поверховий житловий будинок запроектований по секційній схемою. На кожному поверсі передбачено по шість квартир, об'єднаних навколо сходово-ліфтового вузла.

1.3. Загальна характеристика будівлі

Будівля десятиповерхового житлового будинку цегляна, поштукатурена.

Десятиповерховий житловий будинок запроектований по секційній схемою. На кожному поверсі передбачено по шість квартир, об'єднаних навколо сходово-ліфтового вузла.

На першому поверсі одна квартира є офісним приміщенням, також виділені приміщення для працівників ТСЖ, консьєржки, і електрощитові.

Планувальні рішення квартир передбачають одно-, дво- і трикімнатні квартири, мають кухні з природним освітленням, передпокої, вітальні, спальні, комори, балкони і лоджії.

Санвузли в однокімнатних квартирах - суміщені, в двокімнатних і трикімнатних - роздільні.

Також в проекті передбачені підвал і технічний поверх.

Детальніше номенклатура приміщень вказана на планах поверхів, на аркушах АС графічної частини проекту.

Десятиповерховий житловий будинок запроектований з усіма необхідними видами інженерного забезпечення: опаленням, гарячим водопостачанням, водопроводом, каналізацією, вентиляцією, електропостачанням, системою колективного прийому телебачення, зв'язком і сигналізацією.

1.4. Об'ємно-планувальне рішення

Об'ємно-планувальні рішення виконані на підставі ДБН В.2.2-15-2005 "Житлові будинки".

Будівля має в плані складну форму, і має загальні габаритні розміри в плані по осях 34940x31300 мм. Сходи – двох маршеві. Ширина маршу - 1050мм, розміри майданчиків 1200x2500 мм. Розміри ступенів - 300 x150 мм.

Загальна висота будівлі становить 33,53м. Основними обсягами будівлі по висоті є підвал 10 основних поверху і технічний поверх. Висота 1,20 м. Висота поверху 2,8 м при висоті приміщення 2,5 м. Висота технічного поверху складає 1,8 м.

За відносну позначку 0.000 прийнята відмітка рівня підлоги 1-го поверху. Відмітка планувальної поверхні землі -0,340 м. Відмітка підшви фундаменту -3,000 м. Висота віконних прорізів 1500 мм. Висота балконних дверей 2200 мм. Висота дверних прорізів 2100 мм.

1.5. Конструктивні рішення

В якості основних несучих конструкцій десятиповерхового житлового будинку прийняті несучі цегляні поздовжні і поперечні стіни.

Фундаменти

Під житловий будинок запроектовані пальові фундаменти. За паль запроектований монолітний армований ростверк. За монолітному ростверку фундамент виконується із збірних бетонних блоків.

Зовнішні стіни

Зовнішні стіни запроектовані у вигляді багатошарової кладки, товщиною 510 мм з цегли по ДСТУ Б В.2.7-80-98.

Зовнішнє оздоблення

Зовнішнє оздоблення виконується з штукатуренням поверхонь. Кладка зовнішнього шару багат шарової конструкції стіни виконується штукатурного розчину.

Перегородки

Перегородки в приміщеннях запроектовані із звичайної глиняної цегли по ДСТУ Б В.2.7-80-98 товщиною 80 мм, а в ванних кімнатах і санвузлах з керамічної цегли по ДСТУ Б В.2.7-61-97 товщиною 65 мм.

Перекриття та покриття

Перекриття та покриття запроектовані з типових збірних пустотних залізобетонних плит з попередніми напругою арматури. Покриття запроектовані з типових збірних ребристих залізобетонних плит.

Внутрішнє оздоблення

Внутрішнє оздоблення: в квартирах, після штукатурки цегляні стіни фарбуються масляним, водоемульсійні і клейовим складом. У кухнях ділянки стін над санітарними приладами облицьовуються глазурованою плиткою. Стелі фарбуються вапняним складом.

Підлоги

Підлоги в житлових кімнатах задовольняють вимогам міцності, опірності, зносу, достатньої еластичності, безшумності, зручності прибирання. Покриття підлоги в квартирах прийнято з Паркету на тепло-звуко-ізолюючій основі. Підлоги у ванних кімнатах і санітарних вузлах виконані з керамічної плитки. Стяжка виконується з цементно-піщаного розчину.

Вікна та двері

Вікна та двері прийняті за ДСТУ Б В.2.6-23-2001 відповідно до площі кімнат. Всі житлові кімнати мають природне освітлення. Кімнати в квартирах мають окремі входи. Для забезпечення швидкої евакуації всі двері відкриваються назовні у напрямку руху на вулицю виходячи з умов евакуації людей з будівлі при пожежі. Дверні коробки закріплені в отворах до антисептування дерев'яних пробок, що закладаються в кладку під час кладки стін. Двері обладнуються ручками, засувками і різними замками.

Кухні

Кухні обладнані витяжною і природною вентиляцією, миттям і газовою плитою.

Ванні кімнати і санітарні вузли

Ванні кімнати і санітарні вузли обладнані витяжною природною вентиляцією.

Ванні кімнати і санітарні вузли обробляються керамічною плиткою на висоту 2,1 м від рівня підлоги.

Сходова клітка

Сходова клітка запланована як внутрішня повсякденної експлуатації, із збірних залізобетонних елементів. Сходи двох маршові з опертям на сходові площадки. Ухил сходів 1: 2. З сходової клітки є вихід на покрівлю по металевій драбині, обладнаної вогнестійкою дверима. Сходова клітина має штучне і природне освітлення через віконні прорізи. Всі двері по сходовій клітці і в тамбурі відкриваються у бік виходу з будівлі за умовами пожежної безпеки. Огорожа сходів виконується з металевих ланок, а поручень облицьований пластмасою.

Ліфт

Система управління ліфтів змішана збірна за наказами і викликам при русі кабіни вниз. Машинне відділення ліфта розміщується на покрівлі.

Покрівля

З внутрішнім водостоком, покрівля м'яка з 4-х шарів руберойду.

Смітєпровід

Смітєпровід внизу закінчується в бункером-накопичувачем. Накопичений сміття в бункері висипається в смітєві візки і занурюється в смітєзбірні машини і вивозиться на звалище відходів. У смітєкамери передбачені холодний і гарячий водопровід із змішувачем для промивання смітєпроводу, обладнання та приміщення смітєкамери. Вхід в смітєкамери окремий, з боку вулиці.

1.6. Санітарно-технічне і інженерне устаткування будівлі

При проектуванні інженерного устаткування все походило згідно ДСТУ Б В.2.5-34:2007 Інженерне обладнання будинків і споруд. Сміттєпроводи житлових і громадських будинків. Загальні технічні умови.

Опалення:

Опалення передбачається верхньої розводки 2-х трубними системами з горизонтальними по квартирними ділянками, що мають у межах квартир арматури для відключення, і вузли обліку теплоносія, які встановлені у ванних кімнатах. Теплоносій у системі опалення – вода $t = 70...90^{\circ}\text{C}$.

Вентиляція:

Вентиляція квартир природна: витяжка через кухні, ванни й санвузли в тепле горище, приплив неорганізований за рахунок інфільтрації й через кватирки. Повітря з теплового горища віддаляється через витяжні шахти.

Водопостачання, каналізація й водостік:

Передбачено пристрій господарсько-питного водопроводу й централізованого гарячого водопостачання.

Водопроводи монтуються з оцинкованих сталевих труб за ГОСТ 3262-75.

Каналізація передбачається господарсько-побутова з відводом стічних вод у зовнішню мережу.

Передбачається пристрій внутрішніх водостоків. Випуск зливових вод – на тротуар (відкритий випуск).

Газопостачання:

Передбачено постачання природнього газу низького тиску.

Газопровід прокладається по зовнішніх стінах будинку. Введення газопроводу в будинок передбачаються в кухні 1-го поверху. Газові стояки прокладаються відкрито в кухнях. На кожному по квартирному відгалуженні газопроводу в кухні передбачається установка

коркового крану, що відключає, і газового лічильника для поквартирного обліку газу.

Електроустаткування:

Електрощитова розміщується в технічному підпіллі і комплектується з уніфікованих ввідно-розподільних пристроїв серії УВР.

Електричне освітлення входів, сходів, коридорів, горища виконується від УВР.

Електричне освітлення квартир виконується від поверхових щитів ЩЕ, встановлених в електропанелі.

1.7. Техніко-економічні показники будівлі

Економічні показники житлового будинку визначаються їх об'ємно-планувальними і конструктивними рішеннями, характером і організацією санітарно-технічного обладнання. Важливу роль відіграє запроектоване в квартирі співвідношення житлової і підсобної площі, висота приміщення, розташування санітарних вузлів і кухонного обладнання. Проекти житлових будинків характеризують такі показники:

- будівельний об'єм (м^3);
- площа забудови (м^2);
- загальна площа (м^2);
- житлова площа (м^2);

K_1 - відношення житлової площі до загальної площі, характеризує раціональність використання площі;

K_2 - відношення будівельного об'єму до загальної площі, характеризує раціональність використання обсягу.

Будівельний об'єм надземної частини житлового будинку з технічним поверхом визначають як добуток площі горизонтального перетину на рівні першого поверху вище цоколя (по зовнішніх гранях стін) на висоту, виміряну

від рівня підлоги першого поверху до верхньої площі теплоізоляційного шару горищного перекриття.

Будівельний об'єм підземної частини будівлі визначають як добуток площі горизонтального перерізу по зовнішньому обводу будинку на рівні першого поверху, на рівні вище цоколя, на висоту від підлоги підвалу до підлоги першого поверху.

Будівельний об'єм тамбурів, лоджій, що розміщуються в габаритах будівлі, включається в загальний обсяг.

Загальний обсяг будівлі з підвалом визначається сумою обсягів його підземної і надземної частин.

Площа забудови розраховують як площа горизонтального перерізу будівлі на рівні цоколя, включаючи всі виступаючі частини і мають покриття (ганок, веранди, тераси).

Житлову площу квартири визначають як суму площ житлових кімнат плюс площа кухні понад 8 м².

Загальну площу квартир розраховують як суму площ житлових і підсобних приміщень, квартир, веранд, вбудованих шаф, лоджій, балконів, і терас, підраховують з знижувальними коефіцієнтами: для лоджій - 0,5; для балконів і терас - 0,3.

Площу приміщень вимірюють між поверхнями стін і перегородок на рівні підлоги. Площа всього житлового будинку визначають як суму площ поверхів, виміряних у межах внутрішніх поверхонь зовнішніх стін, включаючи балкон і лоджії. Площа сходових кліток і різних шахт також входить до площі поверху. Площа поверху і господарського підпілля в площа будинку не включається.

Техніко-економічні показники

Будівельний об'єм підземної частини, $V_{\text{буд.підз.}}$, 2980 м³

Будівельний об'єм надземної частини, $V_{\text{буд.надз.}}$, 21779 м³

Будівельний об'єм загальний, $V_{\text{заг.}}$, 24759 м³

Житлова площа, $S_{\text{житл.}}$, 2973 м²

Загальна площа, $S_{\text{заг.}}$, 5093 м²

Площа забудови, $S_{\text{забуд.}}$, 624 м²

Площа будівлі, $S_{\text{буд.}}$, 1 224 м²

$K_1 = S_{\text{житл.}} / S_{\text{заг.}}$, 0,584 м²

$K_2 = V_{\text{заг.}} / S_{\text{заг.}}$, 4,86 м²

1.8. Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни

Теплотехнічний розрахунок є обов'язковим визначальним при призначенні товщини огорожуючих вертикальних або горизонтальних конструкцій.

Температура внутрішнього повітря: 18 ° С. Вологісний режим будівлі нормальний. Конструкція огороження: зовнішня стіна товщиною 0,51 м, з цегли $\gamma=1800$ кг / м³ на цементно-піщаному розчині. Зовнішня сторона оздоблена цементно-піщаним розчином (0,02 м), внутрішня вапняно-піщаним розчином (0,02 м), теплоізоляція, шар пінополістиролу $\gamma=100$ кг/ м³ з зовнішньої сторони.

Теплотехнічні показники матеріалів стіни:

Таблиця 1

№ Шару	Назва матеріалу шару	Теплопровідність, Л Вт / м ² с	Густина, γ кг / м ³	Товщина шару, м
1	Цементно-піщаний тинькування	0,81	1800	0,02
2	Пінополістирол	0,053	25	0,1
3	Цегла	0,81	1800	0,51
4	Вапняно-піщане тинькування	0,93	1600	0,02

Розрахункові значення коефіцієнтів теплопровідності λ вибираємо по графі А (додаток 2) ДБН, з врахуванням того що м. Тернопіль розташоване в 1-й зоні вологості, і умови експлуатації житлового будинку нормальні.

Загальний термічний R_0 для цієї конструкції зовнішньої стіни визначається за формулою:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha\beta} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{1}{\lambda h} = \frac{1}{23} + \frac{0.02}{0.81} + \frac{0.1}{0.053} + \frac{0.51}{0.81} + \frac{0.02}{0.93} + \frac{1}{8.7} = 2.72 \text{ (м}^2 \text{С/Вт)}$$

λb і λh коефіцієнти тепловіддачі і тепло сприймання;

δ і λ – відповідно товщина шарів і теплопровідність матеріалів.

Нормативний опір теплопередачі R_0^H визначаємо по додатку 1 і 2.

Згідно карти температурних зон України (додаток 2) м. Тернопіль розташований в першій зоні , для якої нормативне значення опору теплопередачі для стіни цегляної з утеплювачем:

$$R_0 = 2,72 \text{ м}^2 \text{С/Вт} > R_0^H = 2,2 \text{ м}^2 \text{С/Вт}$$

Висновок: Запроектована конструкція зовнішньої стіни придатна для застосування в житловому будинку м. Тернопіль.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1. Розрахунок попередньо напруженої панелі перекриття

Вихідні дані: Панель виготовляється по поточно-агрегатній технології з електротермічним натягуванням арматури на опори і теплопровідною обробкою.

По степені відповідальності будівля відноситься до першого класу. Коефіцієнт надійності за призначенням $\gamma_n = 1$.

Клас бетону В20 (бетон важкий) по міцності на стиск.

$$\gamma_b = 0.9, R_b = 0.9 \cdot 11,5 = 10,35 \text{ мПа}$$

$$R_{bt} = 0,9 \cdot 0,9 = 0,81 \text{ мПа} \quad R_{b,ser} = 15 \text{ мПа}$$

$$R_{bt,ser} = 1,4 \text{ мПа}, E_b = 24000 \text{ мПа}.$$

Повздовжня арматура із сталі А400 ($R_{s,ser} = 390 \text{ мПа}$).

$$R_{s,ser} = 390 \text{ мПа} \quad E_s = 200000 \text{ мПа}.$$

Поперечна арматура і сітки із арматури класу Вр-I

$$R_s = 375 \text{ мПа}, R_{sw} = 270 \text{ мПа}, \text{ при } d = 3 \text{ мм}.$$

$$R_s = 365 \text{ мПа та }, R_{sw} = 265 \text{ мПа} \quad \text{при } d = 4 \text{ мм}$$

$$R_s = 360 \text{ мПа та }, R_{sw} = 260 \text{ мПа} \quad \text{при } d = 5 \text{ мм}$$

$$E_s = 170000 \text{ мПа}.$$

Передаюча міцність бетону приймається в розмірі

$$R_{bp} = 0.7 B = 0,75 \cdot 20 = 14 \text{ мПа} .$$

$$(R^{0}_{bp} = 1,2 \cdot 8,1 = 9,72 \text{ мПа}).$$

2.1.1. Визначення внутрішніх зусиль

Розрахунковий проліт панелі

$$l = 4,78 - 4/3 \cdot 0,14 = 4,6 \text{ м}$$

Навантаження на 1 м^2 плити зводимо в таблицю 2.1.

Таблиця 2.1 Збір навантаження на плиту

/п	Вид навантаження	Характ. н-ня, Н/м ²	Коеф. по на- вант.	Розрах. н-ня, Н/м ²
	Паркетна підлога; t = 0.015 м ρ=800 кг/м ³	160	1,1	176
	Шлакобетонний шар t = 0.065 м ρ=1600 кг/ м ³	1040	1,2	1248
	Пінобетонна звукоізоляційна плита t = 0.06 м ρ=500 кг/ м ³	300	1,2	360
	З/б плита t = 0.11 м ρ=2500кг/ м ³	2750	1,1	3025
	Всього	4250	-	4809
	Тимчасові	3800	1,2	4580
	В тому числі (27)			
	довготривалі:	2660	1,2	3192
	короткотривалі:	1140	1,2	1368
	Повне	8050		9660
	В тому числі:			
	постійні і довготривалі:	4550	-	
	короткотривалі:	1500	-	

Навантаження на 1 м довжини панелі з врахуванням коефіцієнту надійності за призначенням $\gamma_n = 1$.

- розрахункове повне

$$q = 9660 \times 1,2 = 11592 \text{ Н/м} = 11,6 \text{ кН/м}$$

- характеристичне повне

$$q_n = 8050 \times 1,2 = 9660 \text{ Н/м} = 9,7 \text{ кН/м}$$

- нормативне довго тривале

$$q_{n1} = 4450 \times 1,2 = 5340 \text{ Н/м} = 5,4 \text{ кН/м}$$

- згинаючий момент від розрахункового навантаження

$$M = (q \cdot l^2) / 8 = (11,6 \cdot 4,6^2) / 8 = 30,7 \text{ кНм}$$

- поперечна сила від розрахункового навантаження

$$Q = (q \cdot l^2) / 2 = (11,6 \cdot 4,6^2) / 2 = 26,7 \text{ кНм}$$

Згинальний момент від характеристичного навантаження:

$$M = (9,7 \cdot 4,6^2) / 8 = 25,7 \text{ кНм}$$

Довготривалого $M_1 = (5,4 \cdot 4,6^2) / 8 = 14,3 \text{ кНм}$

Поперечна сила від повного нормативного навантаження.

$$Q = (9,7 \cdot 4,6) / 2 = 22,32 \text{ кНм}$$

2.1.2. Розрахунок міцності нормального перерізу

Для розрахунку багатопустотної панелі переріз приводимо до двотавра висотою $h = 22$ см, ширина панелі $b\alpha' = 119$ см, ширина ребра $b = 19,5$ см і товщиною стиснутої полиці $h_f' = 3$ м. Початкове попереднє напруження арматури приймаємо $\delta_{sp} = 0,75R_{s,ser} = 0,75 \cdot 390 = 292,5$ мПа, що менше $R_{s,ser} - P = 390 - 90 = 300$ мПа, але більше $0,3R_{s,ser} = 0,3 \cdot 390 = 117$ мПа.

В даному випадку $P = 30 + 360 / l = 30 + 360 / 4,8 = 90$ мПа.

l – відстань між звичайними гранями опор.

Розрахунок міцності по нормативному перерізу проводимо у відповідності із схемою.

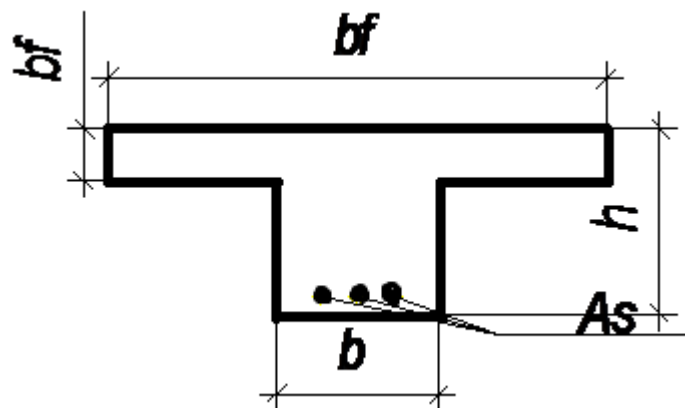


Рис. 2.1 Схема розрахунку міцності нормального перерізу

$c = 2,5$ см, отримаємо: $h_0 = h - c = 22 - 2,5 = 19,5$ см.

Далі вираховуємо:

Коефіцієнт стиснутої зони бетону

$$\omega = \alpha_1 - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 10,35 = 0,767$$

Напруження в попередньо напруженій арматурі

$$\sigma_{sp} = 1500 \cdot \delta_{sp} / R_s - 1200 = 1500 \cdot 292,5 / 300 - 1200 = 262,5 \text{ мПа.}$$

Напруження в поперечній арматурі

$$\sigma_{sp} = R_s + 400 - \delta_{sp} - \Delta \sigma_{sp} = 300 + 400 - 292,5 - 262,5 = 145 \text{ мПа}$$

Вираховую висоту стиснутої зони бетону

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sc}}{\sigma_{Sm}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,767}{1 + \frac{145}{300} \left(1 - \frac{0,767}{1,1}\right)} = 0,524$$

Виразову коефіцієнт стиснутої зони бетону

$$A_R = 0,524 (1 - 0,5 \cdot 0,524) = 0,387.$$

Внутрішній момент, сприйнятий стиснутою зоною

$$\text{Так як } M_f = R_b \cdot b_f' \cdot h_f' (h_0 - 0,5 h_f') = 10,35 \cdot 119 \cdot 3 \cdot (19,5 - 0,5 \cdot 3) \cdot 100 =$$

=6651000 Нм = 66,5 кНм > 30,7 кНм, то нейтральна вісь проходить в межах полиці і переріз розраховується як прямокутний, шириною:

$$b = b_f = 119 \text{ см.}$$

Коефіцієнт, стиснутої зони бетону

$$A_0 = \frac{3070000}{10,35 \cdot 119 \cdot 19,5^2 \cdot 100} = 0,066 < A_R = 0,387$$

По таблиці $\zeta=0,08$, $\nu = 0,97$

Коефіцієнт умов роботи арматури підвищеної міцності вираховуємо за формулою:

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) (2 \zeta / \zeta_R - 1) \leq \eta$$

$$\gamma_{s6} = 1,2 - (1,2 - 0,08 / 0,586 - 1) = 1,2$$

Необхідна площа перерізу арматури знаходиться за формулою.

$$A_{s, \text{tot}} = \frac{M}{(V h_0 R_{s, \text{red}})} = \frac{3070000}{1,2 \cdot 300 \cdot 0,937 \cdot 19,5 \cdot 100} = 4,67 \text{ см}^2$$

Приймаємо 6 \varnothing 10 А 400, $A_s = 4,71 \text{ см}^2$.

2.1.3. Визначення геометричних характеристик

Відношення модулів пружності.

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{20000}{24000} = 8,3$$

Площа приведенного перерізу і статичний момент відносно нижньої грані.

$$A_{red} = A + \alpha \cdot A_s = 119 - 6 \frac{3,14 \cdot 15,9^2}{4} + 8,3 \cdot 3,82 = 1040 \text{ см}^2$$

$$S_{red} = S + \alpha \cdot S_s = 119 \cdot 11 - 6 \cdot \frac{3,14 \cdot 15,9^2}{4} \cdot 11 + 8,3 \cdot 3,82 \cdot 2,5 = 11709,8 \text{ см}^2$$

Відстань від нижньої грані до центру ваги приведенного перерізу.

$$y_{red} = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{11709,8}{1040} = 11,3 \text{ см}.$$

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

$$l_{op} = y_{red} - a = 11,3 - 2,5 = 8,8 \text{ см}$$

Момент інерції приведенного перерізу без врахування власного моменту інерції арматури.

$$I_{red} = I + \alpha I_s = \frac{119 \cdot 22^3}{12} - 6 \frac{3,14 \cdot 15,9^4}{64} + 8,3 \cdot 3,82 \cdot 8,8^2 = 89233,6 \text{ см}^4$$

Момент опору приведенного перерізу відносно нижньої грані.

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_{red}} = \frac{89233,6}{11,3} = 7896,8 \text{ см}^3$$

Відносно верхньої грані:

$$W_{red}' = \frac{I_{red}}{h - y_{red}} = \frac{89233,6}{22 - 11,3} = 8339,6 \text{ см}^3$$

Для визначення пружно-пластичного моменту опору переріз панелі приводимо до еквівалентного двотавра такої ж площі.

$$A = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 15,9^2}{4} = 200 \text{ см}^2$$

$$I_{red} = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{3,14 \cdot 15,9^4}{64} = 3215 \text{ см}^4$$

За формулою момент інерції прямокутника $I = bh^3/12 = Ah_1^2/12$ визначаємо висоту еквівалентного прямокутного перерізу отвору:

$$h_1 = \sqrt{\frac{12I}{A}} = \sqrt{\frac{12 \cdot 3215}{200}} = 13,9 \text{ см}.$$

Ширина звису полиці еквівалентного перерізу.

$$b_{ck} = A / h_1 = 200 / 13,9 \cdot 2 = 4,3 \text{ см}.$$

Ширина ребра:

$$b = b_{\alpha}' - 2 \cdot \text{век} = 119 - 2 \cdot 43 = 33 \text{ см}$$

Висота верхньої і нижньої полиць:

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

По таблиці $\gamma = 1,5$, тоді пружньопластичний момент опору відносно нижньої грані:

$$W_{pl} = \gamma \cdot W_{red} = 1,5 \cdot 7896,8 = 11845,2 \text{ см}^3$$

Верхньої грані.

$$W'_{pl} = \gamma \cdot W'_{red} = 1,5 \cdot 8339,6 = 12509,4 \text{ см}^3$$

2.1.4. Втрати попереднього напруження і зусилля обтиску

Витрати до закінчення обтиску:

- від релаксації напружень.

$$\sigma = 0,03 \cdot 292,5 = 8,8 \text{ мПа}$$

- від температурного перепаду втрати дорівнюють 0.

- втрати від деформацій анкерних прилаштувань і піддона повинні бути враховані при визначенні довжини заготовки арматури з умов забезпечення поперечного початкового напруження, і тому $\delta_1 = 0$; $\delta_5 = 0$.

Зусилля поперечного обтиску з врахуванням цих втрат при

$$\gamma_{sp} = 1P = \gamma_{sp} (\gamma_{sp} - \gamma_1) A_s$$

$$\gamma_{sp} = 1(143 - 8,8) \cdot 4,71 \cdot 100 = 62671,4 \text{ Н} = 62,7 \text{ кН}.$$

Для визначення втрат від повзучості визначаємо напруження визначаємо напруження за формулою:

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} = \frac{P_{ld} y}{I_{red}} = \frac{62671,4}{1040} + \frac{62671,4}{89233,6} \cdot 8,8 = 66,4 \text{ Н / см}^2 = 6,64 \text{ мПа}$$

По таблиці при $\sigma_{bp} / R_{bp} = 6,64 / 14 = 0,47 < \alpha = 0,25 + 0,025 \cdot 14 = 0,6$

$R_{bp} = 0,25 + 0,025 \cdot 14 = 0,60$ – витрати від повзучості

$$\sigma_b = 0,85 + 0 \cdot \sigma_{bp} (R_{bp} - 0,85) = 0,85 \cdot 10,27 = 9,2 \text{ мПа}$$

Одже, перші витрати, які походять до закінчення обтиску бетону.

$$\sigma_1 = 8,8 + 9,2 = 18 \text{ мПа}$$

Напруження в напруженій арматурі з врахуванням перших втрат.

