Форма № Н-9.02

Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»
Навчально-науковий інститут архітектури, будівництва і землеустрою
Кафедра будівництва та цивільної інженерії

Пояснювальна записка

до дипломного проекту (роботи)

магістра

на тему: **Методи реконструкції та модернізації існуючого дошкільного фонду України**

Виконав: студент 2 курсу, групи 2мБП
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
Маляренко І.Р.
Керівник: к.т.н., доц. Галінська Т.А.
Зав. кафедри: д.т.н., проф. Семко О.В.

Полтава - 2022 року

ЗМІСТ

ВСТУП 6

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО – ПЛАНУВАЛЬНІ ТА ТЕХНІЧНІ РІШЕННЯ. 9

1.1.Ганплан 9

1.2.Загальна частина 12

1.3.Об'ємно-планувальні рішення 13

1.4.Конструктивна частина 18

1.5.Теплотехнічний розрахунок перекриття експлуатованого даху-тераси..... 22

1.6.Теплотехнічний розрахунок зовнішньої конструкції будівлі 25

1.7.Зовнішні і внутрішні мережі..... 26

1.7.1. Водопровід..... 26

1.7.2. Господарська каналізація..... 26

1.7.3. Дощова каналізація..... 27

1.7.4. Вентиляція 27

1.7.5. Захист приміщень від шуму..... 27

1.7.6. Джерела світла. Освітлювальні прилади..... 27

1.7.7. Джерела світла. Освітлювальні прилади..... 28

1.8.Висновки до розділу 1 29

РОЗДІЛ 2. ПОШКОДЖЕННЯ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ ТА МЕТОДИ ЇХ ОБСТЕЖЕННЯ 30

2.1 Природні та технологічні фактори, що викликають старіння, передчасний знос і руйнування будівельних конструкцій 30

2.2. Класифікація видів обстежень. Методи і засоби спостереження за тріщинами і деформаціями..... 40
2.3. Дефекти та пошкодження кам’яної кладки..... 47
2.4. Висновок до розділу 2 55
РОЗДІЛ 3. АНАЛІЗ СУЧАСНИХ МЕТОДІВ ПІДСИЛЕННЯ КАМ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ..... 56
3.1 Традиційні способи підсилення кам'яних конструкцій 56
3.2. Підсилення цегляних конструкцій композитними матеріалами..... 66
3.3. Висновок до розділу 3 70
РОЗДІЛ 4. РОЗРАХУНОК ПІДСИЛИННЯ КОНСТРУКЦІЙ ШКОЛИ МИСТЕЦТВ..... 71
4.1 Оцінка технічного стану простінку 1-го поверху будівлі з жорсткою конструктивною схемою. Підсилення стальною обоймою. 71
4.2 Оцінка технічного стану простінку 2-го поверху будівлі школи мистецтв з жорсткою конструктивною схемою. Підсилення стальною обоймою. 84
4.3 Підсилення цегляного стовпа стальною обоймою. 96
4.4 Оцінка технічного стану багатопорожнистої залізобетонної плити та розроблення заходів із ремонту і підсилення конструкції..... 99
4.4 Висновок до розділу 4. 110
Загальні висновки..... 111
Додаток..... 112
ЛІТЕРАТУРА 122

ВСТУП

Актуальність теми. Реконструкція та капітальний ремонт стали одним із головних напрямків у галузі капітального будівництва. Їх об'єми постійно зростають. По своїй специфіці проектування та проведення робіт по реконструкції чи капітальному ремонту значно відрізняються від процесу будівництва нових будівель та споруд, що зумовлює необхідність відповідної підготовки інженерних кадрів.

Капітальний ремонт будівель та споруд це ремонт з метою відновлення їх ресурсів з заміною за необхідністю конструктивних та огороджувальних елементів, систем інженерного обладнання, а також поліпшення їх експлуатаційних показників. Реконструкція в свою чергу передбачає перевлаштування з ціллю часткової або повної зміни функціонального значення, влаштування ефективного обладнання, підсилення елементів конструкцій. Переобладнання включає планування та збільшення висоти приміщень, підсилення, частковий розбір та заміну конструкцій, а також надбудову, прибудову та покращення фасадів.

Багато будівельних конструкцій мають значне зношення. Тому при обстеженні конструкцій слід приділити увагу уточненню геометричних розмірів, перегляду розрахункових схем, уточненню дефектів, наявності корозійних та механічних пошкоджень.

Досвід багаторічної практики вказує на найбільш прогресивні методи по реконструкції чи капітальному ремонті будівель та споруд. Це такі як: обстеження та знаходження з наступним пристосуванням резервів несучої здатності конструкцій. Знаходяться резерви несучої здатності конструкції за рахунок експериментального та теоретичного вивчення їх дійсної роботи з уточненням навантаження, властивостей матеріалів та розрахункових схем і зусиль за рахунок штучного регулювання зусиль в елементах конструкцій шляхом заміни статичної схеми та зміни граничних умов конструкцій.

Пристосовують також нові розвантаження конструкцій або замінюють конструкціями які сприймають збільшені навантаження і виводять з роботи

частину існуючих залізобетонних елементів, заміною важких залізобетонних плит і панелей легкими.

Будівлі та споруди після реконструкції або капітального ремонту повинні відповідати призначенню і основним вимогам до них. Основними вимогами, яким повинні відповідати такі будинки протягом усього періоду експлуатації, є забезпечення:

- міцності, стійкості і надійності будинку з урахуванням впливу різних факторів, характерних для конкретних районів і регіонів;
- необхідного рівня комфортності проживання, благоустрою і санітарного стану будинку і прибудинкових територій;
- нормативних показників теплозахисту і енергозбереження;
- пожежної безпеки;
- нормативного шумозахисту;
- нормативної інсоляції будинку та оточуючої забудови.

Відхилення від обов'язкових вимог чинних нормативних документів повинні бути погоджені у встановленому порядку з відповідними державними органами нагляду і контролю.

Метою роботи є підбір оптимального варіанту підсилення несучих конструкцій школи мистецтв в м. Ірпінь. Для досягнення поставленої мети необхідно розв’язати наступні **задачі**:

– визначити фактори, що викликають старіння, передчасний знос і руйнування будівельних конструкцій;

– розглянути сучасні методи підсилення кам'яних та залізобетонних конструкцій;

– розрахувати і запроектувати підсилення несучих конструкцій школи мистецтв в м. Ірпінь.

Об’єкт дослідження: кам’яні та залізобетонні конструкції будівлі школи мистецтв у м. Ірпінь.

Предмет дослідження: підсилення несучих конструкцій будівлі школи мистецтв в м. Ірпінь.

Наукова новизна роботи полягає у тому, що

- на основі аналізу досліджень, що проведені іншими авторами визначено фактори, що викликають старіння, передчасний знос і руйнування будівельних конструкцій;

- розглянуто сучасні методи підсилення кам'яних та залізобетонних конструкцій;

- проведено оцінку технічного стану кам'яних та залізобетонних конструкцій та розроблено заходи з їх ремонту та підсилення.

- **Практичне значення одержаних результатів** полягає у розробці заходів з ремонту та підсилення залізобетонних і камяних конструкцій будівлі школи мистецтв у м. Ірпінь.

Особистий внесок магістранта

- на основі аналізу досліджень, що проведені іншими авторами визначено фактори, що викликають старіння, передчасний знос і руйнування будівельних конструкцій;

- розглянуто сучасні методи підсилення кам'яних та залізобетонних конструкцій;

- проведено оцінку технічного стану кам'яних та залізобетонних конструкцій та розроблено заходи з їх ремонту та підсилення.

Об’єм роботи. Магістерська робота складається із 12 плакатів та пояснювальної записки, що складається з вступу, чотирьох розділів, загальних висновків та списку використаних джерел. Обсяг 125 сторінок.

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО – ПЛАНУВАЛЬНІ ТА ТЕХНІЧНІ РІШЕННЯ.

1.1. Ганплан

Компоновка генплану виконана з урахуванням специфіки рельєфу даної місцевості, раціонального використання відведеної території, вимог санітарних, протипожежних норми.

Рельєф майданчика будівлі, відносно спокійний. Перепад висотних відміток складає 2,5м.

Для забезпечення транспортного обслуговування, а також для протипожежних і технологічних потреб, проектом передбачений пристрій автомобільного під'їзду і майданчика до школи мистецтв.

Генеральній план ділянки вирішений на основі об'ємної компоновки проектованого об'єкту в ув'язці з перспективною, з урахуванням забезпечення протипожежних і санітарних розривів між будівлями, оптимальною інсоляцією території і приміщень, раціональною організацією транспорту і пішохідного руху.

За відносну відмітку 0.000 прийнятий рівень чистої підлоги першого поверху 180.600.

Середня висота насипу коливається від 0,1м до 2,67м.

Майданчик планується ухилами 30 - 50 для швидкого і організованого скидання води в канави водовідведень і знижені місця.

Ширина проїжджої частини доріг прийнята 6м. Покриття влаштовується з асфальтобетону завтовшки 6см на піщаному вирівнюючому шарі завтовшки 20см і щебеневим відсівом 15см.

Для забезпечення сприятливих санітарно-гігієнічних умов проектом передбачений пристрій твердих безпилових покриттів і озеленення газонами і чагарником.

Покриття прийняті:

- проїздів – асфальтобетонні;
- тротуарів – плиткові;
- доріжок і майданчиків – плиткові.

На ділянці, відведеній під школу мистецтв, виростає 17 декоративних і 26 плодових дерев. Вирубці підлягають 6 декоративних дерев і 15 плодових (з них 4 незадовільного стану). Проектована композиція зелених насаджень розроблена на основі архітектурно-планувального рішення, грунтово-гідрологічних умов і наявності підземних комунікацій.

Озеленення включає посадку декоративно-листяних чагарників в групи (айва японська, форзиція, бузок звичайний і ін.), посадку в'юнкових (виноград дівочий). Передбачається посадка листяних дерев (горобини гібридної, каштана кінського, клена остролистного і ін.) і хвойних (ялиці одноколірної). Проектом передбачається створення газону за типом звичайного з суміші газонних трав. Склад трав: мятлик луговий – 30%, райграс пасовищний – 50%, половиця волосовидна – 20%. Норма висіву насіння – 200 кг/га.

Протипожежні заходи включають забезпечення розривів між будівлями, проїзди навколо будівлі з асфальтовим покриттям – шириною 2,6 м, відстані до стін будівлі – 5 м, в якому немає дерев і огорож, що дає можливість доступу пожежних автосходів в будь-яке приміщення. Передбачено електроосвітлення і пожежогасіння.

Таблиця 1.1 - Технічні показники

Площа ділянки	11514м^2
Площа забудови	1150м^2
Площа озеленення	5200м^2
Площа твердого покриття	5100м^2
К1 = S застр / S уч	0,1
До 2 = S озел. / S уч	0,452
До 3 = S тв. покр. / S уч	0,443

Таблиця 1.2 - Експлікація генплану

1	Будівля школи мистецтв
2	Автостоянка на 12 місць
3	Проектований фонтан

Місце будівництва – місто Ірпінь. Зона вологості району будівництва – нормальна. Температурна зона І. Кліматична зона ІІ-В. Місто Ірпінь знаходиться на території зі сприятливими містобудівельними умовами.

Квартал знаходиться в центрі Києва.

Дані про клімат місця будівництва:

Шкала температур

Шкалу температур складаємо у табл. 1.3

Таблиця 1.3

№	Назва температури	Позначення	Кількість
1	**2**	**3**	**4**
1.	Абсолютна максимальна	$t_{\max}$	$+40^0$C
2.	Середня максимальна найбільш жаркого місяця	$t_{ср.м\ \max}^{с.м.}$	$+25{,}6^0$C
3.	Середньорічна	$t_{ср.}^{р}$	$+7{,}2^0$C
4.	Середня найбільш холодного періоду	$t_{ср.}^{х}$	-10^0C
5.	Середня найбільш холодної п’ятиденки (0,92)	$t_{х5(0,92)}$	-22^0C
6.	Середня найбільш холодної доби (0,92)	$t_{х5(0,98)}$	-26^0C
7.	Середня найбільш холодної доби (0,98)	$t_{х5(0,98)}$	-29^0C
8.	Абсолютна мінімальна	$t_{\min}$	-32^0C

Роза вітрів

Значення рози вітрів за повторюваністю вітру

Таблиця 1.4

Місяць	Напрямок вітрів								Штиль
	Пн.	ПнСх.	Сх.	ПдСх.	Пд.	ПдЗ.	З.	ПнЗ.	
Січень	11	10	11	12	9	11	20	16	8
Липень	18	12	14	15	5	8	18	24	14

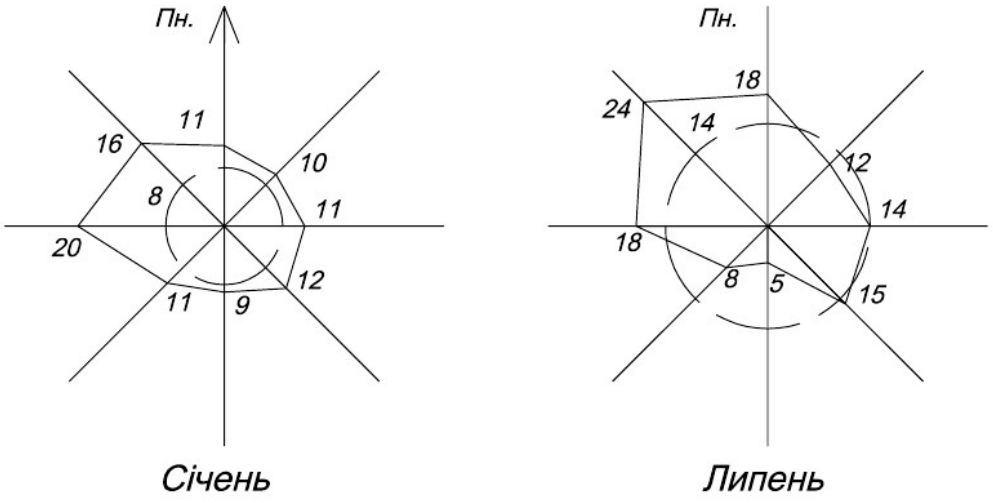


Рисунок 1.1 – Роза вітрів

1.2. Загальна частина

Клас відповідальності 1; ступінь вогнестійкості – III.

Будівля школи мистецтв виконана з: стіни і перегородки цегляні, перегородки - цегляні. Як перекриття виступають збірні багатопустотні плити перекриття. Експлуатований дах-тераса має покриття зі світлопрозорих панелей “ПОЛІГАЛЬ” по дощатоклеєним балкам.

Будівельні рішення проекту ухвалені на підставі технологічних завдань, генерального плану з розміщеними будівлями і спорудами, і з урахуванням номенклатури будівельних виробів, використовуваних в регіоні будівництва.

Майданчик будівництва розташовується в м. Ірпінь.

1.3. Об'ємно-планувальні рішення

Об'ємно-планувальне вирішення будівлі враховує технологічні вимоги до закладів позашкільної освіти сфери культури, завдання на проектування, значення освітніх функцій, доступність ряду приміщень для зовнішніх відвідувачів.

Будівля школи мистецтв складається з окремих функціональних блоків, сполучених центральною вставкою загального призначення.

Поверховість блоків 3 поверхи.

В будівлі передбачені наступні функціональні групи приміщень:

- класи та навчальні кабінети;
- навчально-виробничі;
- бібліотека;
- клубно-видовищні;
- громадського харчування;
- медичного обслуговування;
- адміністративно-службові;
- допоміжні та підсобні (вестибюль, гардероби, санвузли, комори та ін.).

Перелік та площі приміщень визначені завданням на проектування з урахуванням контингенту учнів, штатного розкладу адміністративно-викладацького та допоміжного персоналу, навчальних планів та особливостей навчально-виховного процесу.

Для групи приміщень залу для спортивних ігор, куди відвідувачі можуть приходити окрім занять для проведення дозвілля, забезпечений зручний зв'язок з головним холом.

Входи в будівлю центру, пандуси і сходи, комунікації і шляхи евакуації, ліфти, засоби і пристосування (поручні і тому подібне) запроектовані відповідно до вимог ДБН В.2.2-40:2018 і Посібника з проектування навколишнього середовища для людей з фізичними обмеженнями (вип.1 і 2).

Висота приміщень і інші суспільні вимоги, зокрема протипожежні, а також інженерне устаткування будівель центрів прийняті відповідно до вимог норм а саме:

- Ширина сходових маршів прийнята 1,25 метра, при цьому розширені сходові майданчики.
- Проходи і коридори прийняті шириною 1,5м і 2,62 м.
- Висота проходів в надземній частині і в підвалі –2,0м, у техподполье – 1,8м.
- Об'ємно-планувальне вирішення будівлі дозволяє оптимально орієнтувати вікна приміщень по сторонах горизонту.
- Експлікація приміщень приведена у формі таблиці 1.5.

Таблиця 1.5 - Експлікація приміщень

№примі щення	Найменування приміщення	Площа, м2
1	2	3
	Приміщення 1 поверху (відм. 0,000)	
1	Тамбур	7,20
2	Рецепція	21,12
3	Місце для зберігання інвентаря	10,24
4	Вестибюль	26,65
5	Гардероб верхнього одягу	19,45
6	Убиральні	3,93*2
	Служби і приміщення загальні	
7	Кімната відпочинку співробітників	39,15
8	Оргметодкабінет	23,67
9	Кабінет юриста	17,96
10	Гардероб для персоналу	6,96
11	Буфет	4,68
12	Санвузол	2,89*2
13	Душова	6,91*2
14	Гардероб з шафками для співробітників	7,27+10,91

	Приміщення басейну	
15	Зал з басейном	98,21
16	Роздягальна	19,12*2
17	Душова	10,44*2
18	Санвузол	2,89*2
19	Приміщення для інвентаря	3,33
	Приміщення пральні	
20	Приміщення сортування брудної білизни	6,23
21	Пральня	16,91
22	Сушильно-прасувальна	22,79
23	Санвузли для відвідувачів	3,93*2
24	Кімната техперсоналу (їжа)	6,94
25	Комора чистої білизни, кімната кастелянші	10,81
26	Коридор	7,94
	Приміщення харчоблока	
27	Їдальня	32,30
28	Коридор	3,90
29	Комора сухих продуктів	7,92
30	Приміщення для інвентаря	3,00
1	**2**	**3**
31	Санвузол	3,75
32	Тамбур	3,00
33	Кімната персоналу з душовою	8,64+2,00
34	Комора харчових відходів	7,00
35	Завантажувальна з охолоджуваною камерою	21,75
36	Розвантажувальна платформа	18,10
37	Овочевий цех	10,40
38	М’ясо-рибний цех	12,80
39	Мийна кухонного посуду	9,60
40	Коридор	27,24+19,40
41	Тамбур	3,70
42	Тамбур	3,70
43	Тамбур	3,37

44	Хол	95,94
	Адміністративно-господарські служби	
45	Кабінет директора	21,67
46	Кабінет заступника директора	11,11
47	Приймальня з робочим місцем для секретаря-референта	7,68
48	Коридор	10,56
49	Відділ кадрів	11,68
50	Бухгалтерія	11,68
51	Каса	5,00
52	Кабінет заступника директора по господарській роботі	11,68
53	Приміщення охорони	4,53
	Приміщення 2 поверху (відм. 3,300)	
	Спортивний напрям	
1	Гімнастичний зал	98,21
2	Тренажерний зал	56,16
3	Кабінет хореографії	40,92
4	Приміщення для зберігання майна	18,19
5	Костюмерна	11,50
6	Роздягальна з душовими і убиральнями	6,91*2+2,89*2+ 7,27+10,91
7	Інвентарна	23,70
8	Кімната методистів	18,28
9	Вчительська	39,15
	Музичний напрям	
10	Клас баяну	17,99
11	Клас фортепіано	25,14
12	Клас хорового співу	31,86
13	Клас духових інструментів	31,69
14	Клас скрипки	10,72
15	Клас сольного співу	16,02
16	Вчительська	9,34
17	Клас флейти	9,44
18	Клас тромбону	10,30

19	Приміщення інвентаря	1,43
20	Санвузли для відвідувачів	2,89*2
1	**2**	**3**
	Майстерні	
21	Майстерня кераміки	19,41
22	Кімната для ручної праці	19,10
23	Клас авіа моделювання	25,13
24	Художня майстерня	11,68
25	Майстерня для роботи з деревом	19,94
26	Клас художнього фото	18,74
27	Коридор	27,24
28	Коридор	38,75
29	Хол	95,94
30	Коридор	11,52
31	Ліфтовий хол	27,46
32	Ліфтовий хол	2,46
33	Сходовий хол	14,96
	Приміщення 3 поверху (відм. 6,600)	
	Служба психологічної реабілітації	
1	Кабінет логопеда	19,41
2	Кабінет психолога	14,36
3	Кабінет для групових занять з психологом	30,95
4	Кабінет соціального працівника	11,68
5	Кабінет проблем сім'ї	19,94
6	Кабінет професійної орієнтації	18,74
	Театральний напрям	
7	Актовий зал на 50 місць	74,67
8	Артистична при залі	8,38
9	Музична вітальня	32,38
10	Коридор	41,21
11	Відеотека	15,98
	Загальні приміщення	
12	Кабінет тестування здібностей	9,33

13	Кабінет методиста	9,44
14	Коридор	9,91
15	Ліфтовий хол	2,46
16	Комора інвентаря	1,2
17	Санвузол	2,89*2
	Бібліотека та комп'ютерні зали	
18	Комп'ютерний клас	18,16
19	Приміщення для ремонту і зберігання технічних засобів	11,62
20	Учбова кімната адаптаційного навчання	23,66
21	Читальний зал	17,13
22	Передпокій	11,26
23	Бібліотека	10,98
24	Роздільний санвузол	2,88+3,8
25	Кабінет завідувача бібліотекою	10,00
26	Сходовий хол	15,11
27	Коридор	27,24
28	Хол	98,94

1.4. Конструктивна частина

Конструктивні рішення розроблені відповідно до архітектурно-планувального рішення, з урахуванням існуючої номенклатури збірних залізобетонних виробів і місцевими умовами будівництва.