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_1 = 292,5 - 18 = 274,5 \text{ мПа}$$

Зусилля обтиску з врахуванням перших втрат при $\gamma_{s6} = 1$

$$P_1 = \gamma_{s6} (\sigma_{sp} - \sigma_1) \cdot A_s = 1 \cdot 274,5 \cdot 4,71 \cdot 100 = 128191,5 \text{ Н} = 128,2 \text{ кН}$$

Напруження в бетоні після обтиску:

$$\begin{aligned}\sigma_{bp} &= \frac{128191,5}{1040} + \frac{128191,5 \cdot 1,2}{89233,6} \cdot 8,8 = \\ &= 138,4 \text{ Н / см}^2 = 1,38 \text{ МПа} < R_4 \cdot 0,95 = 0,95 \cdot 14 = 13,3 \text{ МПа}\end{aligned}$$

Втрати які проходять після закінчення обтиску.

- від усадки $\sigma_1 = 35$ МПа

- від повзучості $\sigma_{bp}/R_{bp} = 0,85 / 14 = 0,26 < 0,75$

$$\sigma_9 = 0,85 \cdot 150 \cdot \sigma_{bp}/R_{bp} = 0,85 \cdot 150 \cdot 0,26 = 33,2 \text{ МПа} .$$

$$\sigma_{l2} = 35 + 33,2 = 68,2 \text{ МПа}$$

Повна втрата напружень знаходиться за таким виразом :

$$\sigma_1 = \sigma_{l1} + \sigma_{l2} = 18 + 68,2 = 86,2 \text{ МПа} < 100 \text{ МПа}$$

В подальших розрахунках з врахуванням всіх витрат.

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \sigma_1 = 292,5 - 100 = 192,5 \text{ МПа}.$$

Зусилля обтиску з врахуванням всіх витрат при $\gamma_{s6} = 1$

$$P_2 = \gamma_{s6} (\sigma_{sp} - \sigma_c) A_s = 1 (292,5 - 100) \cdot 4,67 \cdot 100 = 89897,5 \text{ Н} = 89,9 \text{ кН}$$

Далі в розрахунках вводять коефіцієнт точності натягу $\gamma_{s6} = 1$

При електротермічному натягуванні

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \frac{P}{\sigma_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}}\right) = 0,5 \frac{90}{292,5} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{6}}\right) = 0,22$$

$$\gamma_{sp} = 1 + \Delta\gamma_{sp} = 1 + 0,22 \text{ або}$$

$$\gamma_{sp} = 1 - 0,22 = 0,78$$

2.1.5. Розрахунок міцності перерізів, нахилених до повздовжньої осі панелі

Припускаємо, що на при опорних ділянках панелі довжиною по 1,2 м, з кожної сторони ставимо по 4 каркаси ($n = 4$) з попередніми стержнями $d = 4$ мм, які встановлюються на відстані один від одного $S = 10$ см.

$$\text{Тоді } \alpha = \frac{Es}{Eb} = \frac{20000}{24000} = 8,3; \quad \mu_w = \frac{A_{sw}}{b_s} = \frac{4 \cdot 0,126}{19,5 \cdot 10} = 0,0026$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \cdot 8,3 \cdot 0,0026 = 1,1$$

$$\varphi_{bp} = 1 + pR_{bt} = 1 - 0,001 \cdot 10,35 = 0,9$$

Так як умова $Q < 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_b \cdot R_b \cdot b \cdot h_0$ виконується

($Q = 22320 < 0,3 \cdot 1,1 \cdot 0,9 \cdot 10,35 \cdot 19,9 \cdot 19,5 \cdot 100 = 114762 \text{ Н}$), то прийняті розміри перерізу достатні.

Для перевірки умови

$$Q \leq \varphi_{b3} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 (1 + \varphi_f + \varphi_n)$$

визначаємо по формулі коефіцієнт .

$$\varphi_n = \frac{P}{R_{bt} b h_0} \leq 0,5 ;$$

$$\varphi_n = 0,1 \frac{208887}{0,87 \cdot 19,5 \cdot 22 \cdot 100} = 0,58 > 0,5.$$

$$Q = 22320 \text{ Н} < 0,6 \cdot 0,81 \cdot 19,5 \cdot 19,5 (1 + 0,5) \cdot 100 = 28642 \text{ Н}$$

Умова виконується, то необхідний розрахунок поперечної арматури достатньо.

2.1.6. Розрахунок по утворенню тріщин нормальних до повздовжній осі панелі

Для визначення моменту тріщиноутворення, вираховуємо величину максимального напруження в стиснутій зоні бетону.

$$\sigma_b = \frac{M}{I_{red}} y + \frac{P_2}{A_{red}} - \frac{P_2 l_{0p}}{I_{red}} y;$$

$$\sigma_b = \frac{30700}{89233,6 \cdot 100} (22 - 10,7) + \frac{89897,5}{1040 \cdot 100} - \frac{89897,5 \cdot 8,8}{89233 \cdot 100} (22 - 10,7) = 1 \text{ МПа}$$

$$\text{коефіцієнт } \varphi = 1,6 - \frac{\sigma_1}{R_{bred}} = 1,6 - \frac{1}{15} = 1,5 > 1$$

Приймаємо $\varphi = 1$

$$\text{Відстань } r = \varphi \frac{W_{red}}{A_{red}} = 1 - \frac{7896,8}{1040} = 7,6 \text{ см}$$

Момент тріщиноутворення:

$$M_{crc} = R_{br,ser} W_{0l} + \gamma_{sp} P_2 (l_{0p} + r);$$

$$M_{crc} = 1,6 \cdot 12500 \cdot 100 + 0,86 \cdot 89897,5 \cdot (8,8 + 7,6) = 32,68 \text{ кНм}$$

$$M = 30,7 \text{ кНм}$$

$$M_{crc} = 32,68 > M = 30,7 \text{ кНм}$$

В нормальному перерізі до повздовжньої осі елемента, не утворюються тріщини. Тому виконувати розрахунок по їх розкриттю непотрібно.

2.1.7. Розрахунок по утворенню тріщини нахилених до повздовжньої осі панелі

Цей розрахунок потрібно проводити для перерізу біля грані опору на рівні центру ваги. Приведений статичний момент опору частини перерізу, відносно осі, яка проходить через центр ваги приведенного перерізу.

$$S_{red} = 119 \cdot 4(11,3 - 4/2) + 33 \cdot 7,30 \cdot 3,65 = 5306 \text{ см}^4$$

Далі визначаємо дотичні напруження на рівні центру ваги перерізу по формулі:

$$t_{xy} = \frac{Q - \sum \sigma_{sp} \cdot A_{sp} \cdot \sin \gamma}{I_{red} b} S_{red} = \frac{26700 - 53060}{89233 \cdot 33 \cdot 100} = 0,89 \text{ МПа}$$

Нормативне напруження на то муж рівні по формулі.

$$\sigma_x = -\frac{P_2}{A_{red}} + y \cdot P_{210p} / I_{red} - y\mu / I_{red} = \frac{89897,5}{1040} + 0 + 0 = 0,86 \text{ МПа.}$$

$$\sigma_y = 0$$

Головні розтягуючі зусилля:

$$\sigma_{mt} = \sqrt{[(\sigma_x + \sigma_y) / 2]^2 + t_{xy}^2} = \sqrt{\left(\frac{0,86 + 0}{2}\right)^2 + 0,89^2} = 1 \text{ МПа}$$

Головні стискаючі зусилля

$$\sigma_{mc} = \sqrt{\left(\frac{0,86 - 0}{2}\right)^2 - 0,89^2} = 0,78 \text{ МПа}$$

Визначаємо коефіцієнти.

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \sigma_{mc} / R_{b,ser}}{0,2 + \alpha_1 \cdot \beta} \geq 1 ;$$

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - 0,78 / 15}{0,2 + 0,01 \cdot 20} = 2,4 > 1$$

Приймаємо $\gamma_{b4} = 1$

Умова $\sigma_{mt} < \gamma_{b4} \cdot R_{bt,ser}$ не виконується

$\sigma_{mt} = 1 < 1 \cdot 1,4 = 1,4$ МПа. Це означає що похилі тріщини не з'являються.

Тому розрахунок по розкриттю тріщин не потрібен.

2.1.8. Розрахунок за деформаціями

Прогин в середині прольоту плити визначають за формулою

$$f = sl_0 \cdot (1/r),$$

опертої балки при рівномірно розподіленому навантаженні $s = 5/48$.

Граничний прогин для плити становить $[f] = 2,5$ (см).

Повна кривизна $1/r$ всередині прольоту плити визначається за формулою

$$1/r = (1/r)_1 - (1/r)_2 - (1/r)_3,$$

де $(1/r)_1$ - кривизна від короткочасної дії всього навантаження;

$(1/r)_2$ - кривизна від короткочасної дії постійного і довготривалого навантаження;

$(1/r)_3$ - кривизна від тривалої дії постійного і довготривалого навантаження.

Кривизни $(1/r)_1$, $(1/r)_2$, $(1/r)_3$ визначаються за формулою

$$1/r = \frac{M \cdot \psi_s}{Z \cdot A_s \cdot E_s \cdot (h_0 - x)},$$

при цьому $(1/r)_1$ і $(1/r)_2$ визначаємо при значенні ψ_s , що відповідає короткочасній дії навантаження, а $(1/r)_3$ - при ψ_s , що відповідає тривалій дії навантаження.

Коефіцієнт ψ_s , що враховує роботу розтягнутого бетону на ділянках між тріщинами, визначаємо за формулою

$$\psi_s = 1.25 - \varphi_{ls} \cdot \varphi_m \leq 1.0,$$

тут φ_{ls} коефіцієнт, що враховує тривалість дії зовнішнього навантаження

$$\varphi_{ls1} = \varphi_{ls2} = 1,1; \quad \varphi_{ls3} = 0,8.$$

Коефіцієнт φ_m визначається за формулою

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} \cdot W_{pl}}{M_r} \leq 1.0,$$

тут M_r - нормативне значення згинального моменту від відповідного

навантаження, а саме: $M_{r1} = 30,7 \text{кН}\cdot\text{м}$, $M_{r2} = M_{r3} = 25,7 \text{кН}\cdot\text{м}$

Пружно-пластичний момент опору поперечного перетину відносно нижньої грані визначається за формулою

$$W_{pl} = \gamma \cdot W_{red},$$

де $\gamma = 1,75$ для таврового перерізу з полчкою в стиснутій зоні бетону.

Момент опору приведенного поперечного перерізу по нижній зоні

$$W_{red} = I_{red} / Y_o.$$

Для обчислення I_{red} і Y_o визначаємо площу приведенного перерізу.

При $\alpha = E_s / E_b = 20 \cdot 10^4 / 24 \cdot 10^3 = 8,3$.

$$\begin{aligned} A_{red} &= A + \alpha \cdot A_s = b_f' \cdot h_f' + b \cdot (h - h_f') + \alpha \cdot A_s = \\ &= 144 \cdot 2,2 + 15 \cdot (30 - 5) + 8,3 \cdot 4,71 = 731 \text{ (см}^2\text{)} \end{aligned}$$

Статичний момент приведенного перерізу відносно нижньої грані

$$\begin{aligned} S_{red} &= b_f' \cdot h_f' \cdot (h - 0,5 \cdot h_f') + b \cdot (h - h_f') \cdot 0,5 \cdot (h - h_f') + \alpha \cdot A_s \cdot a = \\ &= 144 \cdot 5 \cdot (30 - 0,5 \cdot 5) + 15 \cdot (30 - 5) \cdot 0,5 \cdot (30 - 5) + 4,71 \cdot 8,3 = 20214 \text{ (см}^3\text{)} \end{aligned}$$

Відстань від нижньої грані до центра ваги приведенного перерізу

$$Y_o = S_{red} / A_{red} = 20214 / 731 = 27,65 \text{ см}$$

Момент інерції приведенного перерізу відносно його центра ваги

$$\begin{aligned} I_{red} &= b_f' \cdot (h_f')^3 / 12 + b_f' \cdot h_f' \cdot (h - 0,5 \cdot h_f' - y_o)^2 + b \cdot (h - h_f')^3 / 12 + b \cdot (h - h_f') \cdot \\ &\cdot (h - 0,5 \cdot h_f' - y_o)^2 + \alpha \cdot A_s \cdot (y_o - \alpha)^2 = 144 \cdot 5^3 / 12 + 144 \cdot 5 \cdot (30 - 0,5 \cdot 5 - 27,65)^2 + 15 \cdot \\ &\cdot (30 - 5)^3 / 12 + 15 \cdot (30 - 5) \cdot (30 - 0,5 - 27,65)^2 + 8,3 \cdot 4,71 \cdot (27,65 - 3)^2 = 34294,3 \text{ см}^4 \end{aligned}$$

Обчислюємо:

$$W_{red} = 34294,3 / 27,65 = 1240,3 \text{ см}^3$$

$$W_{pl} = 1,75 \cdot 1240,3 = 2170,5$$

$$\varphi_{m1} = 1,6 \cdot 100 \cdot 2170,5 / 30,7 \cdot 10^5 = 0,1$$

$$\varphi_{m2} = 1,6 \cdot 100 \cdot 2170,5 / 25,7 \cdot 10^5 = 0,14$$

$$\psi_{s1} = 1,25 - 1,1 \cdot 0,1 = 1,14 > 1,0 \text{ приймаємо } \psi_{s1} = 1,0$$

$$\psi_{s2} = 1,25 - 1,1 \cdot 0,14 = 1,1$$

$$\psi_{s3}=1,25-0,8\cdot 0,14=1,14>1,0 \text{ приймаємо } \psi_{s1}=1,0.$$

Для спрощення подальшого розрахунку, без суттєвої похибки і її впливу на точність результатів, наближено приймаємо висоту стиснутої зони бетону рівної товщини полицки, тобто $x = h_f'$

$$\text{тоді } z = h_o - 0,5 \cdot h_f' = 17 - 0,5 \cdot 5 = 14,5 \text{ см}$$

Обчислюємо

$$1/r = \frac{M \cdot \psi_s}{Z \cdot A_s \cdot E_s \cdot (h_o - x)},$$

кривизна від короткочасної дії всього навантаження

$$(1/r)_1 = (30,7 \cdot 10^5 \cdot 1,0) / (14,5 \cdot 4,71 \cdot 10^6 \cdot (14-5)) = 5 \cdot 10^{-5}$$

кривизна від короткочасної дії постійного і довготривалого навантаження

$$(1/r)_2 = (25,7 \cdot 10^5 \cdot 1,1) / (14,5 \cdot 4,71 \cdot 10^6 \cdot (14-5)) = 4,6 \cdot 10^{-5}$$

кривизна від тривалої дії постійного і довготривалого навантаження

$$(1/r)_3 = (25,7 \cdot 10^5 \cdot 1,0) / (14,5 \cdot 4,71 \cdot 10^6 \cdot (14-5)) = 4,2 \cdot 10^{-5}$$

Повна кривизна

$$(1/r) = (5 - 4,6 + 4,2) \cdot 10^{-5} = 4,6 \cdot 10^{-5} \text{ (1/см)}$$

Кінцевий прогин плити в середині її прольоту

$$f = s l_0 \cdot (1/r) = 5/48 \cdot 460^2 \cdot 4,6 \cdot 10^{-5} = 1 \text{ см} < f = 2,5 \text{ см}$$

тобто жорсткість плити достатня.

2.2. Розрахунок збірного залізобетонного маршу

Розрахувати і за конструювати залізобетонний марш шириною 1,3 м для сходів житлового будинку. Висота поверху 2,5 м.

Кут нахилу маршу $\alpha = 30^\circ$ ($i = 1,75$);

Східці 15 x 30 см. Бетон марки В25, арматури В-І для каркасів, В – І для сіток.

$$R_b = 18,5 \text{ МПа}, R_{b,ser} = 18,5 \text{ МПа.}$$

$$R_{btm} = 1,6 \text{ МПа}, R_b = 14,5 \text{ МПа.}$$

$$R_{bt}=1,05 \text{ МПа.}$$

$$E_b = 30 \cdot 10^3 \text{ МПа.}$$

$$P_{sp}=395 \text{ МПа. } R_s= 360 \text{ МПа. } R_{sc} =360 \text{ МПа.}$$

2.2.1. Визначення навантаження і зусилля

Власна вага тискових маршів по Каталогі індустріальних виробів для житлового будівництва (ИИ - 03) дорівнює.

$$q^2 = 3,6 \text{ кН /м}^2 \text{ горизонтальні проекції.}$$

Тимчасове нормативне навантаження для сходових кліток житлового будинку [15].

$$\text{Коефіцієнт надійності за навантаженнями } \gamma_f=1,3$$

Розрахункове навантаження на 1 погонний м маршу.

$$q = (q^H_n + p^H_n)a = (3,6 \cdot 1,1 + 3 \cdot 1,1)1,3 = 9,44 \text{ кН/м}$$

$$q_1 = q \cdot \cos \alpha \quad l_1 = l / \cos \alpha$$

$$q_1 = 9,44 \cos 30^\circ = 8,16 \text{ кН/м}$$

$$l_1 = 2500 / \cos 30^\circ = 288,7$$

Розрахунковий згинальний момент в середині прольоту маршу.

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{9,44 \cdot 2,5^2}{8} = 7,38 \text{ кНм}$$

Поперечна сила при опорі

$$Q = \frac{ql}{2} = \frac{9,44 \cdot 2,5}{2} = 11,8 \text{ кН.}$$

2.2.2. Попереднє призначення розмірів перерізу маршу

Для заводських форм приймаємо товщину плити (по перерізу між східцями) $h_n' = 30 \text{ мм}$, висота ребер костурів $h = 170 \text{ мм}$, товщина ребер $b_p = 80 \text{ мм}$.

Дійсний переріз маршу замінюється на переріз розрахунковий тавровий з полицею в стиснутій зоні.

$$b = 2 b_p = 2 \cdot 80 = 160 \text{ мм.}$$

Ширина полиці b_p' при відсутності поперечних ребер приймається не більше

$$b_f = 2 \left(\frac{l}{6} \right) + b = 2(280/6) + 16 = 109,3 \text{ см , або}$$

$$b_f' = 12 h_f' + b = 12 \cdot 3 + 16 = 52 \text{ см}$$

За розрахунком приймаємо менше із значень $b_f' = 52 \text{ см}$.

2.2.3. Підбір перерізу поздовжньої арматури

Встановлюємо розрахунковий випадок для таврового перерізу ($x < h_n'$).

При $M < R_b \cdot m_{\delta 1} \cdot b_n' \cdot b_n' (h_0 - 0,5 h')$ нейтральна вісь проходить в полиці.

$$738000 < 14,5 \cdot 100 \cdot 0,85 \cdot 52 \cdot 3 (14,5 - 0,5 \cdot 3) = 2499510 \text{ Нм ;}$$

Умова виконується; розрахунок арматури виконуємо за формулами для прямокутних перерізів шириною $b_n' = 52 \text{ см}$.

Вираховуємо:

$$A_0 = \frac{M}{R_b m_{\delta 1} b_n' h_0^2} = \frac{738000}{14,5 \cdot (100) \cdot 0,85 \cdot 52 \cdot 14,5^2} = 0,055 H$$

По таблицях знаходимо $\eta = 0,97$; $\zeta = 0,05$

$$A_{s, \text{tot}} = M / \eta h_0 R_s = 738000 / (0,97 \cdot 14,5 \cdot 360 \cdot 100) = 1,46 \text{ см}^2$$

Приймаємо 2 $\varnothing 10$ В-I , $A_s = 1,57 \text{ см}^2$

В кожному ребрі встановлюємо по одному плоскому каркасу К -1.

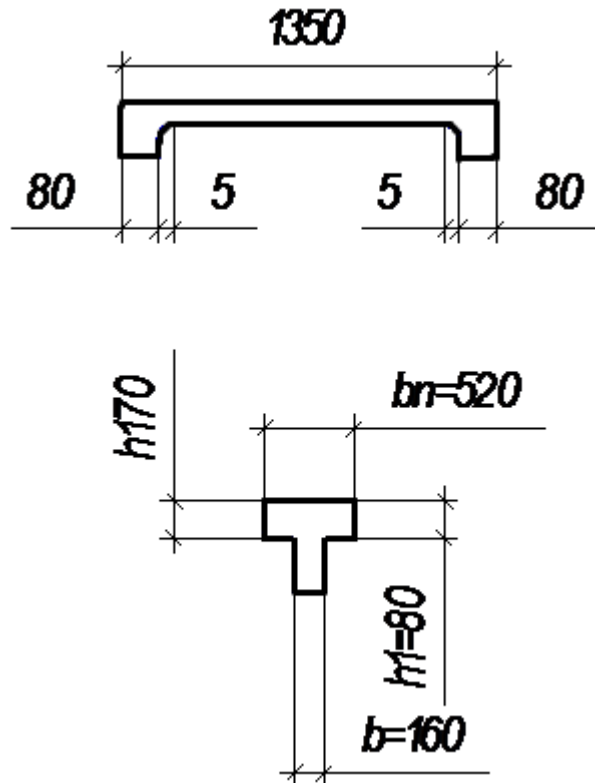


Рис. 2.2 До розрахунку сходового маршу - фактичний і приведенний переріз

2.2.4. Розрахунок похилого перерізу на дію поперечних сили

Перевіряємо умову:

$$Q < 0.3 \cdot R_{np} \cdot m_{\delta 1} \cdot b \cdot h_0; 11800 < 0.3 \cdot 14,5 \cdot 100 \cdot 0,85 \cdot 16 \cdot 14,5 = 85782 \text{ Н}$$

Дана умова виконується, прийняті розміри перерізу ребер достатні.

Перевіряємо умову:

$$Q < b_1 R_{np} \cdot m_{\delta 1} \cdot b \cdot h_0; 11800 < 0,6 \cdot 14,5 \cdot 100 \cdot 0,85 \cdot 16 \cdot 14,5 = 171564 \text{ Н}$$

Дана умова виконується. Потрібно проводити розрахунок поперечної арматури. По розрахунку проектуємо поперечну арматуру 1/4 прольоту від опори, так як поперечна сила в перерізі маршу на відстані 1/4 прольоту від опори рівна.

$$Q_1 = Q \cdot q/l/4 = 11800 - (9440 \cdot 2,5)/4 = 5900 \text{ Н}$$

В середній частині ребер поперечну арматуру розміщують конструктивно. З кроком 200мм, з процентом армування 0,42 %

В 1 / 4 призначаємо із конструктивних міркувань поперечні стержні $\varnothing 6\text{мм}$ А240 крок $u=80\text{мм}$ (не більше $h/2 = 170/2 = 85 \text{ мм}$);

$f_x = 0,283 \text{ см}^2$ $R = 170 \text{ МПа}$; для двох каркасів $n = 2$; $F_x = 0,283 \times 2 = 0,566 \text{ см}^2$

Прийнятий крок $u = 80 \text{ мм}$ задовольняє також умову.

$$U_{\max} = \frac{0,75 \cdot k_2 \cdot R_p \cdot b \cdot h_0^2}{Q} = \frac{0,75 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 100 \cdot 16 \cdot 14,5^2}{11800} = 42,8 \text{ см}$$

Вираховуємо значення зусилля , яке сприймається поперечними стержнями на одиницю довжини маршу , за формулою .

$$q_x = \frac{R_{ax} \cdot F_x}{U} = \frac{175 \cdot 100 \cdot 0,566}{8} = 1238 \text{ Н / см}$$

Поперечна сила , яка сприймається бетоном і поперечними стержнями , вираховується за формулою :

$$Q_{x\delta} = 2\sqrt{b_2 \cdot b \cdot h_0^2 R_p \cdot m\delta_1 \cdot q_x} = 2\sqrt{2 \cdot 16 \cdot 14,5^2 \cdot 1 \cdot 100 \cdot 0,85 \cdot 1238} = 26800 \text{ Н} > Q = 11800 \text{ Н}$$

Умова виконується. Міцність маршу по похилому перерізу забезпечена. Пливу маршу армують сіткою із стержнів $\varnothing 4-6 \text{ мм}$, розміщених з кроком $100 - 300 \text{ мм}$. Плита монолітна зв'язана з сходами , які армуються конструктивно.

Хомути виконуються з арматури $d = 4-6 \text{ мм}$ з кроком 20 см

До кінців повздовжніх стержнів необхідно приварити по 2 анкерних стержня

Діаметром $d_a = 0,5d = 0,5 \cdot 16 = 8 \text{ мм}$. В такому випадку розрахунок не проводиться по міцності перерізу нахилених до повздовжньої осі , та по моменту.

2.2.5. Розрахунок за другою групою граничних станів

Розрахунок починаємо з визначення геометричних характеристик при $\alpha = 0,92$

Приведена площа

$$A_{\text{red}} = A + \alpha A_s = 52 \cdot 8 + 9,5 \cdot 17 + 16 \cdot 8 + 9,52 \cdot 3,08 = 734,81 \text{ см}^2$$

Статичний момент відносно нижньої грані .

$$S = S + \alpha S_s = 52 \cdot 8 \cdot 29,5 + 17 \cdot 9,5 \cdot 16,5 + 16 \cdot 8 \cdot 3,5 + 9,52 \cdot 3 = 14595$$

Приведений момент інерції .

$$I_{red} = I + \alpha I_s = \frac{52 \cdot 8^3}{12} + 52 \cdot 8 \cdot 8.5^2 + \frac{9.5 \cdot 19^3}{12} + 9.5 \cdot 17 \cdot 3.08 \cdot 16^2 = 152.961 \text{ см}^4$$

Момент опору відносно нижньої грані.

$$W_{red} = I_{red} / y_{red} = 152 / 21 = 7238 \text{ см}^3$$

Пружньо – пластичний момент при $\gamma = 1,5$.

$$W_{pl} = \gamma W_{red} = 1.5 \cdot 7238 = 10857 \text{ см}^3$$

Перевіряємо умову

$$M_r = M_n = 11.8 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{crc} = R_{bt,ser} = 2.2 \cdot 9120 \cdot 100 = 20 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Умова задовольняється в перерізі лобового ребра тріщини не утворюються тому розрахунок по їх розкриттю проводити не потрібно.

РОЗДІЛ 3

ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

3.1. Вихідні дані

Місце будівництва – м. Тернопіль

склад ґрунтів:

1-чорнозем; 2-пісок дрібнозернистий; 3-супісок пилюватий; 4- глина четвертинна .

Температурний режим будівлі — опалювальна, з підвальним приміщенням.

3.2. Дані інженерно-геологічних робіт

Інженерні роботи є важливою і не від’ємною частиною будівництва і передують проектуванню і виконанню робіт по встановленню основи і фундаменту.

Основи і фундаменти проектуються з врахуванням природних та інших особливостей свого району, території будівництва і окремих будівельних майданчиків. Матеріали і дані, які потрібні для проектування, отримуємо з інженерно-геологічних робіт.

В таблиці 3.1. подані характеристики ґрунтів будівельного майданчика.

Таблиця 3.1. Характеристики ґрунтів основи.

Шар ґрунту	Потужність шару, м	γ_n , кН/м ³	γ_s , кН/м ³	Вологість			Характеристики міцності		Коеф. Пуассона, ν	Дані випробувань ґрунту штампом площею $A=0,5 \text{ м}^2$	
				w	w _L	w _p	φ_n	C _n , кПа		P, кПа	S, м
Чорнозем	0,8-09	16.6	-	0,14	-	-	-	-	-	-	-
Пісок дрібнозернистий	0.6-5.6	19.3	26.6	0,20	-	-	-	-	0,27	-	-
Супісок пилуватий	4.5-3.8	15.0	26.6	0,21	0,24	0,18	17 ⁰	7	0,30	100	0,0062
										200	0,0122
										300	0,0183
										400	0,0280
Глина четвертина	10,3-9,7	19.8	27.4	0,23	0,44	0,22	-	-	0,43	-	-
Рівень ґрунтових вод – 7,0 м											

3.3. Розрахунок фізико-механічних і деформаційно-міцнісних характеристик ґрунту

Визначимо фізико-механічні властивості кожного шару ґрунту, і встановимо придатність його до застосування в якості основи під фундамент.

а) Рослинний шар:

1. Питома вага сухого ґрунту:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_n}{1 + W} = \frac{15,0}{1 + 0,14} = 14,56 \text{ кН/м}^3$$

б) Пісок дрібнозернистий:

1. Питома вага сухого ґрунту:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_n}{1 + W} = \frac{19,3}{1 + 0,21} = 16,08 \text{ кН/м}^3$$

2. Визначаємо коефіцієнт пористості даного шару ґрунту:

$$e = \frac{\gamma_s \cdot (1 + w)}{\gamma_{11}} - 1 = \frac{26,6 \cdot (1 + 0,20)}{19,3} - 1 = 0,65$$

3. Визначаємо степінь вологості шару ґрунту, S_r :

$$S_r = \frac{W \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{0,20 \cdot 26,6}{0,65 \cdot 10} = 0,82$$

де γ_w — питома вага води, що дорівнює 10 кН/м^3 .

в) Супісок пилуватий:

1. Питома вага сухого ґрунту:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_n}{1 + W} = \frac{15,0}{1 + 0,21} = 12,40 \text{ кН/м}^3$$

2. Визначаємо коефіцієнт пористості даного шару ґрунту:

$$e = \frac{\gamma_s \cdot (1 + w)}{\gamma_{11}} - 1 = \frac{26,6 \cdot (1 + 0,21)}{15} - 1 = 1,15$$

3. Визначаємо консистенцію ґрунту за показником текучості:

$$I_p = W_L - W_p = 0,24 - 0,18 = 0,06$$

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{0,21 - 0,18}{0,24 - 0,18} = 0,5$$

4. Визначаємо степінь вологості шару ґрунту, S_r :

$$S_r = \frac{W \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{0,21 \cdot 26,6}{1,15 \cdot 10} = 0,48$$

де γ_w — питома вага води, що дорівнює 10 кН/м^3 .

з) Глина четвертинна:

1. Питома вага сухого ґрунту:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_n}{1 + W} = \frac{19,8}{1 + 0,23} = 16,10 \text{ кН/м}^3$$

2. Визначаємо коефіцієнт пористості даного шару ґрунту:

$$e = \frac{\gamma_s \cdot (1 + w)}{\gamma_{11}} - 1 = \frac{27,4 \cdot (1 + 0,23)}{19,8} - 1 = 0,7$$

3. Визначаємо консистенцію ґрунту за показником текучості:

$$I_p = W_L - W_p = 0,44 - 0,22 = 0,22$$

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{0,23 - 0,22}{0,44 - 0,22} = 0,045$$

4. Визначаємо степінь вологості шару ґрунту, S_r :

$$S_r = \frac{W \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{0,23 \cdot 27,4}{0,7 \cdot 10} = 0,9$$

де γ_w — питома вага води, що дорівнює 10 кН/м^3 .

3.4. Збір навантаження на зовнішню стіну

Постійні вертикальні навантаження кН/м²:

Покриття на 1 м^2 проекції 2

Дахове перекриття 3,8

Міжповерхове перекриття 3,6

Перегородка на 1 м^2 1

Стіна цегляна 24

Тимчасові нормативні навантаження, кН/м²:

На 1 м^2 проекції покриття від снігу 1,39

Дахове перекриття 0,75

Міжповерхові перекриття 1,5

Визначаємо навантаження на зовнішню стіну по осі А.

Вантажна площа:

$$A_{\text{зов.}} = b \times d = 3,22 \times 2,2 = 7,1 \text{ м}^2$$

Нормативні навантаження на 3,22 м довжини фундаменту кН:

$$N_{\text{покр. зовн.}} = q_{\text{покр.}} \times A_{\text{зовн.}} = 2 \times 7,1 = 14,2 \text{ кН}$$

$$N_{\text{дах. перек. зовн.}} = q_{\text{дах. перек.}} \times A_{\text{зовн.}} = 3,8 \times 7,1 = 26,98 \text{ кН}$$

$$N_{\text{пер. Зовн.}} = q_{\text{пер.}} \times A_{\text{зовн.}} \times n = 3,6 \times 7,1 \times 10 = 255,6 \text{ кН}$$

$$N_{\text{перег. зовн.}} = q_{\text{перег.}} \times A_{\text{зовн.}} \times n = 1 \times 7,1 \times 10 = 71 \text{ кН}$$

$$N_{\text{ст. зов. 1-10}} = q_{\text{ст. зовн.}} \times d_{\text{зов.}} \times n \times (H_{\text{пов.}} \times b - S_{\text{прор.}}) = 24 \times 0,5 \times 10 \times \\ \times (2,8 \times 3,22 - (1,35 \times 1,5)) = 838,9 \text{ кН}$$

$$N_{\text{ст. зов. технік.}} = q_{\text{ст. зовн.}} \times d_{\text{зов.}} \times H_{\text{пов.}} \times b = 24 \times 0,5 \times 1,8 \times 3,22 = 69,55 \text{ кН}$$

Всього=1276,23 кН

Тимчасові навантаження кН:

$$N_{\text{сн. зов.}} = S \times A_{\text{зов.}} = 1,39 \times 7,1 = 9,87 \text{ кН}$$

$$S = S_0 \times \mu = 1,39 \times 1 = 1,39 \text{ кН/м}^2$$

де S - нормативне значення снігового навантаження.

S_0 - вага снігового покриву на 1 м^2 горизонтальної поверхні землі.

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

$$N_{\text{дах. перек. зов.}} = q_{\text{дах. перек.}} \times A_{\text{зов.}} = 0,75 \times 7,1 = 5,33 \text{ кН}$$

$$N_{\text{між пов. перек. зов.}} = q_{\text{між пов. перек.}} \times A_{\text{зов.}} \times n \times \Psi_n = 1,5 \times 7,1 \times 10 \times 0,49 = \\ = 52,2 \text{ кН}$$

$$\Psi_n = 0,3 + 0,6 / \sqrt{n} = 0,3 + 0,6 / \sqrt{10} = 0,49$$

Де Ψ_n – понижаючий коефіцієнт.

Всього= 67,4кН

Розрахункові навантаження на 1 м зовнішньої стіни:

$$N_{\text{п. зовн.}}^P = \frac{\sum N_{\text{пос.}}}{b}$$

$$N_{\text{п. зовн.}}^P = \frac{1276,23}{3,22} = 396,34 \text{ кН}$$

$$N_{\text{тимч.зовн.}}^P = \frac{\sum N_{\text{тимч.}}}{b}$$

$$N_{\text{тимч.зовн.}}^P = \frac{67,4}{3,22} = 20,93 \text{ кН}$$

3.5. Збір навантаження під внутрішню стіну

Визначаємо навантаження на внутрішню стіну.

Вантажна площа:

$$A_{\text{внутр.}} = b \times d = (1,16 + 2,21) \times 1 = 3,37 \text{ м}^2$$

Нормативні навантаження на 3,22 м довжини фундаменту кН:

$$N_{\text{покр. внутр.}} = q_{\text{покр.}} \times A_{\text{внутр.}} = 2 \times 3,37 = 6,74 \text{ кН}$$

$$N_{\text{дах. перек. внутр.}} = q_{\text{дах. перек.}} \times A_{\text{внутр.}} = 3,8 \times 3,37 = 12,8 \text{ кН}$$

$$N_{\text{пер. внутр.}} = q_{\text{пер.}} \times A_{\text{внутр.}} \times n = 3,6 \times 3,37 \times 10 = 121,32 \text{ кН}$$

$$N_{\text{перег. внутр.}} = q_{\text{перег.}} \times A_{\text{внутр.}} \times n = 1 \times 3,37 \times 10 = 33,7 \text{ кН}$$

$$N_{\text{ст. зов. 1-10}} = q_{\text{ст. внутр.}} \times d_{\text{внутр.}} \times n \times N_{\text{пов.}} \times (1 - 0,075) = 24 \times 0,5 \times 10 \times 2,5 \times (1 - 0,075) = 277,5 \text{ кН}$$

Всього=452 кН

Тимчасові навантаження кН:

$$N_{\text{сн. внутр.}} = S \times A_{\text{внутр.}} = 1,39 \times 3,37 = 4,68 \text{ кН}$$

$$S = S_0 \times \mu = 1,39 \times 1 = 1,39 \text{ кН/м}^2$$

де S - нормативне значення снігового навантаження.

S_0 - вага снігового покриву на 1 м^2 горизонтальної поверхні землі.

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

$$N_{\text{дах. перек. внутр.}} = q_{\text{дах. перек.}} \times A_{\text{внутр.}} = 0,75 \times 3,37 = 2,53 \text{ кН}$$

$$N_{\text{між пов. перек. внутр.}} = q_{\text{між пов. перек.}} \times A_{\text{внутр.}} \times n \times \Psi_n$$

$$= 1,5 \times 3,37 \times 10 \times 0,49 = 39,93 \text{ кН}$$

$$\Psi_n = 0,3 + 0,6 / \sqrt{n} = 0,3 + 0,6 / \sqrt{10} = 0,49$$

Де Ψ_n – понижаючий коефіцієнт.

Всього= 47,14кН

Розрахункові навантаження на 1 м зовнішньої стіни:

$$N_{\text{п.внутр.}}^P = \frac{\sum N_{\text{пос.}}}{b}$$

$$N_{\text{п.внутр.}}^P = \frac{452}{1} = 452 \text{ кН}$$

$$N_{\text{тимч.внутр.}}^P = \frac{\sum N_{\text{тимч.}}}{b}$$

$$N_{\text{тимч.внутр.}}^P = \frac{47,14}{1} = 47,14 \text{ кН}$$

3.6. Розрахунок пальового фундаменту

Конструктивна висота стрічкового ростверку призначається не менше 400 мм.

З конструктивних міркувань глибину закладання підшви ростверку d дорівнює:

$$d = n_{\text{БЛОК.}} \cdot h_{\text{БЛОК.}} + h_{\text{РОЗ.}} - h_{\text{РІВ. ПЛАН.}}$$

$$d = 3 \cdot 0,6 + 0,12 - 0,6 = 3\text{ м}$$

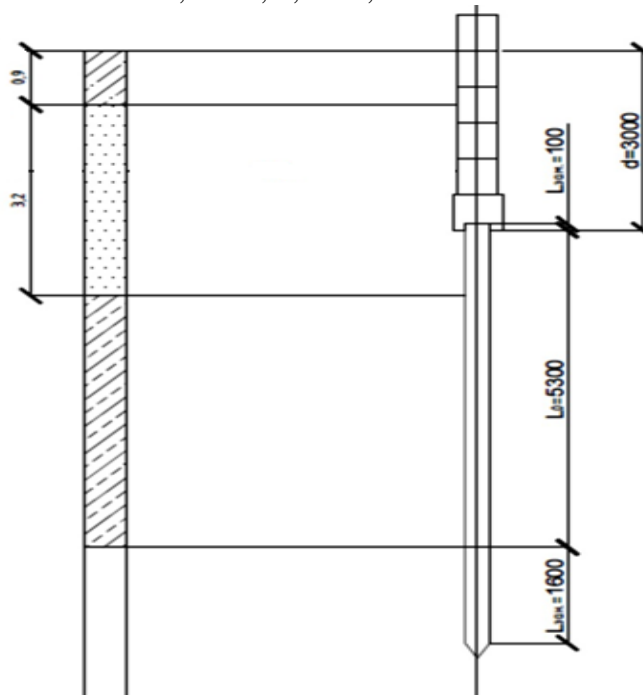


Рисунок 3.1 – Схема до розрахунку необхідної довжини палі

Визначаємо необхідні величини для визначення довжини палі. Занурення палі вибираємо у глину четвертинну, оскільки вона володіє необхідними міцнісними характеристиками, як основа ($I_L = 0,27 < 0,6$)

Глибину замонолічування палі приймаємо: $l_{\text{зам}} = 0,1$ м.

Глибина занурення ростверку: $d = 3$ м

Занурення палі приймаємо: $l_{\text{занур}} = 1,6$ м.

Перевіряємо палю за сортаментом забивних залізобетонних паль П 70-30-6 довжиною 7000 мм, поперечним перерізом 300×300 мм.

Отже, $L_{\text{палі}} = 7,0$ м.

3.7. Визначення розрахункового навантаження на одну палю

Розрахункове навантаження на одну палю визначається за формулою

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k}, \text{ кН}$$

де, F_d – несуча здатність одиночної палі;

γ_k – коефіцієнт надійності, приймається 1,4.

На основі вихідних даних щодо ґрунтових умов для проектування палювих фундаментів визначаємо тип паль за їх роботою в ґрунті.

Для «висячих» паль несучу здатність одиночної палі визначаємо за формулою

$$F_d = \gamma_C \cdot (\gamma_{CR} \cdot R \cdot A + u \cdot u_{cf} \sum_{i=1}^n f_i \cdot h_i)$$

де, γ_C , γ_{CR} , u_{cf} – коефіцієнти умов роботи палі і ґрунту під вістрям палі і по бічній поверхні приймається рівним 1;

u – периметр палі квадратного перерізу становить: $4 \cdot b_n = 4 \cdot 0,3 = 1,2$ м;

A – площа поперечного перерізу палі становить: $b_n^2 = 0,09$ м²;

h_i – довжина розрахункових ділянок, визначаю на основі геологічної будови району будівництва і положень паль у ґрунті за схемою на рис. 3.1;

розрахункові опори ґрунту під нижнім кінцем палі R і тертя по балковій

поверхні f .

Приймаємо R рівне 9039 кПа.

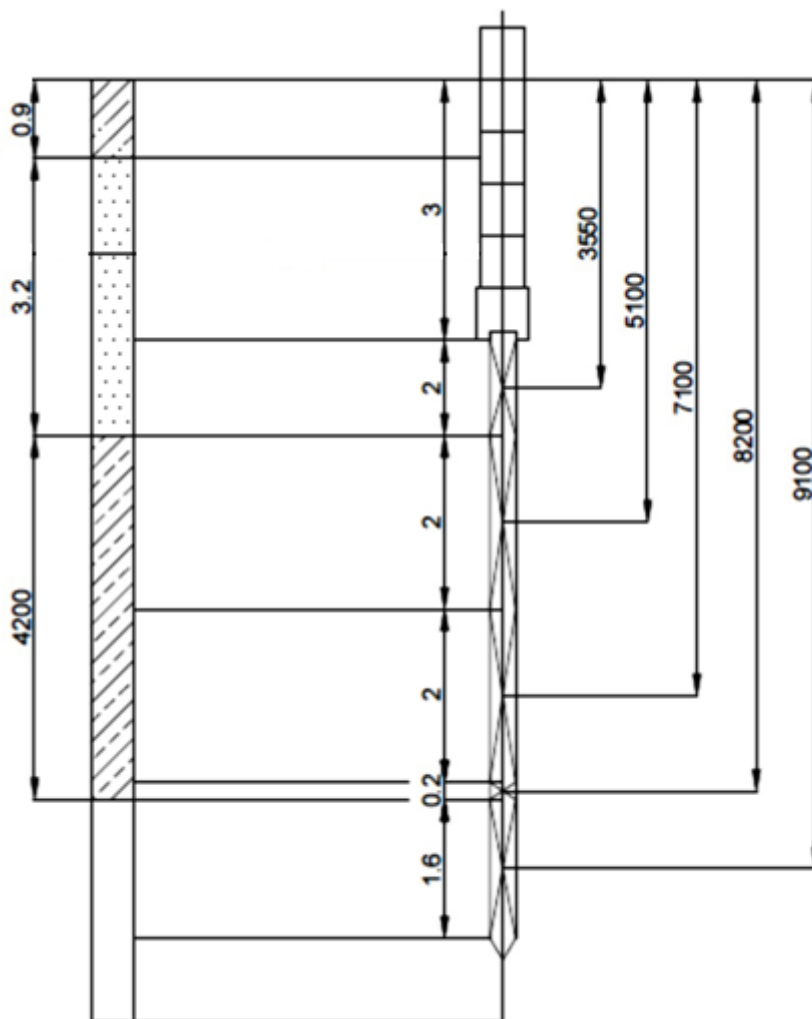


Рисунок 3.2 – Схема до розрахунку несучої здатності одиночної палі
Отримані значення записуємо в табл. 3.1.

Таблиця 3.2 – Отримані результати

h_i , м	z_i , м	f_i , кПа
1.1	3.55	36.5
2	5.1	24.1
2	7.1	25.55
0.2	8.2	26.1
1.6	9.1	63.65

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 9039 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot [1 \cdot (1,1 \cdot 36,5) + (2,0 \cdot 24,1) + (2 \cdot 25,55) + (0,2 \cdot 26,1) + (1,6 \cdot 63,65)]) = 1082,83 \text{ кПа.}$$

Отже, отримуємо навантаження на 1 палю:

$$P = \frac{1082,83}{1,4} = 773,45 \text{ кН}$$

3.8. Визначення попередньої кількості палей у ростверку

Кількість палей у ростверку (попередньо) визначаємо за формулою :

$$n' = \frac{N_{II}}{P} = \frac{499,14}{773,45} = 0,65 \approx 1$$

3.9. Конструювання ростверку

Визначення необхідних розмірів ростверку за формулами .

Мінімальна відстань a від краю ростверку до зовнішнього краю наближеної палі не повинна перевищувати:

$$a = 0,2 \cdot b_n + 0,05 = 0,2 \cdot 0,3 + 0,1 = 0,16 \text{ м, але не менше ніж } 0,15 \text{ м.}$$

$$a = 0,16 \text{ м.}$$

Отже, розміри ростверку становитимуть:

$$b_p = 2 \cdot a + b_n = 2 \cdot 0,16 + 0,3 = 0,6 \text{ м;}$$

Приймаємо $b_p = 0,6 \text{ м.}$

$$l_p = 1 \text{ м.}$$

При конструюванні ростверку у вертикальній площині необхідні такі значення:

$h_{бет}$ – приймаємо 0,5 м (товщина бетону над палею);

$$l_{зам} = 0,1 ;$$

$$h_p = 3 \text{ м;}$$

$$h_{плити} = l_{зам} + h_{бет} = 0,1 + 0,5 = 0,6 \text{ м (товщина плити).}$$

3.10. Визначення фактичного навантаження на палю

Виконуємо подальший розрахунок величин фактичних навантажень за формулою:

$$N = \frac{N_{II} + Q_p + Q_6}{n}$$

$$Q_{II} = 7 \cdot 0,09 \cdot 25 = 15,75 \text{ кН.}$$

$$Q_p = (0,6 \cdot 0,62 \cdot 1 - 0,3 \cdot 0,3 \cdot 0,1) \cdot 24 = 8,71 \text{ кН;}$$

$$Q_6 = V_6 \cdot \gamma_6 = (5 \cdot 0,6 \cdot 1) \cdot 24 = 1,5 \cdot 24 = 36 \text{ кН}$$

$$N = \frac{499,14 + 8,71 + 36}{1} = 543,85 \text{ кН}$$

Отже, $N = 543,85 \text{ кН} \leq P = 773,45 \text{ кН}$, умова виконалася

3.11. Визначення величин умовної ширини $B_{ум}$ і довжини $L_{ум}$ підосви пальового фундаменту

Для визначення величини умовної ширини і умовної довжини підосви пальового фундаменту $b_{ум}$, $L_{ум}$ розглянемо фундамент у перерізі А-А.

$$\varphi_{ср} = \frac{\sum_{i=1}^n \varphi_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i}$$

де, $\varphi_{ср}$ – середньозважене значення кута внутрішнього тертя всіх шарів ґрунту, що прорізаються палями від підосви ростверку до площини умовної

Підосви пальового фундаменту, який визначаємо за формулою:

де, h_i – потужність кожного шару.

$$\varphi_{ср} = \frac{32 \cdot 1,1 + 17 \cdot 4,2 + 19,5 \cdot 1,9}{7,2} = 19,95^\circ$$

Отже, $b_{ум} = (n-1)l_d + d + 2h \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\varphi_{ср}}{4}\right)$, м.

$$b_{ум} = 0,3 + 2 \cdot 7,2 \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{19,95}{4}\right) = 1,55 \text{ м}$$

$$L_{ум} = 1 \text{ м}$$

3.12. Визначення розрахункового опору ґрунту

Розрахунковий опір ґрунту R основи умовного пальового фундаменту визначаємо за формулою:

$$R = \frac{\gamma_{c1} + \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b_{ум} \cdot \gamma_{IV} + M_q \cdot H \cdot \gamma'_{IV} \cdot M_c \cdot c_n]$$

де, де, γ_{c1} і γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи, які прийняті за табл. 13. За табличними даними отримаємо відповідно $\gamma_{c1}=1,25$; $\gamma_{c2}=1,1$

Коефіцієнт k приймаємо рівним 1,1

Коефіцієнти M_{γ} , M_q , M_c визначаємо за табл. 14 [2] в залежності від величини кута внутрішнього тертя шару ґрунту, розташованого безпосередньо під подошвою фундаменту. За табличними даними

отримуємо значення $M_{\gamma}=0,49$; $M_q=2,98$; $M_c=5,57$, відповідно.

k_z - коефіцієнт впливу площі фундаменту. Для фундаментів шириною $b < 10\text{м}$, $k_z = 1$;

γ'_{II} - усереднене значення питомої ваги ґрунту, розташованої вище подошви умовного пальового фундаменту, і визначається за формулою

H – глибина закладання подошви умовного пальового фундаменту

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} = \frac{16,6 \cdot 0,9 + 19,3 \cdot 1,1 + 10,06 \cdot 1 + 10,06 \cdot 1,1 + 4,2 \cdot 7,72 + 19,8 \cdot 1,9}{10,2}$$

$$= 12,48 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3};$$

$d_1 = h_s + \frac{\gamma_{cf}}{\gamma_{III}} \cdot h_{cf} = 8,1 + \frac{20}{12,48} \cdot 0,3 = 8,85\text{м}$ - глибина закладання фундаменту.

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,1}{1,1} \cdot [0,49 \cdot 1 \cdot 1,55 \cdot 19,8 + 2,98 \cdot 8,58 \cdot 12,48 + 1,98 + 5,57 \cdot 61]$$

$$= 844,85 \text{ кПа}$$

Перевірка величин нормальних напружень під подошвою умовного фундаменту полягає у виконанні нерівності:

$$p \leq R,$$

де, p – середній тиск під подошвою, що визначається за формулою

3.13. Визначення середнього навантаження на подошву умовного фундаменту

$$P_{\text{ср}} = \frac{N'_{II}}{A_{\text{ум}}} = \frac{741,98}{1,55} = 478,7 \text{ кН}$$

$$P_{\text{ср}} = \frac{N_{II} + Q_{\phi} + Q_p + Q_{II}}{A_{\text{ум}}},$$

$$N'_{II} = N_{II} + Q_{\phi} + Q_{\text{гр}} + Q_{II} + Q_w = 499,14 + 44,71 + 119,38 + 15,75 + 63 = 741,98 \text{ кН}$$

$$Q_{\text{гр}} = V \cdot \gamma_{\text{ср}} = 9,53 \cdot 12,53 = 119,38 \text{ кН}$$

$$\gamma_{\text{ср}} = \frac{\gamma_{II} + \gamma_{sb2} + \gamma_{sb3}}{3} = \frac{19,8 + 7,72 + 10,06}{3} = 12,53 \text{ кН/м}^3$$

$$Q_w = h_w \cdot \gamma_w = 6,3 \cdot 10 = 63 \text{ кН}$$

де, $A_{\text{ум}}$ – площа подошви і рівна $V_{\text{ум}} \cdot L_{\text{ум}} = 1,55 \cdot 1 = 1,55 \text{ м}$.

N'_{II} – навантаження яке діє на подошву умовного фундаменту.

N_{II} – навантаження що діє на обріз фундаменту.

$Q_{\text{гр}}$ – вага ґрунту по об'єму А,Б,В,Г на 1 п.м.

Q_{II} – вага палі.

Q_{ϕ} – вага фундаменту.

Q_w – вага води

h_w – висота води.

$$p = \frac{499,14 + 44,71 + 119,38 + 15,75 + 63}{1,55} = 478,7 \text{ кН/м}^2$$

$$478,7 \text{ кН/м}^2 \leq 844,85 \text{ кПа умова виконалася.}$$

Оскільки умова виконується, то палі довжиною 7 метрів достатньо.

РОЗДІЛ 4

ТЕХНОЛОГІЯ І ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

4.1. Характеристика будинку

Десятиповерховий житловий будинок в м. Тернопіль має такі техніко-економічні показники:

Будівельний об'єм підземної частини, $V_{\text{буд.підз.}}$, 2980 м³

Будівельний об'єм надземної частини, $V_{\text{буд.надз.}}$, 21779 м³

Будівельний об'єм загальний, $V_{\text{заг.}}$, 24759 м³

Житлова площа, $S_{\text{житл.}}$, 2973 м²

Загальна площа, $S_{\text{заг.}}$, 5093 м²

Площа забудови, $S_{\text{забуд.}}$, 624 м²

Площа будівлі, $S_{\text{буд.}}$, 1 224 м²

4.2. Опис технології виконання робіт

Монтаж прорізів

Площа заповнення дверних і віконних прорізів вираховується згідно розмірів прорізу в просвіті. При заповненні прорізів блоками рахують їх кількість в залежності від розмірів.

Зовнішнє утеплення

Улаштування зовнішньої скріпленої теплоізоляції будівлі, з використанням утеплювача з мінераловатних плит товщиною згідно проекту.

В якості декоративного шару застосовується силіконова декоративна штукатурна суміш з подальшими нанесенням декоративної штукатурки і фарбуванням фасадною фарбою.

4.3. Технологічна карта на заміну вікон

Загальна організація робіт

Виконавець замовлення з улаштування віконних та дверних блоків визначає роботи, що входять в його компетенцію. Проводять перевірку робочої документації, враховують результати попереднього обмірювання. Оголошують про демонтаж старих вікон або дверей (при проведенні робіт з реконструкції або ремонту). Проводять роботи з улаштування нових віконних та дверних блоків.

Демонтаж старих вікон та дверей

Складають план робіт з демонтажу. Оголошують демонтаж старих вікон та дверей та проводять роботи з демонтажу. Вивозять та утилізують старі вікна та двері з представленням замовнику документа-підтвердження (довідки або акту).