Вибір основних конструкцій, що несуть і захищають, здійснюється з урахуванням уніфікації прольотів і висот поверхів і будівель, з метою скорочення числа типорозмірів.

Існуючі фундаменти – стрічкові мілкого закладання.

Основою фундаментів служать грунти: пісок крупний, гравелистий середній міцності γ= 18,0 кН\м3, Ф = 38, Е = 22 Мпа; пісок середній міцний γ= 18,2 кН\м3, С=2 кПа, Ф=38, Е=36 Мпа; пісок середній середній міцності γ= 18,1 кН\м3, С=1,02 кПа, Ф=35, Е=22 Мпа; пісок крупний, гравелистий, гравієвий грунт міцний γ= 18,2 кН\м3, С=0,9 кПа, Ф=40, Е=36 Мпа.

Підземна частина будівлі вирішена з підвалом і технічним підпіллям.

Надземна частина будівлі вирішена в поєднанні подовжніх і поперечних стін з цеглини з системою дисків залізобетонних панелей перекриттів, що забезпечує жорсткість і стійкість будівлі.

Над приміщенням спортивного напряму запроектований експлуатований дах-тераса з наступним складом: плита покриття 220мм, керамзитобетон для створення ухилу 20-150мм, шар пароізоляції “Кровляеласт”, теплоізоляція з плит пінополістирольних 130мм, поліетиленова плівка, стягування з цементно-піщаного розчину 15мм, грунтування розчином бітуму п'ятої марки в гасі із співвідношенням 1:2, 2 шару покрівельного матеріалу “Кровлееласт” 10мм, мастика, просочена гербіцидами 6мм, дренажний шар з гравію фракції 10-20мм 30мм, шар піску фракції 4мм 60мм, мілкорозмірні тротуарні плити 60мм.

Зовнішні несучі стіни запроектовані з цегляні із цеги напівсухого пресування завтовшки 510 мм об'ємною вагою 400 кг/м3 і забезпечують коефіцієнт теплового опору R=3,3 м2 (С/вт. Із зовнішньої і внутрішньої сторін поверхні стін покриваються штукатурними розчинами.

Внутрішні стіни запроектовані з цегли завтовшки 510 мм. Перегородки завтовшки 120мм цегляні і – 200 мм з газосилікатних блоків. Кладку перегородок завтовшки 120 мм виконувати з горизонтальним армуванням через 4 ряди кладки. Перемички виготовляти збірними залізобетонними. На поверсі частини, що надбудовується, в зовнішніх і внутрішніх стінах передбачені монолітні залізобетонні пояси.

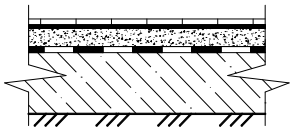
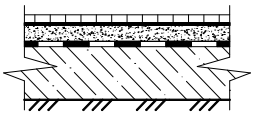
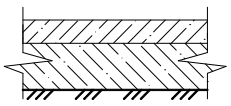
Сходи в будівлі запроектовані з мілкорозмірних збірних елементів. L-подібні залізобетонні косоури, балка майданчикова залізобетонна 180*200, ступені і елементи маршу збірні залізобетонні згідно рішень, прийнятих в дипломному проекті (частина 3 п. 3.2, лист 7 графічній частині) .

Проектом передбачена установка ліфта вантажопідйомністю 630 кг, швидкістю руху кабін 1 м/с з розмірами кабіни 2100х2500х2100(h). Установка

ліфта проводиться в шахті індивідуальної конструкції з цегли по аналогії з типовою шахтою по серії 1.289.1-2.

Підлоги по залізобетонному перекриттю наведені в таблиці 1.4.

Таблиця 1.6 - Експлікація підлог

Тип підлоги	Схема підлоги або тип підлоги по серії	Елементи підлоги і їх товщина, мм	Площа, м2
2	3	4	5
1		Покриття – керамічна плитка - 10 Мастика - 5 Стягування з цементно-піщаного розчину - 30 Гідроізоляція – “Бікрост” підкладковий, марки П - 5 Основа – збірна з/б плита перекриття – 220	581
2		Покриття – паркет штучний - 15 Мастика склеювальна – 5 Стягування з цементно-піщаного розчину - 30 Гідроізоляція – “Бікрост” підкладковий, марки П - 5 Основа – збірна з/б плита перекриття – 220	985
3		Покриття – мозаїчний бетон - 40 Стягування з цементно-піщаного розчину - 20 Основа – збірна з/б плита перекриття – 220	1271

Двері вхідні, тамбурні — за ДСТУ Б В.2.6 -15:2011 Блоки віконні та дверні, R = 0,6 м2.

Двері внутрішні — за ДСТУ Б В.2.6 -15:2011 Блоки віконні та дверні.

Вікна за ДСТУ Б В.2.6 -15:2011 Блоки віконні та дверні.

Таблиця 1.7 - Специфікація заповнення отворів

Позиція	Позначення	Найменування	К-ть штук.	Примітка
Вікна				
ОК-1	СТБ 939 - 93	Од2р 18-18 ССП	25	Інд. зам.
ОК-2	СТБ 939 - 93	Од2р 18-22 ССП	12	Інд. зам.
ОК-3	СТБ 939 - 93	Од2р 9-9 ССП	25	Інд. зам.
ОК-4	СТБ 939 - 93	Од2р 18-13,5 ССП	27	Інд. зам.
ОК-5	СТБ 939 - 93	Од2р 18-12 ССП	39	Інд. зам.
ОК-6	СТБ 939 - 93	Од2р 18-15 ССП	15	Інд. зам.
ОК-7	СТБ 939 - 93	Од2р 18-35,5 ССП	4	Інд. зам.
ОК-8	СТБ 939 - 93	Од2р 18-53,5 ССП	1	Інд. зам.
ОК-9	СТБ 939 - 93	Од2р 1,7-1,7 ССП	20	Інд. зам.
Двері				
ВН-1	СТБ 1138-98	ДНДГ 21-15	3	Інд. зам.
ВН-2	СТБ 1138-98	ДНДГ 21-13	2	Інд. зам.
ВН-3	СТБ 1138-98	ДНДГ 21-12	2	Інд. зам.
ВН-4	СТБ 1138-98	ДНДГ 21-10	2	Інд. зам.
ВВ-1	СТБ 1138-98	ДСДГ 21-25	1	Інд. зам.
ВВ-2	СТБ 1138-98	ДСДГ 21-14	3	Інд. зам.
ВВ-3	СТБ 1138-98	ДСДГ 21-11	2	Інд. зам.
ВВ-4	СТБ 1138-98	ДСДГ 21-10	6	Інд. зам.
ВВ-5	СТБ 1138-98	ДСДГ 21-15	2	Інд. зам.
Д-1	СТБ 1138-98	ДНАО 31-15 П	15	Інд. зам.
Д-2	СТБ 1138-98	ДНАО 31-12 П	9	Інд. зам.
Д-3	СТБ 1138-98	ДНАН 21-9 П	50	Інд. зам.
Д-4	СТБ 1138-98	ДНАП 21-10 П	86	Інд. зам.

Навколо будівлі влаштовується асфальтова відмостка шириною1м.

Внутрішня обробка приміщень прийнята залежно від призначення приміщень з урахуванням експлуатаційних умов.

Конструктивні схеми будівель представлені на кресленнях проекту.

1.5. Теплотехнічний розрахунок перекриття експлуатованого даху-тераси

Потрібно розрахувати опір теплопередачі перекриття експлуатованого даху-тераси будівлі цивільного призначення для кліматичних умов м. Ірпінь.

Конструкція перекриття приведена на рис 1.1.

Відповідно до таблиці 4.1 /12/ розрахункова температура внутрішнього повітря складає 18^0С, розрахункова відносна вологість -50%.

Вологісний режим приміщень відповідно до таблиці 4.2 – нормальний, умови експлуатації конструкцій, що захищають – А.

Розрахункові теплотехнічні характеристики матеріалів приведені в таблиці 1.7.

Розрахункові значення коефіцієнтів теплопровідності матеріалів стіни приймаємо по таблиці А.1 для умов експлуатації – А.

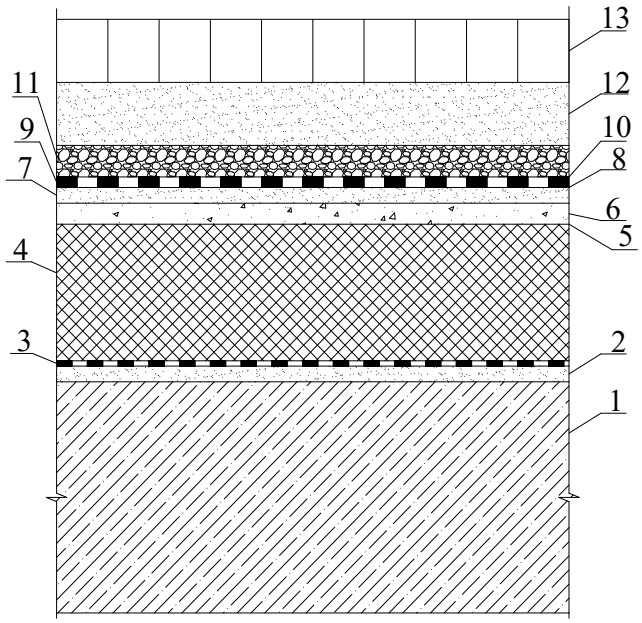


Рисунок 1.2 – Склад перекриття експлуатованого даху

1 – Залізобетонна плита; 2 – Стяжка з цементно-піщаного розчину; 3 – Шар пароізоляції; 4 – Утеплювач плити пінополістиролу;5 – Поліетиленова плівка; 6 – Керамзитобетон; 7 – Стяжка з цементно-піщаного розчину; 8 – Грунтування розчином; 9 – Два шаруючи “Кровлееласта”; 10 – Мастика, просочена гербіцидами; 11 – Дренажний шар з гравію;12 – Шар піску; 13 – Керамічна плитка.

Таблиця 1.8 Характеристики матеріалу покриття

№ шару	Найменування матеріалів	Щільність в сухому стані $\rho, \frac{кг}{м^3}$	Товщина шару δ, м	Коефіцієнт теплопровідності $\lambda, \frac{Вт}{м^2 \cdot ^o C}$	Термічний опір окремого шару R
1	2	3	4	5	6
1	Плита покриття	2500	0,22	2,04	0,1078
2	Пароізоляція шар	600	0,005	0,17	0,029
3	Утеплювач (пінополістирол)	50	х	0,052	-
4	Керамзитобетон	1200	0,02	0,52	0,038
5	Стягування з цементно-піщаного розчину	1800	0,03	0,93	0,0322
6	2 шару “Кровлееласта”	600	0,01	0,17	0,0588
7	Мастика, просочена гербіцидами	1400	0,006	0,17	0,0353
8	Дренажний шар з гравію	1800	0,03	1,86	0,01613
9	Шар піску	1600	0,06	0,58	0,10345
10	Мелкоррозмірні тротуарні плити	1800	0,06	0,93	0,0645

Розрахунок:

Згідно з додатком И.1 [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**], Опір теплопередачі термічно однорідної непрозорої огороджувальної конструкції розраховується за формулою:

$$R_{\Sigma} = \frac{1}{\alpha_{в}} + \sum_{i=1}^{n} R_i + \frac{1}{\alpha_{з}} = \frac{1}{\alpha_{в}} + \sum_{i=1}^{n} \frac{\delta_i}{\lambda_{i\,p}} + \frac{1}{\alpha_{з}}, \qquad (1.1)$$

де $\alpha_в$, $\alpha_з$ – коефіцієнти тепловіддачі внутрішньої і зовнішньої поверхонь огороджувальної конструкції, Вт/(м2 .К), які приймаються згідно з додатком Е;

R_i – термічний опір і-го шару конструкції, м2 .К/Вт;

λ_{ip} – теплопровідність матеріалу і-го шару конструкції в розрахункових умовах експлуатації (згідно з додатком Л), Вт/(м · К);

Згідно з п.2.1 ,[**Ошибка! Источник ссылки не найден.**] $R_{\Sigma\,пр} \geq R_{q\ min}$, де $R_{\Sigma\ пр}$ – приведений опір теплопередачі непрозорої огороджувальної конструкції чи непрозорої частини огороджувальної конструкції (для термічно однорідних огороджувальних конструкцій визначається опір теплопередачі), $м^2 \cdot К/Вт$;

Мінімально допустиме значення, $R_{q\ min}$, опору теплопередачі непрозорих огороджувальних конструкцій, світлопрозорих огороджувальних конструкцій і дверей житлових і громадських будинків встановлюється згідно з табл. 1 залежно від температурної зони експлуатації будинку, що приймається згідно з додатком В. За цим додатком місто Ірпінь знаходиться у I температурній зоні, тоді за табл. 1 значення R_{qmin} для зовнішніх стін буде дорівнювати R_{qmin} =3,3 $м^2 \cdot К/Вт$.

Приймаючи, що $R_{\Sigma\,пр} = R_{q\ min}$ знаходимо товщину утеплювача:

$$\delta_x = \left(R_{q\min} - \frac{1}{\alpha_в} - \frac{1}{\alpha_з} - \frac{\delta_1}{\lambda_1} - \frac{\delta_3}{\lambda_3} - \frac{\delta_4}{\lambda_4} \right) \cdot \lambda_2 =$$

$$\left(3{,}3 - \frac{1}{8{,}7} - \frac{1}{23} - 0{,}1078 - 0{,}029 - 0{,}038 - 0{,}0322 - 0{,}0588 \right) \cdot 0{,}052 =$$

$$= 0{,}123\,м = 12{,}3\,см.$$

Приймаємо плитковий утеплювач завтовшки 130мм.

1.6. Теплотехнічний розрахунок зовнішньої конструкції будівлі

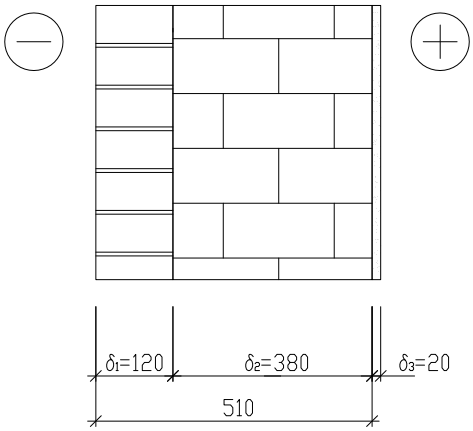


Рисунок 1.3 – Конструкція стіни

Таблиця 1.9 Характеристик матеріалу покриття

№ шару	**Матеріал шару**	**Щільність γ, кг/м^3**	**Товщина шару δ, м**	**Коефіцієнт теплопровід-ности λ, Вт/(м^2·^{o}C)**	**$R_{шару}$**
1	Лицьова цегла	180	0,12	0,81	0,1481
2	Цегла звичайна	1600	0,38	0,78	0,3205
3	Гіпсоперлітова штукатурка	600	0,02	0,23	0,087

Розрахунок:

Згідно з п.2.1 ,[**Ошибка! Источник ссылки не найден.**] $R_{\Sigma\ пр} \geq R_{q\ min}$, де $R_{\Sigma\ пр}$ – приведений опір теплопередачі непрозорої огороджувальної конструкції чи непрозорої частини огороджувальної конструкції (для термічно

однорідних огороджувальних конструкцій визначається опір теплопередачі), $м^2 \cdot К/Вт$;

Мінімально допустиме значення, $R_{q\ min}$, опору теплопередачі непрозорих огороджувальних конструкцій, світлопрозорих огороджувальних конструкцій і дверей житлових і громадських будинків встановлюється згідно з табл. 1 залежно від температурної зони експлуатації будинку, що приймається згідно з додатком В. За цим додатком місто Ірпінь знаходиться у І температурній зоні, тоді за табл. 1 значення R_{qmin} для зовнішніх стін буде дорівнювати R_{qmin} =3,3 $м^2 \cdot К/Вт$.

Приймаючи, що $R_{\Sigma\ пр} = R_{q\ min}$ знаходимо товщину утеплювача:

$$\delta_x = \left(R_{q\min} - \frac{1}{\alpha_в} - \frac{1}{\alpha_з} - \frac{\delta_1}{\lambda_1} - \frac{\delta_3}{\lambda_3} - \frac{\delta_4}{\lambda_4} \right) \cdot \lambda_2 =$$

$$\left(3,3 - \frac{1}{8,7} - \frac{1}{23} - \frac{0,12}{0,81} - \frac{0,38}{0,87} - \frac{0,02}{0,23} \right) \cdot 0,052 =$$

$$= 0,093\,м = 9,3\,см.$$

Приймаємо утеплювач завтовшки 100мм.

1.7. Зовнішні і внутрішні мережі

1.7.1. Водопровід

Джерелом централізованого водопостачання є існуючі мережі. Якість води в підземному джерелі відповідає вимогам ДСТУ 7525:2014 «Вода питна. Вимоги та методи контролювання якості».

Пристрій водопровідної мережі частини будівлі, що надстроюється, здійснюється шляхом підключення до тієї, що існує.

1.7.2. Господарська каналізація

Побутові стічні води від будівлі поступають в проектовану мережу побутової каналізації. Спільно з побутовими стічними водами від інших

будівель перекачуються на існуючі очисні споруди побутових стічних вод міста.