Підготовка прорізу до монтажу віконних та дверних блоків

Перед початком улаштування блоків віконних або дверних необхідно підготувати проріз, виконавши такі роботи:

- перевірити відповідність розмірів прорізу номінальним розмірам з урахуванням допустимих відхилень;
- перевірити прямолінійність прорізів;
- перевірити перпендикулярність кутів прорізу;
- перевірити якість поверхні прорізу у зоні примикань віконних та дверних блоків до стін будинків;

В разі необхідності виконують роботи з доведення якості прорізів до проектних вимог, надають прямолінійність поверхням та перпендикулярність кутам. При цьому застосовують матеріали, сумісні з матеріалами конструкції стіни.

Виконують простукування наявної штукатурки на укосах та ближніх ділянках стін, визначають наявність можливих порожнин, міцність шару штукатурки. Забороняється при зовнішніх ремонтних роботах використовувати розчини на основі гіпсових в'язучих речовин та подібних їм не водостійких матеріалів.

Вимоги до поверхонь

Перед виконанням робіт кромки та поверхні зовнішніх та внутрішніх укосів повинні бути зачищені від накидань розчину, бруду та пилу, а в зимовий період – від снігу та льоду. Не допускається нанесення ізоляційних пінних матеріалів на поверхні, на яких є обледеніння. Дефектні місця поверхні повинні бути зашпакльовані водостійкими матеріалами.

Пустоти в прорізах стін, наприклад, порожнини на стиках облицювального та основних шарів цегляної кладки, в місцях стиків перетинок та кладки, а також пустоти, що утворилися під час видалення блоків при заміні вікна або дверей, слід заповнити вставками із жорстких утеплювачів. Рихлі або ті, що сиплються, ділянки поверхонь повинні бути зміцнені, наприклад, шляхом оброблення зв'язуючими матеріалами або спеціальними матеріалами, які утворюють поверхневу плівку.

Установлення коробок віконних та дверних блоків в прорізи

Блоки повинні бути встановлені на нижні несучі опірні колодки-підкладки. За допомогою розпірних колодок-підкладок, а також тимчасово встановлених клинів, блоку надають проектне положення. Несучі опірні колодки-підкладки повинні бути виконані із матеріалу, що сприймає та переносить діючі на вікна або двері навантаження в стінові конструкції.

Їх розташування не повинно перешкоджати лінійному розширенню віконних профілів. Місця розташування опірних та розпірних колодок визначають залежно від конструктивного виду вікон та дверей. Несучі опірні колодки розташовують по кутам коробок (під поворотними петлями), у зоні

стійок та імпортів. Опірні колодки повинні бути розташовані на відстані 15-20 см від лінії внутрішніх кутів рам. Це дає можливість блокам сприймати експлуатаційні навантаження без руйнування. Опірні колодки не повинні перешкоджати подальшому проведенню безперервного процесу ізоляційних робіт. Тому за своїм розміром повинні бути трохи менше ширини блоку і не повинні виступати за межі ширини блоку. Допоміжні клини, що використовують під час монтажу блоків, повинні обов'язково бути видалені після закріплення блоку.

Кріплення та елементи кріплення

Для виконання своїх функцій впродовж терміну експлуатації всі навантаження, що діють на вікна та двері (вітрові, експлуатаційні, від власної ваги) повинні передаватися на будівельну стінову конструкцію. За основу для визначення навантажень приймають ДБН В.1.2-2. Кріплення повинно здійснювати тільки механічним способом, щоб забезпечити задане перенесення навантажень.

Для кріплення віконних та дверних блоків заборонено використовувати пінополіуретани монтажні(монтажні піни) або інші ключі матеріали. Кріпильні елементи слід вибирати залежно від інтенсивності навантаження, яке визначається географічним розташуванням, висотою та типом будинку, умовами монтажу та видом приєднувальної системи.

Ізоляція місць примикань блоків до стін будинків

Виходячи з умов енергозбереження з'єднувальний шов повинен бути ізолюваний таким чином, щоб він зберігав своє нормоване допустиме значення повітряпроникнення впродовж всього терміну експлуатації вікон та дверей.

Опір дифузії пару повинен бути зсередини приміщення вищим, ніж із зовні. Шви повинні бути водонепроникними. Функціональний тепло-

звукоізоляційний прошарок повинен бути виконаний суцільною ділянкою по всьому периметру.

4.4. Технологічна карта на утеплення фасаду

Сфера застосування

Зовнішню скріплену теплоізоляцію з подальшим оздобленням фасаду будівлі виконують з метою забезпечення:

- відповідності мікроклімату внутрішніх приміщень будівлі вимогам діючих на території України теплотехнічних параметрів;
- зменшення витрат енергії для створення необхідних параметрів мікроклімату внутрішніх приміщень будівлі;
- стабілізації теплового режиму у внутрішніх приміщеннях будівлі в різні пори року;
- швидкого прогрівання в період опалювального сезону та швидкого охолодження в літній період року повітря внутрішніх приміщень;
- кращого збереження будівлі за рахунок зменшення деформацій конструкцій, що викликаються різкими перепадами температури навколишнього середовища, а також за рахунок забезпечення захисту від корозії зовнішніх огорожувальних конструкцій;
- додання фасаду будівлі архітектурно-естетичної виразності.

Всі роботи по утепленню і обробці фасаду будівлі виконуються із застосуванням сухих будівельних сумішей і пастоподібних матеріалів при температурі довкілля не нижче $+5^{\circ}\text{C}$ і не вище $+30^{\circ}\text{C}$.

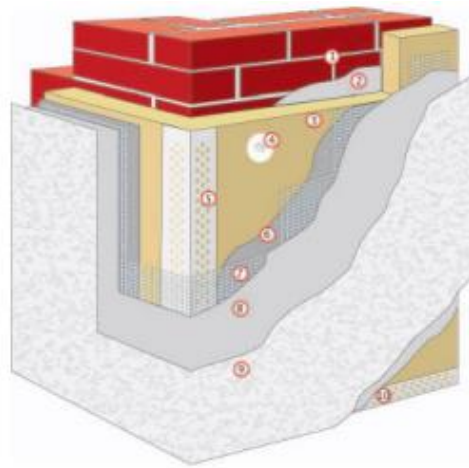


Рис. 4.1. Пошарова специфікація і середні витрати

1) Глибокопроникна ґрунтовка; 2) Суміш ключа; 3) Утеплювач пінополістирол; 4) Дюбель; 5) Перфорований кутник; 6) Суміш армуюча; 7) Склосітка; 8) Суміш армуюча; 9) Декоративно-захисний шар; 10) Цокольна планка

4.5. Технологія виробництва робіт

Складові системи кріплять до конструкції будівлі пошарово. Улаштування кожного подальшого шару виконують після перевірки якості виконання відповідного попереднього шару і складання акту огляду прихованих робіт.

Роботи по улаштуванню скріпленої теплоізоляції будівлі виконують в такій послідовності:

- підготовка поверхонь зовнішніх огорожувальних конструкцій до виконання робіт по утепленню;
- готують та наносять розчин клейової шпаклювальної суміші на утеплювач і приклеюють їх до поверхні огорожуючих конструкцій;
- закріплюють плити утеплювача дюбелям (вид дюбеля і глибина свердління в стіні);
- готують розчин клейової шпаклювальної суміші;
- готують розчин клейової шпаклювальної суміші;
- наносять розчин клейової шпаклювальної суміші на поверхню плит утеплювача за допомогою зубчастого шпателя з розміром зуба 10 мм;

- укладають склосітку в свіжонанесений шар клейової шпаклювальної суміші, після чого поверхню загладжують;
- ґрунтують поверхню армуючого шару універсальною ґрунтувальною сумішшю;
- наносять силіконову декоративну штукатурку;
- наносять декоративну штукатурку;
- фарбують фарбою в два шари;
- герметизацію місць примикання плитного теплоізоляційного матеріалу на основі мінеральної сировини до віконних, дверних та ворітних блоків виконують матеріалами на основі поліуретанового зв'язуючого.

Основа має бути сухою, не промерзлою, міцною, здатною нести навантаження, очищеною від пилу, бруду, масел, жирів, мастил, залишків старої фарби та відповідати вимогам ДБН В.2.6-22-2001. Немічні ділянки поверхні видалити. Відколи, раковини, тріщини відновити з використанням ремонтних сумішей Baumit. Основи, пошкоджені мікроорганізмами, очистити механічним способом та обробити антимікробною сумішшю. Залишки старої фарби очистити за допомогою металевого шпателью, немічні ділянки видалити вручну за допомогою скаргеля або механізовано, наприклад, за допомогою піскоструминних апаратів.

Провести провішування фасаду (огороджувальних конструкцій). Фрагменти фасаду відхилення яких більше допустимих норм зазначених у ДБН В.2.6-22-2001 очистити, зволожити і вирівняти. Після підготовки і вирівнювання відхилень основу проґрунтувати ґрунтовою сумішшю.

Перед нанесенням клей шпаклівної суміші на плиту із мінеральної вати обов'язково провести попереднє втирання її у волокна плити.

Час використання, з моменту нанесення розчину клейової суміші на поверхню плити, до приклеювання плити на основу, не повинен перевищувати 20 хвилин.

Якщо поверхня стіни не має відхилень, то клей шпаклівну суміш наносити суцільним шаром по всій поверхні. Розчинову клейову суміш

наносити суцільним способом по всій поверхні теплоізоляційної плити зубчатим шпателем з розміром зубців 10×10 мм. У разі якщо поверхня стіни має нерівності від 5 до 10 мм рекомендується наносити клей шпаклівну суміш на фасадну теплоізоляційну плиту з мінеральної вати по периметру суцільною безперервною смугою шириною близько 50 мм і додатково у вигляді окремих клейових точок діаметром не менше 160 мм (не менше трьох) по центру плити.

Приклеювання теплоізоляційних плит відбувається від низу до верху, з дотриманням правил перев'язки швів:

- зсув швів по горизонталі;
- зубчаста перев'язка плит на кутах будівлі;
- обрамлення віконних і інших отворів плитами з підігнаними по місцю вирізами.

Після нанесення розчину суміші плиту необхідно відразу встановити в проектне положення і притиснути. Плити необхідно приклеювати впритул одна до іншої, в одній площині. Для забезпечення щільного прилягання плити до основи, її необхідно спочатку прикласти до поверхні стіни на відстані 20-30 мм від проектного положення, а потім притиснути за допомогою дерев'яного напівтерку із зсувом в проектне положення, ударяючи напівтерком до тих пір, аж поки її площа вирівнюється із площиною сусідніх плит. Ширина шва між плитами не повинна перевищувати 2 мм. У тому випадку, коли шов вийшов ширше, його слід заповнити смужкою, вирізаною з плити утеплювача. При приклеюванні плит утеплювача до поверхні зовнішніх обгороджувальних конструкцій, не допускається потрапляння розчину клейової суміші

Одразу після приклеювання плиту не можна зрушувати, щоб не послабляти з'єднання її з основою. При неправильному приклеюванні плити на поверхню фасаду, плиту слід відірвати, видалити на ній і зі стіни клейову суміш, покрити тильну сторону плити свіжою порцією розчинової клейової суміші і приклеїти знову до стіни.

Закріплення плит дюбелями виконувати не раніше ніж через 24 години. Дюбелі встановлювати рівно без перекосів із забезпеченням необхідної анкерної зони. і необхідної кількості дюбелів (не менше 6 шт./м²).

Роботи по закріпленню плит утеплювача до зовнішніх конструкцій, що захищають, дюбелями виконують в такій послідовності:

- розмітка отворів під перший ряд дюбелів за схемою;
- буріння отворів під дюбелі;
- установка дюбелів в отвори за допомогою спеціальної насадки; – забивання розпірного елемента (штифта).

Кількість механічно фіксуючих елементів залежить від висоти будівлі та вітрових навантажень.

Вставляють в отвір дюбель, притискаючи кільце диска дюбеля до поверхні утеплювача і забивають розпірний елемент (штифт) до упору. При цьому дюбель повинен бути втоплений в плиту не більше ніж на 2 мм.

Потім відбувається влаштування гідрозахистного шару по фасадним теплоізоляційним плитам, та нанесення декоративних штукатурних розчинів.

РОЗДІЛ 5

НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

5.1 Аналіз стану питання розрахунку несучої здатності згинальних залізобетонних елементів підсилених в розтягнутій зоні

З 01.06.2011 року в Україні набрали чинності нові норми проектування: ДБН В.2.6.-98:2009 "Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення" та ДСТУ Б.В.2.6-156:2010 "Бетонні і залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування" [44, 45]. Всі розрахунки бетонних та залізобетонних конструкцій повинні відповідати даним документам. В чинних нормах не наведено методики, за якою можна було б розрахувати підсилені згинальні залізобетонні елементи, зокрема приклеєними в розтягнутій зоні композитними матеріалами. Виникає необхідність в такому розрахунку.

На сьогоднішній день розробкою розрахунку підсилених в розтягнутій зоні згинальних залізобетонних елементів композитною стрічкою за дії однократного навантаження займалися Кваша В.Г., Мельник І.В., Мурин А.Я., Климпуш М.Д. [47, 48, 49, 50, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 57, 58] та ін. Основна ідея, що була покладена в їх методику, полягає у введенні в розрахунок за СНиП 2.03.01-84* "Бетонные и железобетонные конструкции" [59] замість площі поперечного перерізу внутрішньої розтягнутої сталеві арматури A_s – приведеної площі і поперечного перерізу робочої арматури $A_{s,red}$. Всі подальші розрахунки пропонується вести за СНиП 2.03.01-84*.

Особливістю запропонованого розрахунку є приведення за показниками деформативності та площі поперечного перерізу зовнішньої композитно арматури до відповідної кількості внутрішньої сталеві арматури.

Питанням розрахунку згинальних залізобетонних елементів підсилених в розтягнутій зоні при дії малоциклових навантажень займались Борисюк О.П., Конончук О.П., Мельник С.В. та ін.. [44].

Для розрахунку за ДСТУБ.В.2.6-156:2010 авторами [46] взято за основу той же принцип, що був запропонований раніше. Тобто, проводити розрахунок за алгоритмом, що наведений в даних нормах, замінивши площу поперечного перерізу внутрішньої розтягнутої сталеві арматури A_{s2} на приведену площу поперечного перерізу робочої арматури $A_{s2,red}$ (рис. 5.1).

Приведена площа поперечного перерізу робочої арматури для згинальних залізобетонних елементів підсилених композитними стрічками, обчислюється за формулою:

$$A_{s2,red} = A_{s2} + A_f \cdot \frac{f_{fy}}{f_{yd}}, \quad (5.1)$$

де A_{s2} – площа поперечного перерізу внутрішньої розтягнутої сталеві арматури;

A_f – площа поперечного перерізу зовнішньої композитної арматури;

f_{yd} – розрахунковий опір на розтяг внутрішньої сталеві арматури;

f_{fy} – умовний розрахунковий опір на розтяг зовнішньої композитної арматури, який визначається за формулою:

$$f_{fy} = \varepsilon_{fy} \cdot E_f \leq k_f \cdot f_f, \quad (5.2)$$

де ε_{fy} – граничне відносне видовження зовнішньої композитної арматури;

E_f – модуль пружності зовнішньої композитної арматури;

k_f – коефіцієнт надійності за матеріалом зовнішньої композитної арматури, який для вуглецевих стрічок приймається рівним $k_f = 0,85$;

f_f – межа міцності зовнішньої композитної арматури на розтяг.

В розрахунках приймається граничне відносне видовження для зовнішньої композитної стрічки $\varepsilon_{fy} = 0,005$. Такі деформації зовнішньої композитної

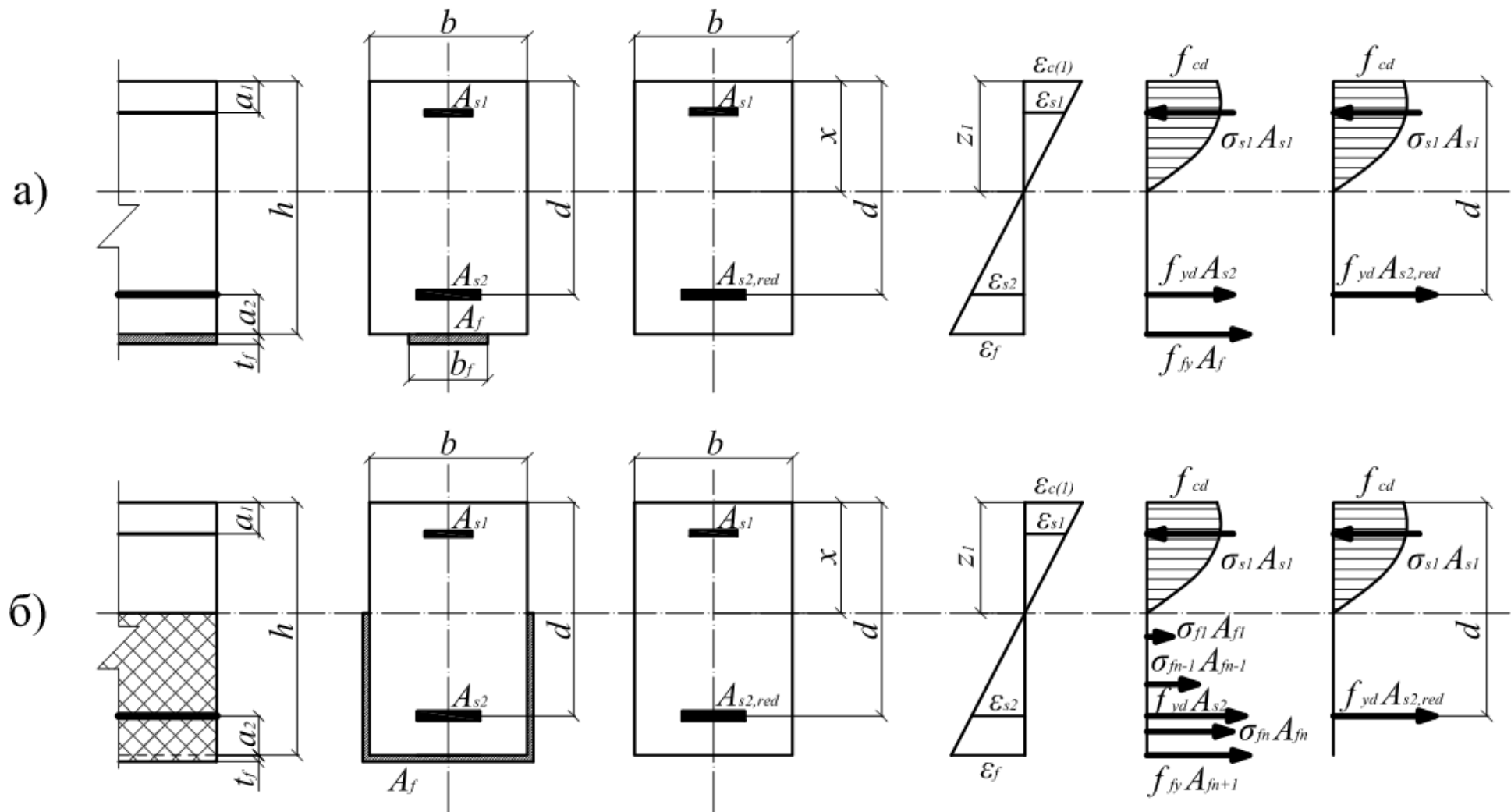


Рис. 5.1 Розрахункова схема нормального перерізу залізобетонного згинального елемента підсиленого:

- а) – композитною стрічкою;
- б) – композитним полотном

арматури, передбачені рекомендаціями fib, як досягнення граничного експлуатаційного стану нормальних перерізів підсилених залізобетонних згинальних елементів. Деформації стиснутої зони бетону при цьому не повинні перевищувати $\varepsilon_{b,ult} = 0,0035$ (згідно правил проектування EC2).

Для розрахунку згинальних залізобетонних конструкцій, підсилених композитним полотном у вигляді П-подібної обойми, пропонуємо за основу взяти той же метод, що і для стрічки. На стадії проектування для раціонального використання матеріалу необхідно визначити висоту, на яку потрібно клеїти полотно на бічній поверхні. Для цього за формулами [45] необхідно визначити висоту стиснутої зони x для непідсиленої конструкції та запроектувати підсилення таким чином, щоб полотно було наклеєне не вище нейтральної лінії.

Щоб врахувати підсилення у розрахунку, необхідно обчислити приведену площу поперечного перерізу арматури $A_{s2,red}$. Для цього потрібно розбити бічну поверхню підсиленої конструкції на n ділянок і за подібністю трикутників визначити напруження в кожній із них, при максимально допустимій деформації в найбільш розтягнутому волокні полотна f_{fy} (рис. 5.2).

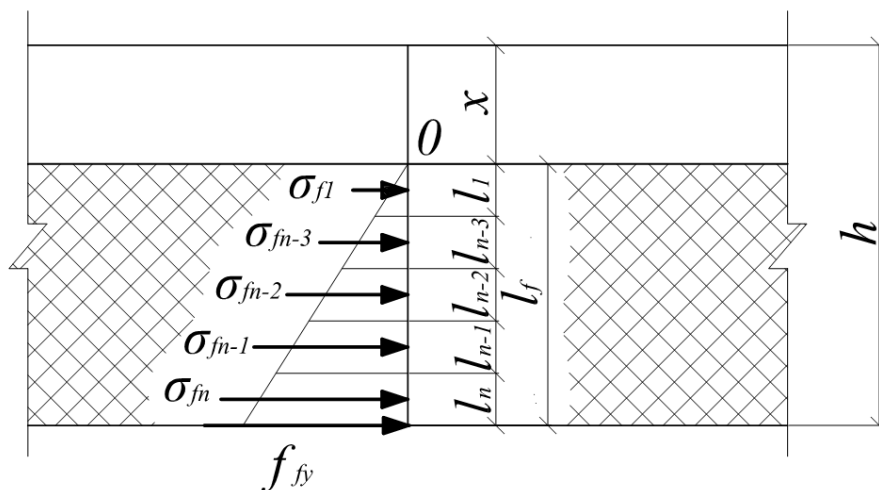


Рис.5.2 До розрахунку приведеної площі поперечного перерізу арматури для конструкцій підсилених композитним полотном

В технічній документації для полотна Sika Wrap зазначено, що максимально допустима деформація ламінату (полотно просочене клеєм) $\varepsilon_{fy} =$

0,006. Точність розрахунку залежить від кількості ділянок, на які розбивається висота підсилення. Якщо $n \rightarrow \infty$, то розрахунок буде найточнішим. Проте досвід показує, що достатньо розбити поверхню підсилення на ділянки, що рівні величині захисного шару бетону.

Напруження σ_{fn} на n -ній ділянці полотна обчислюється за формулою:

$$\sigma_{fn} = f_{fy} \cdot \frac{\sum_1^{n-1} l_n + l_n / 2}{l_f}. \quad (5.3)$$

Тоді приведена площа поперечного перерізу арматури для конструкцій підсиленних композитним полотном буде обчислюватись за формулою:

$$A_{s2,red} = A_{s2} + \sum_1^n A_{fn} \cdot \frac{\sigma_{fn}}{f_{yd}} + A_{fn+1} \cdot \frac{f_{fy}}{f_{yd}}, \quad (5.4)$$

де $A_{fn} = 2 \cdot t_f \cdot l_n$ – площа поперечного перерізу ламінату на n -ній ділянці (цифра два означає, що ламінат наклеєний з обох сторін);

t_f – товщина ламінату;

l_n – довжина n -ї ділянки;

$A_{fn+1} = t_f \cdot b$ – площа поперечного перерізу ламінату, наклеєного на нижню розтягнуту грань конструкції;

b – ширина залізобетонної конструкції.

Всі подальші розрахунки проводяться за чинними нормами проектування залізобетонних конструкцій [44, 45], виходячи з наступних передумов [40]:

- за розрахунковий приймається усереднений переріз, що відповідає середнім деформаціям бетону і арматурі по довжині ділянки між тріщинами, якщо такі є;

- деформації у звичайній арматурі однакові з оточуючим її бетоном, як при розтязі, так і при стиску;

- для розрахункового перерізу вважається справедливою гіпотеза про лінійний розподіл деформацій по його висоті (гіпотеза плоских перерізів);

- зв'язок між напруженнями і деформаціями у стиснутому бетоні приймається криволінійним у вигляді діаграми, що представлена на рис. 5.3 (а);

- зв'язок між напруженнями і деформаціями у арматурі приймається у вигляді діаграми, яка наведена на рис. 5.3 (б);

- роботу бетону в розтягнутій зоні допускається не враховувати.

За критерій вичерпання несучої здатності перерізу приймається:

- втрата рівноваги між внутрішніми та зовнішніми зусиллями (досягнення максимуму на діаграмах "момент – кривизна (прогин)" або "стискаюча сила – деформація бетону найбільш стиснутої фібри") – екстремальний критерій;

- руйнування стиснутого бетону при досягненні фібровими деформаціями граничних значень (ε_{cul} , ε_{cu3} , див. пункт 3.1.5 та 3.1.7 ДБН В.2.6-98) або розрив усіх розтягнутих стержнів арматури внаслідок досягнення в них граничних деформацій ε_{ud} ;

- досягнення зовнішньою композитною стрічкою граничних відносних деформацій 500×10^{-5} , або зовнішнім композитним полотном – 600×10^{-5} .

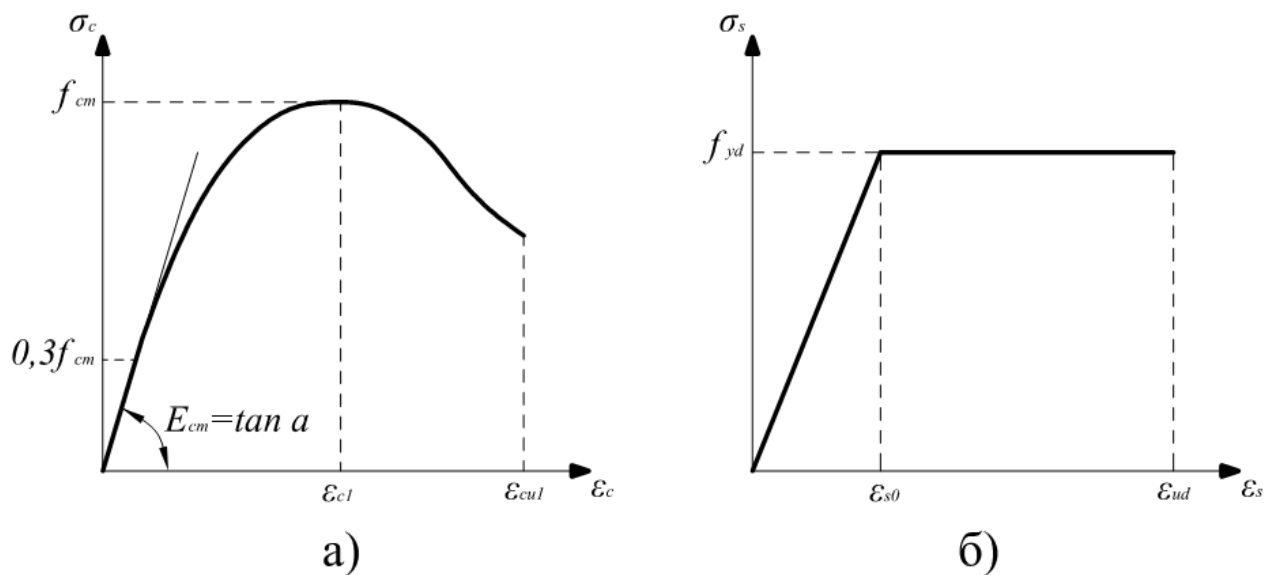


Рис. 5.3 Діаграми: а) – "напруження - деформації" бетону; б) – "напруження - деформації" арматури

Залежність між напруженнями в бетоні σ_c і деформаціями ε_c для короткотривалого осьового навантаження описується рівнянням типу:

$$\sigma_c = f_{cd} \sum_{k=1}^5 a_k \eta^k, \quad (5.5)$$

де f_{cd} – розрахункове значення міцності бетону на стиск;

a_k – коефіцієнти поліноміальної залежності (для однократного навантаження наведені в табл. Д.1 Додатку Д [44]);

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1};$$

ε_{c1} – деформація бетону при максимальних напруженнях. При розрахунку за першою групою граничних станів приймається $\varepsilon_{c1,cd}$.