1.7.3. Дощова каналізація

Система дощової каналізації, за проектом підключається до міської.

Технічні рішення по опалюванню і вентиляції забезпечують в приміщеннях параметри мікроклімату в межах допустимих норм, відповідно до ДСТУ Б EN 15251:2011 «Розрахункові параметри мікроклімату приміщень для проектування та оцінки енергетичних характеристик будівель по відношенню до якості повітря, теплового комфорту, освітлення та акустики».

Опалювання будівель в основному забезпечується водяними опалювальними системами.

1.7.4. Вентиляція

У всіх приміщеннях передбачається припливно-витяжна вентиляція з механічною і природною спонукою.

У приміщеннях передбачається, як правило, баланс між витратою припливного і витяжного повітря.

Для систем вентиляції і систем теплопостачання калориферів передбачено автоматичне регулювання.

1.7.5. Захист приміщень від шуму

Система вентиляції обладналася шумоглушниками. Кожух вентилятора і воздуховоди в межах венткамер покриваються вібропоглинаючою мастикою. З'єднання вентиляторів з мережею воздуховодів здійснюється гнучкими вставками. Вентагрегати встановлюються на вібропідстави.

1.7.6. Джерела світла. Освітлювальні прилади

Набрано два вигляди освітлення: евакуаційне і місцеве.

Розподіл електроенергії передбачений через силові і освітлювальні щитки з автоматичними вимикачами.

Евакуаційне освітлення виділене з числа світильників загального освітлення і отримує постачання самостійними групами незалежно від мережі робочого освітлення.

Світильники вибрані відповідно до існуючих номенклатурних типів, характеристики середовища і призначення приміщень.

1.7.7. Джерела світла. Освітлювальні прилади

Електропостачання і електроустаткування. Силовими електроспоживачами будівлі є насоси протипожежного і питного водопостачання, сантехнічної вентиляції, технологічні струмоспоживачі. Величини освітленості в усіх приміщеннях прийнято згідно вимогам ДБН В.2.5-28-2006 та ДБН В.2.5-23-2003. Джерела світла (світильники) вибрані виходячи з призначення приміщень, потрібної освітленості та умов середовища. В основних приміщеннях прийняті світильники з люмінесцентними лампами, в допоміжних і складських приміщеннях – з лампами розжарювання. Робоче освітлення живиться від одного трансформатора, аварійне – від іншого. Для аварійного освітлення застосовуються також світильники з аварійними блоками живлення (автоматично вмикаються при перебоях електропостачання в мережі основного живлення) та світильники, які підключені до щитка аварійного освітлення. керування освітленням сходових кліток та зовнішнім освітленням – автоматичне (вмикається з настанням сутінок та відключається на світанку).

1.8. Висновки до розділу 1

В даному розділі було розглянуто архітектурно – планувальне рішення будівлі школи мистецтв в м. Ірпінь.

Розглянуто генеральний план території кварталу.

Розглянуто об’ємно-планувальне та конструктивне рішення будівлі, виконано теплотехнічний розрахунок огороджуючих конструкцій, а також необхідне санітарно-технічне устаткування.

РОЗДІЛ 2. ПОШКОДЖЕННЯ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ ТА МЕТОДИ ЇХ ОБСТЕЖЕННЯ

2.1 Природні та технологічні фактори, що викликають старіння, передчасний знос і руйнування будівельних конструкцій

Уся сукупність причин (факторів), що спричинюють зміну працездатності будівлі в цілому та її окремих елементів з точки зору механізму їх дії, може бути умовно поділена на дві групи:

а) внутрішнього характеру;

б) зовнішнього (природного) характеру.

До групи причин внутрішнього характеру відносять: фізико-хімічні процеси, що проходять в матеріалах, з яких виготовлено конструктивні елементи будівлі, навантаження і процеси, що виникають при її експлуатації, конструктивні фактори, якість виготовлення (дефекти виробництва).

До групи причин зовнішнього (природного) характеру відносяться: кліматичні фактори (температура, вологість, сонячна радіація), фактори навколишнього середовища (вітер, пил, пісок, наявність в атмосфері агресивних сполук, біологічні фактори), якість експлуатації. До причин зовнішнього характеру слід віднести також діяння, що передбачені системою технічного обслуговування і ремонту будівель.

Правильне врахування всіх цих факторів при проектуванні та під час експлуатації будівель і споруд має важливе значення для забезпечення заданої їх довговічності при мінімальних затратах сил і коштів як при зведенні, так й при експлуатації.

В таблиці 2.1 приведена класифікація факторів, що викликають знос конструктивних елементів будівель.

Природні фактори є різноманітними. Вони діють на елементи будівлі і на поверхні, й під землею, нарізно та в різних поєднаннях залежно від кліматичних, гідрогеологічних та інших умов (рис.2.1).

Таблиця 2.1

Класифікація факторів, які спричинюють знос та пошкодження архітектурних конструкцій цивільних будівель

Внутрішні фактори	Зовнішні фактори	Виявлення помилок проектування та будівництва	Порушення правил експлуатації
- експлуатаційне старіння; - агресивне середовище (пара, газ, вода);	- атмосферні; - кліматичні; - ґрунтові; - сейсмічні; - біологічні; - динамічні; - блукаючі струми	- втрата міцності та сталості; - пошкодження несучих елементів; - пошкодження другорядних елементів	- несвоєчасний ремонт; - неякісний ремонт; - недотримання тепловологісного режиму у приміщенні.

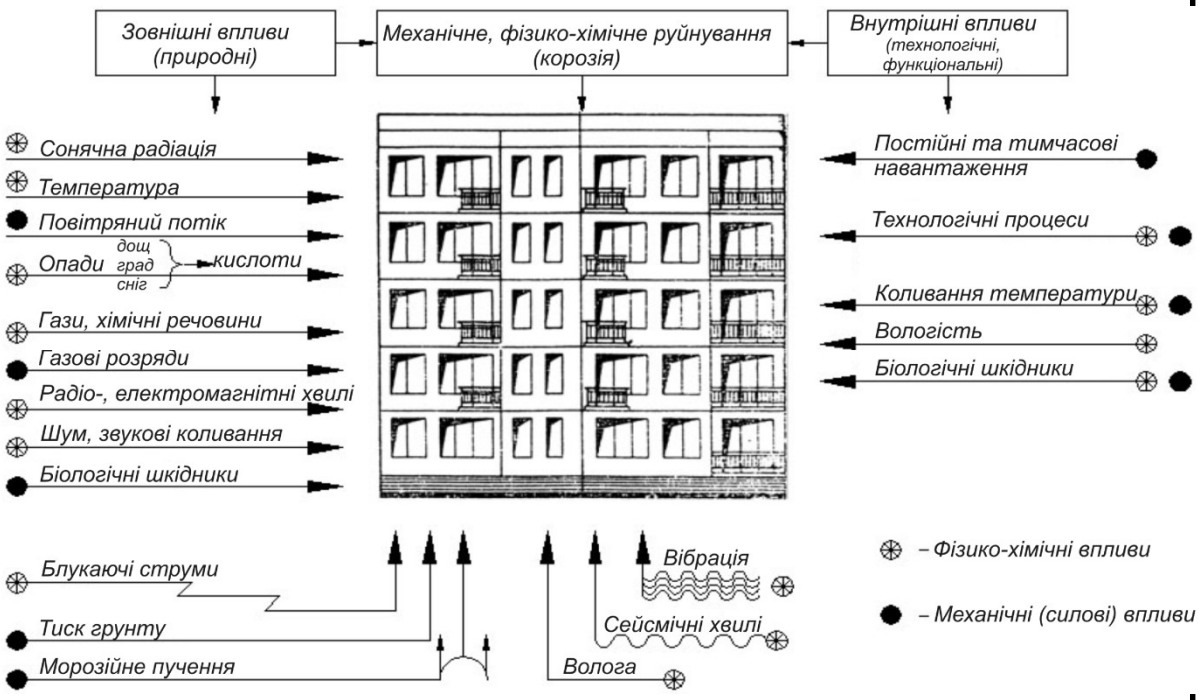


Рисунок 2.1 – Фактори, що впливають на будівлі та викликають їх знос і руйнування.

До **агресивного середовища** відносять таке середовище, дія якого змінює структуру та властивості матеріалів будівельних конструкцій, що призводить до безперервного зниження їх міцності та руйнування. Агресивні середовища бувають газові, рідкі та тверді.

Агресивність газових середовищ визначають три основних показника: вид та концентрація газів, розчинність газів в воді, вологість і температура газів.

Газові середовища розділяють на три групи:

- слабоагресивні: сірковуглець (CS_2), вуглекислий газ (CO_2), чотирьохфтористий кремній (SiF_4);

- середньоагресивні: сірчаний газ (SO_3), сірководень (H_2S);

- сильноагресивні: хлор (Cl_2), сірчаний ангідрид (SO_3), пари соляної кислоти (HCl), пари плавикової кислоти (HF), двоокис азоту (NO_2).

Агресивність **рідких середовищ (**розчини кислот, луг, солей, а також олії, нафта тощо.) визначають за концентрацією агресивних агентів, їх температурою, швидкістю руху або величиною напирання біля поверхні конструкції.

Агресивність **твердих середовищ** (пил, ґрунти тощо.) оцінюється чотирма показниками: дисперсністю, розчинністю у воді, гігроскопічністю та вологістю навколишнього середовища.

Дія повітряного середовища. Повітря є сумішшю газоподібних речовин. Крім кисню та азоту в ньому містяться різні домішки, склад та об'єм яких змінюються залежно від конкретних умов. До постійних домішок відносять: природні, утворені в результаті спалювання палива; промислові залишки; забруднення атмосфери вихлопними газами автомобільного транспорту.

В атмосфері міститься пил, котрий утворюється при ерозії ґрунту і гірських порід; пил рослинного походження; крапельно-рідка вода (туман) та частки морської солі; вулканічні гази, а також гази, що виділяються при лісових і степових пожежах; різні продукти життєдіяльності рослинного,

тваринного і мікробіологічного походження. Забруднене повітря, особливо в сполученні із вологою, викликає передчасний знос, корозію, або забруднення, розтріскування та руйнування будівельних конструкцій. Разом з цим, в чистій і сухій атмосфері камені, бетони і навіть метали можуть зберігатися сотні років.

Основним забруднювачем повітря є продукти горіння різних палив. Забрудненість повітря газами і твердими частками в зимовий час вище та залежить від характеру палива. Найбільш забруднює атмосферу пилоподібне паливо через те, що при його спалюванні разом із димом відноситься багато золи та пилу. Менше за все забруднюють повітря природні гази.

Поширеними продуктами горіння більшості видів палива є вуглекислий (CO_2) та сірчаний гази (SO_2). При розчиненні вуглекислого газу в воді утворюється вуглекислота - кінцевий продукт спалювання багатьох видів палива, яка руйнуючи діє на бетон, камінь та інші матеріали.

Якщо припустити, що паливо містить всього 1% сірки (зазвичай її вміст досягає 7-10%), то над великим містом щорічно утворюється близько 10-20 тисяч тонн пари концентрованої сірчаної кислоти. Пари сірчаної кислоти, осідаючи на зовнішні елементи будівель та споруд, руйнують їх. Так, зокрема, вони перетворюють вапняки в сульфати, які, розчиняючись, вимиваються із конструкцій, що приводить до руйнування останніх.

Крім вуглекислоти й сірчаної кислоти в атмосфері можуть міститися хлориди, солі сірчаної кислоти та інші шкодливі для будівельних матеріалів речовини. Майже усі гази, за винятком кисню і аміаку, є кислими та кислотоутворюючими.

Зовнішні конструкції будівель постійно знаходяться під впливом пилу, кількість якої залежить від кліматичних умов району, пори року та наявності поблизу промислових підприємств.

Пил – це дрібні частки різного походження (неорганічного і органічного) та, внаслідок цього, різних фізико-хімічних властивостей. До складу неорганічного пилу (65-75% об’єму всіх аерозолів) входять, в

основному, частки кварцу, польового шпату, слюди, доломітів. Органічний пил складається із спор рослин, пліснявих грибів, бактерій, волокон шерсті, бавовни та інших речовин. Органічний пил за наявності вологи сприяє розвитку плісняви. Зволожений пил часто є сильноагресивним середовищем по відношенню до будівельних матеріалів.

Вплив атмосферної вологи. Основною причиною в пошкодженні структури матеріалу є волога: вона викликає набухання, гниття, корозію, механічне руйнування при замерзанні води в порах і порожнинах.

В будівельних конструкціях найбільш вразливими місцями для проникнення вологи та агресивних речовин є стики, місця поєднання віконних і дверних коробок із конструкціями, різні теплові містки. Саме в цих містах частіше за все протікають фазові зміни вологи, які сприяють руйнуванню конструкцій.

Волога в конструкціях може знаходитися в стані води чи льоду. Природне зволоження конструкцій може бути крапельно-рідким або конденсаційним.

Крапельно-рідке зволоження відбувається внаслідок проникнення дощу скрізь пошкоджену покрівлю чи інші конструкції, під дією скісного дощу, що падає на стіни будівлі, а також талого снігу. Дощова вода практично чиста, проте опади, проходячи через забруднені шари повітря, вбирають із нього амонійні солі, вуглекислоту, сірчану кислоту та інші речовини, і проникаючи в конструкції, руйнують їх.

При кам’яному чи щільному бетонному зовнішньому шарі стіни вода в неї проникає всього на кілька міліметрів та під впливом сонячних промінів і вітру легко випаровується. В пористих конструкціях, а також при погано виконаних швах в конструкціях великого розміру та багатошарових конструкціях, дощова волога проникає в стіну глибоко, попадаючи навіть в середину приміщень.

Руйнування огороджуючих конструкцій значно прискорюється при поєднаній дії дощу, вітру та піску.

Зона зволоження стін від розбризкування води, що падає на тротуар, досягає 500 мм. Тому цокольна частина будівель, якщо не має щільної поверхні, руйнується дуже швидко (рис.2.2.)

Будівельні матеріали, як природні, так й штучні, неоднорідні за складом, тому під впливом води, солей, кислот та вітру вони руйнуються нерівномірно.

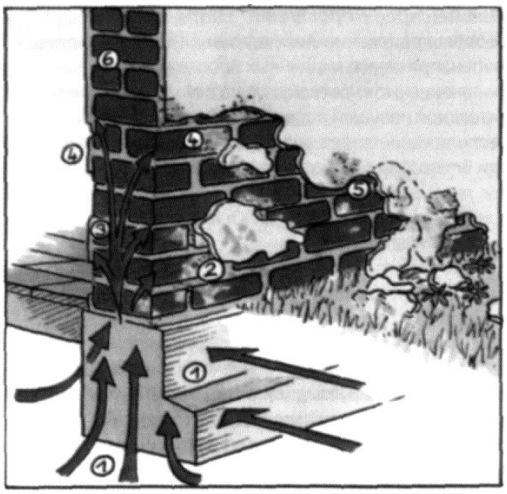


Рисунок 2.2 – Пошкодження цокольної частини будівлі:

1 – руйнування штукатурки; 2 – випаровування води з кладки; 3 – рівень постійно вологої кладки; 4 – кристалізація соли в порах; 5 – непошкоджена зовнішня поверхня штукатурки; 6- непошкоджена кладка.

Дія солей дуже небезпечна в період їх кристалізації. Навіть насичені розчини не руйнують бетоні та кам’яні конструкції так, як солі, що залишаються після випаровування вологи. Руйнування конструкцій при кристалізації солей відбувається внаслідок росту кристалів. Багаторазове та тривале зволоження конструкцій солевим розчином при випаровуванні вологи призводить до їх руйнування.

Металеві конструкції піддаються корозії під впливом всіх кислот. Із кам’яних матеріалів особливо чутливими до вуглекислоти, що міститься у воді (H_2CO_3), є вапняки, доломіти, піщаники на вапняковому в’яжучому та бетони на заповнювачах із цих порід. Взаємодія вуглекислоти із матеріалами протікає повільно, але в результаті тривалої її дії на поверхнях конструкцій утворюються вицвіти, виступає розкладене вапно (рис.2.3).

Під дією сонячних променів та вологи кам’яні матеріали знебарвлюються, причому зміна кольору не завжди означає втрату міцності. Наприклад, породи, що містять залізо, часто змінюють колір в результаті його окислення, проте міцність їх поверхні при цьому навіть зростає.

Вплив ґрунтової води. Вода в ґрунтах представляє собою розчин із змінними концентрацією та хімічним складом, що відбивається на ступені її агресивності.

Ґрунтова вода обводнює підземні частини будівель і споруд, наслідком чого є збільшення корозії конструкцій та зниження міцності підвалин.

Оцінюючи агресивність ґрунтових вод, слід враховувати її мінливий характер: з часом водний режим у підземній частині споруд може мінятися. При збільшенні рівня ґрунтових вод агресивність середовища підвищується, та навпаки.

Зміна мінералогічного складу ґрунтових вод змінює їх агресивність щодо підземних частин будівель. В районах із великою кількістю опадів рівень ґрунтових вод піднімається, що знижує їх карбонатну жорсткість (кількість кальцію) внаслідок розбавлення ґрунтової води опадами. Це підвищує її здатність до вилуговування вапна в кам’яних і бетонних конструкціях.

В засушливих районах у зв’язку з підвищеним випаровуванням вологи при відсутності атмосферних опадів збільшується мінералізація води у верхніх шарах ґрунту, тобто в зоні підземних частин споруд. Підвищення вмісту солей у воді, які здатні кристалізуватися при взаємодії із цементом або при випаровуванні вологи, викликає інший вид руйнування - кристалізаційний. Зволоження ґрунтів та випаровування води приводять до руху в них кисню, внаслідок чого корозійна активність середовища також зростає.

Рівень ґрунтових вод коливається залежно від пори року, водонепроникливості ґрунтів та інших факторів. Найбільш високий рівень ґрунтових вод спостерігається навесні, після танення снігу, а більш низький -

наприкінці літа та зими. Це необхідно враховувати при експлуатації будівель, відводячи воду та знижуючи її рівень в небезпечні періоди.

Агресивність ґрунтових вод відносно різних будівельних матеріалів залежить від їх реакції (кисла або лужна), концентрації, а також виду матеріалу.

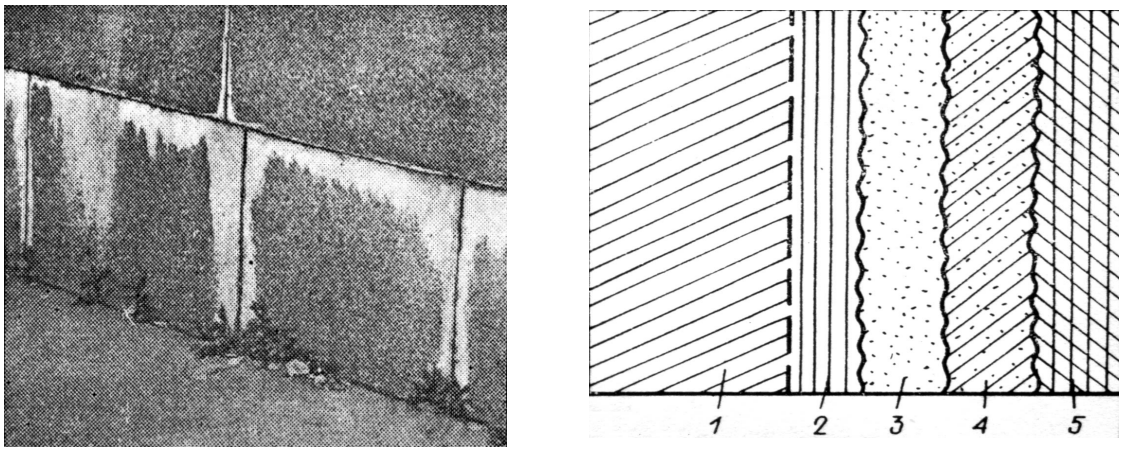
Основними ознаками агресивності води по відношенню до бетонних та кам'яних конструкцій є наступні:

- показник pH залежно від часової жорсткості;
- часова (карбонатна) жорсткість, в мг/л;
- кількість сульфатів у перерахуванні на SO_4, в мг/л;
- кількість магнезіальних солей у перерахуванні на іон Mg, в мг/л;
- кількість вільного вуглекислого газу (CO_2).

Залежно від наявності домішок та їх концентрації розрізняють наступні види агресивності ґрунтових вод: *загальнокислотну*; *вилуговувальну*; *сульфатну*; *магнезіальну*; *вуглекислу*.

Вплив ґрунтових вод на будівельні матеріали різноманітний. Так, слабокислі розчини запобігають гниттю дерев'яних конструкцій, стримуючи грибкові (гнилісні) процеси, але окисляють та руйнують деякі метали. Лужні розчини в малих концентраціях сприяють збереженню бетону, але вони є більш агресивними, порівняно із кислими, у відношенні до бітуму, асфальтобетону, деревини.

Вплив від'ємних температур. Деякі частини будівель, наприклад, цоколь, знаходяться в зоні періодичного зволоження та поперемінного заморожування і відтавання. Від'ємна температура, якщо не прийняти спеціальні заходи захисту конструкцій від зволоження, призводить до замерзання вологи в тріщинах, порах та інших порожнинах матеріалу конструкцій і ґрунтів підвалин, тим самим, руйнуючи їх.



а б

Рисунок 2.3 – Розкладене вапно на поверхні кам’яної стіни:

а – висоли на поверхні кам’яних стін; б – схема руйнування: 1 – непошкоджена зона; 2 – проміжна зона; 3 – борошнистий шар; 4 – підкорковий шар; 5 – зовнішня корка.

При замерзанні води її об’єм збільшується, що створює в матеріалі конструкцій внутрішні напруження. Тиск льоду в порах досягає суттєвих значень - до 20 МПа. Інтенсивність замерзання вологи залежить від об’єму та форми порожнин. У великих порожнинах вода перетворюється на лід при температурі рівній нулю градусів Цельсія, а в капілярних каналах при температурі Т = -17 °С.

Напруження в конструкціях залежать не лише від температури охолодження, але й від швидкості замерзання та числа переходів через Т=0°С. Чим швидше відбувається заморожування вологи, тим більші напруження виникають в матеріалі конструкцій.

Вода починає замерзати з поверхні конструкцій, тому їх руйнування під впливом від’ємної температури, також починається з поверхні, особливо з кутів та ребер. Камені і бетони, що відзначаються пористістю до 15%, витримують до 100-300 циклів заморожування та відтавання. Зменшення пористості, а значить, й кількості вологи підвищує морозостійкість конструкцій.

Вплив блукаючих струмів. Підземні металеві та залізобетонні конструкції, якщо вони нічим не захищені, можуть руйнуватися під дією

блукаючих струмів, що виникають через витік електроенергії з рейок електрифікованих залізниць, що працюють на постійному струмі, або з інших джерел.

Блукаючі струми, зустрічаючи на своєму шляху металеві конструкції - трубопроводи, кабелі, металеву ізоляцію та інші елементи, які характеризуються більшою, ніж ґрунт, електропровідністю, переходять на них. У місці входу струму в конструкцію утворюється катодна зона із протіканням реакції відновлення, тобто підлуговування ґрунту, а при значній щільності струму - протіканням хімічної реакції з виділенням водню. В тих місцях, де ґрунти мають високу електропровідність і електричний струм знову стікає в грунт, на конструкціях утворюються анодні зони та відбувається перехід до ґрунту іонів металу, що викликає руйнування останнього.

Виміри величини блукаючих струмів показують, що вони поширюються на десятки кілометрів у сторони від джерела і, потрапляючи на конструкції будівель, досягають суттєвої сили - до 300-500а.

Поширення блукаючих струмів залежить від електропровідності ґрунтів, яка, у свою чергу, визначається їх вологістю, складом і кількістю розчинних речовин, концентрацією водневих іонів та іншими факторами.

Вплив сейсмічних хвиль. Експлуатація будівель в районах, підданих землетрусам, відбувається з урахуванням сейсмічних явищ. Землетруси - це коливання, що розповсюджуються в земній корі і передаються через підвалини на споруди. При землетрусі в результаті переміщення часток гірських порід виникають пружні хвилі, які називаються сейсмічними. Сейсмічні хвилі поширюються в поверхневих шарах Землі зі швидкістю: подовжні - від 5 до 8 км/с, поперечні - від 3 до 5 км/с.

Сила землетрусу, яка діє на будівлі та споруди, визначається віддаленістю і глибиною осередку, геологією місцевості і гідрогеологією ділянки забудови. Наслідки землетрусів залежать від просторової жорсткості, розмірів, форми і ваги будівель, а також від кількості та характеру поштовхів. Найбільш небезпечні для споруд є горизонтальні складові коливання ґрунту,

оскільки при землетрусі будівлі працюють як вертикальний брус або пластина, консольно зароблені в ґрунт. Виникаючі в районі епіцентру вертикальні сейсмічні навантаження більш небезпечні для горизонтальних конструкцій - перекриттів, карнизів тощо. Будівлі можуть бути захищені від землетрусів, сила яких досягає не більше ніж 7-9 балів.

Ступінь руйнування будівель в одному сейсмічному районі може бути неоднаковим. Це залежить від конструктивних типів споруд, якості будівельних матеріалів, специфіки виробництва робіт і характеру підвалин. Необхідно стежити за точним дотриманням правил зведення будівель в сейсмічно небезпечних районах, а також своєчасно обстежувати та ремонтувати їх під час експлуатації.

2.2. Класифікація видів обстежень. Методи і засоби спостереження за тріщинами і деформаціями

В практиці технічного обслуговування цивільних будівель прийняті три види їх огляду:

- **загальний**, коли будівлю обстежують повністю, включаючи усі конструкції разом із захисними покриттями, елементи інженерного обладнання та благоустрою;
- **частковий**, при якому оглядають лише окремі частини будівлі або обладнання;
- **позачерговий**, котрий проводять після злив, ураганних вітрів, снігопадів, затоплень та інших стихійних явищ, що зчиняють значні пошкодження окремих елементів будівлі.

Розрізняють візуальний і візуально-інструментальний способи діагностики технічного стану будівель та споруд.

При візуальному обстеженні встановлюють відповідність будівельного об'єкта вимогам проекту та виявляють видимі дефекти і пошкодження конструкцій (тріщини, протікання, відхилення від проектних контурів та

геометричних розмірів, відшарування захисного шару в залізобетонних елементах, сліди корозії, місця зміни кольору, фактури тощо) без застосування апаратури; роблять обмірювання, замальовки, фотографії, використовують найпростіші прилади, виявляють місця, які необхідно обстежити більш досконально за допомогою діагностичної техніки.

Візуальний огляд дає першу вихідну інформацію про стан конструкцій, дозволяє оцінити ступінь зносу елементів будівель і, відповідно до неї, скласти план проведення подальших випробувань.

Візуально-інструментальне обстеження може бути руйнівним та неруйнівним.

При контролі **руйнівними** методами з об'єкту відбирають зразки матеріалів для досліджень в лабораторних умовах. Випробування навантаження, що викликає початок руйнування зразка матеріалу, визначають на гідравлічних пресах, розривних машинах та іншому спеціальному обладнанні різного типу. Це обладнання повинно забезпечувати можливість регулювання швидкості прикладення навантаження до зразка. Погрішність при вимірі зусилля повинна бути не більше ±1%. Залежно від характеру навантаження (стиск, вигин, розтяг тощо.) та виду матеріалу у відповідності вимогам державних стандартів випробують зразки певних форми та розміру, проводять необхідну підготовку зразків до випробування, створюють певні умови проведення випробувань (установку зразка, вибирають схему та інтенсивність навантаження, спосіб фіксування та обробки результатів виміру тощо).

Руйнівні методи виміру характеризуються великою трудомісткістю й значним розбродом показників навіть для зразків-близнюків. Таке обстеження є технічно складним та не завжди припустимим внаслідок того, що приводить до ослаблення конструкцій. Більшої переваги надають **неруйнівним методам контролю** технічного стану матеріалів і конструкцій будівель, які не спричинюють їх руйнування.

Випробування неруйнівними методами контролю можуть проводитися, як при статичному навантаженні конструкцій, так і при динамічному впливі навантажень. До комплексу цих випробувань входять визначення значень геометричних параметрів конструктивних елементів (ширини, товщини, висоти), міцнісних і структурних властивостей матеріалу конструкцій, товщини захисного шару бетону, розташування арматури, прогинів та інших деформацій елементів, амплітуд і періодів коливань конструкцій тощо.

На практиці руйнівні та неруйнівні методи контролю в більшості випадків застосовують спільно для одержання більш повної інформації про властивості і характеристики досліджуваного об'єкта.

При **попередньому обстеженні** цивільних будівель історичної або сучасної забудови в першу чергу з'ясовують:

- чи вироблялися на ділянці зведення будівлі які-небудь корисні копалини;

- якщо будівля знаходилася в зоні воєнних дій, чи є на ділянці підкопи, катакомби;

- які виконувалися основні ремонтно-будівельні роботи на даному об'єкті;

- які з конструктивних елементів будівлі є найменш міцними;

- чи є які-небудь перешкоди для забезпечення нормальної експлуатації будівлі.

За **архівними матеріалам** необхідно з’ясувати:

- чи збереглися габарити і поверховість будівлі з часу її зведення;

- чи відбулися які-небудь зміни в будівлі в період експлуатації (прибудова, надбудова, часткове розбирання тощо);

- якщо в будівлі були зроблені які-небудь реконструктивні заходи, то як це вплинуло на статичну стійкість конструкцій.

В обов'язковому порядку огляду піддають наступні конструкції цивільних будівель:

Підвали – східці при вході в підвал, перемички над входом, матеріал фундаменту; гідроізоляція, матеріал підлоги, перекриття над підвалом (розмір і стан балок, заповнення між ними, наявність води в підвалі).

Зовнішні стіни – матеріал та вологість стін; стан кладки, штукатурки або облицювання, стан цоколю та горизонтальних перемичок; місця вивітреної кладки, тріщини (напрямок їх розвитку і розмір).

Внутрішні стіни – матеріал стін; наявність вологості; стіни сходових кліток; канали в стінах; прорізи в кладці; викривлення перемичок.

Міжповерхові перекриття – протікання, наявність тріщин, спучування на стелях; перекіс дверних коробок в перегородках; стан стель в санвузлах; стан підлог в житлових приміщеннях (горизонтальність, хиткість, вібрація); наявність тимчасових кріплень перекриттів.

Горища і покрівлі – система крокв і якість їх матеріалу; стан матеріалу покрівлі, стяжки або засипки; сходи на горище; стан вікон і дверей; стан димарів; жолоби і вирви ринв; парапети і вплив їх конструкції на можливість утворення полоїв і снігових заметів на даху, водостік; вентиляційні короби шахт; наявність протипожежних приставних сходів.

Столярні вироби – вхідні двері в квартири, внутрішні двері, стан обв'язок і фільонок; віконні заповнення; стан віконних коробок та їх елементів, а також підвіконних дошок.

Сходи – стан несучих конструкцій; відповідність похилів маршів, їх ширини і розмірів площадок вимогам ДБН; матеріал і стан східців, матеріал поручнів і решіток маршів; перекриття над сходовою кліткою; марші в підвал і на горище.

Еркери і балкони – опори, їх кількість і наявність на них ліпних прикрас; стан огороджуючих конструкцій балконів, матеріал їх підлоги; матеріал і форма еркера; стан віконних заповнень, балконних дверей і штукатурки стелі еркера; матеріал заповнення між опорами балкона; винос балкона або еркера.

Методи і засоби спостереження за тріщинами.

Останнім часом прийнято розділяти тріщини на **технологічні** та **експлуатаційні.** До **технологічних** тріщин відносять дефекти, що містяться у вихідних компонентах, та дефекти, утворені при технологічній переробці матеріалу. **Експлуатаційні** тріщини розвиваються під впливом експлуатаційних навантажень. Кожний вид тріщин має власну історію розвитку та проходить певні етапи – від зародження до перетворення в тріщину, що незворотно розвивається.

Виміри тріщин виконують різноманітними способами, найпростішим з яких є фіксація тріщини за допомогою штрихів, що наносять на конструкції, з наступним виміром ширини тріщини міліметровою лінійкою. Точність таких вимірів складає 0,3…0,5 мм. Для фіксації ширини розкриття тріщин також використовують мікроскопи з ціною поділки 0,05мм.

При спостереженнях за тріщинами найбільш поширеним засобом виміру вважаються маяки, за допомогою яких встановлюють якісну картину деформацій.

Маяки (рис.2.4) – це плитка розміром 150х80х10 мм, виготовлені з цементу з домішкою піску для зовнішніх та алебастру або гіпсу для внутрішніх конструкцій. Маяк накладають поперек тріщини в найбільш широкому її місці. Перед установкою пристрою на конструкцію по обидва боки тріщини роблять насічки. Потім тріщина перекривається маяком (виготовленою на місці плиткою, що кріпиться до конструкції за допомогою розчину). На поверхні маяка записують його номер і дату установки, а в журналі відзначають місце розташування і ширину розкриття тріщини. Якщо тріщина росте, то на маяку через якийсь час буде зафіксований розрив, дату появи якого записують в журнал, а тріщину перекривають новим маяком. Відновлення маяків виконують до тих пір, поки не припиниться розвиток тріщини.

Для отримання кількісних значень поведінки тріщини застосовують маяки з закладними металевими частинами, за якими роблять точні виміри. На

рис.7.1, д зображено один з таких маяків із двома металевими пластинками. Одна з пластинок до установлення на тріщину зафарбовується червоною фарбою (ч). Після накладення однієї пластинки на іншу і закріплення їх на різних сторонах тріщини пристрій зафарбовують білою фарбою (б). При цьому червоний колір зберігається тільки під лівою половиною маяка. Величину збільшення тріщини виявляють за зсувом фарб і виміряють циркулем по поперечному масштабу.

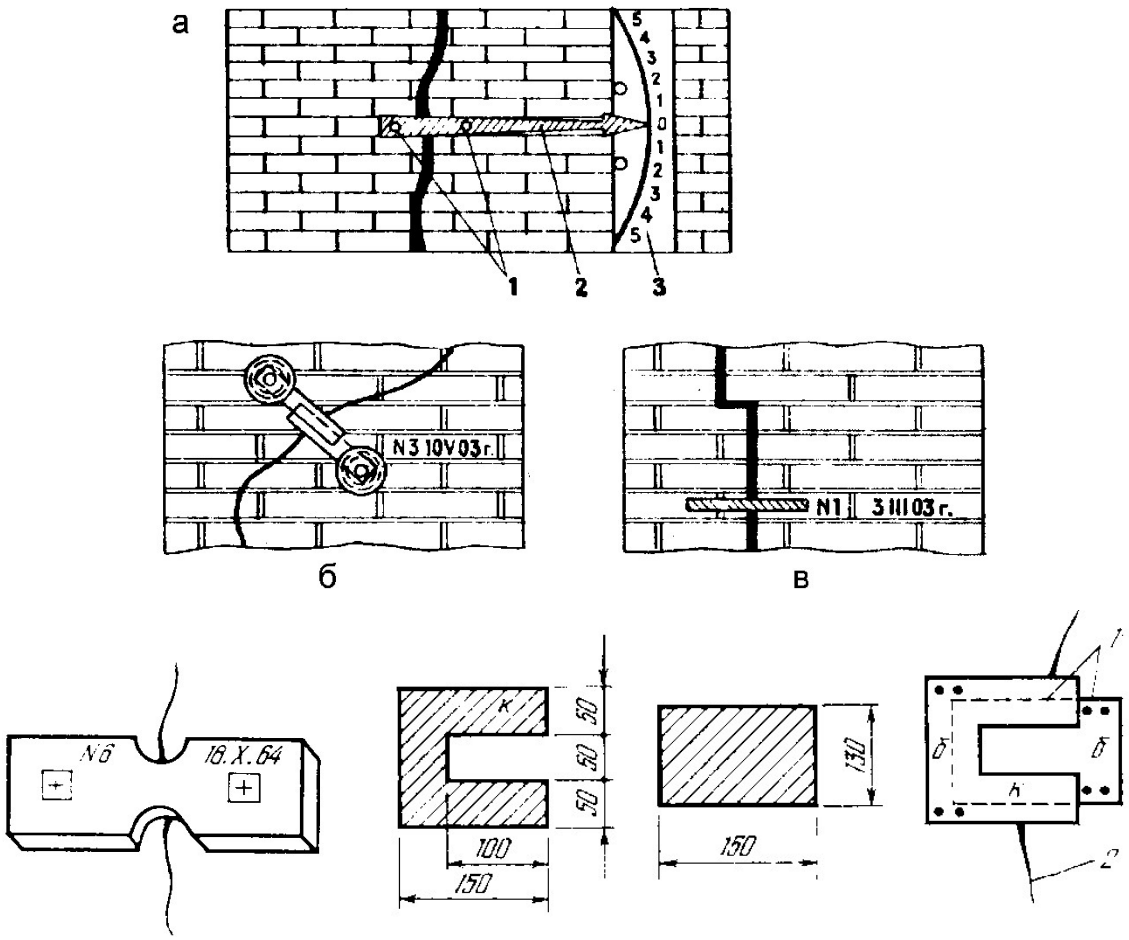
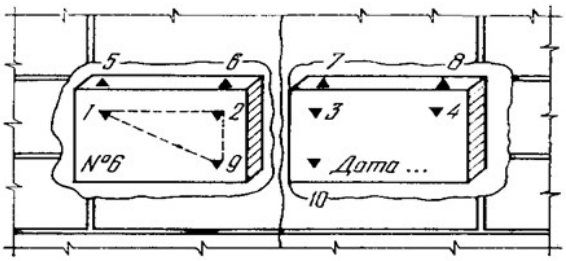


Рисунок 2.4 – Маяки для спостереження за тріщинами в будівельних конструкціях:

а – важільні; б – пластинчаті без поділок; в – пластинчаті з поділок; г – маяк у вигляді плитки, яку виготовляють з цементу, алебастру чи гіпсу; д – маяк з металевими пластинами: 1 – пластини маяка в накладеному положенні; 2 – тріщина.

Серед різних видів маяків найчастіше використовують маяк конструкції Білякова. **Маяк Білякова** (рис. 2.5) призначений визначати взаємні зсуви сторін тріщини в трьох напрямках. Прилад складається з двох прямокутних гіпсових або алебастрових плиток, у кожній з яких на двох взаємно перпендикулярних гранях закріплюють по п'ять голок, вістрі яких повинні підніматися над поверхнею плиток на 1 мм. Плитки встановлюють по двох сторонах тріщини так, щоб голки 1-4 розташувалися приблизно на одній прямій, а голки 5-8 - на прямій, паралельній першій. Виміри величини збільшень ширини розкриття тріщини роблять по різниці положень відбитків голок, отриманих на папері. Для цього до голок періодично прикладають чистий лист папера, прикріплений до листа фанери, і після натиснення одержують на ньому проколи. Відстані між проколами вимірюють циркулем по поперечному масштабу. За даними вимірів складають графіки ходу розкриття тріщин. При цьому погрішність вимірів складає 0,2…0,3 мм.



а

б

Рисунок 2.5 – Маяк конструкції Білякова (а) та графік розкриття тріщин (б).

Тріщини також можна вимірювати за допомогою деформометра і відлікового мікроскопа.