Умови рівноваги для прямокутного перерізу із подвійним армуванням запишуться у вигляді:

$$M_{Ed} \leq M_{ss(1)} = M_{c(1)} + M_{s(1)}; \quad (5.6)$$

$$S_{c(1)} = S_{s2,red(1)} - S_{s1(1)}, \quad (5.7)$$

де M_{Ed} , $M_{ss(1)}$, $M_{c(1)} + M_{s(1)}$ – розрахункові значення відповідно зовнішнього згинального моменту, моменту внутрішніх зусиль, зусиль у стиснутому бетоні та арматурі при значенні $\varepsilon_c = \varepsilon_{c(1)}$;

$S_{c(1)}$, $S_{s1(1)}$, $S_{s2,red(1)}$ – внутрішні зусилля відповідно у стиснутому бетоні, в арматурі A_{s1} і $A_{s2,red}$.

За гіпотезою плоских перерізів при заданому значенні деформацій у стиснутому бетоні $\varepsilon_c = \varepsilon_{c(1)}$ деформації у стиснутій $\varepsilon_{s1(1)}$ і розтягнутій арматурі $\varepsilon_{s2,red(1)}$ за фіксованого значення $x = z_1$ визначаються за формулами:

$$\varepsilon_{s1(1)} = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (z_{(1)} - a_1); \quad (5.8)$$

$$\varepsilon_{s2,red(1)} = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (d - z_{(1)}); \quad (5.9)$$

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} z. \quad (5.10)$$

За відомих деформацій в матеріалах, внутрішні сили в елементах прямокутного перерізу знаходяться за формулами:

$$S_{c(1)} = b \int_0^{z_{(1)}} \sigma_b dz = b \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c d\varepsilon_c; \quad (5.11)$$

$$S_{s1(1)} = A_{s1} \sigma_{s1(1)} = A_{s1} E_s \varepsilon_{s1(1)} = A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (z_{(1)} - a_1); \quad (5.12)$$

$$\begin{aligned} S_{s2,red(1)} &= A_{s2,red} \sigma_{s2,red(1)} = A_{s2,red} \alpha_f E_s \varepsilon_{s2,red(1)} = \\ &= A_{s2,red} \alpha_f E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (d - z_{(1)}), \end{aligned} \quad (5.13)$$

де E_s – модуль пружності внутрішньої сталеві арматури;

α_f – коефіцієнт, який приводить модуль пружності внутрішньої сталеві арматури E_s до модуля пружності зовнішньої композитної арматури E_f , і знаходиться за формулою:

$$\alpha_f = \frac{E_f}{E_s}. \quad (5.14)$$

На коефіцієнт α_f , накладаються певні умови:

Якщо $E_f \leq E_s$, то $\alpha_f = 1$;

Якщо $E_f > E_s$, то α_f визначається за формулою (5.14).

В формулі (5.11) dz висота елементарної площадки поперечного перерізу, а z – віддаль від центра ваги елементарної площадки до нейтральної лінії. Враховуючи вираз (5.10), значення z і dz знаходяться за формулами:

$$z = \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \varepsilon_c; \quad (5.15)$$

$$dz = \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} d\varepsilon_c. \quad (5.16)$$

Моменти внутрішніх зусиль відносно нейтральної лінії знаходяться за формулами:

$$M_{c(1)} = b \int_0^{z_{(1)}} \sigma_c z dz = b \left[\frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \right]^2 \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c \varepsilon_c d\varepsilon_c; \quad (5.17)$$

$$M_{s1} = A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (z_{(1)} - a_1)^2 + A_{s2,red} \alpha_f E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (d - z_{(1)})^2. \quad (5.18)$$

Формули (5.6) – (5.18) дають можливість визначати внутрішні зусилля в нормальних перерізах балок на всьому діапазоні їхньої роботи залежно від значення деформацій крайнього волокна стиснутого бетону ε_c .

В формулах (5.11) і (5.17) в підінтегральні вирази входять напруження в бетоні σ_c , які описуються залежністю (5.5). Значення внутрішнього зусилля в стиснутому бетоні після підстановки (5.5) у вираз (5.11) набуває вигляду:

$$\begin{aligned} S_{c(1)} &= b \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \left[f_{cd} \sum a_k \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^k \right] d\varepsilon_c = \\ &= f_{cd} b \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \left[a_1 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} + a_2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 + a_3 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^3 + a_4 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^4 + a_5 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^5 \right] d\varepsilon_c = \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= f_{cd} b \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \left[\frac{a_1 \varepsilon_{c(1)}^2}{2 \varepsilon_{c1}} + \frac{a_2 \varepsilon_{c(1)}^3}{3 \varepsilon_{c1}^2} + \frac{a_3 \varepsilon_{c(1)}^4}{4 \varepsilon_{c1}^3} + \frac{a_4 \varepsilon_{c(1)}^5}{5 \varepsilon_{c1}^4} + \frac{a_5 \varepsilon_{c(1)}^6}{6 \varepsilon_{c1}^5} \right] = \\
&= f_{cd} b \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \varepsilon_{c(1)} \left[\frac{a_1 \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right) + a_2 \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^2}{2} + \frac{a_3 \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^3}{3} + \frac{a_4 \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^4}{4} + \frac{a_5 \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^5}{5} \right] = \\
&= f_{cd} b z_{(1)} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k. \tag{5.19}
\end{aligned}$$

Аналогічно значення згинального моменту внутрішнього зусилля в стиснутому бетоні відносно нейтральної лінії визначається за формулою:

$$\begin{aligned}
M_{c(1)} &= b \left(\frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \right)^2 \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \left[f_{cd} \sum a_k \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^k \right] \varepsilon_c d\varepsilon_c = \\
&= f_{cd} b \left(\frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \right)^2 \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \left[a_1 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} + a_2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 + a_3 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^3 + a_4 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^4 + a_5 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^5 \right] \varepsilon_c d\varepsilon_c = \\
&= f_{cd} b \left(\frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \right)^2 \left[\frac{a_1 \varepsilon_{c(1)}^3}{3 \varepsilon_{c1}} + \frac{a_2 \varepsilon_{c(1)}^4}{4 \varepsilon_{c1}^2} + \frac{a_3 \varepsilon_{c(1)}^5}{5 \varepsilon_{c1}^3} + \frac{a_4 \varepsilon_{c(1)}^6}{6 \varepsilon_{c1}^4} + \frac{a_5 \varepsilon_{c(1)}^7}{7 \varepsilon_{c1}^5} \right] = \\
&= f_{cd} b \left(\frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \right)^2 \varepsilon_{c(1)}^2 \left[\frac{a_1 \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right) + a_2 \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^2}{3} + \frac{a_3 \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^3}{4} + \frac{a_4 \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^4}{5} + \frac{a_5 \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^5}{6} \right] = \\
&= f_{cd} b z_{(1)}^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k. \tag{5.20}
\end{aligned}$$

Кінцеву несучу здатність нормального перерізу згинальних елементів прямокутного перерізу можна записати у вигляді:

$$M_{S(1)} = f_{cd} b z_{(1)}^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k + A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (z_{(1)} - a_1)^2 +$$

$$+ A_{s2,red} \alpha_f E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (d - z_{(1)})^2, \quad (5.21)$$

при цьому повинна виконуватися умова:

$$f_{cd} b z_{(1)} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k = A_{s2,red} \alpha_f E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (d - z_{(1)}) - A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (z_{(1)} - a_1). \quad (5.22)$$

Для згинальних елементів прямокутного перерізу з одиничним армуванням в наведених вище формулах приймається $A_{s1} = 0$ (рис. 5.1), а значення $\varepsilon_{s1(1)}$ не визначається.

Для визначення внутрішніх зусиль в поперечному перерізі прямокутної балки з одиничним армуванням, що зазнає впливу однократного навантаження, можна використати блок-схему, що наведена на рис. 5.5 (див. пункт 5.2). При цьому приймаючи, що до конструкції прикладається один цикл зовнішнього навантаження.

Зважаючи на все вище сказане, **метою даної роботи** є дослідження підсилення плити покриття десятиповерхового житлового будинку композитним полотном.

Для досягнення поставленої **мети** передбачено вирішити наступні **задачі**:

- застосувати удосконалену методику для розрахунку необхідної площі поперечного перерізу зовнішньої композитної арматури підсилення та несучої здатності підсилених згинальних залізобетонних елементів при дії на них однократного та малоциклового навантаження за деформаційною моделлю;
- розробити алгоритми розрахунку площі поперечного перерізу зовнішньої композитної арматури підсилення та несучої здатності підсилених згинальних залізобетонних елементів для розробки комп'ютерних програм;

– запроєктувати підсилення плити покриття десятиповерхового житлового будинку композитним полотном за допомогою отриманого алгоритму.

Об'єкт досліджень: згинальна залізобетонна плита покриття.

Предмет досліджень: підсилення згинальної залізобетонної плити в розтягнутій зоні.

5.2 Розрахунок несучої здатності із врахуванням дії повторного навантаження

В результаті дії малоциклових навантажень, рівень яких не перевищує експлуатаційний, відбувається зміна діаграми деформування бетону. Це свідчить про вплив повторних навантажень на механічні властивості бетону, які спричинюють збільшення або зменшення його міцності в залежності від рівня і кількості циклів навантаження, змінюють характер діаграми деформування, початковий модуль пружності та максимальні деформації перед руйнуванням [32, 33, 34, 35].

Діаграму деформування бетону після повторних малоциклових навантажень можна описати залежністю:

$$\sigma_{c,cyc} = f_{cd,cyc} \sum_{k=1}^5 a_{k,cyc} \eta_{cyc}^k, \quad (5.23)$$

де $\sigma_{c,cyc}$ – напруження в бетоні в циклах навантаження;

$f_{cd,cyc}$ – розрахункове значення міцності бетону на стиск після повторних навантажень;

$a_{k,cyc}$ – коефіцієнти поліноміальної залежності;

$\eta_{cyc} = \varepsilon_{c,cyc} / \varepsilon_{c1,cyc}$ – рівень повторних навантажень у циклах;

$\varepsilon_{c,cyc}$ – деформації у бетоні, які відповідають напруженням $\sigma_{c,cyc}$;

$\varepsilon_{c1,cyc}$ – максимальні деформації бетону, які відповідають $f_{cd,cyc}$.

Параметри діаграми деформування бетону $\sigma_{c,cyc} - \varepsilon_{c,cyc}$ пропонуємо визначати за формулами [38, 39]:

$$\varepsilon_{c1,cyc} = [235 - 81 / (1 + 7,75 \cdot 10^{-4} f_{cd,cyc}^2)] \cdot 10^{-5}; \quad (5.24)$$

$$\varepsilon_{cu1,cyc} = [235 + 320 / (1 + f_{cd,cyc}^3 \cdot 6 \cdot 10^{-5})] \cdot 10^{-5}; \quad (5.25)$$

$$\sigma_{cu,cyc} / f_{cd,cyc} = 1,333 - \varepsilon_{cu1,cyc} / (3 \cdot \varepsilon_{c1,cyc}). \quad (5.26)$$

Згідно з даними наведеними в роботі [33], $f_{cd,cyc}$ вираховується за формулою:

$$f_{cd,cyc} = f_{cd} (1 + 0,483 \eta_{cyc} - 0,556 \eta_{cyc}^2), \quad (5.27)$$

де $\eta_{cyc} = \sigma_{c,cyc} / f_{cd,cyc}$ – рівень повторних навантажень у циклах.

У процесі малоциклових навантажень, в залежності від рівня повторного навантаження у циклах, модуль пружнопластичності визначається за формулою:

$$E_{c,cyc} = E_{c0,cyc} (1 - \lambda_{c1,cyc} \sigma_{c,cyc} / f_{cd,cyc}), \quad (5.28)$$

де $E_{c,cyc}$ – модуль пружнопластичності бетону при заданому $\sigma_{c,cyc}$;

$E_{c0,cyc}$ – модуль пружності бетону, що відповідає напруженню $\sigma_{c,cyc} = 0$,

який визначається за формулою:

$$E_{c0,cyc} = 31403 + 160,15 \eta_{cyc} - 1600 \eta_{cyc}^2, \quad (5.29)$$

$\lambda_{c1,cyc}$ – граничний коефіцієнт пластичності бетону з урахуванням повторних навантажень, що визначається згідно таблиць наведених в роботі [37].

Значення коефіцієнтів полінома (5.23) обчислюються за формулами, наведеними в роботі [42]:

$$\begin{aligned}
 a_{1cyc} &= 1,1E_{c,cyc} \varepsilon_{c1,cyc} / f_{cd,cyc}; \\
 a_{2cyc} &= 1 - a_{1cyc} - a_{3cyc} - a_{4cyc} - a_{5cyc}; \\
 a_{3cyc} &= a_{1cyc} - 2a_{4cyc} - 3a_{5cyc} - 2; \\
 a_{4cyc} &= \{[k - 2a_{1cyc}(3\gamma - 2) + 12\gamma - 6] - 2a_{5cyc}(10\gamma^3 - \\
 &\quad - 9\gamma + 2)\} / [2(6\gamma^2 - 6\gamma + 1)]; \\
 a_{5cyc} &= \{[k + 2a_{1cyc}(2 - 3\gamma) + 12\gamma - 6](\gamma - 1)^2 \gamma^2 - [\beta + \\
 &\quad + a_{1cyc} \gamma(2\gamma - \gamma^2 - 1) + \gamma^2(2\gamma - 3)](6\gamma^2 - 6\gamma + 1)2\} / \\
 &\quad / \{2\gamma^2[(10\gamma^3 - 9\gamma + 2)(\gamma - 1)^2 - (\gamma^3 - 3\gamma + 2)(6\gamma^2 - 6\gamma + 1)]\},
 \end{aligned} \tag{5.30}$$

де $\gamma = \varepsilon_{cu,cyc} / \varepsilon_{c1,cyc}$; $\beta = 1,1\varepsilon_{c1,cyc} / \varepsilon_{cu,cyc}$;

$$k = 2,7 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cu1,cyc}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right) - 6,1 - \frac{0,005}{\left(\frac{\varepsilon_{cu1,cyc}}{\varepsilon_{c1,cyc}} - 1 \right)^2}.$$

Вплив повторних малоциклових навантажень експлуатаційних рівнів на міцність і модуль пружності арматури середньої міцності (класи А 240С, А 300С, А 400С) не враховуються [35]. В інших випадках ці зміни необхідно встановлювати експериментальним шляхом.

Розрахункова схема нормального перерізу балки приймається така ж як і на рис. 5.1, замінивши відповідні значення величин значеннями з урахуванням повторних навантажень.

Величина внутрішніх зусиль у стиснутому бетоні із врахуванням впливу малоциклових навантажень, буде обчислюватись за формулою:

$$S_{c,cyc(1)} = f_{cd,cyc} b z_{cyc(1)} \left[\frac{a_{1cyc}}{2} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right) + \frac{a_{2cyc}}{3} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^2 + \frac{a_{3cyc}}{4} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^3 + \right.$$

$$\left. + \frac{a_{4cyc}}{5} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^4 + \frac{a_{5cyc}}{6} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^5 \right] = f_{cd,cyc} b z_{cyc(1)} \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k. \quad (5.31)$$

Значення згинального моменту внутрішнього зусилля в стиснутому бетоні відносно нейтральної лінії визначається аналогічно:

$$\begin{aligned} M_{c,cyc(1)} &= f_{cd,cyc} b z_{cyc(1)}^2 \left[\frac{a_{1cyc}}{3} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right) + \frac{a_{2cyc}}{4} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^2 + \right. \\ &\quad \left. + \frac{a_{3cyc}}{5} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^3 + \frac{a_{4cyc}}{6} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^4 + \frac{a_{5cyc}}{7} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^5 \right] = \\ &= f_{cd,cyc} b z_{cyc(1)}^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k. \quad (5.32) \end{aligned}$$

Після кінцевого знаходження цих значень, сумарний момент внутрішніх зусиль відносно нейтральної лінії знаходиться за формулою:

$$\begin{aligned} M_{S,cyc(1)} &= f_{cd,cyc} b z_{cyc(1)}^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k + A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{z_{cyc(1)}} (z_{cyc(1)} - a_1)^2 + \\ &\quad + A_{s2,red} \alpha_f E_s \frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{z_{cyc(1)}} (d - z_{cyc(1)})^2, \quad (5.33) \end{aligned}$$

при цьому повинна виконуватися умова:

$$\begin{aligned} f_{cd,cyc} b z_{cyc(1)} \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k &= A_{s2,red} \alpha_f E_s \frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{z_{cyc(1)}} (d - z_{cyc(1)}) - \\ &\quad - A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{z_{cyc(1)}} (z_{cyc(1)} - a_1). \quad (5.34) \end{aligned}$$

Для визначення внутрішніх зусиль в поперечному перерізі прямокутної балки з одиночним армуванням, що зазнає впливу малоциклових навантажень, можна використати блок-схему, що наведена на рис. 5.4 (див. пункт 5.4).

5.3 Розрахунок необхідної площі поперечного перерізу зовнішньої композитної арматури

Раніше йшла мова про визначення напружено-деформованого стану нормальних перерізів згинальних залізобетонних конструкцій та їх несучої здатності при одноразовому та повторному навантаженні за заданої поздовжньої розтягнутої й стиснутої арматури.

Найчастіше розрахунок міцності поперечних перерізів, підсилених конструкцій, необхідно вести за заданим зовнішнім навантаженням. В такому випадку потрібно знайти необхідну площу приведеної робочої арматури $A_{s2,red}$.

Для балки з подвійним внутрішнім армуванням та приклеєною розтягнутою зовнішньою композитною арматурою формули (5.21) та (5.22) можна записати у вигляді:

$$M_{Ed} \leq M_{s(1)} = f_{cd} b z_{(1)}^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k + A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (z_{(1)} - a_1)^2 + A_{s2,red} \alpha_f E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (d - z_{(1)})^2; \quad (5.35)$$

$$f_{cd} b z_{(1)} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k = A_{s2,red} \alpha_f E_s \varepsilon_{s2,red(1)} - A_{s1} E_s \varepsilon_{s1(1)}, \quad (5.36)$$

де M_{Ed} – розрахунковий граничний момент від зовнішнього навантаження;

$\varepsilon_{s1(1)}, \varepsilon_{s2,red(1)}$ – деформації в стиснутій та розтягнутій арматурі відповідно, які визначаються за формулами (5.8) та (5.9).

За критерій вичерпання несучої здатності можна прийняти руйнування стиснутого бетону при досяганні фібровими деформаціями граничного значення $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu1}$. В подальшому задачу можна розв'язати методом наближень. На першому етапі приймається значення $z_{(1)} = 0,5d$, після чого за формулами(5.8) та (5.9) знаходяться значення $\varepsilon_{s1(1)}$ та $\varepsilon_{s2,red(1)}$, а площа розтягнутої арматури $A_{s2,red}$ знаходиться з рівняння (5.36):

$$A_{s2,red(1)} = \frac{f_{cd} b z_{(1)} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{cu1}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k + A_{s1} E_s \varepsilon_{s1(1)}}{\varepsilon_{s2,red(1)} \alpha_f E_s}, \quad (5.37)$$

при цьому величина $\varepsilon_{s2,red(1)}$ не повинна перевищувати ε_{ud} , щоб не було розриву внутрішньої сталевий арматури.

Після визначення $A_{s2,red}$, граничний розрахунковий момент внутрішніх зусиль можна визначити за формулою:

$$M_{S(1)} = f_{cd} d z_{(1)}^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{cu1}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k + A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{cu1}}{z_{(1)}} \left(z_{(1)} - a_1 \right)^2 + A_{s2,red} \alpha_f E_s \frac{\varepsilon_{cu1}}{z_{(1)}} \left(d - z_{(1)} \right)^2. \quad (5.38)$$

Якщо виявиться, що

$$M_{S(1)} (1 - 0,05) \geq M_{Ed}, \quad (5.39)$$

розв'язок задачі знайдено. Якщо умова (5.39) не виконується необхідно на другому етапі змінити висоту стиснутої зони $x = z_{(2)}$ і розрахунок повторити до досягання виконання умови (5.39), за якою кінцево приймається площа поздовжньої розтягнутої арматури $A_{s2,red}$.

Якщо для конструкцій з одиночним внутрішнім армуванням виявиться, що за будь-яких значень $z M_{s(1)} < M_{Ed}$, необхідно підсилювати стиснуту зону. Подальші розрахунки ведуться, як при подвійному армуванні. Розтягнуту арматуру можна знайти з формули (5.37), попередньо задаючись площею стиснутої арматури.

Аналогічно можна розрахувати площу поперечного перерізу приведеної робочої арматури у випадку короткочасного повторного навантаження, тоді формули (5.37) і (5.38) набувають вигляду:

$$A_{s2,red(1)} = \frac{f_{cd,cyc} b z_{cyc(1)} \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{cu1,cyc}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k + A_{s1} E_s \varepsilon_{s1(1)}}{\varepsilon_{s2,red(1)} \alpha_f E_s}; \quad (5.40)$$

$$M_{S,cyc(1)} = f_{cd,cyc} d z_{cyc(1)}^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{cu1,cyc}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k + A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{cu1,cyc}}{z_{cyc(1)}} (z_{cyc(1)} - a_1)^2 + A_{s2,red} \alpha_f E_s \frac{\varepsilon_{cu1,cyc}}{z_{cyc(1)}} (d - z_{cyc(1)})^2. \quad (5.41)$$

Необхідна площа зовнішньої композитної стрічки з рівняння (5.1) буде визначатись за наступною формулою:

$$A_f = (A_{s2,red} - A_{s2}) \cdot \frac{f_{yd}}{f_{fy}}. \quad (5.42)$$

Необхідна площа зовнішнього композитного полотна з рівняння (5.4) визначається методом підбору. На першій стадії береться один шар полотна та при необхідності змінюється висота приклеювання його на бічній поверхні (полотно не повинно заводитись у стиснуту зону бетону). Якщо даного підсилення не вистачає, то необхідно збільшувати кількість шарів.

Для визначення площі зовнішньої композитної арматури в елементах з одиночним армуванням розроблена блок-схема, яка наведена на рис. 5.4 (див.

пункт 5.4), яку можна застосовувати при дії однократного та малоциклового навантаження замінивши відповідні параметри.

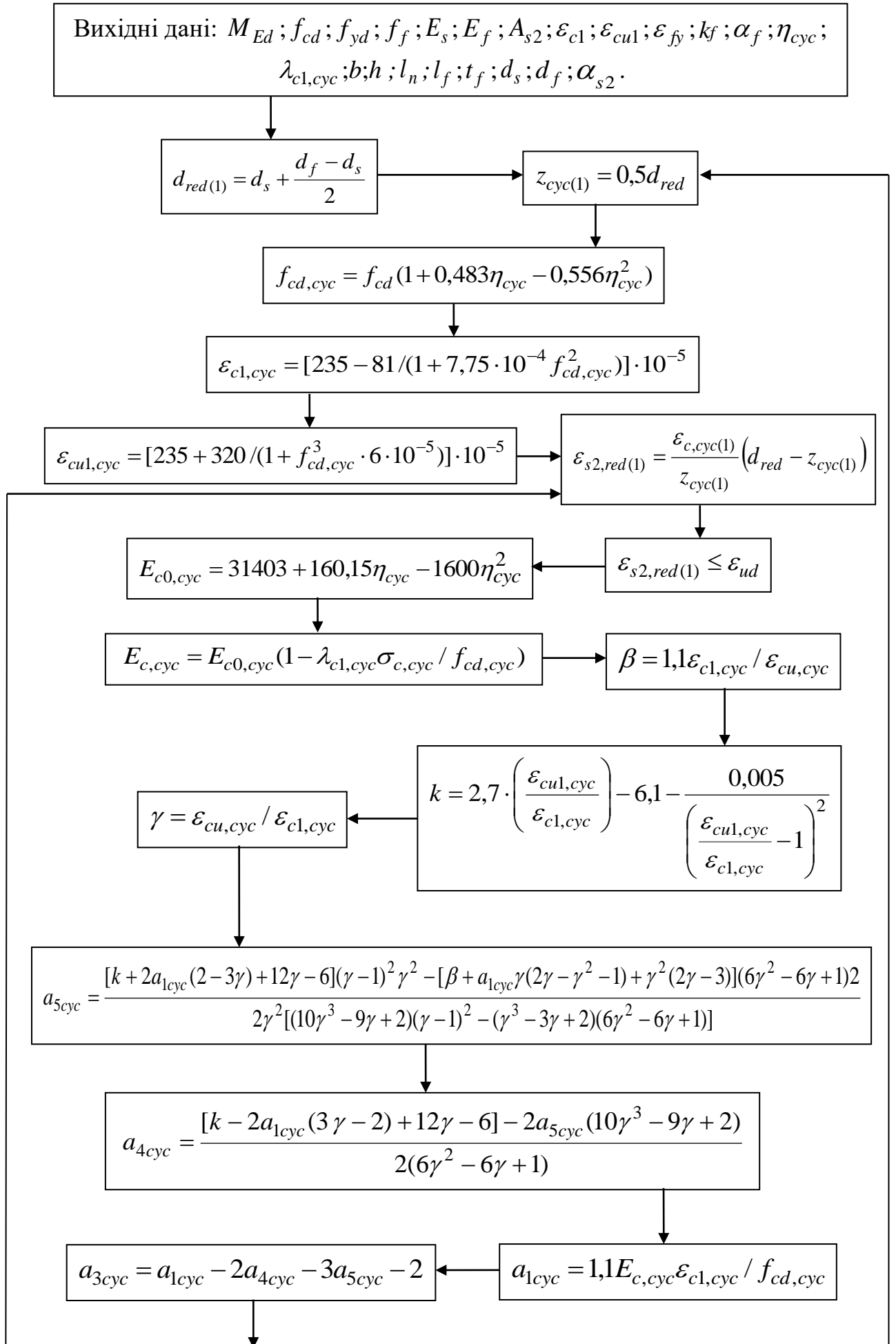
5.4 Алгоритм розрахунку несучої здатності згинальних залізобетонних елементів підсилених в розтягнутій зоні

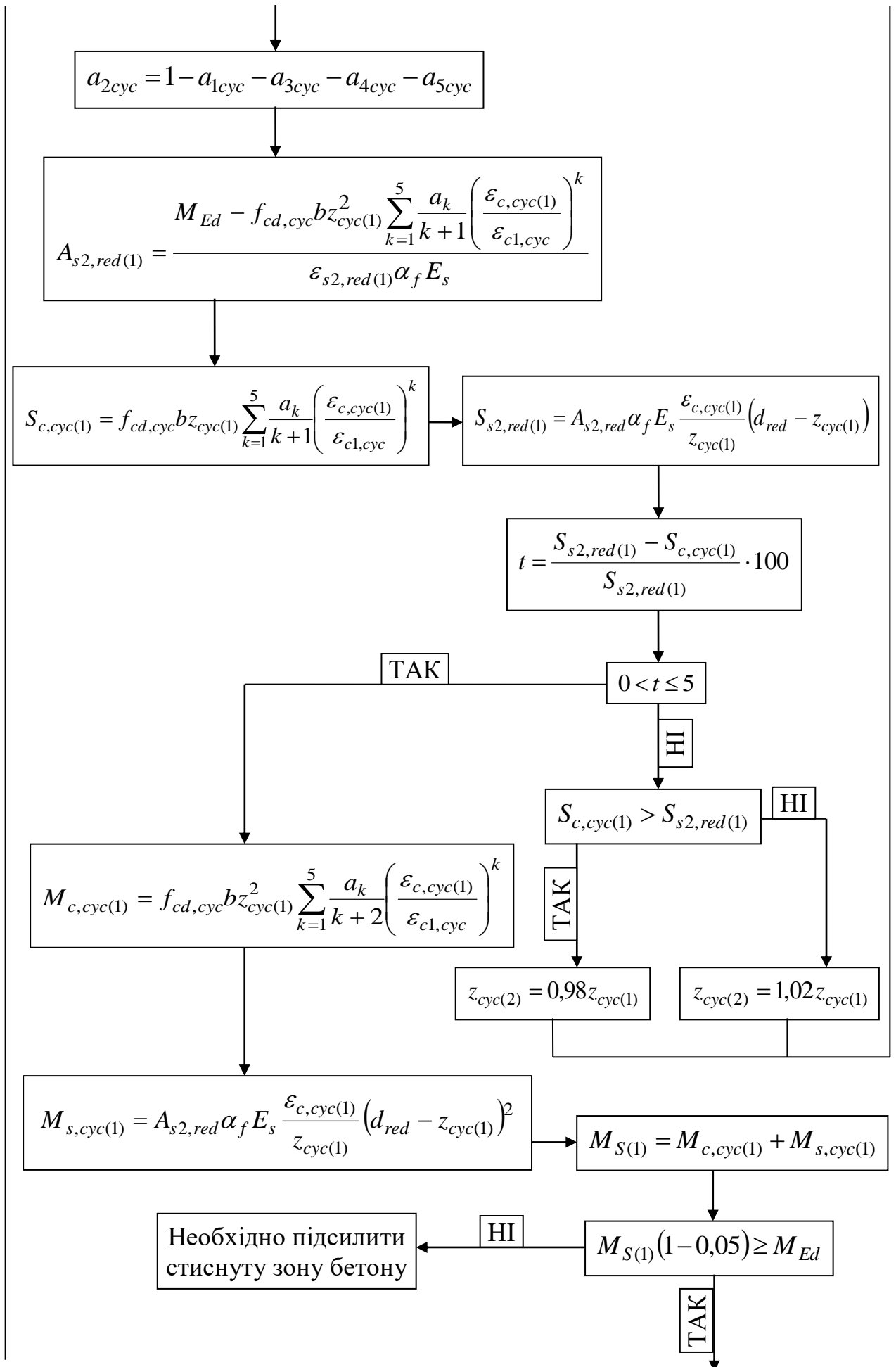
Розроблений алгоритм розрахунку нормальних перерізів згинальних залізобетонних конструкцій, підсилених в розтягнутій зоні зовнішньою композитною арматурою, є досить складним. Тому при його виконанні необхідно використовувати ЕОМ.