2.3. Дефекти та пошкодження кам’яної кладки

Роботи багатьох вітчизняних та закордонних вчених присвячені вивченню дефектів і пошкоджень будівель та їх усуненню, зокрема: Бойка М.Д., Величкина В.З., Гасієва А.А., Гроздова В.Т., Мураховського А.І., Фізделя А.І., Хохліна Д.О. та ін. [1-87] Міцністіь та деформативність кам'яних конструкцій ґрунтовно розглянуті в наступних наукових дослідженнях авторів Воронова А.Н., Гастева В.А., Генієва Г.А., Кравчені Н.І., Оніщика Л.І., Піцкля Л.Н., Полякова С.В., Улибіна А.В., Ємельянова А.А. [1-74].

Дефекти будівельних конструкцій це невідповідність будівельних конструкцій стандартам, нормам, технічним умовам та проекту. Класифікація дефектів здійснюється за наступними ознаками: в першу чергу за причинами, які їх викликають: помилки при проектуванні, неякісне виготовлення елементів конструкцій та виконання будівельно-монтажних робіт.

До найбільш характерних дефектів кам'яних конструкцій, які допускаються при їх зведенні, можуть бути віднесені:

– неоднорідність розчинної постелі;

– застосування виду та марок каменю і розчину, що не відповідають проекту;

– неякісна перев'язка каменю в кладці, особливо небезпечна в сильно навантажених стовпах і простінках;

– відсутність перев'язки поздовжніх стін з поперечними;

– пропуск або зменшення перерізів зв'язків стін з колонами або перекриттями;

– потовщення горизонтальних та неякісне заповнення розчином вертикальних швів кладки;

– порушення вертикальності стін і стовпів;

– укладання прогонів і балок на стіни і стовпи без опорних плит;

– недостатня довжина обпирання перемичок на стіни;

– відсутність або зменшення кількості арматури в армокам'яних конструкціях;

– неправильне виконання температурних, осадових і антисейсмічних швів;

– дефекти кладки через порушення правил проведення робіт у зимових умовах.

Усі перераховані дефекти, крім першого, більш-менш видимі та можуть бути оцінені кількісно. Однак неоднорідність розчинної постелі, що має найбільший вплив на міцність кладки, є прихованим, важко контрольованим дефектом [1-46].

Заниження марки каменю і розчину призводить до зниження міцності кладки. При цьому міцність каменю впливає на міцність кладки більше, ніж міцність розчину.

Застосування видів каменів і розчину, не передбачених проектом, може викликати серйозні наслідки. Неприпустимо використання каменю, що має морозостійкість менше проектної; силікатної цегли замість глиняної звичайної у вологих умовах і при низьких розрахункових температурах без зміни товщини зовнішніх стін; повнотілої цегли замість пустотілої; важкого розчину в зовнішніх огороджувальних конструкціях замість легкого.

Застосування неправильної перев'язки цегли може викликати обвалення сильно навантажених стовпів і простінків.

Часто зустрічається такий дефект як відсутність перев'язки поздовжніх стін з поперечними, що знижує стійкість ділянок стін і просторову жорсткість будівлі. У разі нерівномірного осідання основи при цьому також з'являється можливість обвалення стін.

Зменшення перерізів з’єднання стін з колонами і перекриттями також зменшує просторову жорсткість будівлі, що при прояві горизонтальних зусиль може закінчитися обваленням ділянок стін. Неякісне виконання стін та

відсутність їх анкерування з колонами і перекриттями [1-108], в разі аварійного локального руйнування стіни, значно збільшує обсяги руйнування будівель.

Якщо поздовжні стіни надійно перев'язані з поперечними, наявне анкерування всіх стін у перекриттях та останні добре замонолічені, то додаткові зусилля в похилих ділянках стін незначні. У протилежному випадку вони можуть досягати великих значень, особливо в елементах малого перерізу [**Ошибка! Источник ссылки не найден.**].

Потовщення горизонтальних швів кладки порівняно з необхідними за нормами може впливати на міцність кладки по-різному. З одного боку, воно дозволяє поліпшити розчинну постіль під каменем, що призводить до підвищення міцності кладки. З іншого боку, чим товще горизонтальний шов, тим більше розтягуючі зусилля в камені через різницю деформативних властивостей каменю і розчину. Залежно від того, який з двох факторів більше впливає, відбувається підвищення або зниження міцності кладки. При оцінюванні допустимості застосування потовщених швів слід також враховувати і те, що розчин зазвичай має більшу щільність, ніж цегла, і, отже, підвищення частки розчину в кладці викликатиме підвищення її теплопровідності. Потрібно мати також на увазі, що потовщення швів призводить до значних перевитрат цементу.

Нерівномірне заповнення вертикальних швів зменшує міцність кладки, оскільки тут розчин перешкоджає вільній деформації каменю в горизонтальному напрямку в разі додаткового вертикального навантаження. Порожні вертикальні шви, крім того, є концентраторами напружень. Кладка з погано заповненими швами стає такою, що легко продувається, її теплопровідність істотно зростає.

Порушення вертикальності ділянок кладки збільшує ексцентриситет прикладання навантаження і підвищує внутрішні зусилля в ній.

Значний вплив на несучу здатність кладки надає поперечне сітчасте армування. Залежно від його кількості міцність армокам'яної кладки може до

двох разів перевищувати міцність неармованої. Пропуск тільки однієї сітки зменшує ефект армування в два рази. Розміри сіток завжди повинні бути більше розмірів перерізу армованого елемента, щоб можна було після виконання кладки візуально перевірити всі параметри армування: діаметр стрижнів, розмір осередків і крок сіток [1-48].

При влаштуванні температурних, осадових і антисейсмічних швів зустрічаються такі дефекти, як: відхилення швів від вертикалі, виконання шва не за всією висотою конструкції. Якщо відхилення від вертикалі або пропуск по висоті має осадовий шов, то він перестає відповідати своєму призначенню. При нерівномірному осіданні фундаментів стіна в області дефектного шва руйнується.

Відсутність антисейсмічних швів або їх частини призводить до збільшення обсягу руйнування будівлі при землетрусах [1-110].

Справність будівель і їх зовнішній вигляд багато в чому залежать від технічного стану стін. При неправильному виборі для них матеріалів, помилок при розрахунку або конструюванні на стінах з'являються плями, смуги від протікання і промерзання.

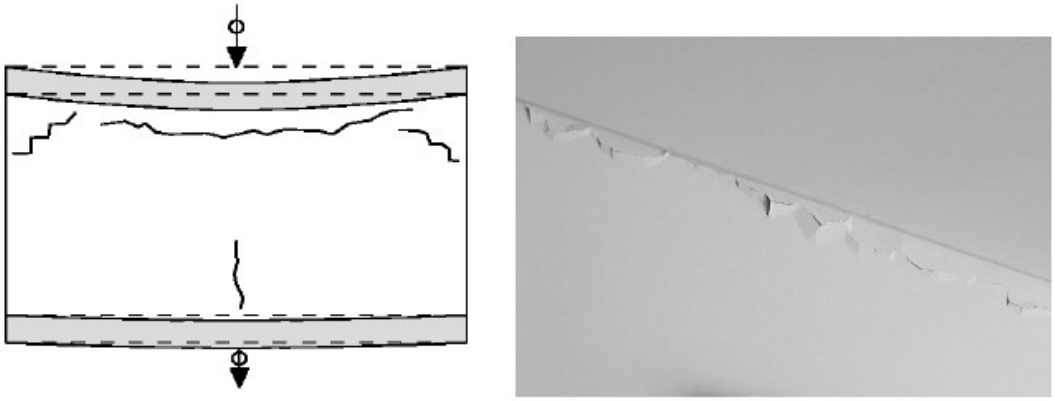


Рисунок 2.6 - Тріщини у кладці через надмірне відхилення верхньої плити (можливо, менш жорстка, ніж бетонна плита підлоги)

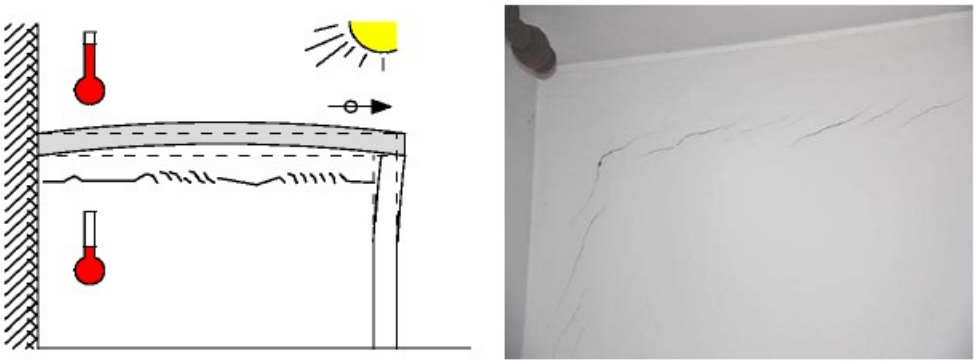


Рисунок 2.7 - Приклад тріщин у кладці внаслідок теплових рухів плит даху

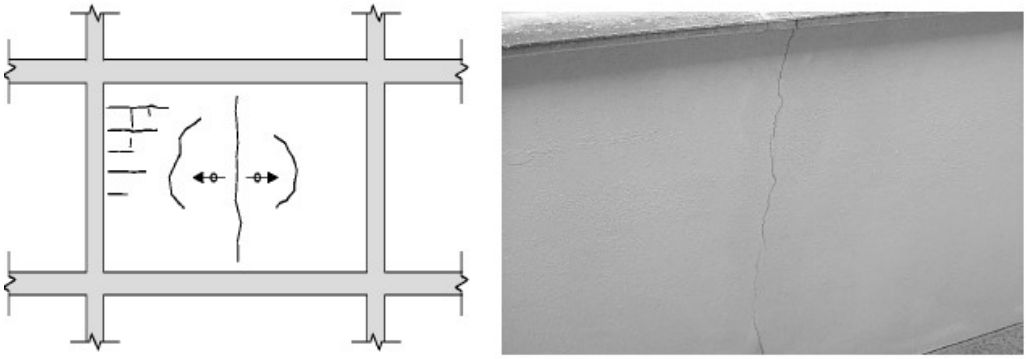


Рисунок 2.8 - Приклад розтріскування кладки внаслідок усадки вологи

При проведенні робіт у зимових умовах зустрічаються випадки використання не очищеного від снігу і льоду каменю, заниження необхідних марок розчину, неправильне дозування протиморозних добавок. Все це в тій чи іншій мірі знижує кінцеву міцність кладки після її відтавання. Обвалення кладок, виконаних у зимових умовах, найчастіше відбувається через те, що на період відтавання кладки не приймаються необхідні заходи з тимчасового підсилення кам'яних конструкцій, які забезпечують її рівномірне відтавання [1-49].

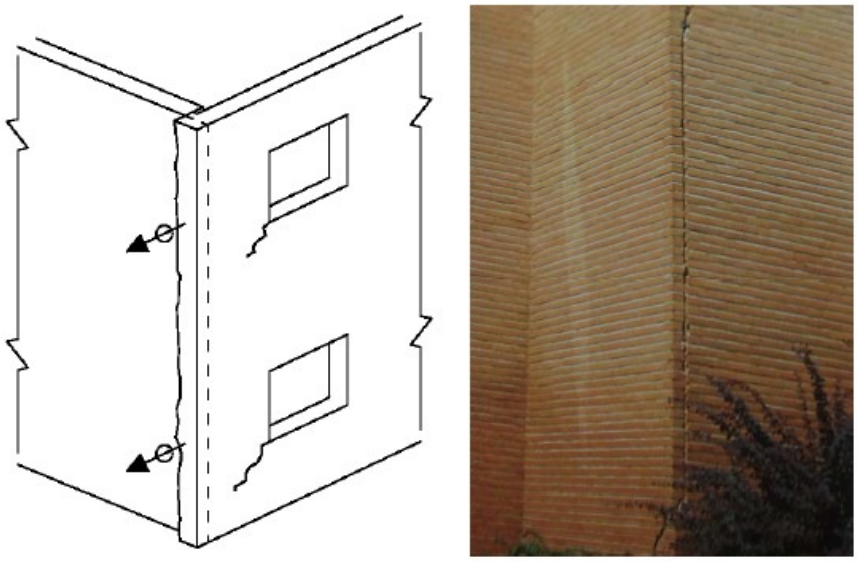


Рисунок 2.9 - Приклад відшарування лицьової кладки фасаду

Рисунок 2.10 - Відшарування облицювання кладки, що не перев’язана з основною кладкою стіни

Пошкодження кам'яної кладки. Дефекти, викликані зовнішніми впливами при експлуатації, зазвичай називають пошкодженнями конструкцій. Причини, що їх викликають можна розділити на три основні групи: силові, вплив навколишнього середовища, а також осідання ґрунтів основи

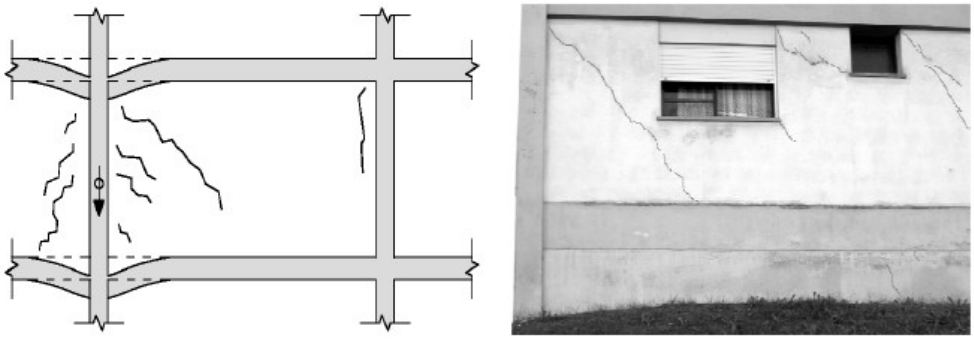


Рисунок 2.11 – Утворення тріщин кладки через нерівномірне осідання фундаментів

До *силових* причин в першу чергу відноситься збільшення експлуатаційних навантажень.

Вплив навколишнього середовища полягає у зволоженні та промерзанні стін, агресивній дії газів і пилу промислових викидів заводів і транспорту, вивітрюванні матеріалів стін та інші [1-50].

Пошкодження починаються в найбільш уразливих і дефектних місцях, якими в стінах найчастіше є: кути і ділянки поблизу водостічних труб, місця при ушкодженні покрівлі, карнизу, балкону, цоколя й інших частин, які виступають.

Пошкодження призводять до перенапруження окремих ділянок стін, у них з’являються тріщини, відбувається додаткове зволоження і подальше промерзання [1-47], втрата теплотехнічних властивостей, руйнування.

Найбільш значною проблемою при експлуатації будівель, яка призводить до більшості пошкоджень, є недотримання вимог проектів будівель та нормативних документів з точки зору ізоляції від зволоження просідаючих ґрунтів основи.

Справний стан стін багато в чому залежить від якості експлуатації, своєчасного попередження та усунення пошкоджень, захисту стін від зволоження [1-60].

Основними видами пошкоджень є: тріщини; порушення місць обпирання; крени; вигини, переломи будівлі в цілому та окремих елементів; порушення та випадіння облицювальних шарів зовнішніх стін [1-47].

Пошкодження кам'яних стін класифікують за величиною зменшення несучої здатності на:

- *слабкі* (втрата несучої здатності до 15 %) спричинені розморожуванням, вивітрюванням і пошкодженням матеріалу вогнем на глибину до 5 мм, вертикальними і похилими тріщинами, що перетинають не більше двох рядів кладки

- *середні* (до 25 %) викликані розморожуванням і вивітрюванням кладки, відшаруванням облицювання на глибину до 25 % товщини стіни, пошкодженням конструкції вогнем на глибину до 20 мм, вертикальними і похилими тріщинами, що перетинають не більше чотирьох рядів кладки, нахилом і випучуванням стін у межах поверху на величину не більшу за 1/5 товщини стіни, утворенням вертикальних тріщин у місцях спряження поздовжніх і поперечних стін, зміщенням плит перекриття не більше ніж на 20 мм;

- *сильні* (до 50 %) – це результат обвалу стін, розморожування і вивітрювання кладки на глибину до 40 % її товщини, пошкодження конструкції вогнем на глибину до 60 мм, появи вертикальних і похилих тріщин, що перетинають не більше восьми рядів кладки, нахили і випучування стін у межах поверху на величину не більшу 1/3 товщини стіни, зміщення стін і стовпів за горизонтальними швами, відрив поперечних стін від поздовжніх, пошкодження кладки під опорами балок і перемичок зміщення плит перекриття на величину, більшу за 1/5 глибини їх обпирання.

Згідно з [1-57] технічний стан цегляних стін і простінків можливо визначити за табл. 2.1.

2.4. Висновок до розділу 2

Дефекти і пошкодження кам'яної кладки класифікуються за причинами, котрі їх викликають та наслідками, що їх супроводжують, видами, ступенем (за втратою несучої здатності та можливістю їх усунення. При нерівномірному осіданні ґрунтів основи, при дії динамічних, сейсмічних та випадкових впливів на цегляні стіни діють у поєднанні із вертикальними горизонтальні навантаження. Підсилення цегляної кладки – це невід'ємний спосіб для підвищення експлуатаційної придатності цегляних стін.

РОЗДІЛ 3. АНАЛІЗ СУЧАСНИХ МЕТОДІВ ПІДСИЛЕННЯ КАМ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ

3.1 Традиційні способи підсилення кам'яних конструкцій

Підсилення і відновлення елементів кам'яних конструкцій може бути виконано шляхом ін'єктування, влаштуванням обойм, збільшенням площі перерізу стовпів або простінків, заміною цегляних перемичок на залізобетонні або металеві, встановленням систем металевих тяжів і накладок та ін. Схема класифікації способів відновлення і підсилення конструкцій і принципів їх здійснення передставлена на рис. 3.1.

Підсилення стиснутих елементів обоймами і сердечниками. Одним з найбільш ефективних методів підвищення несучої здатності існуючої кам'яної кладки є влаштування обойми в зоні пошкоджень, що підвищує несучу здатність кладки у 1,25 – 2,5 рази при незначних затратах. Обоймами підсилюють як окремі конструктивні елементи (стовпи, простінки), так і ділянки стін, які працюють на центральний і відцентровий стиск

За характером роботи обойми можна поділити на три типи:

- ті, що стримують поперечні деформації. Несуча здатність простінка збільшується в результаті створення в ньому об'ємного напруженого стану;

- ті, що сприймають частину нормальних зусиль, які передаються на елемент підсилення. Бажаного ефекту досягають збільшенням площі поперечного перерізу або введенням в існуючі габарити матеріалу з підвищеними фізико-механічними характеристиками;

- комбіновані – ті, що виконують одночасно функції першого і другого типів.

За матеріалом, який використовується, обойми бувають сталевими, залізобетонними й армованими із розчину [1-72].

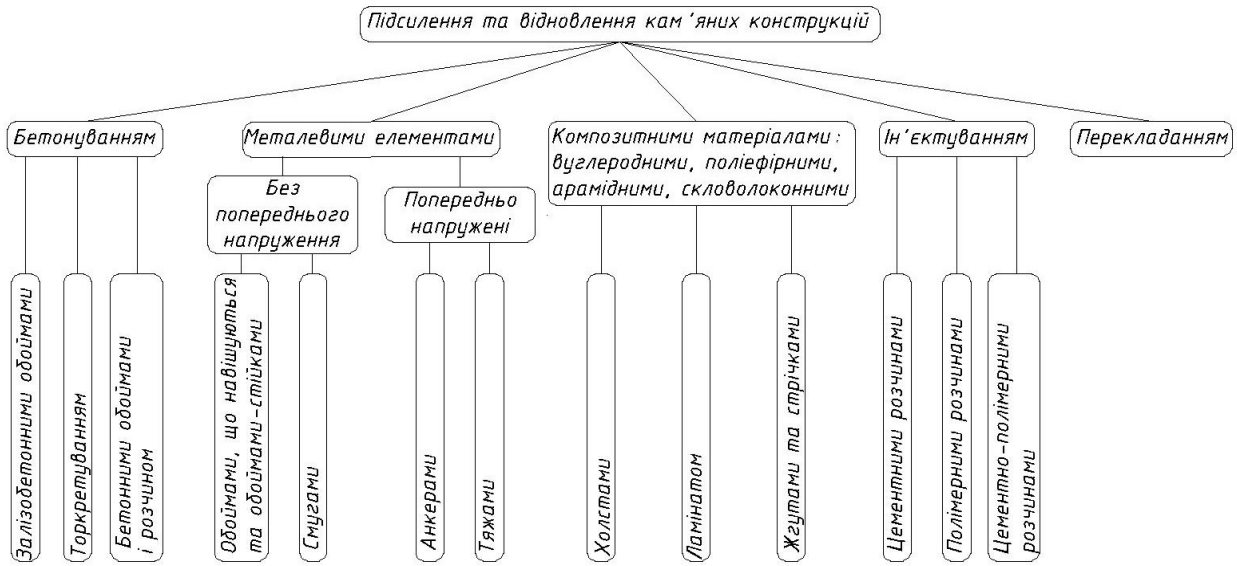


Рисунок 3.1 – Класифікація методів підсилення і відновлення кам'яних конструкцій

Сталеві обойми найпростіші у виготовленні, складаються із вертикальних кутників-стійок, з'єднаних між собою планками із смугової або круглої сталі. Основний недолік сталевих обойм – небезпека утворення містків холоду, що вимагає проведення комплексу заходів з утеплення простінків, які підсилюються.

Обойми першого типу влаштовують так. Поверхню стовпа або простінка в місцях встановлення кутиків-стійок очищують від тиньку і вирівнюють цементним розчином для щільнішого прилягання кутників до поверхні елемента, що підсилюється. Кутники встановлюють у проектне положення на тонкому шарі цементного розчину і фіксують за допомогою струбцин або хомутів. Спільну роботу обойм і стовпів забезпечують попереднім напруженням поперечних планок, які з'єднують кутики між собою. Найпростіший спосіб уведення в роботу горизонтальних планок – нагрівання їх безпосередньо перед приварюванням до вертикальних кутників. Для цього планки одним кінцем приварюють до одного кутника, потім різаками або газовими грілками нагрівають до температури 150 – 200° і відразу приварюють другим кінцем до протилежного кутика. Відстань між

поперечними планками не повинна бути більшою, ніж товщина елемента, що підсилюється [1-73].

Обойми другого типу також виконують із кутиків-стійок і поперечних планок. Крок поперечних планок не має перевищувати 40 радіусів інерції кутника найменшого профілю в обоймі. Найбільш відповідальним етапом улаштування обойм цього типу є введення їх в роботу. Оскільки обойма має сприймати вертикальні зусилля, необхідно забезпечити достатню площу обпирання кутика зверху і знизу. Для цього в місцях обпирання влаштовують «постіль» із жорсткого цементного розчину, на яку і вкладають опорні кутники. Відстань між хомутами повинна бути не більше меншого розміру перерізу і не більше 50 см. У роботу обойму вводять забиванням сталевих клинів.

Обойми третього типу (комбіновані) встановлюють у проектне положення з одночасним використанням заходів, описаних для обойм першого і другого типів.

Значного ефекту підсилення простінків, стовпів і пошкоджених ділянок стін можна досягти одночасною установкою обойм та ін'єкцією в пошкоджену кладку цементного розчину.

Всі сталеві елементи підсилення мають бути захищені від корозії цементним розчином товщиною 26 – 30 мм або іншими протикорозійними матеріалами.

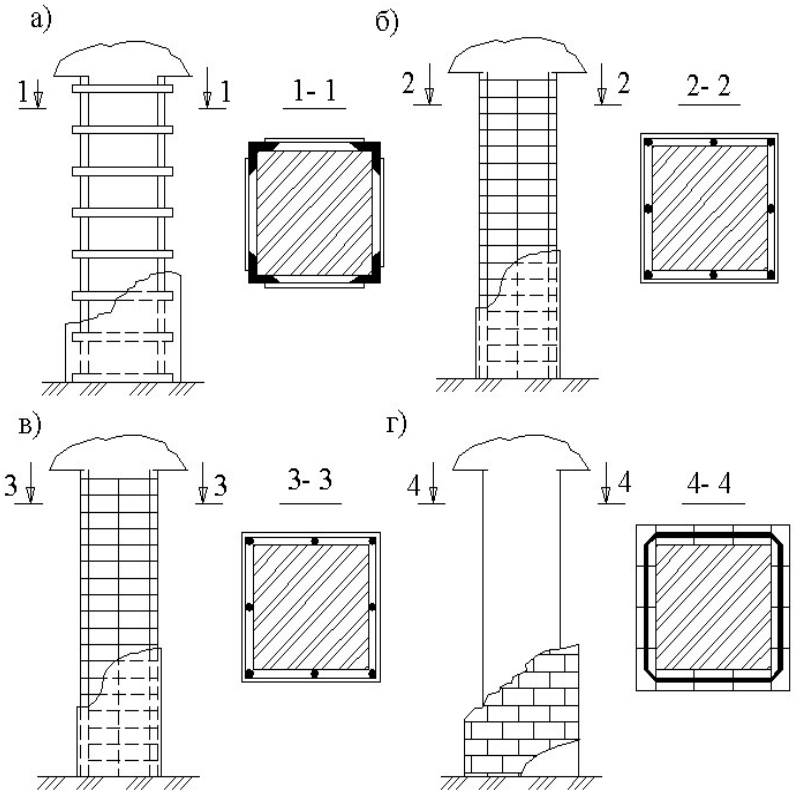


Рисунок 3.2 – Підсилення кам’яних стовпів обоймами: а–сталевою; б – залізобетонною; в – армоштукатурною; г–цегляною.

Залізобетонні обойми являють собою тонку плиту, що охоплює елемент, який підсилюється за периметром. Товщина обойми коливається у межах 60 – 120 мм. У випадку, коли необхідно зберегти без змін поперечний переріз простінка, який не має дефектів і пошкоджень, то перед влаштуванням обойми його обрубують за периметром на товщину обойми. При цьому виконують заходи з розвантаження простінка, а за необхідності – і з підсилення перекриттів [1-51].

Цемент для обойми повинен бути дрібнозернистий, класом не нижчим за С10/15. Обойму армують сітками за периметром. Відстань між хомутами не повинна перевищувати 150 мм. Якщо співвідношення сторін простінка, що підсилюється, більше ніж 1:25, арматурні сітки, розміщені з більшого боку, мають бути з'єднані між собою. Бетон укладають в опалубку пошарово, з якісним ущільненням кожного шару. Високу якість робіт отримують під час влаштування обойм із торкрет-бетону, кожний наступний шар якого

товщиною не більшою за 10 мм наносять після тужавіння попереднього. Кількість шарів визначається проектною шириною обойми.

Перед бетонуванням простінок очищують від нашарування фарб, тиньку і сміття. Перед нанесенням бетону поверхню простінка змочують водою.

У залізобетонних обоймах першого типу обтиснення стовпа або простінка відбувається за рахунок зменшення габаритів обойми у результаті усадки свіжовкладеного бетону. Обойми другого типу вводять до роботи якісним зачеканюванням жорстким цементним розчином зазорів між верхом обойми і низом існуючої конструкції або влаштуванням у верхній частині опалубки спеціального «вікна» для подавання в нього бетонної суміші і вібратора для ущільнення бетону. При цьому бетон вкладається на 40 – 50 мм вище рівня низу несучих конструкцій перекриття. Після зняття опалубки до кінцевого тужавіння бетону непотрібні виступаючі частини бетону «стесують» сокирою або зубилом. Обойми третього типу виконують із дотриманням вимог до влаштування двох попередніх типів.

Армовані обойми із розчину влаштовують як залізобетонні, тільки замість бетону арматуру покривають шаром цементного розчину марки 75 – 100.

Влаштовуючи такі обойми, чверті в віконних прорізах можна не ліквідовувати. Досить просвердлити отвори і пропустити крізь них хомути з'єднання сіток. Встановлені в проектне положення сітки зварюють і розклинюють для забезпечення заданої товщини захисного шару. Тинькування виконують вручну, але краще торкретуванням. Товщина шару тиньку по арматурі повинна бути не меншою за 20 мм [1-51].

Як правило, армовані обойми із розчину підсилюють простінки за рахунок створення в них об'ємного напруженого стану. Використання таких обойм для сприйняття нормальних зусиль є неефективним через незначну їх товщину [1-50].

Обойма з розчину армується аналогічно залізобетонній, але замість бетону арматура покривається шаром цементно-піщаного розчину марок 50 – 100.

Обойма з композиційних матеріалів на основі спеціальних скловолокон, арамідних волокон і вуглецевих волокон, які наклеюються на елемент, що підсилюється, спеціальними клеями.

Якщо простінки з зовнішньої сторони з архітектурних чи інших міркувань порушувати забороняється або якщо розмір поперечного перерізу невеликий і необхідно значно збільшити навантаження на них, підсилення простінка може бути виконано влаштуванням металевого або залізобетонного сердечника, що розміщується у вертикальній ніші, котра вирубана в простінку. Влаштування залізобетонних сердечників може бути здійснено з одного або двох сторін стіни.

Зустрічається підсилення підсилення цегляних простінків залізобетонними аплікаціями. У роботах Кабанцева О.В., Кошаева В.В., Тонких Г.П. [1-84] проведені експериментальні дослідження різних способів кріплення залізобетонної аплікації до цегляних простінків, при дії на них статичних і динамічних навантажень. Оцінена ефективність такого способу підсилення.

Результати випробування показали, що зовнішні (односторонні) залізобетонні аплікації підвищують несучу здатність конструктивних елементів з кам'яної кладки без виконання кріплення між ними до 45%, при кріпленні залізобетонної аплікації із застосуванням бетонних мікрошпонок, за рахунок використання існуючих горизонтальних швів між каменями до 90%, використанням протяжних бетонних шпонок, які утворюються при бетонуванні аплікації в попередньо підготовлених горизонтальних штрабах до 170%, а в разі кріплення залізобетонної аплікації за допомогою арматурних анкерних стрижнів до 200% [1-50].

У роботах [1-48**Ошибка! Источник ссылки не найден.**] були проведені дослідження напружено-деформованого стану кам'яної кладки, підсиленої

односторонньою зовнішньою залізобетонною аплікацією, виготовленою із застосуванням торкрет і набризг-бетону товщиною 20, 40 і 60 мм. Односторонні аплікації, виконані з торкрет-бетону і набризг-бетону підвищують несучу здатність кам'яної кладки в 2 – 2,8 рази. При цьому повністю виключається крихкий характер руйнування кладки і повної мірою проявляються пластичні властивості, які дозволяють істотно підвищувати несучу здатність і виключати можливість обвалення кам'яних будівель. Односторонні аплікації з торкрет-бетону і набризг-бетону ефективно включаються в роботу зразків за рахунок високої адгезії, і не вимагають проведення додаткових конструктивних заходів; напрямок армування не впливає на несучу здатність зразків, як і спосіб нанесення (торкрет і набризк-бетон), проте енергоємність у торкрет-бетону істотно вище, що відображається на роботі конструкції в пластичній стадії; застосування шпонок не вплинуло на несучу здатність, але суттєво відбилося на характері деформування. Дане підсилення має більшу енергоємність і безпечнішу роботу в порівнянні з безшпонковим набризг-бетоном.

Заповнення тріщин. Тріщини шириною до 40 мм традиційно заповнюють цементним розчином. Спочатку тріщину звільняють від пилу, сміття, залишків розчину тощо і змочують водою. Після поглинання цеглою води поверхню тріщини змочують цементним молоком і заробляють пластичним цементним розчином у пропорції 1:3, а ще краще – полімерцементиим розчином. Якість робіт підвищується, якщо розчин нагнітати в отвори під тиском до 0,154 МПа. При цьому водоцементне відношення може коливатись у широких межах від 0,7 до 0,3. Розміщення отворів залежить від характеру і розташування тріщин. На вертикальних і похилих тріщинах отвори влаштовують через 0,8 – 1,5 м, на горизонтальних – через 0,2 – 0,3 м.

Ремонтуючи тріщини шириною більшою ніж 40 мм, замінюють кладку вздовж тріщини на всю товщину стіни і на ширину до 380 – 510 мм з дотриманням перев'язки швів.

Кладку в місцях тріщин розбирають без попереднього кріплення окремих ділянок у тих випадках, коли довжина тріщини не перевищує 0,5 висоти поверху і якщо на стіну не передається горизонтальне навантаження або навантаження, що прикладене із значним ексцентриситетом, а також у випадку, коли тріщини розміщені не частіше ніж через 3 м. В усіх інших випадках тріщини ремонтують тільки після попереднього підсилення або розкріплення стіни.

При підсиленні горизонтальних швів кладки використовують гвинтові стрижні. На початку ремонтних робіт за допомогою фрези для прорізання пазів у цегляній кладці створюють горизонтальний шов глибиною близько 4 – 6 см. Ширина шва повинна бути як мінімум 1 см. Потім за допомогою пістолетів углиб шва укладають в'яжучий розчин, приблизно на 2 см, там же розміщують стрижень. Фінішні роботи здійснюють спеціальним розчином для закріплення стрижня в кладці. Далі здійснюють ін'єктування тріщин.

Перевагами систем анкерного армування є: високі фізичні, міцностні та пружні характеристики матеріалу; мала вага; висока технологічність, відсутність складної механізованої праці; стійкість до корозії; невтручання зсередини конструкцій (за наявності тільки зовнішнього пошкодження); технологічна сумісність з будь-якими матеріалами [1-63]. Позитивною якістю методу є і те, що після проведення відновлюваних робіт зовнішній вигляд будівлі не змінюється. Серед недоліків, слід зазначити: високу вартість витратних матеріалів; потреба у кваліфікованих робітниках [1-77].

Для закріплення наскрізних тріщин і тріщин у вигляді розривів у місцях сполучень стін використовують металеві накладки із сталевих полос, які встановлюють з обох боків стіни і стягують між собою болтами.

Просторову жорсткість будівель необхідно забезпечити одразу після ліквідації та стабілізації причин деформацій, що викликали пошкодження. Для відновлення експлуатаційних якостей стін монтують попередньо напружені сталеві тяжі або влаштовують залізобетонні або армоцегляні пояси [1-115]. Влаштування попередньо напружених сталевих тяжів – один із найбільш

дієвих способів підвищення просторової жорсткості будинків. Використання попередньо напружених сталевих тяжів, а також експлуатація підсилених таким способом будівель підтверджують його ефективність.

Залізобетонні й армоцегляні пояси використовують, як правило, у разі надбудови будівель або збільшення в процесі експлуатації на них навантажень, які можуть викликані нерівномірне осідання будівлі. Такі пояси мають рівномірно передавати навантаження на стіни, розташовані нижче, сприймати зусилля розтягу, що виникають від нерівномірного осідання і зберігати загальну жорсткість будинку.

Пояси розміщують у рівні міжповерхових перекриттів у вигляді безперервних стрічок, які лежать на всіх капітальних стінах, зокрема і на поперечних. Пояси повинні бути надійно зв'язані із стінами. Поперечний переріз арматури поясів приймається за розрахунком, але має бути не меншим за 6 $см^2$.

З метою збереження теплотехнічних характеристик стін пояси влаштовують не на всю їх товщину. Для вентиляційних каналів у поясах влаштовують під них отвори.

За незначних деформацій стін влаштовують армовані шви або армоцегляні пояси. Армовані шви виконують товщиною 50 – 60 мм за периметром усіх капітальних стін. Кількість арматури така ж, як і при влаштуванні залізобетонних поясів. Ефективність армованого шва підвищується при переході до армоцегляного поясу, з двох армованих швів, розміщених один над од ним на відстані 4 – 6 рядів кладки і зв'язаних між собою вертикальними стрижнями.

Перекладання окремих ділянок стін. Стовпи і простінки перекладають у випадках, коли підсилення обоймами, ін'єкцією і т.п. економічно і технічно недоцільно (значні ушкодження, ослаблення перерізу, аварійний стан кладки) або, коли інших способів підсилення недостатньо, а також при необхідності збереження зовнішнього вигляду будівлі [1-53].

Для розвантаження деформованої ділянки стіни використовують розвантажувальні балки, які заводять з двох боків стіни в раніше пробиті гнізда-борозни, спочатку з найослабленішого боку стіни. Для цього позначають і пробивають у стіні борозну висотою на 40 – 60 мм більшою за висоту розвантажувальної балки. Потім готують площадки обпирання балок на кладку глибиною не меншою за 250 мм і монтують саму балку. Проміжок між верхньою гранню балки і кладкою зашпаровують жорстким цементним розчином. З другого боку стіни цю роботу виконують через дві-три доби після влаштування першої балки [1-77].

Розміри каменів, які використовуються для ремонту, повинні відповідати розміру каменів основної кладки. Вони повинні бути близькими за своїми фізико-механічними властивостями. Склад і марка розчину мають відповідати вимогам проекту. Розчин використовують до початку його тужавіння. Якщо ж він розшарувався під час перевезення, то перед вживанням його добре перемішують. Залежно від призначення розчин повинен мати рухомість, яку визначають за стандартним конусом: для стін і стовпів із цегли – осідання 80 – 130 мм; для стін із пустотілої цегли – 70 – 80 мм.

Горизонтальні шви між рядами цегли в перемичках, простінках і стовпах заповнюють розчином. Для кладки впустошовку глибина не заповнених розчином швів не повинна бути більшою за 15 мм для стін і 10 мм – для стовпів. Шви в місцях з'єднання старої і нової кладки якісно заповнюють розчином. Верх нової кладки не доводять до старої на 30 – 40 мм і вказаний зазор заповнюють жорстким цементним розчином не нижчої за 100 марки. В окремих випадках для забезпечення надійної передачі навантажень у незатверділий розчин забивають сталеві клини [1-78].

3.2. Підсилення цегляних конструкцій композитними матеріалами

Одними з найбільш розвинених та ефективних на сьогоднішній день сучасних матеріалів, які використовують при ремонтах, відновленні та підсиленні, вважають технології міжнародного концерну «Sika» 1-85]. Традиційно для підсилення цегляних стін і простінків використовують металеві конструкції (прокатну, листову сталь, сітки) зі зварними або болтовими з'єднаннями. При порівнянні властивостей металевих та, наприклад, вуглецевих (більш уживаних) композитних елементів підсилення останні мають суттєві переваги: значно менше співвідношення власної ваги до міцності, майже повна корозостійкість, відсутність обмежень за довжиною, спрощений, більш дешевий та швидкий монтаж, більша втомна міцність [1-81]. Недоліками можна вважати тільки роботу на розтяг, розподіл навантаження тільки уздовж волокон, необхідність термічного захисту та більшу вартість матеріалу, діаграми [1-79], що ілюструють у першу чергу міцнісні переваги композитних матеріалів перед сталевими. Крім того вуглецеві композити мають більшу жорсткість.

Необхідно відмітити, що при нанесенні стрічок підсилення «Sika» можливе їх попереднє напруження. Така можливість, за умови розрахункового обґрунтування, може значно підвищувати ефективність підсилення, створюючи додаткове обтиснення кладки, котре зменшує або нейтралізує відповідні за напрямом зусилля розтягу та підвищує зчеплення елементів кладки [1-58].