Для цього було розроблено дві блок-схеми (див. рис. 5.4 та 5.5), в яких наведена чітка послідовність дій, при створенні програми для визначення необхідної площі поперечного перерізу зовнішньої композитної арматури підсилення (рис. 5.4) та несучої здатності підсиленої конструкції (рис. 5.5).

Дані алгоритми передбачають вести розрахунок як для умов малоциклового навантаження конструкції, так і однократного. Однократне навантаження розглядається як один із випадків малоциклового, коли кількість циклів приймається рівною одиниці із максимальним рівнем навантаження M_{ULS} . Крім цього, розрахунок може значно спроститися за рахунок того, що непотрібно постійно обчислювати коефіцієнти полінома a_k , які для однократного навантаження наведені в табл. Д.1 Додатку Д [44].

Дані блок-схеми передбачають розрахунок двох методів підсилення: композитною стрічкою та полотном. Для другого методу підрахунок необхідної площі підсилюючого матеріалу є дещо складнішим, оскільки передбачає підбір геометричних розмірів та кількості шарів полотна особою, що веде розрахунок. Проте, керуючись певними конструктивними вимогами та використовуючи ЕОМ, жодних проблем у підборі параметрів підсилюючого матеріалу не повинно виникати.





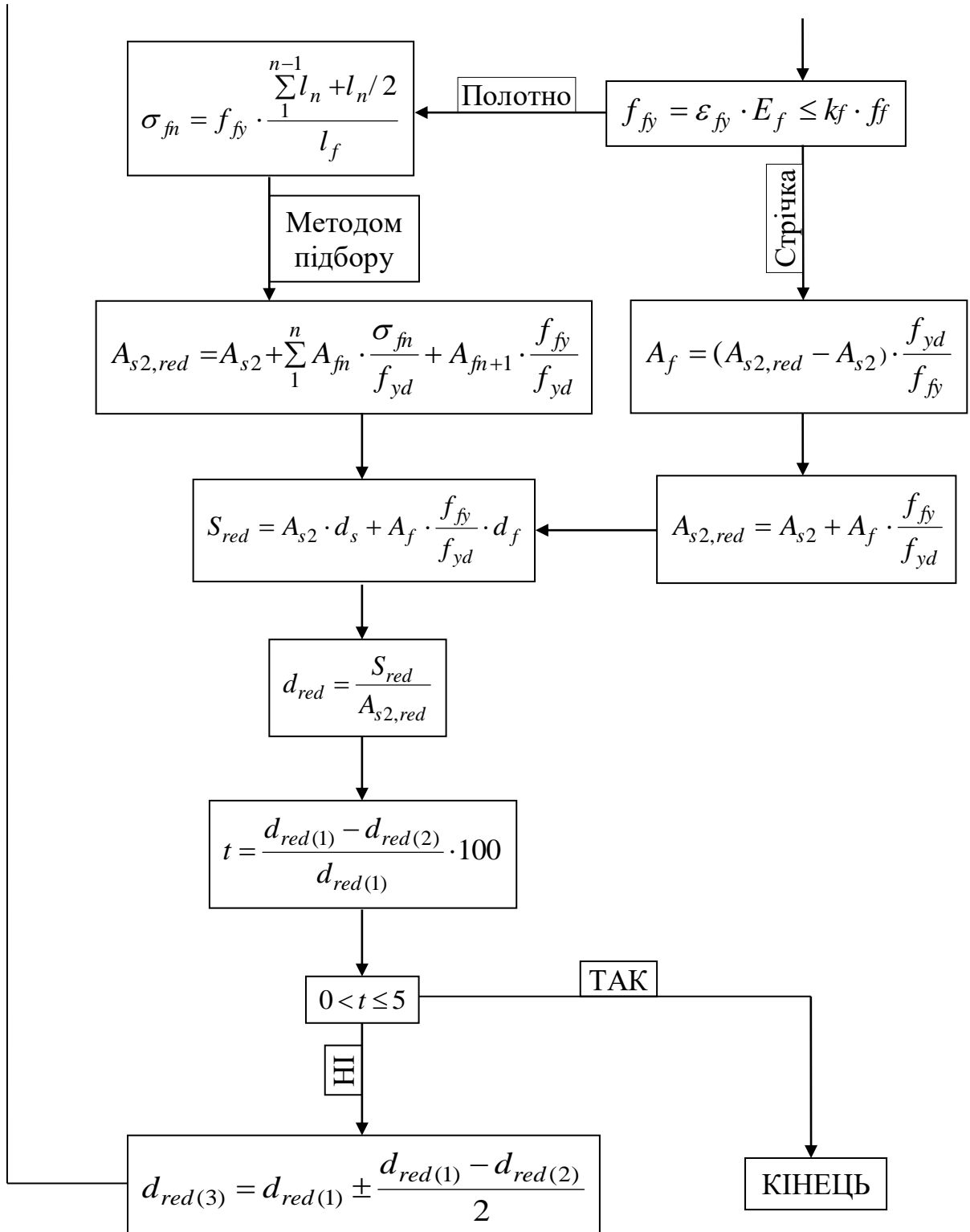
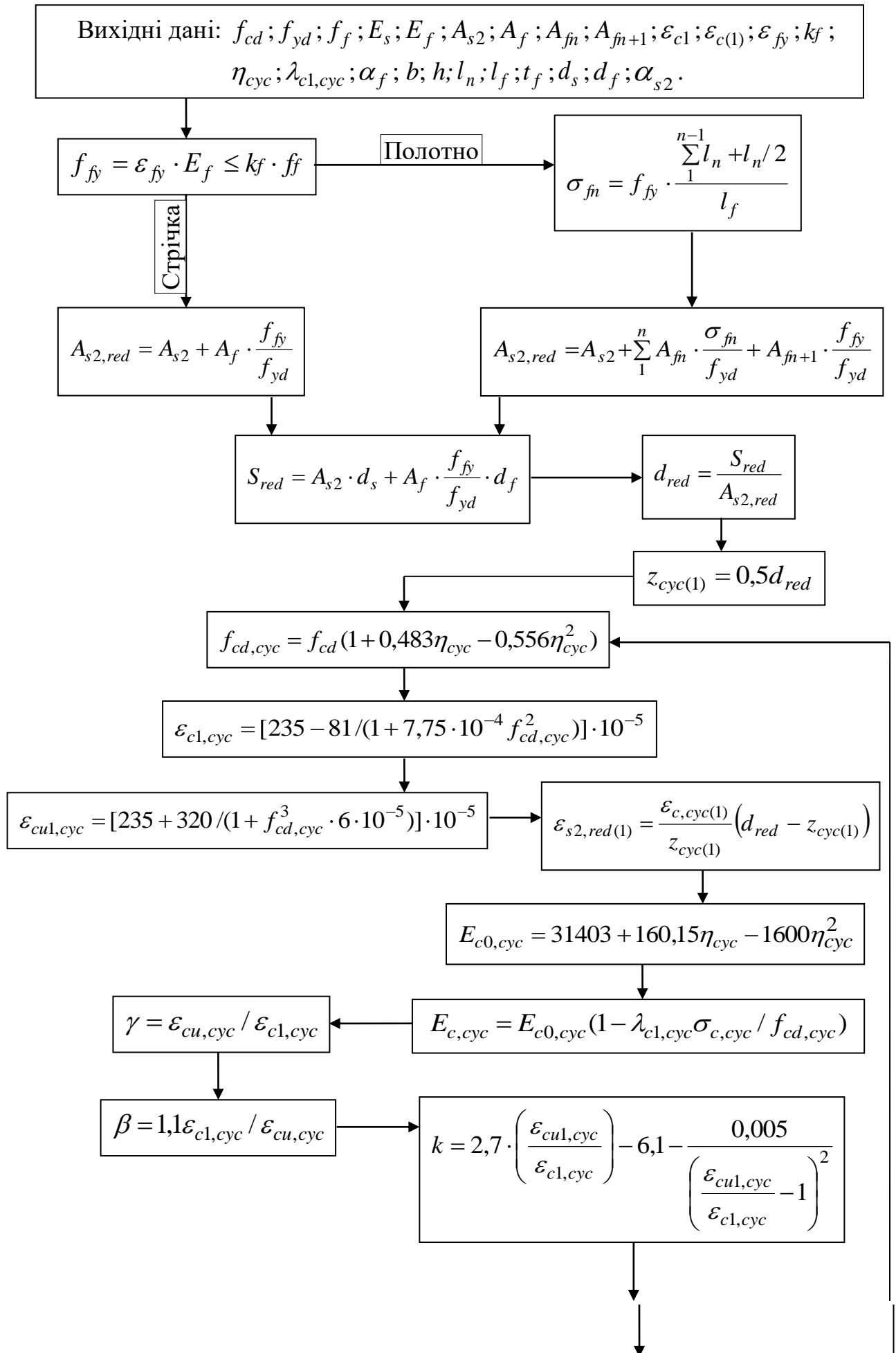


Рис. 5.4 Блок-схема для визначення площі поперечного перерізу зовнішньої композитної арматури підсилених згинальних залізобетонних елементів з одиночною внутрішньою сталевую арматурою при дії малоциклових навантажень



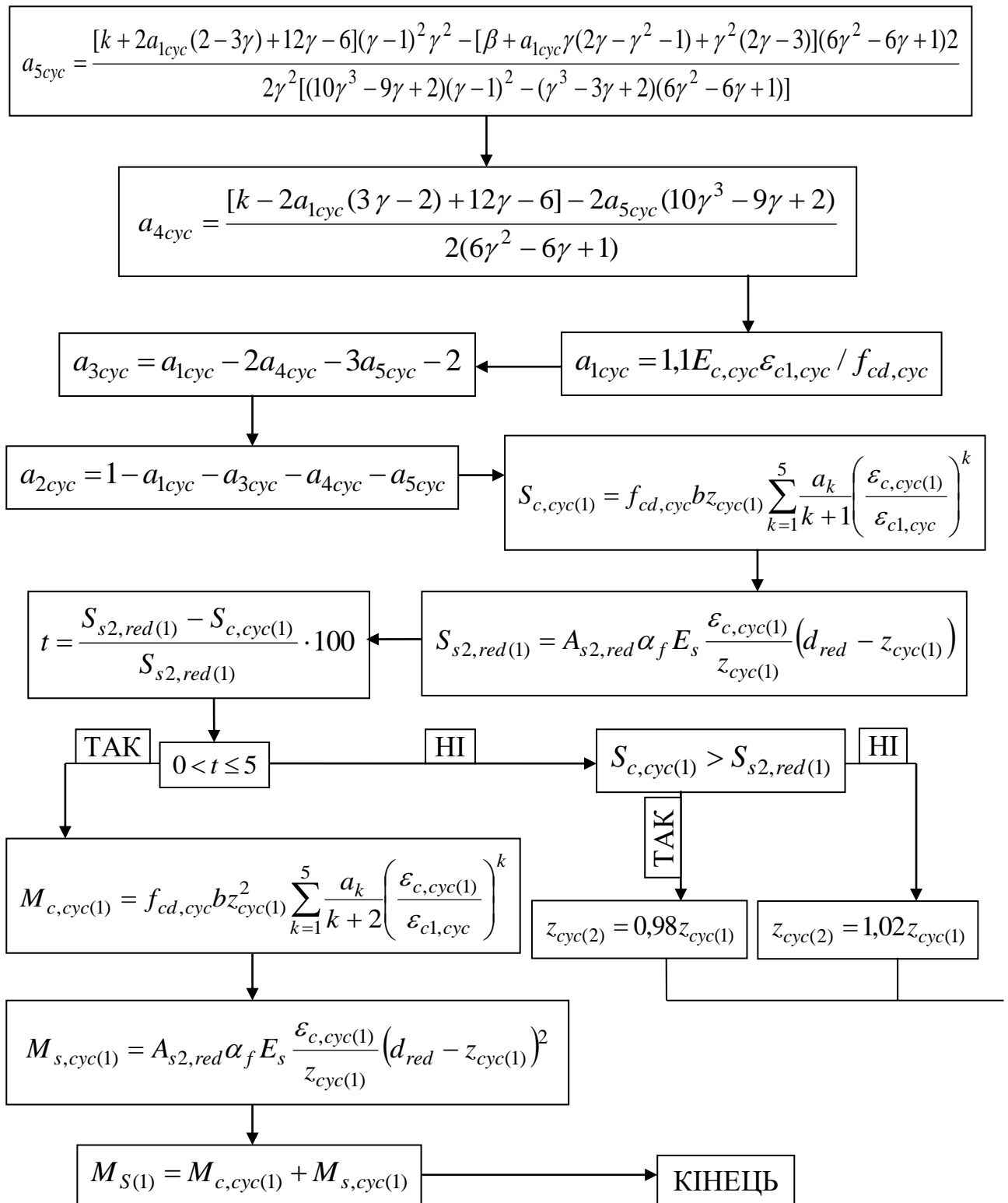


Рис. 5.5 Блок-схема для визначення внутрішніх зусиль в нормальних перерізах підсиленних згинальних залізобетонних елементів з одиночною внутрішньою сталеву арматурою при дії малоциклових навантажень

5.5 Розрахунок підсилення попередньо напруженої залізобетонної плити покриття

Необхідно виконати підсилення попередньо напруженої залізобетонної плити покриття десятиповерхового житлового будинку розмірами в плані 3×6 м (рис. 5.6). В результаті корозії внутрішньої сталеві арматури відбулось відколювання захисного шару бетону, що призвело до втрати арматурою попереднього напруження та зменшення поперечного перерізу на 40 %. Після обстеження встановлено, що конструкція заармована в поздовжньому напрямку 2 Ø 20 А 500С, по одному стержневі в кожному із поздовжніх ребер. Бетон класу С 16/20, максимальний згинальний момент від зовнішнього навантаження посередині прольоту $M_{Ed} = 190 \text{ кН} \times \text{м}$. Плита експлуатується в умовах малоциклових навантажень із верхнім рівнем $0,75 M_{ULS}$.

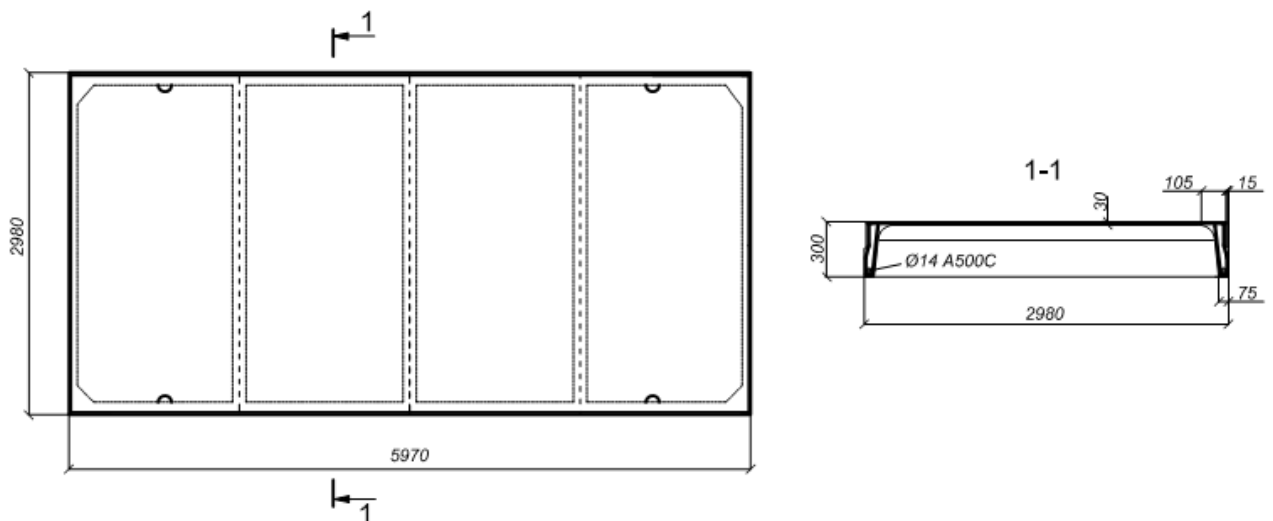


Рис. 5.6 План та поперечний розріз плити покриття

За результатами обстеження: $M_{Ed} = 190 \text{ кН} \times \text{м}$; $\eta_{cyc} = 0,75$; $\lambda_{cl,cyc} = 0,041$;

$$k_f = 0,85.$$

Бетон класу С 16/20: $f_{cd} = 11,5 \text{ МПа}$; $E_{cd} = 20 \times 10^3 \text{ МПа}$; $\varepsilon_{cl} = 166 \times 10^{-5}$; $\varepsilon_{cu1} = 415 \times 10^{-5}$.

Арматура класу А 500С: $0,6 \times A_{s2} = 3,768 \text{ см}^2$; $A_{s2} = 6,28 \text{ см}^2$; $f_{yd} = 500 \text{ МПа}$; $E_s = 20 \times 10^4 \text{ МПа}$.

Параметри перерізу: $h = 0,3 \text{ м}$; $l = 5,87 \text{ м}$; $b'_f = 2,95 \text{ м}$; $b_w = 0,18 \text{ м}$; $h_{eff} = 0,03 \text{ м}$; $\alpha_{s2} = 0,04 \text{ м}$.

Параметри стрічки SikaCarboDurM: $f_f = 3200 \text{ МПа}$; $E_f = 21 \times 10^4 \text{ МПа}$; $\varepsilon_{fy} = 500 \times 10^{-5}$.

Параметри полотна SikaWrap: $f_{fy} = 150 \text{ МПа}$; $E_f = 2,8 \times 10^4 \text{ МПа}$; $t_f = 0,001 \text{ м}$; $\alpha_f = 1,0$.

Роботу внутрішньої сталеві арматури після втрати захисного шару можна розглядати як звичайної арматури, без попереднього напруження.

Поперечний переріз ребристої плити може бути замінений еквівалентним тавровим перерізом з полицею у стиснутій зоні (див. рис. 5.7).

$$\text{Оскільки } \frac{b'_f - b_w}{2} = \frac{2,95 - 0,18}{2} = 1,385 \text{ м} > \frac{1}{6} \cdot l = \frac{1}{6} \cdot 5,87 = 0,978 \text{ м},$$

то $b_{eff} = 0,978 \text{ м}$.

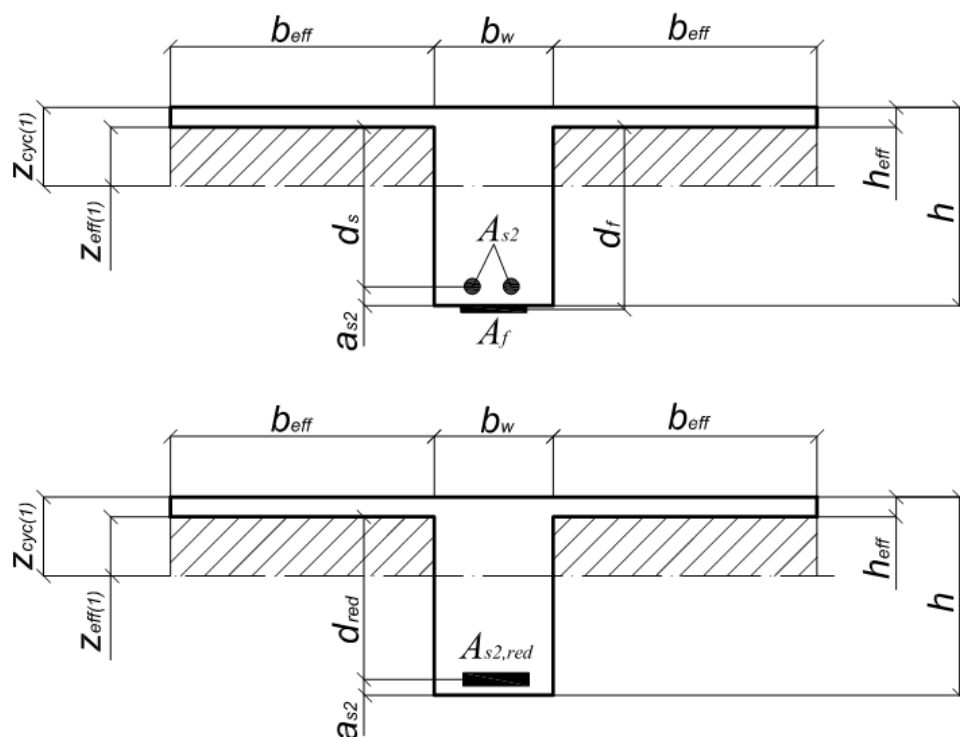


Рис. 5.7 Еквівалентний поперечний переріз плити

На пршій стадії проектування підсилення необхідно визначити, які максимальні деформації $\varepsilon_{c,cyc(1)}$ виникають в крайній стиснутій фібрі бетону конструкції при заданому навантаженні. Для цього, використовуючи блок-схему наведену на рис. 5.2, знаходимо значення $\varepsilon_{c,cyc(1)}$ при експлуатаційному моменті M_{Ee} . Після виконання умови встановлено значення $\varepsilon_{c,cyc(1)} = 145 \times 10^{-5}$.

Для знаходження необхідної площі зовнішньої композитної арматури, для підсилення залізобетонної ребристої плити можна використати блок-схему наведену на рис. 5.4.

На першому кроці наближення приймається приведена робоча висота перерізу підсиленої плити посередені між центром ваги внутрішньої сталеві d_s та зовнішньої композитної d_f арматури (рис. 5.7):

$$d_{red(1)} = d_s + \frac{d_f - d_s}{2} = 0,26 + \frac{0,3005 - 0,26}{2} = 0,28 \text{ м,}$$

$$\text{де } d_s = h - a_{s2} = 0,3 - 0,04 = 0,26 \text{ м, } d_f = h + \frac{t_f}{2} = 0,3 + \frac{0,001}{2} = 0,3005 \text{ м.}$$

Значення $z_{cyc(1)}$ для початку можна прийняти як $0,5 \cdot d_{red(1)}$:

$$z_{cyc(1)} = 0,5 \cdot d_{red(1)} = 0,5 \cdot 0,28 = 0,14 \text{ м.}$$

Після проведення розрахунку на ЕОМ, методом підбору встановлено кінцеве значення $z_{cyc(1)} = 0,053 \text{ м}$.

Визначаємо місце знаходження межі стиснутої зони бетону з умови:

- якщо виявиться, що $z_{cyc(1)} \leq h_{eff}$, то тавровий переріз розраховується як прямокутний висотою h та шириною $2 \cdot b_{eff} + b_w$;
- якщо $z_{cyc(1)} > h_{eff}$, то межа стиснутої зони знаходиться в ребрі поперечного перерізу.

Оскільки $z_{cyc(1)} = 0,053 \text{ м} > h_{eff} = 0,03 \text{ м}$, то межа стиснутої зони знаходиться в ребрі поперечного перерізу.

Подальші розрахунки таврового перерізу проводяться по аналогії із прямокутним з певним корегуванням формул, що були запропоновані в роботі [41].