У Європі система підсилення композитами відома під назвою FRP (Fiber Reinforced Polymer – Волокном Армовані Полімери). В якості армуючого компонента можуть виступати неорганічні й органічні волокна, до неорганічних належать вугле-, скло- та базальтові волокна, органічних – арамідні, лляні та конопляні волокна. На рис. 2.2 представлені фотографії зразків композитних матеріалів італійської компанії FIDIA [1-79].

Як видно із табл. 3.1 межа міцності при розтягуванні у FRP матеріалів приблизно в 6 – 10 разів більша, ніж у сталі. Цей показник є визначальним при роботі матеріалу на розтяг [1-47].

Технологія підсилення конструкцій композитними волокнами полягає в наклеюванні за допомогою спеціального епоксидного клею або клею на основі мікроцемента на поверхню конструкцій високоміцних полотен. Підсилення виконується по підготовленій поверхні кладки, з просоченням і ґрунтовкою поверхневого шару. Можливе підсилення згинальних конструкцій у розтягнутих зонах і на ділянках біля опор у зоні дії поперечних сил, стиснутих і позацентрово стиснутих елементів [1-79].

а б в г

Рисунок 3.2 – Зразки композитних матеріалів: а – вуглеволокно; б – скловолокно;
в – арамідволокно; г – базальтове волокно

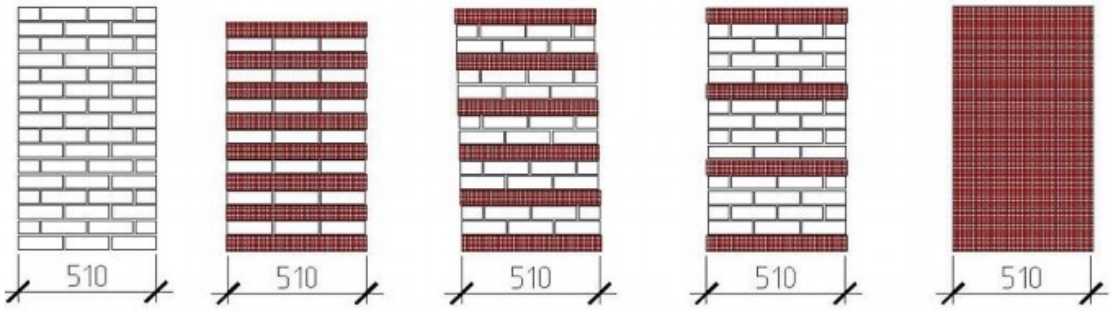


Рисунок 3.3 – Схеми армування композитними сітками

Таблиця 3.1 – Порівняння фізико-механічних характеристик волокон і сталі

Матеріал	Модуль Юнга, E, ГПа	Межа міцності при розтязі, σ_r, МПа	Деформації при розриві, $\varepsilon_{r,\%}$	Густина, ρ, кг/м^3
Вуглеволокно (стрічка)	240 – 280	3500	1,6 – 1,73	1750
Скловолокно (стрічка)	85 – 90	2500	4,5 – 5,5	2460 – 2490
Арамід (стрічка)	120	3200	1,0 – 2,5	1440
Сітка із вуглеволокна 5х5	230	3500	1,5 – 1,8	1800
Сітка із скловолокна 5х5	70	2800	1,0 – 3,0	3000 – 3200
Сітка базальтова 5х5	87	4000	2,0 – 6,0	2800 – 3200
Сталь	206	250 – 400 (текучість) 350 – 600 (розрив)	20 – 30	7800

У ЦНДІБК ім. В.А. Кучеренка була проведена серія випробувань цегляних колон на стиск, підсилених бандажами із вуглецевих полотен. Результати випробувань показали, що міцність кладки при стисненні збільшується із застосуванням вуглеволокна приблизно в 2 – 2,4 рази [1-52].

Максимальну ефективність показали зразки, повністю вкриті сітками, згідно [1-52] їх відносна міцність збільшилася в 2,6 рази. Однак із таким способом підсилення пов'язаний ряд невирішених питань: виключається паропроникність цегляної кладки, руйнування кладки набуває раптовий характер, оскільки неможливо контролювати процес утворення тріщин.

Головний принцип розміщення композитних сіток має полягати в їх паралельності зусиллям розтягу [1-79].

Дослідження даної системи підсилення композитними матеріалами дозволяє виділити такі її переваги, як високий показник міцності на розрив

армуючих компонентів; корозійна стійкість; легкість монтажу; малу вагу матеріалу й як наслідок мінімальні навантаження на відновлювані конструкції; універсальність застосування до будь-яких форм і як наслідок збереження архітектурної вигляду конструкцій.

Для наклеювання стрічок застосовується епоксидний клей або клей на основі мікроцемента, що забезпечує швидке включення матеріалу підсилення в спільну роботу з конструкцією. Застосування епоксидного клею вимагає додаткових заходів безпеки при проведенні робіт, оскільки його пари небезпечні для людини. Роботи повинні проводитися в провітрюваних приміщеннях і з використанням рукавичок і спеціального одягу.

Мікроцемент з додаванням полімерних смол, на відміну від епоксидного клею, є більш безпечним як з точки зору проведення робіт, так і вогнестійкості. При підсиленні сітками, для закріплення їх на поверхні конструкцій, що підсилюються, також використовують розчин на основі цементу [1-67].

Підсилення композитними матеріалами має і ряд недоліків: висока вартість матеріалу; низький показник вогнестійкості епоксидних клеїв (починаючи від 50 °С) [1-80].

3.3. Висновок до розділу 3

Серед сучасних методів відновлення експлуатаційної придатності цегляних будівель суттєву роль відіграють аплікації із вуглеволокна. Одними з найбільш розвинених та ефективних на сьогоднішній день сучасних матеріалів, які використовують при ремонтах, відновленні та підсиленні, вважають технології міжнародного концерну «Sika».

При порівнянні властивостей металевих та композитних елементів підсилення останні мають суттєві переваги: значно менше співвідношення власної ваги до міцності, майже повна корозостійкість, відсутність обмежень за довжиною, спрощений, більш дешевий та швидкий монтаж, більша втомна міцність.

Недоліками можна вважати тільки роботу на розтяг, розподіл навантаження тільки уздовж волокон, необхідність термічного захисту та більшу вартість матеріалу.

РОЗДІЛ 4. РОЗРАХУНОК ПІДСИЛИННЯ КОНСТРУКЦІЙ ШКОЛИ МИСТЕЦТВ

4.1 Оцінка технічного стану простінку 1-го поверху будівлі з жорсткою конструктивною схемою. Підсилення стальною обоймою.

У результаті обстеження будівлі школи мистецтв були отримані дані:

- будинок має $n = 3$ поверхи;
- покриття суміщене, покривний шар руберойд;
- підлога з лінолеуму;
- висота поверху $H = 3,3\,м$;
- відстань між осями поздовжніх стін $a = 6м$;
- ширина простінка $d = 2,58м$;
- ширина вікна $b = 1,2\,м$;
- відстань від низу перекриття до низу перемички $E = 0,3\,м$;
- висота вікна $h = 1,8\,м$;
- відстань від низу перекриття і до низу вище розташованого прорізу $f = 1,2\,м$;
- довжина площадки спирання плити $c = 150\,мм$;
- цегла керамічна повнотіла М 75, розчин – М50;
- товщина зовнішньої стіни $k = 510\,мм$;
- простінок першого поверху має тріщини довжиною $l_t = 60\,мм$;
- будинок розташований у м. Ірпінь;

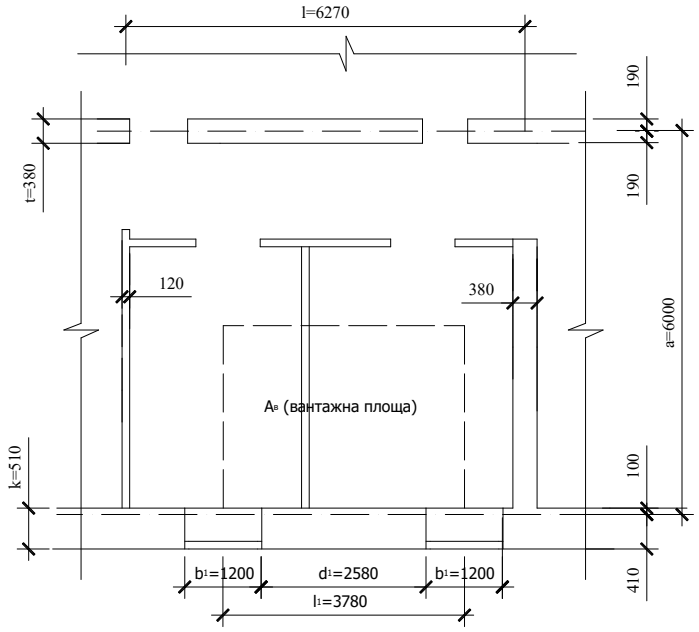


Рисунок 4.1 – Фрагмент плану першого поверху будівлі

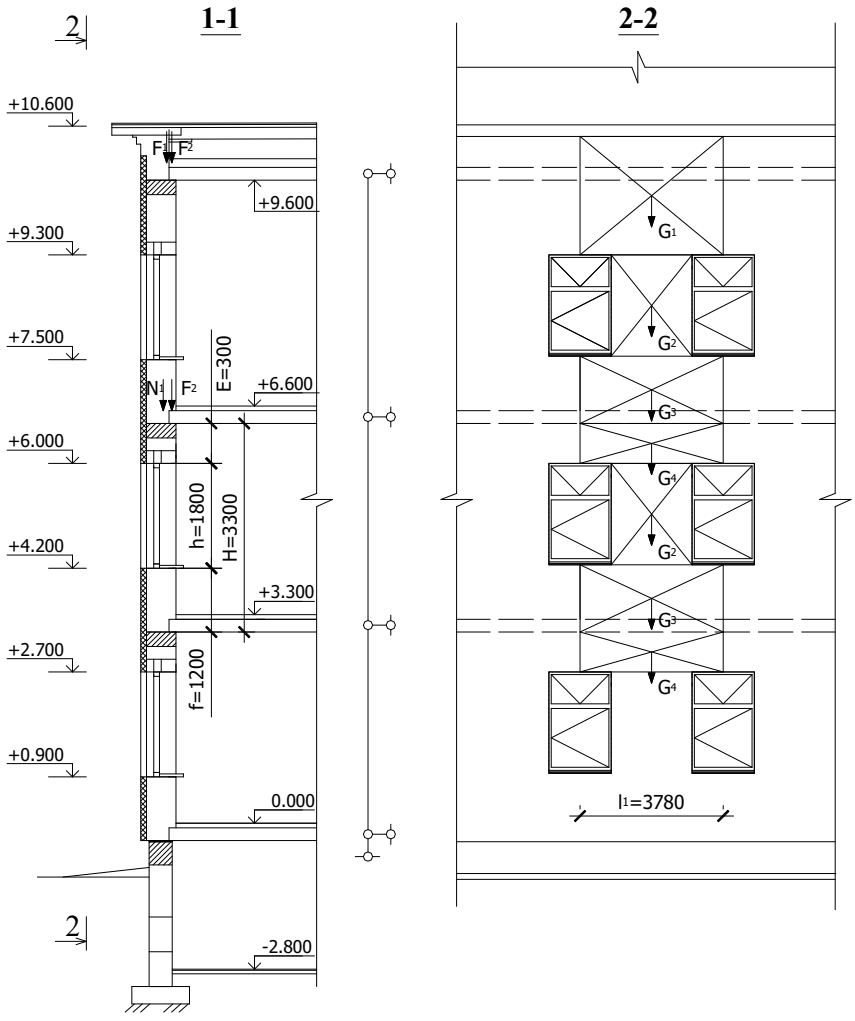


Рисунок 4.2 – Перерізи 1-1 і 2-2

Статичний розрахунок. Визначення навантаження на 1 м^2 покриття та міжповерхового перекриття.

Визначення навантаження на 1 м^2 покриття:

Таблиця 4.1 Навантаження на 1 м^2 покриття

№ п/п	Вид навантаження	Характеристичне навантаження Па	Коефіцієнт надійності за відповідальністю γ_n	Коефіцієнт надійності за граничним навантаженням γ_{fm}	Розрахункове граничне навантаження Па
Постійне навантаження					
1.	Захисний шар $\delta = 1\,см$ (0,01х16000 Н/м)^3	160	1,1	1,3	228,8
2.	Водоізоляційний килим $\delta = 1{,}5\,см$ (0,015х8000 Н/м$^{3)}$	120	1,1	1,3	171,6
3.	Цементно-піщана стяжка $\delta = 2\,см$ (0,02х18000 Н/м^3)	360	1,1	1,3	514,8
4.	Утеплювач з керамзитом $\delta = 8\,см$ (0,08х4000 Н/м^3)	320	1,1	1,3	457,6
5.	Пароізоляція з одного шару руберойду на мастиці $\delta = 0{,}5\,см$ (0,005х8000 Н/м^3)	40	1,1	1,3	57,2
6.	Багатопорожниста залізобетонна плита	3546	1,1	1,1	4920,7
	Усього постійне	6442,5			q_1 =6350,7
	Змінне (сніг)	1560	1,1	0,14	V_1 =1956,2
	Повне навантаження	7897,5			**8306,9**

Характеристичне значення снігового навантаження визначаємо за ДБН «Навантаження і впливи», для м. Ірпінь:

- $S_0 = 1560\,Па$

Граничне значення навантаження визначаємо за [1]п.8.2. (ст.14)

$S_m = S_0 \cdot c \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n = 1560 \cdot 1 \cdot 1{,}14 \cdot 1 = 1956{,}2 Па$; де

с - визначаємо згідно п.8.6. с. 14 [1]

$c = \mu \cdot c_e \cdot c_{alt} = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1$

μ – визначаємо згідно п.8.7. ст.14 [1], $\mu = 1$

c_e – визначаємо згідно п.8.9. ст.16 [1], $c_e = 1$

c_{alt} – визначаємо згідно п.8.10. ст.16 [1], $c_{alt} = 1$

$\gamma_{fm} = 0{,}49$

Визначення навантаження на 1 м^2 міжповерхового перекриття

Таблиця 4.2 – Навантаження на 1 м^2 міжповерхового перекриття

№ п/п	Вид навантаження	Характеристичне навантаження, Па	Коефіцієнт надійності за відповідальністю будівлі γ_n	Коефіцієнт надійності за граничним навантаженням γ_{fm}	Граничне розрахункове значення навантаження, Па
1	**Постійне навантаження** Керамічна плитка: δ=0,25см, (0,025·20000 Н/м^3)	500	1,1	1,3	715
2	Стяжка з легкого бетону: δ=5см, 0,05·16000	800	1,1	1,3	1144
3	Керамзит: δ=5см, 0,05·4000	200	1,1	1,3	286
-	- Цементно-піщана стяжка - δ = 2 см - (0,02х18000 Н/м^3)	- 360	- 1,1	- 1,3	- 514,8
5	- Багатопорожниста залізобетонна плита -	- 3546	- 1,1	- 1,1	- 4920,66
	Усього постійне	6852,5			**q_2=6936,96**
	Змінне навантаження (т.6.2.,ст.8[1])	4000	1,1	1,2	**V_2=5280**
	Повне навантаження	8852,5			**12216,96**

Визначення величини вантажної площі простінка

$$A_в = 0,5 \cdot a_1 \cdot l_1 = 0,5 \cdot 5710 \cdot 3780 = 10,8\, м^2 \text{ , де}$$

$$a_1 = a - 200 - 190 = 6000 - 100 - 190 = 5710\, мм$$

Визначення навантаження на простінок від покриття

Постійне:

$$F_1^{'} = q_1 \cdot A_в = 7286,75 \cdot 10,8 = 78697 H$$

Змінне:

$$F_1^{''} = b_1 \cdot A_в = 1295 \cdot 10,8 = 13986\ H$$

Повне:

$$F_1 = F_1^{'} \cdot F_1^{''} = 78697 + 13986 = 92683\ H$$

Визначення навантаження на простінок від перекриття

Постійне:

$$F_2^{'} = q_2 \cdot A_в = 7819,75 \cdot 10,8 = 84453\ H$$

Змінне:

$$F_2^{''} = b_2 \cdot A_в = 4800 \cdot 10,8 = 51840 H$$

Визначення граничного навантаження на простінок від стіни

Обчислюємо навантаження від 1 м^2 оштукатуреної стіни:

$$g = 0,51 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 18000 \cdot 1 \cdot 1,1 + 0,02 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 22000 \cdot 1,3 = 10670\ H$$

Визначення навантаження від стіни, розташованої вище від низу перемички:

$$G_1 = g \cdot l_1 \cdot 2,2 = 10670 \cdot 3,78 \cdot 2,2 = 88732\ H$$

Визначення навантаження від простінка:

$$G_2 = g \cdot l_1 \cdot h = 10670 \cdot 3,78 \cdot 1,8 = 72598 H$$

Визначення навантаження від ділянки стіни, розташованої у проміжку між низом перекриття і низом вище розташованого прорізу:

$$G_3 = g \cdot l_1 \cdot f = 10670 \cdot 3,78 \cdot 1,2 = 48399 H$$

Визначення навантаження від стіни, розташованої у прольоті між низом покриття і низом перемички:

$$G_4 = g \cdot l_1 \cdot E = 10670 \cdot 3,78 \cdot 0,3 = 12099 H$$

Визначення конструктивної схеми будівлі

Згідно п. 6.7. (а, б), т. 26, 27 [9]: оскільки $l = 6,27 < 42\,м$ можна вважати перекриття як жорсткі опори для стіни і будинок має жорстку конструктивну схему.

Складання розрахункової схеми для статичного розрахунку стіни другого поверху.

З урахуванням п. 4.3. с. 13 [9]:

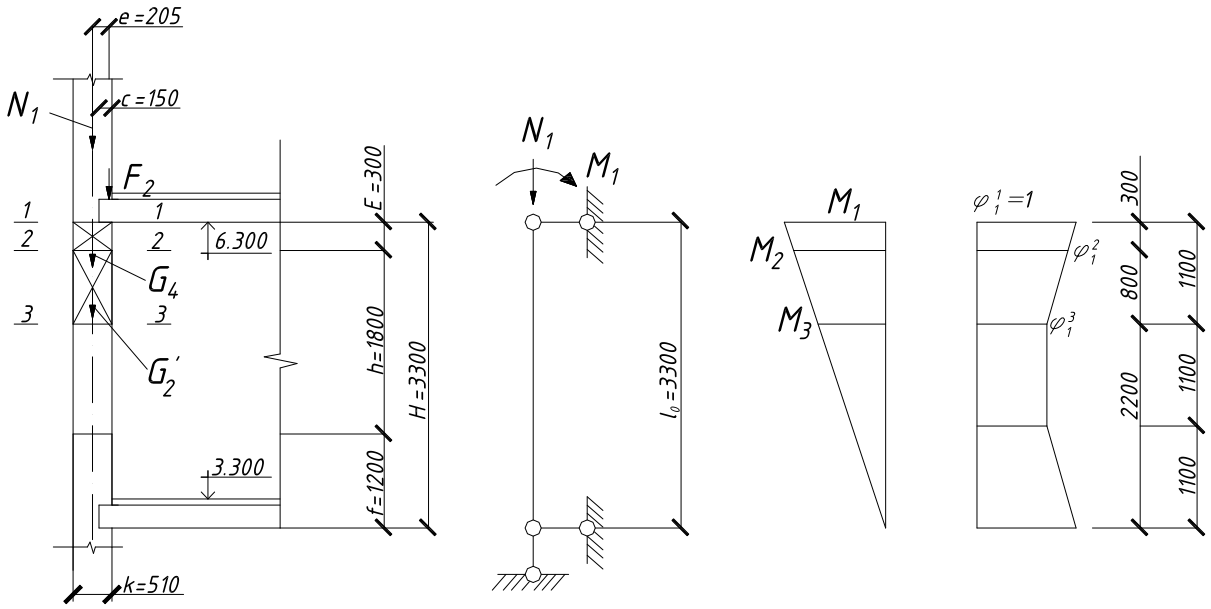


Рисунок 4.3 – Розрахункова схема

Визначення коефіцієнтів сполучень ψ_{A1} і ψ_{n1}

Згідно п. 6.8 і 6.9 с. 7 [8]: оскільки $A_в = 10,8 < A_2 = 37,62\,м^2$, то $\psi_{A1} = 1$;

ψ_{n2} - коефіцієнт ймовірності максимального завантаження:

$$\psi_{n1} = 0,4 + \frac{\psi_{A2} - 0,4}{\sqrt{n}} = 0,4 + \frac{1 - 0,4}{\sqrt{1}} = 1$$

Визначення навантаження F_2

$$F_2 = F_2' + F_2'' \cdot \psi_{A1} = 84453 + 51840 \cdot 1 = 136293\ H$$

Визначення ексцентриситету прикладення сили F_2

$$e_0 = 0,5 \cdot k - 1/3 \cdot c = 0,5 \cdot 510 - 150/3 = 205\ мм$$

Визначення моментів M_1, M_2, M_3

$$M_1 = F_2 \cdot e_0 = 136293 \cdot 0,205 = 27940 \ Нм$$

$$M_2 = M_1 \cdot \frac{H - E}{H} = 27940 \cdot \frac{3,3 - 0,3}{3,3} = 25400 \, Нм$$

$$M_3 = M_1 \cdot \frac{H - H/3}{H} = 27940 \cdot \frac{3,3 - 1,1}{3,3} = 18626 \, Нм$$

За розрахункові приймаємо перерізи 2-2 і 3-3.