Далі визначаємо за формулою (5.27) розрахункове значення міцності бетону на стиск після повторних навантажень:

$$f_{cd,cyc} = 11,5(1 + 0,483 \cdot 0,75 - 0,556 \cdot 0,75^2) = 12,07 \text{ МПа.}$$

Параметри $\varepsilon_{c1,cyc}$ та $\varepsilon_{cu,cyc}$ будуть знаходитись із формул (5.24) та (5.25) відповідно:

$$\varepsilon_{c1,cyc} = [235 - 81 / (1 + 7,75 \cdot 10^{-4} 12,07^2)] \cdot 10^{-5} = 162,2 \times 10^{-5},$$

$$\varepsilon_{cu1,cyc} = [235 + 320 / (1 + 12,07^3 \cdot 6 \cdot 10^{-5})] \cdot 10^{-5} = 524,5 \times 10^{-5}.$$

За формулою (5.9) визначаємо:

$$\varepsilon_{s2,red(1)} = \frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{z_{cyc(1)}} (d_{red(1)} - z_{cyc(1)}) = \frac{145 \times 10^{-5}}{0,053} (0,28 - 0,053) = 628,3 \times 10^{-5}.$$

Модуль пружнопластичності бетону після впливу повторних навантажень буде обчислюватись за формулою (5.28):

$$E_{c,cyc} = 30,62 \cdot 10^3 (1 - 0,041 \cdot 0,75) = 29,68 \times 10^3 \text{ МПа,}$$

де $E_{c0,cyc} = 31403 + 160,15 \cdot 0,75 - 1600 \cdot 0,75^2 = 30,62 \times 10^3 \text{ МПа.}$

Значення коефіцієнтів полінома знаходяться за формулами (5.30), і будуть рівні: $a_{1cyc} = 4,388$, $a_{2cyc} = -60,033$, $a_{3cyc} = 168,676$, $a_{4cyc} = -229,806$, $a_{5cyc} = 87,775$.

Приведена площа поперечного перерізу робочої арматури знаходиться за формулою:

$$A_{s2,red(1)} = \frac{M_{Ed} - (f_{cd,cyc} (2b_{eff} + b_w) z_{cyc(1)}^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k - f_{cd,cyc} 2b_{eff} z_{eff(1)}^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{eff1,cyc}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k)}{\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{z_{cyc(1)}} (d_{red(1)} - z_{cyc(1)})^2 \alpha_f E_s} =$$

$$= \frac{190 \cdot 10^3 - (12,07 \cdot 10^6 \cdot 2,136 \cdot 0,053^2 \cdot 0,399 - 12,07 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 0,978 \cdot 0,053^2 \cdot (-0,13))}{\frac{145 \cdot 10^{-5}}{0,053} (0,28 - 0,053)^2 \cdot 1 \cdot 20 \cdot 10^{10}} =$$

$$= 5,6 \times 10^{-4} \text{ м}^2,$$

$$\text{де } \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k = 0,399; \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{eff1,cyc}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k = -0,13;$$

$$\varepsilon_{eff1,cyc} = \frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{z_{cyc(1)}} (z_{cyc(1)} - h_{eff}) = \frac{145 \times 10^{-5}}{0,053} (0,053 - 0,03) = 62,14 \times 10^{-5} - \text{відносна}$$

деформація бетону на нижній грані полиці, при відносній деформації крайньої стиснутої фібри бетону порерізу, що рівна $\varepsilon_{c,cyc(1)}$;

$$z_{eff(1)} = z_{cyc(1)} - h_{eff} = 0,053 - 0,03 = 0,023 \text{ м.}$$

Величина внутрішніх зусиль у стиснутому бетоні із врахуванням впливу малоциклових навантажень буде обчислюватись за формулою (5.31):

$$S_{c,cyc(1)} = f_{cd,cyc} (2b_{eff} + b_w) z_{cyc(1)} \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k - f_{cd,cyc} 2b_{eff} z_{eff(1)} \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{eff1,cyc}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k =$$

$$= 12,07 \cdot 10^6 \cdot 2,136 \cdot 0,053 \cdot 0,452 - 12,07 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 0,978 \cdot 0,053 \cdot (-0,173) = 704,3 \text{ кН,}$$

$$\text{де } \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k = 0,452; \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{eff1,cyc}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k = -0,173.$$

Величина внутрішніх зусиль у розтягнутій арматурі із врахуванням впливу малоциклових навантажень буде обчислюватись за формулою (5.13):

$$S_{s2,red(1)} = 5,6 \cdot 10^{-4} \cdot 1 \cdot 20 \cdot 10^4 \cdot 10^6 \cdot 628,3 \cdot 10^{-5} = 703,8 \text{ кН.}$$

Перевіряємо виконання умови (5.34). Відхилення *т* лежить в межах $0 < t \leq 5$, тому величина $z_{cyc(1)}$ підібрана правильно:

$$t = \frac{S_{s2,red(1)} - S_{c,cyc(1)}}{S_{s2,red(1)}} \cdot 100 = \frac{704,3 - 703,8}{704,3} \cdot 100 = 0,07 \text{ \%}.$$

Підсилення за допомогою композитного полотна SikaWrap.

Умовний розрахунковий опір на розтяг композитного полотна надається в технічній документації і для полотна SikaWrap $f_{fy} = 150$ МПа.

Приймаємо для початку $z_{cyc(1)}$ таке ж, як і для знаходження необхідної площі підсилення $z_{cyc(1)} = 0,053$ м. Після розрахунку на ЕОМ, методом підбору встановлено кінцеве значення $z_{cyc(1)} = 0,0585$ м.

Необхідна площа зовнішнього композитного полотна з рівняння (5.4) буде визначатись методом підбору. На першій стадії беремо два шари полотна з найменшою шириною 30 см (по одному на кожне ребро плити).

Після проведення комп'ютерного підбору, із сортаменту [60] прийнято рішення використати чотири полотна шириною 30 см (по два на кожне ребро) та чотири смуги шириною 7,5 см (по дві на кожне ребро), які приклеюються лише на нижню грань плити. Смуги шириною 7,5 см отримуються шляхом поздовжнього розрізання стандартного полотна шириною 30 см. Тоді приведена площа поперечного перерізу робочої арматури буде рівна:

$$A_{s2,red} = 3,768 \cdot 10^{-4} + 3 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{91,78 \cdot 10^6}{500 \cdot 10^6} + 3 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{115,07 \cdot 10^6}{500 \cdot 10^6} +$$

$$3 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{138,36 \cdot 10^6}{500 \cdot 10^6} + 6 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{150 \cdot 10^6}{500 \cdot 10^6} = 7,64 \times 10^{-4} \text{ м}^2,$$

де $A_{f1} = A_{f2} = A_{f3} = 8 \cdot t_f \cdot l_d = 8 \cdot 0,001 \cdot 0,0375 = 3 \times 10^{-4} \text{ м}^2$ – площа поперечного

перерізу смуги полотна, що знаходиться на бічній поверхні;

$l_d = 0,0375$ м – прийнята ширина смуги полотна, яка розглядається;

$A_{f4} = 8 \cdot t_f \cdot b = 8 \cdot 0,001 \cdot 0,075 = 6 \times 10^{-4} \text{ м}^2$ – площа поперечного перерізу

полотна, що знаходиться на нижній грані ригеля;

$\sigma_{f1} = 91,78$ МПа, $\sigma_{f2} = 115,07$ МПа, $\sigma_{f3} = 138,36$ МПа – напруження в

ділянках полотна, що визначались за формулою (5.3) (див. рис. 5.5).

Знаходимо кінцеву величину приведеної робочої висоти перерізу d_{red} :

$$d_{red(2)} = \frac{2,04 \cdot 10^{-4}}{7,64 \times 10^{-4}} = 0,266 \text{ м},$$

$$\begin{aligned} \text{де } S_{red} &= A_{s2} \cdot 0,26 + A_{f1} \cdot \frac{\sigma_{f1}}{f_{yd}} \cdot 0,206 + A_{f2} \cdot \frac{\sigma_{f2}}{f_{yd}} \cdot 0,244 + A_{f3} \cdot \frac{\sigma_{f3}}{f_{yd}} \cdot 0,281 + A_{f4} \cdot \frac{f_{fy}}{f_{yd}} \cdot 0,3 = \\ &= 2,04 \times 10^{-4} \text{ м}^3. \end{aligned}$$

За формулою (4.9) визначаємо:

$$\varepsilon_{s2,red(1)} = \frac{145 \times 10^{-5}}{0,0585} (0,266 - 0,0585) = 515,9 \times 10^{-5}.$$

Величина внутрішніх зусиль у стиснутому бетоні із врахуванням впливу малоциклових навантажень буде обчислюватись за формулою (5.31):

$$S_{c,cyc(1)} = 12,07 \cdot 10^6 \cdot 2,136 \cdot 0,0585 \cdot 0,452 - 12,07 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 0,978 \cdot 0,0585 \cdot (-0,162) = 790,3 \text{ кН}.$$

Величина внутрішніх зусиль у розтягнутій арматурі із врахуванням впливу малоциклових навантажень буде обчислюватись за формулою (5.13):

$$S_{s2,red(1)} = 7,64 \cdot 10^{-4} \cdot 1 \cdot 20 \cdot 10^4 \cdot 10^6 \cdot 515,9 \cdot 10^{-5} = 788,3 \text{ кН}.$$

Перевіряємо виконання умови (5.34). Відхилення *т* лежить в межах $0 < t \leq 5$, тому величина $z_{cyc(1)}$ підібрана правильно:

$$t = \frac{790,3 - 788,3}{790,3} \cdot 100 = 0,25 \text{ \%}.$$

Визначаємо граничний розрахунковий момент внутрішніх зусиль за формулою (5.38):

$$\begin{aligned} M_{S(1)} &= 12,07 \cdot 10^6 \cdot 2,136 \cdot 0,0585^2 \cdot 0,399 - 12,07 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 0,978 \cdot 0,0585^2 \cdot (-0,109) + \\ &+ 7,64 \times 10^{-4} \cdot 1 \cdot 20 \cdot 10^{10} \cdot \frac{145 \cdot 10^{-5}}{0,0585} (0,266 - 0,0585)^2 = 201,15 \text{ кН} \times \text{м}. \end{aligned}$$

Перевіряємо виконання умови (4.39):

$$M_{S(1)}(1 - 0,05) = 201,15 \cdot (1 - 0,05) = 191,09 \text{ кН} \times \text{м} > M_{Ed} = 190 \text{ кН} \times \text{м}.$$

Отже, підсилений переріз може нести задане навантаження.

5.6 Висновки

1. В діючих нормах ДБН В.2.6.-98:2009 та ДСТУ Б.В.2.6-156:2010 відсутня методика, за якою можна було б розрахувати підсилені згинальні залізобетонні елементи, зокрема приклеєною в розтягнутій зоні зовнішньою композитною арматурою.
2. Удосконалено розрахунок несучої здатності нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів, підсилених зовнішньою композитною арматурою при дії на них однократного та малоциклового навантаження за деформаційною моделлю з дотриманням вимог ДБН В.2.6.-98:2009 та ДСТУ Б.В.2.6-156:2010.
3. Розроблені рекомендації по розрахунку необхідної площі поперечного перерізу зовнішньої композитної арматури підсилення та несучої здатності підсилених згинальних залізобетонних елементів при дії на них однократного та малоциклового навантаження за деформаційною моделлю.
4. Створено алгоритми розрахунку площі поперечного перерізу зовнішньої композитної арматури підсилення та несучої здатності підсилених згинальних залізобетонних елементів для розробки комп'ютерних програм.
5. Запроектовано підсилення плити покриття десятиповерхового житлового будинку композитним полотном за допомогою отриманого алгоритму.

РОЗДІЛ 6

СПЕЦІАЛЬНА ЧАСТИНА

6.1. Порівняння варіантів конструкції зовнішніх стін

Розглядаються три варіанти конструкції зовнішньої стіни: з двох шарів цегли та шару пінополістиролу, який знаходиться ззовні (зовнішня стіна будинку розрахована в Архітектурному розділі); конструкція стін з двох шарів цегли; стіни з двох шарів цегли та шару вати.

Конструкція стін з суцільної цегли:

1. Зовнішнє тинькування цементно-вапняним розчином.
2. Цегляна кладка.
3. Внутрішнє тинькування вапняно-піщаним розчином

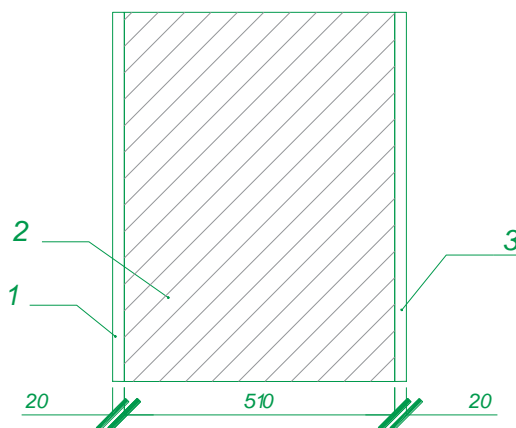


Рис. 6.1 Конструкція стін з суцільної цегляної кладки

Таблиця 6.1 Розрахункові характеристики матеріалів

№ шару	Назва матеріалу шару	Теплопровідність, Л Вт / м ² с	Густина, γ кг /м ³	Товщина шару, м
1	Цементно-вапняне тинькування	0,87	1700	0,02
2	Цегляна кладка	0,81	1800	0,51
3	Вапняно-піщане тинькування	0,81	1600	0,02

$$R_0 = \frac{1}{\alpha\beta} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{1}{\lambda h} = \frac{1}{23} + \frac{0.02}{0.87} + \frac{0.51}{0.81} + \frac{0.02}{0.81} + \frac{1}{8.7} =$$

$$= 0.836 \text{ м}^2 \text{ с} / \text{Вт}$$

$$R_0^H = 2,2 \text{ м}^2 \text{ с} / \text{Вт}$$

$$R_0 = 0,836 \text{ м}^2 \text{ с} / \text{Вт} < R_0^H = 2,2 \text{ м}^2 \text{ с} / \text{Вт}$$

Висновок: Конструкція такої стіни не відповідає теплотехнічним вимогам.

Конструкція стін з ватою:

1. Зовнішнє тинькування цементно-вапняним розчином.
2. Мінеральна вата.
3. Цегляна кладка.
4. Внутрішнє тинькування вапняно-піщаним розчином.

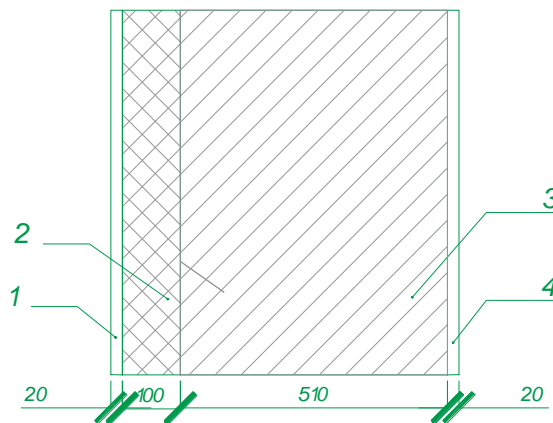


Рис. 6.2 Конструкція стіни з полегшеної цегляної кладки

Таблиця 6.2 Розрахункові характеристики матеріалів

№ Шару	Назва матеріалу шару	Теплопровідність, Л Вт / м ² с	Густина, γ кг / м ³	Товщина шару, м
1	Цементно-вапняне тинькування	0,87	1700	0,02
2	Мінеральна вата	0,07	1400	0,1
3	Цегляна кладка	0,81	1800	0,51
4	Вапняно-піщане тинькування	0,81	1600	0,02

$$R_o = \frac{1}{\alpha\beta} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{\delta_5}{\lambda_5} + \frac{1}{\lambda h} = \frac{1}{23} + \frac{0.02}{0.87} + \frac{0.1}{0.07} + \frac{0.51}{0.81} + \frac{0.02}{0.81} + \frac{1}{8.7} =$$

$$= 2.26 \text{ m}^2 \text{ } ^\circ\text{C} / \text{Вт}$$

$$R_o^H = 2,2 \text{ m}^2 \text{ } ^\circ\text{C} / \text{Вт}$$

$$R_o = 2,26 \text{ m}^2 \text{ } ^\circ\text{C} / \text{Вт} > R_o^H = 2,2 \text{ m}^2 \text{ } ^\circ\text{C} / \text{Вт}$$

Висновок: Конструкція зовнішньої стіни придатна до застосування.

Висновок: з теплотехнічного розрахунку другий варіант конструкції стіни (стіна з суцільної цегли) не відповідає поставленим вимогам. З двох інших варіантів найбільш якісним є перший варіант (стіна цегляна з пінополістиролу). Тому приймається варіант з утепленням стіни пінополістиролом з зовнішнього боку.

РОЗДІЛ 7

ОБГРУНТУВАННЯ ЕКОНОМІЧНОЇ ЕФЕКТИВНОСТІ

7.1 Розробка інвесторської кошторисної документації

Інвесторська кошторисна вартість реконструкції житлового будинку визначена на основі конструктивних елементів будівлі, проектних об'ємів робіт та прийнятої технології будівельно-монтажних робіт.

Реконструкція десятиповерхового житлового будинку з відбувається в м. Тернопіль.

Інвесторська кошторисна вартість будівництва базується на основі нормативно-розрахункових показників та поточних цін трудових та матеріально-технічних ресурсів.

Інвесторська кошторисна документація складена із застосуванням:

Правил визначення вартості будівництва (ДСТУ БД 1.1.1.-2013);

Ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи РЕКН;

Вказівок щодо застосування ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні норми;

Ресурсних кошторисних норм експлуатації будівельних машин і механізмів.

Вартість матеріальних ресурсів і машино-годин прийнята за регіональними поточними цінами станом на дату складання документації.

Загальновиробничі витрати визначено розрахунково-аналітичним методом відповідно до усереднених показників.

Десятиповерховий житловий будинок

Локальний кошторис на будівельні роботи № 2-1-1
на Десятиповерховий житловий будинок
Десятиповерховий житловий будинок

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 3797,734 тис. грн.
 Кошторисна трудомісткість 24,86 тис.люд.-год.
 Кошторисна заробітна плата 567,491 тис. грн.
 Середній розряд робіт 4,4 розряд

Складений в поточних цінах станом на "26 листопада" 2019 р.

№ п/п	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	
										заробітної плати	в тому числі заробітної плати
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Розділ 1. Вікна											
1	E46-44-1	Розбирання дерев'яних заповнень віконних прорізів з підвіконними дошками	100м2	4,38	<u>4981,42</u> 4770,12	<u>206,06</u> 64,19	21819	20893	<u>903</u> 281	<u>272,89</u> 3,8437	<u>1195,26</u> 16,84
2	ЕН10-20-2	Заповнення віконних прорізів готовими блоками площею до 2 м2 з металлопластику в кам'яних стінах житлових і громадських будівель	100м2	2,55	<u>3421,87</u> 3214,25	<u>193,87</u> 114,86	8726	8196	<u>494</u> 293	<u>149,5</u> 6,4856	<u>381,23</u> 16,54
3	ЕН10-20-3	Заповнення віконних прорізів готовими блоками площею до 3 м2 з металлопластику в кам'яних стінах житлових і громадських будівель	100м2	1,83	<u>2608,19</u> 2437,03	<u>161,32</u> 95,58	4773	4460	<u>295</u> 175	<u>113,35</u> 5,3966	<u>207,43</u> 9,88
4	C111-2001-6 варіант 1	Піна монтажна	л	120	<u>107,47</u> -	- -	12896	-	- -	- -	- -

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
5	C123-33 варіант 1	Блоки віконні металопластикові	м2	438	<u>1430,25</u>	-	626450	-	-	-	-	
6	EH10-25-3	Установлення пластикових підвіконних дошок	100м	6,46	<u>626,56</u> 597,62	<u>28,94</u> 17,14	4048	3861	<u>187</u> 111	<u>31,52</u> 0,968	<u>203,62</u> 6,25	
7	C111-1498 варіант 1	Плити підвіконні ПВХ	м2	291	<u>245,51</u>	-	71443	-	-	-	-	
8	EH15-182-1	Шпаклювання стін мінеральною шпаклівкою "Cerezit"	100м2	5,64	<u>1563,71</u> 1511,82	<u>0,89</u> 0,76	8819	8527	<u>5</u> 4	<u>76,82</u> 0,0444	<u>433,26</u> 0,25	
9	EH15-179-5	Поліпшене фарбування стін полівінілацетатними водоемульсійними сумішами по збірних конструкціях, підготовлених під фарбування	100м2	5,64	<u>793,57</u> 750,00	<u>0,22</u> 0,19	4476	4230	<u>1</u> 1	<u>38,11</u> 0,0111	<u>214,94</u> 0,06	
Разом прямі витрати по розділу 1							763450	50167	<u>1885</u> 865		<u>2635,74</u> 49,82	
Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.							763450					
-----							711398					
							51032					
							41200					
							301,51					
							9747					
							804650					
Всього по розділу 1							804650					
Розділ 2. Двері												
10	E46-44-3	Розбирання дерев'яних заповнень дверних і воротних прорізів	100м2	1,27	<u>2840,29</u> 2628,99	<u>206,06</u> 64,19	3607	3339	<u>262</u> 82	<u>150,4</u> 3,8437	<u>191,01</u> 4,88	
11	EH10-28-1	Заповнення дверних прорізів готовими дверними блоками площею до 2 м2 з металопластику у кам'яних стінах	100м2	1,27	<u>3286,49</u> 1999,48	<u>1272,94</u> 318,68	4174	2539	<u>1617</u> 405	<u>98,11</u> 14,85	<u>124,6</u> 18,86	
12	C123-33 варіант 2	Блоки дверні металопластикові зовнішні	м2	127	<u>3062,25</u>	-	388906	-	-	-	-	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
13	C111-2001-6 варіант 1	Піна монтажна	л	48	<u>107,47</u>	-	5159	-	-	-	-	
14	EH15-182-1	Шпаклювання стін мінеральною шпаклівкою "Cerezit"	100м2	2,043	<u>1563,71</u> 1511,82	<u>0,89</u> 0,76	3195	3089	<u>2</u> 2	<u>76,82</u> 0,0444	<u>156,94</u> 0,09	
15	EH15-179-5	Поліпшене фарбування стін полівінілацетатними водоемульсійними сумішами по збірних конструкціях, підготовлених під фарбування	100м2	2,043	<u>793,57</u> 750,00	<u>0,22</u> 0,19	1621	1532	-	<u>38,11</u> 0,0111	<u>77,86</u> 0,02	
Разом прями витрати по розділу 2							406662	10499	<u>1881</u> 489		<u>550,41</u> 23,85	
Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.							406662					

Всього по розділу 2							415308					
Розділ 3. Зовнішнє утеплення, фасад												
16	EH15-78-1	Утеплення фасадів мінеральними плитами товщиною 100 мм з опорядженням декоративним розчином за технологією "CEREZIT". Стіни гладкі	100 м2	40,67	<u>15160,59</u> 10774,65	-	616581	438205	-	<u>479,94</u>	<u>19519,16</u>	
17	C1545-42 варіант 1	Дюбелі пластмасові	100шт	325,36	<u>84,08</u>	-	27356	-	-	-	-	
18	C1545-42 варіант 2	Дюбелі монтажні	100шт	4,44	<u>84,08</u>	-	373	-	-	-	-	
19	C126-1310 варіант 1	Профілі цокольні	м	148	<u>14,06</u>	-	2081	-	-	-	-	
20	C111-1783 варіант 1	Сітка армуюча для утеплення	м2	4067	<u>90,83</u>	-	369406	-	-	-	-	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
21	C111-2011-1	Суміш ППС (для приклеювання пінополістирольних плит) Ceresit СТ 83	кг	20335	<u>2,73</u>	-	55515	-	-	-	-
22	C111-2012-8	Штукатурка декоративна акрилова (короїд) Ceresit СТ 64	кг	65072	<u>13,61</u>	-	885630	-	-	-	-
23	C111-2016-2	Акрилова фарба Ceresit СТ 42	л	11620	<u>27,90</u>	-	324198	-	-	-	-
		Разом прямі витрати по розділу 3					2281140	438205	-		<u>19519,16</u>
		Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.					2281140				
							1842935				
							438205				
							296636				
							1717,69				
							55533				
							2577776				
		Всього по розділу 3					2577776				
		Разом прямі витрати по кошторису					3451252	498871	<u>3766</u>		<u>22705,31</u>
		Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.					3451252		1354		73,67
							2948615				
							500225				
							346482				
							2080,6				
							67266				
							3797734				
		Всього по кошторису					3797734				
		Кошторисна трудомісткість, люд.год.					24860				

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		Кошторисна заробітна плата, грн.					567491				

Склав

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

(назва організації, що затверджує)

Затверджено

Зведений кошторисний розрахунок у сумі 5098,668 тис. грн.
В тому числі зворотних сум 1,139 тис. грн.

(посилання на документ про затвердження)

" " _____ 20__ р.

ЗВЕДЕНИЙ КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК ВАРТОСТІ ОБ'ЄКТА БУДІВНИЦТВА №

Деситиповерховий житловий будинок

Складений в поточних цінах станом на 26 листопада 2019 р.

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування глав, будинків, будівель, споруд, лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури, робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.			
			будівельних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	інших витрат	загальна вартість
1	2	3	4	5	6	7
1	2-1	Глава 2. Об'єкти основного призначення Десятиповерховий житловий будинок	3797,734	-	-	3797,734
		Разом по главі 2:	3797,734	-	-	3797,734
		Разом по главах 1-7:	3797,734	-	-	3797,734
2	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.11	Глава 8. Тимчасові будівлі і споруди Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених проектом (робочим проектом)	7,595	-	-	7,595
		Разом по главі 8:	7,595	-	-	7,595
		Разом по главах 1-8:	3805,329	-	-	3805,329

1	2	3	4	5	6	7
3	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 26	Глава 9. Кошти на інші роботи та витрати Додаткові витрати при виконанні будівельних робіт у зимовий період (0,35X0,9)%	11,987	-	-	11,987
		Разом по главі 9:	11,987	-	-	11,987
		Разом по главах 1-9:	3817,316	-	-	3817,316
4	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 44	Глава 10. Утримання служби замовника Кошти на утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд) (2,5 %)	-	-	95,433	95,433
		Разом по главі 10:	-	-	95,433	95,433
5	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 49	Глава 12. Проектно-вишукувальні роботи та авторський нагляд Вартість проектних робіт	-	-	141,622	141,622
6	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 50	Вартість експертизи проектної документації (K=1,1)	-	-	8,339	8,339
7	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 51	Кошти на здійснення авторського нагляду	-	-	-	-
		Разом по главі 12:	-	-	149,961	149,961
		Разом по главах 1-12:	3817,316	-	245,394	4062,711
	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16	Кошторисний прибуток (П)	77,103	-	-	77,103
	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельних організацій (АВ)	-	-	35,947	35,947
	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16	Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва	68,712	-	4,417	73,129
	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16	Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами	-	-	-	-
		Разом	3963,131	-	285,758	4248,890
		Разом крім ПДВ	3963,131	-	285,758	4248,890
	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16	Податок на додану вартість (ПДВ) (20 %)	-	-	849,778	849,778

1	2	3	4	5	6	7
		Всього по зведеному кошторисному розрахунку	3963,131	-	1135,536	5098,668
		Зворотні суми	-	-	-	1,139
	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.18.1	у тому числі: - від тимчасових будівель і споруд(15 %)	-	-	-	1,139

Керівник проектної організації _____

Головний інженер проекту
(Головний архітектор проекту) _____

Керівник відділу _____

РОЗДІЛ 8

ВИМОГИ З ТЕХНІКИ БЕЗПЕКИ І ОХОРОНИ ПРАЦІ

8.1. Охорона праці

До початку робіт усі робітники і інженерно-технічний персонал повинні бути ознайомлені із проектом виробництва робіт або з технологічною картою.

На території будівельного об'єкту перед початком робіт по улаштуванню елементів фасаду повинні бути визначені зони, небезпечні для робіт і проходи людей.

До початку робіт необхідно:

- визначити місця складування і зберігання матеріалів, обладнання і інструментів на будівельному майданчику;
- забезпечити будівельний об'єкт питною і технічною водою, а також засобами для надання першої медичної допомоги;
- обладнати місця відпочинку робітників;
- забезпечити всіх робітників засобами індивідуального захисту і проінструктувати про порядок користування та догляду за ними.

Організація робочих місць на будівництві повинна забезпечувати безпеку виконання робіт.

Робітники, які працюють на обладнанні теплоізоляції, забезпечуються робочим одягом відповідно до діючих норм.

Місця, де є небезпека появи або утворення шкідливого газу, перед допуском робітників, повинні ретельно провітрюватися. Робітники, що працюють у місцях можливого утворення або появи шкідливого газу, повинні забезпечуватися протигазами або кисневими приладами.

Відкриті отвори в стінах, які розташовані на рівні перекриття, або робочого настилу, або на висоті менше 0,7 м від них, а іншим боком повернені

убік, і де немає суцільного настилу, повинні бути огорожені на висоту не менше 1 м.

При виконанні робіт на висоті більше 1,1 м і при неможливості виконання настилів з огорожами робітники повинні бути забезпечені запобіжними поясами. Місця закріплення ланцюгів або канатів запобіжних поясів повинні бути вказані робітникам наперед.

Запобіжні пояси, їх ланцюги і канати, які видаються робітникам, повинні мати паспорти і бірки. У разі відсутності паспортів поясів до їх застосування повинні бути проведені випробування відповідно з діючими ДСТУ.

Забороняється виконувати роботи з обладнання скріпленої теплоізоляції на фасаді одночасно в двох і більше ярусах по одній вертикалі, якщо немає відповідних захисних пристосувань.

Будівельні машини, механізми, верстати, будівельний інвентар та інструменти повинні відповідати характеру виконуваної роботи, а також повинні використовуватися в справному вигляді і мати належні огорожі. До управління машинами з електричним двигуном забороняється допускати осіб, які не мають посвідчення на право управління даною машиною.

Робітники, які обслуговують машини і керують ними, повинні мати інструкцію, в якій вказані вимоги з техніки безпеки, вказівки з системи сигналів, правила управління машиною і доглядом за робочим місцем, вказівки про граничні навантаження і допустимі швидкості роботи машини, а також вказівки про можливі об'єднання операцій.

Використання вантажних підйомників і кранів для переміщення людей забороняється.

У неробочий час всі машини і механізми повинні знаходитися у стані, що виключає можливість їх запуску сторонніми особами.

Включати в мережу електродвигуни, електроінструменти, прилади електричного освітлення і т. п. необхідно тільки за допомогою існуючих для цих цілей приладів; виконувати включення і виключення скручуванням дротів забороняється.

Вантажо- розвантажувальні роботи з пилоподібними матеріалами (сухі будівельні суміші, цемент, гіпс, вапно і т, п.) слід виконувати тільки механізованим способом і при їх температурі не більше +40°C.

Скидання матеріалів і сміття без жолобів або інших пристосувань з висоти більше одного поверху заборонено.

До робіт із застосуванням сухих сумішей допускаються особи, що досягли вісімнадцяти років і які пройшли:

- професійну підготовку;
- попередній медичний огляд відповідно до вимог Мінохоронздоров'я України;
- увідний інструктаж з безпеки праці, виробничої санітарії, пожежної і електробезпеки.

Періодичність проведення інструктажів на робочих місцях і перевірка знань робітників по безпечному виконанню робіт повинні відповідати «Типовому положенню про навчання, інструктаж та перевірку знань з питань охорони праці», яке затверджене наказом Держнагляд охорони праці України від 04.04.98 р. № 30.

8.2. Безпека в надзвичайних ситуаціях

Для підвищення стійкості будинків у надзвичайних ситуаціях по перше на будівництві необхідно виконати комплекс заходів та вимог, які визначають його стійкість. Крім того, підвищують стійкість роботи наступні заходи:

а) Підвищення надійності захисту населення будинку

Надійна будівлі нерозривно пов'язана з захистом населення від небезпечних наслідків надзвичайних ситуацій.

Для підвищення надійності захисту проводять:

- створюють надійну систему оповіщення і підтримують її в постійної готовності;
- будують і обладнують належний фонд захисних споруд, організують його обслуговування і підтримку в готовності, при загрозі виникнення НС приводять в готовність к прийому укриття;
- пристосовують під укриття підвали, шахти, інші заглиблені споруди;
- планування і підготовку до проведення евакуаційних заходів населення;
- накопичення, підтримку в готовності до використання засобів індивідуального захисту;
- навчання населення порядку дій і правил поведінки, використання засобів індивідуального та колективного захисту при виникненні НС;

б) підвищення стійкості інженерно – технічного комплексу

- високі споруди укріплюють за допомогою розтяжок;
- всередині будинки укріплюють устроєм і установкою при необхідності каркасів, підкосів, рам, опор, контрфорсів для зменшення пролетів несучих конструкцій, а також використання більш міцних матеріалів;
- заглиблення комунікацій або розміщення їх і лотках на не високих естакадах з наступним обвалуванням ґрунтом;

Надійність енергопостачання підвищують використанням автономного джерела, устроєм автоматичного відключення при виникненні перенапруги,

постачанням електроенергії на об'єкт і до ділянок по підземним кабельним лініям. Дублюються найбільш уразливі елементи (трансформаторні підстанції, розподільчі і диспетчерські пункти) енергопостачання.

Система газопостачання буде працювати надійніше коли об'єкт має запаси газу, які зберігають у газгольдерах. Газ до об'єкту підводять з двох напрямків. На випадок руйнування газових мереж необхідно їх обладнати устроєм для автоматичного відключення і запірну арматуру зі дистанційним управлінням.

Забезпечення теплом більш стійке при використанні двох джерел постачання, один з яких автономна котельня. Її треба розміщувати в підвальних приміщеннях або в спеціальних окремо розміщених спорудах. Теплові мережі закріплюються, паралельні ділянки з'єднуються перемичками.

в) підвищення протипожежної стійкості

- територія повинна постійно очищатися від горючих відходів, тимчасових побудов;
- підвищується вогнестійкість дерев'яних конструкцій шляхом покриття вогнезахисним фарбуванням і обмазками.

г) підвищення вимог до систем газопостачання.

- газорозподільні станції необхідно розташовувати за межами території об'єкта. На газовій мережі повинні встановлюватися автоматичні вимикаючі пристрої, що спрацьовують від дії надлишкового тиску.
- на газопроводах також потрібно встановлювати запірну арматуру і крани, що автоматично перекривають подачу газу при розриві труб, що дозволяє відключати аварійні ділянки від загальної мережі газопостачання.

РОЗДІЛ 9

ЕКОЛОГІЯ

9.1. Багатоквартирні будинки та їх вплив на екологію. Шляхи до зменшення антропогенного впливу

Багатоквартирні будинки є одним із опосередкованих об'єктів, що спричиняють негативний вплив на екологічну ситуацію як з причин досить великої концентрації населення (мешканців, які в свою чергу впливають на природу), так і через незадовільний стан власне самих будівель [31].

Значний вплив на стан довкілля здійснює саме неефективне енергопостачання багатоквартирних житлових будинків. Наприклад, у різних країнах на опалення всіх будівель використовується близько 30% всіх енергоресурсів, що є дуже високим показником зважаючи на кількість вуглекислого газу, який потрапляє в атмосферу при спалюванні палива. Відповідно, розумне споживання природних ресурсів і зниження впливу на екологію – тема, актуальна не тільки для України. У країнах Європи вже впроваджуються проекти переходу на четверте покоління системи централізованого опалення при максимальному використанні альтернативних джерел енергії. Україна ж наразі тільки починає вивчати основи енергоефективності.

Більшість житлових та громадських будівель в Україні побудовано переважно у період з 1950 по 1990 рр. в період індустріального будівництва. На даний час 80% багатоквартирних будинків потребують ремонту. Майже всі – термомодернізації. На житловий сектор припадає 25% споживання електроенергії і 45% споживання тепла, а через неефективне використання будівлі втрачають від 30 до 50% тепла. Так, на опалення середньої квартири площею 60м², якщо не проводилася термомодернізація, в Україні використовується 3 000 – 4 500 м³ природного газу за рік, в той час як у

європейських країнах на квартиру такої ж площі необхідно $1,000 \text{ м}^3 - 1,500 \text{ м}^3$ природного газу. У разі проведення термомодернізаційних заходів та раціонального використання обсяги споживання природного газу можна скоротити на 25-30%, таким чином можна досягнути і економії коштів, і зменшення негативного впливу на довкілля.

Вагомими факторами впливу на стан навколишнього природного середовища є викиди забруднюючих речовин від автомобілів, розміщених на автостоянках біля будинку, адже контроль за дотриманням відповідних екологічних стандартів практично не здійснюється. Так, в експлуатації перебуває досить велика кількість транспортних засобів, що не відповідають затвердженому стандарту Євро-5. Згідно статистики в Україні зареєстровано 4,4 млн. транспортних засобів, токсичність вихлопу яких відповідає лише нормам Євро-0. Це дуже негативно впливає на екологічну ситуацію, адже вихлопні гази накопичуються у нижніх шарах атмосфери, тобто шкідливі речовини знаходяться в зоні дихання людини, а також вони осідають у ґрунти. Також в процесі експлуатації багатоквартирного будинку утворюються різноманітні відходи: тверді побутові відходи, відпрацьовані лампи, відходи від прибирання території зелених насаджень.

Водопостачання та каналізування будинків здійснюється від наявних мереж, що гарантує безпеку для поверхневих вод. Проте через запущений стан системи в будинку, якими, як правило, ніхто не займається, і руйнацію наявних мереж це призводить до загрози забруднення підземних вод (впливу стічних вод).

Зменшити антропогенний вплив можна шляхом систематичного проведення комплексу заходів у всіх секторах. Так, необхідно проводити заходи з термомодернізації для зменшення споживання енергоресурсів. При будівництві нових будинків необхідно враховувати питання екології та зводити енергоефективні житлові будинки, основною ідеєю яких вважається часткова (в ідеалі повна) відмова від стандартних інженерних систем.

9.2. Екологічна оцінка опоряджувальних будівельних матеріалів

В даний час якість сировини для виробництва будівельних матеріалів і самих будівельних матеріалів, що визначається ДСТУ та ТУ, в основному оцінюється за технологічними і технічними характеристиками і лише невелика доля окремих гігієнічних вимог, що стосуються охорони праці і транспортування, подається у вигляді показників, що практично не дозволяють оцінити міру їх небезпеки для здоров'я населення. Для комплексної екологічної оцінки матеріалів необхідно знати всю сукупність негативних властивостей і їх вплив на здоров'я людини, тобто його гігієнічну безпеку на всіх стадіях життєвого циклу матеріалу, а в даному випадку, перш за все, на стадії його експлуатації, оскільки від вибору матеріалу для інтер'єру залежить не лише безпека житла, але і його комфорт.

Основним задачею, що поставлені у даному дослідженні, є екологічна оцінка будівельних матеріалів за показниками їх гігієнічної безпеки, визначення цих критеріїв безпеки і характеристик для оцінки впливу будівельних матеріалів на здоров'я людини. На їх основі потрібно розробити екологічні шляхи покращення санітарно-гігієнічних властивостей оздоблювальних матеріалів.

Гігієнічна безпека будівельних матеріалів для людини визначається комплексом санітарно-гігієнічних характеристик (СГХ), що визначають потенційну небезпеку матеріалу для здоров'я людини, відповідність будівельним вимогам, які ставляться до матеріалів чи виробів конкретного призначення. Небезпека матеріалу може проявлятися за рахунок забруднення навколишнього середовища, наприклад, повітря в приміщенні, або за рахунок безпосереднього контакту з ним людини. Несприятливий вплив на організм людини обумовлений сукупністю взаємовпливів між матеріалом, середовищем і людиною. Комплексом санітарно-хімічних характеристик (СХХ) визначається небезпека речовин, що виділяються з матеріалу, забруднюють місце існування людини.

Забруднення середовища, що контактує з поверхнею, в першу чергу оздоблювальних будівельних матеріалів, відбувається за рахунок газоподібних речовин і твердих частинок пилу, який утворюється за рахунок тертя. В цьому випадку говорять про процес емісії, міграцію з матеріалу летких з'єднань, що містяться в нім [32].

Міграція речовин в матеріалі – складний багатостадійний процес, тривалість якого може складати від декількох годин до багатьох місяців, а інколи і років. Швидкість руху мігруючих речовин з матеріалу до кордону його розділу з середовищем визначається швидкістю дифузії цих речовин в матеріалі, мірою його кристалічності і іншими структурними і експлуатаційно-технічними властивостями. При оцінці повітря в закритих приміщеннях практикується використання ГДК, встановленої для речовин, які можуть виділятися в атмосферу. Проте таку оцінку не можна вважати оптимальною, оскільки повітря в закритих приміщеннях істотно відрізняється від атмосферного (обмежений об'єм, відсутність чинника «розбавлення», поглинання хімічних речовин будівельними матеріалами і подальше їх виділення і ін.). Останні дослідження показали, що для житлового будівництва при виборі матеріалів слід враховувати, що значення гранично допустимих концентрацій (ГДК) токсичних речовин мають бути зменшені в сотні раз відповідно до їх кумулятивних властивостей.

У вітчизняній і зарубіжній практиці параметри проведення санітарно-хімічних експериментів регламентуються вельми умовно, без врахування різноманіття чинників, що впливають на міграцію токсичних з'єднань. Це приводить до поганої відтворюваності результатів, а у ряді випадків і до неправильних висновків про гігієнічні властивості матеріалів. Тому найбільш доцільний варіант гігієнічного нормування інгредієнтів будівельних матеріалів — встановлення допустимих рівнів міграції шкідливих речовин на стадії виходу матеріалів з підприємства-виробника, оскільки це дозволяє контролювати їх властивості в рамках попереджувального нагляду. Враховуючи, що в початковий період після виготовлення матеріалу шкідливі

речовини виділяються найінтенсивніше, і знаючи концентрації цих речовин на виході матеріалу з виробництва, можна визначити їх вміст в повітрі до моменту заселення квартир [33].

Несприятлива дія будівельних полімерних матеріалів на організм людини, обумовлена, в основному, виділенням шкідливих речовин в зовнішнє середовище при експлуатації виробів, практично усувається лише видаленням такого матеріалу з приміщення. Щоб уникнути таких дій необхідно вже на стадії проектування зумовити правильний вибір і закладати в проект лише безпечні для людини матеріали або, іншими словами, відмовитися від використання будівельних матеріалів, що містять в своєму складі навіть мікродози небезпечних речовин.

Гігієнічні випробування будівельних полімерних матеріалів повинні передбачати мікробіологічні дослідження - оцінку дії матеріалів на мікрофлору приміщень. Слід звертати увагу, що деякі матеріали мають виражені протимікробні властивості, наприклад, матеріали на основі полівінілхлориду, а також полімербетон на основі фенолу-альдегіду, що розцінюється як негативне явище, оскільки ці речовини відносяться до небезпечних забруднювачів повітря [34].

Використана література

1. Шерешевский И.А. Конструирование гражданских зданий Л.:Стройиздат 1981 -175с.
2. Архитектура гражданских зданий. В 5-ти томах. Т.3 Жилые здания Л.Ф. Шубин , М.: Стройизат 1986, 335с.
3. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи: Норми проектування. – Київ: Мінбуд України, 2006. – 75 с.
4. ДСТУ Б В.2.6.-62: 2008 «Марши и лестничные площадки железобетонные. Технические условия».
5. Мандриков А.П. «Примеры расчета железобетонных конструкций», -М.: 1989.
6. ДСТУ-Н Б В.1.1–27: 2010. Строительная климатология. [Дата введения 2011-11-01]. / Мінрегіонбуд України. – К.: Укрархбудінформ, 2011. – 123 с.
7. Сипко М.Т. Технологія зведення будинків та споруд. Рівне: РДТУ, 2001р-219с.
8. Русскевич Н.Л. Справочник по инженерно-строительному черчению. К.: Будівельник, 1987р.
9. Методичні вказівки до оформлення курсових та дипломних проектів із залізобетонних конструкцій для студентів спеціальності «Промислове та цивільне будівництво» / Ковальчук Я.О., Дубіжанський Д.І., Сорочак А.П., Конончук О.П. – Тернопіль: ТНТУ, 2013. – 52 с.
10. Методичні вказівки до виконання дипломних проектів спеціаліста та дипломних робіт магістра для студентів спеціальності 7.06010101 та 8.06010101 "Промислове і цивільне будівництво" денної і заочної форми навчання / Ковальчук Я.О., Конончук О.П., Дубіжанський Д.І. – Тернопіль: ТНТУ, 2014. – 51 с.
11. Соколов Г.К., Технологія і організація будівельного виробництва М.: Издательский центр "Академия",2008. -528 с.
12. Державні будівельні норми України . Збірник єдиних середніх кошторисних цін на матеріали , вироби і конструкції (ЗЕКЦ-97) ДБН IV-4-97 . Частина I.

- Будівельні матеріали . -Вид. офіц. –К.: Держкоммістобудування України , 1997. –342с.
13. Державні будівельні норми України . Збірник єдиних середніх кошторисних цін на матеріали , вироби і конструкції (ЗЕКЦ-97) ДБН IV-4-97 . Частина II. Будівельні конструкції та вироби . -Вид. офіц. –К.: Держкоммістобудування України , 1997. –169с.
14. Державні будівельні норми України . Збірник єдиних середніх кошторисних цін на матеріали , вироби і конструкції (ЗЕКЦ-97) ДБН IV-4-97 . Частина III. Матеріали та вироби для санітарно-технічних робіт . -Вид. офіц. –К.: Держкоммістобудування України , 1997. –143с.
15. Державні будівельні норми України . Збірник єдиних середніх кошторисних цін на матеріали , вироби і конструкції (ЗЕКЦ-97) ДБН IV-4-97 . Частина IV. Місцеві матеріали . -Вид. офіц. –К.: Держкоммістобудування України , 1997. –360с.
16. Державні будівельні норми України . Збірник єдиних середніх кошторисних цін на матеріали , вироби і конструкції (ЗЕКЦ-97) ДБН IV-4-97 . Частина V. Матеріали , вироби і конструкції для монтажних та спеціальних будівельних робіт . -Вид. офіц. –К.: Держкоммістобудування України , 1997. –268с.
17. Державні будівельні норми України . Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи : Збірник 8 . Конструкції з цегли та блоків : ДБН Д.2.2-8-99. -Вид. офіц. –К., 2000. –102с.
18. Державні будівельні норми України . Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи : Збірник 15. Оздоблювальні роботи : ДБН Д.2.2-15-99. - Вид. офіц. –К., 2000. –102с.
19. Державні будівельні норми України . Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи: Збірник 13. Захист будівельних конструкцій та устаткування від корозії : ДБН Д.2.2-13-99. -Вид. офіц. –К., 2000. –56с.
20. Державні будівельні норми України. Ресурсні кошторисні норми експлуатації будівельних машин та механізмів : ДБН Д.2.7-2000. -Вид. офіц. – К.: “Інпроект” , 2001. –180с.
21. ДБН В.2.1 – 10 – 2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. Київ: Мінбуд України, 2010. – 98 с.

22. ДБН В.2.5-28-2006. Інженерне обладнання будинків і споруд. Природне і штучне освітлення. Київ: Мінбуд України, 2006. – 65 с.
23. Хомзин С.К. , Королёв А.К. Технология строительного производства . Курсовое и дипломное проектирование . –М.: Высшая школа . –1989. -216с.
24. ДБН В.1.1-7-2002 "Пожежна безпека об'єктів будівництва". Київ: Держбуд України, 2003. – 33 с.
25. ДБН В.2.5-13-98 "Пожежна автоматика будівель і споруд".
26. ДБН А.3.2-2-2009 Охорона праці і промислова безпека в будівництві
27. ДБН Д.2.7-2000. Ресурсні елементні кошторисні норми експлуатації будівельних машин та механізмів.
28. ДСТУ Б В.2.6-156: 2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування // Мінрегіонбуд України, Київ, 2010. – 166с.
29. ТКП 45 - 1.03 - 40 - 2006 Безпека праці в будівництві. Загальні вимоги.
30. ТКП 45 - 1.03 - 44 - 2006 Безпека праці в будівництві. Будівельне виробництво.
31. Впровадження екологічних норм Угоди про асоціацію / Практична брошура в 2 томах / В. Бригілевич, Д. Матонієне, А.Генерович, М.Краковяк, Є. Андриулайтите, Х.Тибінка, А.Дзюба. – Львів: ФОП П'ятаков Ю.О., 2018. – 92 с.
32. Гусев Б.В. Норми гранично-допустимих концентрацій шкідливих речовин для будівельних матеріалів житлового будівництва // Будівельні матеріали, обладнання, технології XXI століття / Деменьтьєв В.М., Миротворцев І.І. – 1999, №5.
33. Губернський Ю.Д. До питання еколого-гігієнічної оцінки будівельних і оздоблювальних матеріалів // Будівельні матеріали, обладнання, технології XXI століття / Калініна Н.В., Растяннков Е.Г., Малькова І.Н. – 1999, №9.
34. Князева В.П. Екологічна оцінка матеріалів // Галузеві відомості, інформаційний бюлетень “Будівництво: технології, матеріали, обладнання”, 2003, №8.
35. Бабич В.Є. Напружено-деформований стан і міцність нерозрізних залізобетонних балок при одноразових та повторних навантаженнях: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / В.Є. Бабич // Рівне, 2004. – 215с.

36. Бабич Є.М. Бетонні та залізобетонні елементи в умовах малоциклових навантажень / Є.М. Бабич, Ю.О. Крусь // Монографія. – Рівне: РДТУ, 1999. – 119 с.
37. Бабич Є.М. Міцність і деформативність важкого бетону при малоцикловому стисненні / Є.М. Бабич, Н.І. Ільчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне: УДУВГП, 2003. – Вип. 9. – С. 116 – 123.
38. Бабич Є.М. Пружнопластичні характеристики бетону після повторного стискання на вітках розвантаження / Є.М. Бабич, Н.І. Ільчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне: УДУВГП, 2003. – Вип. 10. – С. 69 – 83.
39. Бабич Є.М. Розрахунок нерозрізних залізобетонних балок із використанням деформаційної моделі / Бабич Є.М., Бабич В.Є., Савицький В.В. // Рекомендації. – Рівне, 2005. – 37 с.
40. Бабич Є.М. Розрахунок несучої здатності поперечних перерізів згинальних залізобетонних елементів / Бабич Є.М., Бабич В.Є., Савицький В.В. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2012. – Вип. 23. – С. 94 – 103.
41. Бабич Є.М. Розрахунок несучої здатності поперечних перерізів згинальних залізобетонних елементів таврового профілю з урахуванням дії повторного навантаження / Бабич Є.М., Гомон П.С. // Рекомендації. – Рівне, 2012. – 19 с.
42. Бамбура А.М. До аналітичного описання діаграми механічного стану бетону при одноразовому короткочасному деформуванню // Будівельні конструкції: Збірник наукових праць. – Київ: НДІБК, 2002. – Вип. 57. – С. 31 – 34.
43. Бамбура А.Н. Развитие методов оценки напряжённо-деформированного состояния и несущей способности железобетонных конструкций на основе реальных диаграмм деформирования материалов // Науково-практичні проблеми сучасного залізобетону: Зб. тез Першої всеукраїнської наук.-техн. конф. – Київ, 1996. – С. 36 – 39.

44. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
45. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010. – 166 с.
46. Борисюк О.П. Напружено-деформований стан нормальних перерізів згинальних залізобетонних елементів, підсилених вуглепластиками за дії малоциклового навантаження / О.П. Борисюк, О.П. Конончук // Монографія. – Рівне: НУВГП, 2014. – 136 с.
47. Кваша В.Г. Експериментальні дослідження і розрахунок витривалості, жорсткості і тріщиностійкості згинальних залізобетонних елементів при багаторазових навантаженнях / В.Г. Кваша, В.В. Левчич, І.В. Мельник // Проблеми теорії і практики будівництва: Збірник матеріалів конференції. – Львів: 1994. – Том 1. – С. 131 – 141.
48. Кваша В.Г. Експлуатаційний стан струнобетонних прольотних будов та ефективні способи їх розширення і підсилення / Кваша В.Г., Салійчук Л.В., Собко Ю.М. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2008. – Вип. 16. Ч.1. – С. 351 – 362.
49. Кваша В.Г. Обстеження та випробування автодорожніх мостів. – Львів, 2002. – 102 с.
50. Кваша В.Г. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених зовнішнім наклеєним композитним армуванням, на основі деформаційної моделі // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2008. – Вип. 16. Ч.1. – С. 363 – 371.
51. Климпуш М.Д. Дослідження залізобетонних балок з багаторядною арматурою, підсилених композитними матеріалами // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2001. – Вип. 7. – С. 252 – 260.
52. Климпуш М.Д. Дослідження витривалості залізобетонних балок зі зварною каркасною арматурою, підсилених наклеєними вуглепластиками. / Климпуш М.Д., Кваша В.Г. // Механіка і фізика руйнування будівельних

матеріалів та конструкцій: Збірник наукових праць. – Львів, 2007. – Вип. 7. – С. 621 – 632.

53. Климпуш М.Д. Міцність, витривалість та деформативність залізобетонних згинальних елементів, підсилених наклеєними композитними стрічками: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / М.Д. Климпуш // Київ, 2010. – 259 с.

54. Климпуш М.Д. Реконструкція залізобетонного автодорожнього моста з підсиленням балок приклеєними вуглепластиками / В.Г. Кваша, І.В. Мельник, М.Д. Климпуш // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2003. – Вип. 10. – С. 267 – 275.

55. Климпуш М.Д. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених вуглецевими полімерами / М.Д. Климпуш, В.Г. Кваша // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2007. – Вип. 15. – С. 270 – 276.

56. Мельник І.В. Міцність і деформативність залізобетонних балок підсилених конструкційними композитами при різних умовах попереднього завантаження / І.В. Мельник, Р.З. Добрянський, А.Я. Мурин // Зб. наук. праць "Будівельні конструкції" . – Київ, 2005. – Вип. 56. – С. 121 – 129.

57. Мельник І.В. Ширина розкриття нормальних тріщин залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною арматурою / І. В. Мельник, А. Я. Мурин, Р. І. Канафоцький, Т. В. Приставський // Вісник НУ "Львівська політехніка" : теорія і практика будівництва. – Львів, 2010.– № 662. – С. 308 – 315.

58. Мурин А.Я. Міцність, жорсткість і тріщиностійкість залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною арматурою: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / А.Я. Мурин // Львів, 2011. – 163 с.

59. СНиП 2.03.01-84*.Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.

60. Теническая карта материала. Идентификационный № 020401020010000025 SikaWrap®-230 C/45. Издание UA_YS_04/2011.