Визначення навантаження від ділянки стіни між перерізами 2-2 і 3-3

$$G_2^{'} = g \cdot d \cdot \left(\frac{H}{3} - E \right) = 10670 \cdot 2,58 \cdot \left(\frac{3,3}{3} - 0,3 \right) = 8257 \, H$$

Визначення поздовжнього зусилля в перерізі 2-2

$$N_2 = G_1 + 2G_2 + 2G_3 + 2G_4 + F_1 + F_2^{'} \cdot n + F_2^{''} \cdot \psi_{n2} \cdot n =$$
$$= 88732 + 145196 + 96798 + 24198 + 92683 + 84453 \cdot 3 + 51840 \cdot 1 \cdot 3 = 856486 \, H$$

Визначення поздовжнього зусилля в перерізі 3-3

$$N_3 = N_2 + G_2^{'} = 856486 + 8257 = 864743 \, H$$

Конструктивний розрахунок.

Здійснюємо згідно з п. 4.7. с. 14 [9].

Визначення несучої здатності простінка в перерізі 2-2 по фактичним значенням площі перерізу, гнучкості та міцності матеріалів у кладці:

$$N_{Rd2} = m_g \cdot \varphi_1^2 \cdot f_d \cdot A_c \cdot \omega$$

Визначення ексцентриситету прикладення сили N_4

$$e_{02} = \frac{M_2}{N_2} = \frac{25400}{856486} = 0,03 м = 30 \, мм$$

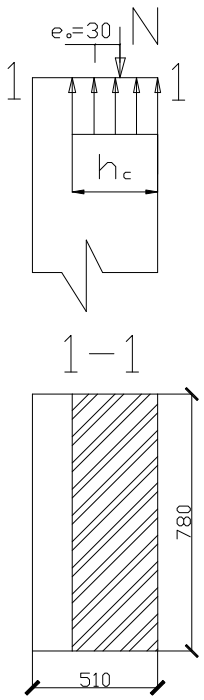


Рисунок 4.3 – Ексцентриситет прикладання сили N_4

Визначення коефіцієнта m_g, який враховує вплив довготривалого навантаження

Оскільки $h = 510 > 300$, то $m_g = 1$

Визначення коефіцієнта поздовжнього згину у перерізі 3-3

$$\varphi_1^3 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,94 + 0,93}{2} = 0,935$$

Обчислюємо гнучкість простінка

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{3300}{510} = 6,5$$

По т. 15 с. 12 [9] визначаємо пружну характеристику $\alpha = 1000$

По т. 18 с. 13 [9] визначаємо коефіцієнт поздовжнього згину $\varphi = 0,94$

Обчислюємо гнучкість стиснутої частини простінка:

Визначаємо висоту стиснутої зони:

$$h_c = h - 2 \cdot e_{02} = 510 - 2 \cdot 30 = 450 \ мм$$

$$\lambda_{hc} = \frac{H}{h_c} = \frac{3300}{450} = 7,3$$

За таблицею 18 [9] $\varphi_c = 0,93$

Визначення коефіцієнта поздовжнього згину у перерізі 2-2

$$\varphi_1^2 = 0,935 + (1 - 0,935)\frac{800}{1100} = 0,962$$

Визначення розрахункового опору кладки

Згідно додатку Р [9] $f_d = 1,3\,МПа$

Визначення площі стиснутої зони перерізу простінка:

$$A_c = A \cdot \left(1 - \frac{2e_{02}}{h}\right) = d \cdot h \cdot \left(1 - \frac{2e_{02}}{h}\right) = 2580 \cdot 510 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 30}{510}\right) = 1161000\,мм^2$$

Визначення коефіцієнта ω:

Згідно т. 19 с. 15 [9]

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{h},, \ddagger,45$$

$$\omega = 1 + \frac{205}{510} = 1,4,, \ddagger,45$$

Тоді $N_{Rd2} = 1 \cdot 0,962 \cdot 1,3 \cdot 1161000 \cdot 1,4 = 2032725\,H$

Визначення несучої здатності простінка в перерізі 3-3 по фактичним значенням площі перерізу, гнучкості та міцності матеріалів у кладці

$$N_{Rd3} = m_g \cdot \varphi_1^3 \cdot f_d \cdot A_c \cdot \omega$$

Визначення ексцентриситету прикладення сили N_3

$$e_{03} = \frac{M_3}{N_3} = \frac{18626}{864743} = 0,022м = 22\,мм$$

Визначення площі стиснутої зони

$$A_c = A \cdot \left(1 - \frac{2e_{03}}{h}\right) = d \cdot h \cdot \left(1 - \frac{2e_{03}}{h}\right) = 2580 \cdot 510 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 22}{510}\right) = 1202280\,мм^2$$

Визначення коефіцієнта ω

$$\omega = 1 + \frac{22}{510} = 1,04,, \ddagger,45$$

Тоді $N_{Rd3} = 1 \cdot 0,935 \cdot 1,3 \cdot 1202280 \cdot 1,04 = 1519826\,H$

Оцінка технічного стану простінка:

Виконуємо з урахуванням п.1.4.3. с. 47 [8]

Визначення коефіцієнта, який враховує наявність тріщин

Згідно т. 7 [10]: при $l_t = 6см, \gamma_t = 0,15$

Оцінюємо переріз 2-2:

$$N_{Ed2} = 856486H > N_{Rd2} \cdot \gamma_t = 304909\,H$$

Несуча здатність у перерізі 2-2 не забезпечена

Визначення несучої здатності перерізу 3-3 з урахуванням пошкоджень

$$N_{Ed3} = 864743H > N_{Rd3} \cdot \gamma_t = 227974H$$

Несуча здатність у перерізі 3-3 не забезпечена

Висновок: технічний стан стіни 2-го поверху III або IV. Несуча здатність не забезпечена, тому потрібно виконати підсилення, наприклад, стальною обоймою.

Розрахунок підсилення простінку стальною обоймою

З архітектурних міркувань підсилення простінка доцільно провести за допомогою стальної обойми із сталі Ст. 3, з безпосередньою передачею навантаження після її встановлення.

Розрахунок підсилення ведемо згідно формули:

$$N_{Ed} \le N_{Rd} = \psi \cdot \varphi \cdot m_g \left[\left(m_k \cdot f_d + \eta \frac{2.5\mu}{1+2.5\mu} \cdot \frac{f_{ydw}}{100} \right) A_{ms} + f_{yd} \cdot A'_s \right]$$

Визначаємо коефіцієнти ψ, η:

$$\psi = 1 - \frac{2e_{03}}{h} = 1 - \frac{2 \cdot 22}{510} = 0,91$$

$$\eta = 1 - \frac{4e_{03}}{h} = 1 - \frac{4 \cdot 22}{510} = 0,83$$

Виначаємо коефіцієнт m_g, який враховує вплив довготривалого навантаження п.47 ст.15 [9].

Оскільки h=2580>300мм приймаємо рівним одиниці m_g=1

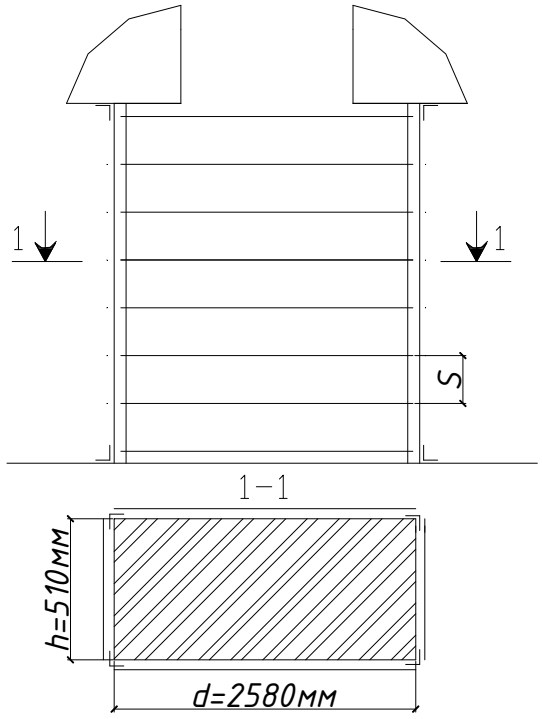


Рисунок 4.4 – Схема підсилення простінка сталевою обоймою

Визначаємо коефіцієнт умов роботи п.5.38 [11].

Оскільки кладка з тріщинами, то $m_k = 0,7$

Визначаємо коефіцієнт повздовжнього згину для позацентрово-стиснутого простінка за п.4.7 [9]:

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2}$$

За табл.15 [9] ст.11 визначаємо пружну характеристику кладки $\alpha = 1000$

Визначаємо гнучкість стовпа:

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{3300}{510} = 6,5$$

По табл.18 визначаємо коефіцієнт φ=0,94.

Визначаємо гнучкість стиснутої частини стовпа:

$$\lambda_{hc} = \frac{H}{h_c} = \frac{3300}{450} = 7,3,$$

де висота стиснутої зони:

$$h_c = h - 2e_{03} = 510 - 2 \cdot 30 = 450\,мм$$

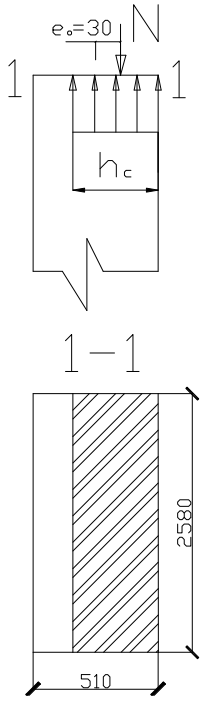


Рисунок 4.4 – Схема підсилення простінка сталевою обоймою

Визначаємо φ_c по табл.18:

$$\varphi_c = 0,93$$

$$\varphi = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = (0,94 + 0,93)/2 = 0,935$$

Визначаємо розрахунковий опір матеріалу планок по табл.10 ст.33 [11]:

$$f_{ydw} = 150\,МПа$$

Визначаємо розрахунковий опір матеріалу повздовжніх кутиків по табл.10 ст.33 [11]:

$$f_{yd} = 190\,МПа$$

Визначаємо площу перерізу простінку:

$$A_{ms} = d \times h = 2580 \times 510 = 1315800\ мм^2$$

Попередньо задаємося розміром повздовжніх кутиків:

4∟ 50x50x5 ДСТУ 2251

По сортаменту: $A_s' = 1920\,мм^2$

Визначаємо необхідний процент армування простінка поперечними планками.

У формулі 1 приймаємо $N_{Rd} = N_{Ed3}$

Тоді:

$$\eta \frac{2,5\mu}{1+2,5\mu} \cdot \frac{f_{ydw}}{100} \cdot A_{ms} = \frac{N}{\psi \cdot \varphi \cdot m_g} - m_k \cdot f_d \cdot A_{ms} - f_{ydc} \cdot A'$$

$$0,83 \frac{2,5\mu}{1+2,5\mu} \cdot \frac{150}{100} \cdot 1315800 = \frac{1519826}{0,91 \cdot 0,935 \cdot 1} - 0,7 \cdot 1,3 \cdot 1315800 - 190 \cdot 1920$$

З даної формули μ=0,06

Визначаємо крок і поперечний переріз планок згідно формули 2 [11]:

$$\mu = \frac{2A_{sw}(h+b)}{h \cdot b \cdot s} \cdot 100,$$

де s – крок планок.

Попередньо задаємся кроком поперечних планок:

$$S \le \begin{cases} h = 510\,мм \\ d = 2580\,мм \\ 500\,мм \end{cases}$$

Отже, s=500 мм.

$$A_{sw} = \frac{\mu \cdot h \cdot b \cdot s}{2(h+b) \cdot 100} = \frac{0,06 \cdot 510 \cdot 2580 \cdot 500}{2(510+2580) \cdot 100} = 63,8\ мм^2$$

Приймаємо $b_1 \times h_1 = 5 \times 10 = 100\,мм^2 \succ A_{sw} = 63,8\,мм^2$.

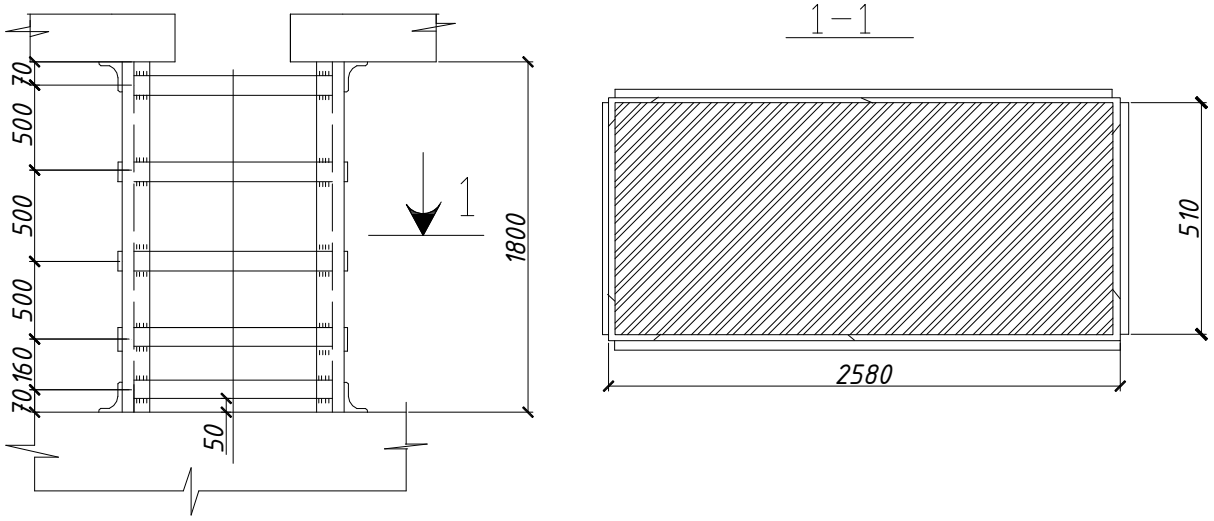


Рисунок 4.5 – Схема підсилення простінка

Визначаємо кількість кроків планок:

$$n = \frac{1800 - 2 \cdot 70}{500} = 3,32 \approx 3$$

Уточнюємо крок планок:

$$s = \frac{1800 - 2 \cdot 70}{3} = 550\,мм$$

Приймаємо основний крок $s = 500\,мм$.

Визначаємо добірний крок:

$$s_д = 1800 - 2 \cdot 70 - 500 \cdot 3 = 160\,мм \prec 500\,мм$$

4.2 Оцінка технічного стану простінку 2-го поверху будівлі школи мистецтв з жорсткою конструктивною схемою. Підсилення стальною обоймою.

У результаті обстеження будівлі школи мистецтв були отримані дані:

- будинок має $n = 3$ поверхи;
- покриття суміщене, покривний шар руберойд;
- підлога з лінолеуму;
- висота поверху $H = 3,3\,м$;
- відстань між осями поздовжніх стін $a = 6\,м$;
- ширина простінка $d = 0,78\,м$;
- ширина вікна $b = 1,2\,м$;
- відстань від низу перекриття до низу перемички $E = 0,3\,м$;
- висота вікна $h = 1,8\,м$;
- відстань від низу перекриття і до низу вище розташованого прорізу $f = 1,2\,м$;
- довжина площадки спирання плити $c = 150\,мм$;
- цегла керамічна повнотіла М 75, розчин – М50;
- товщина зовнішньої стіни $k = 510\,мм$;

- простінок другого поверху має тріщини довжиною $l_t = 80\,мм$;

- будинок розташований у м. Ірпінь;

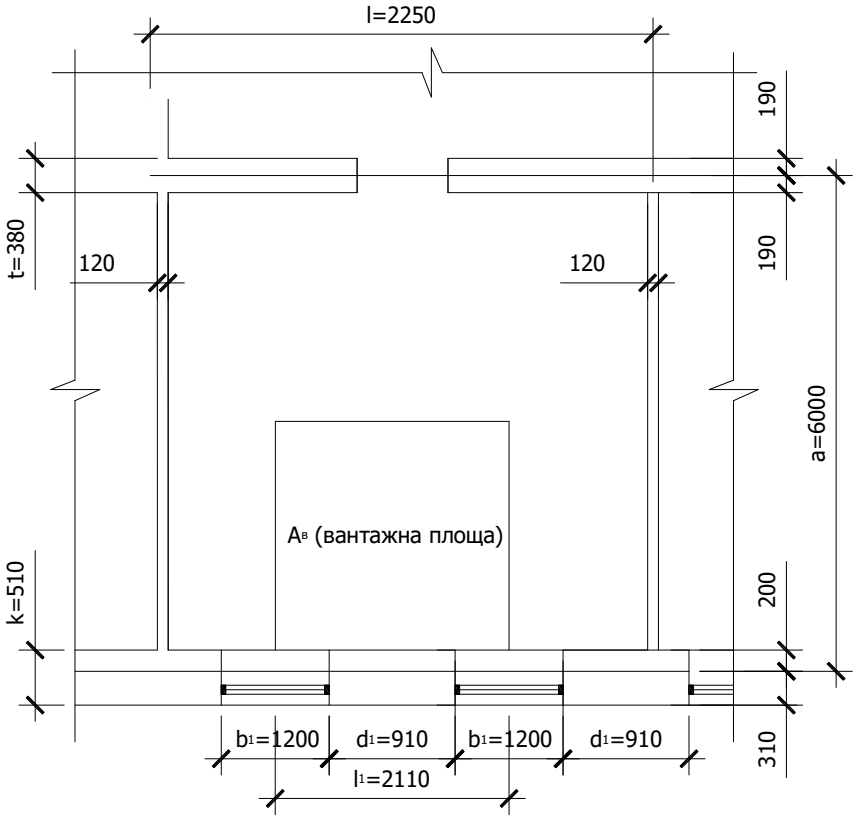


Рисунок 4.6 – Фрагмент плану другого поверху будівлі

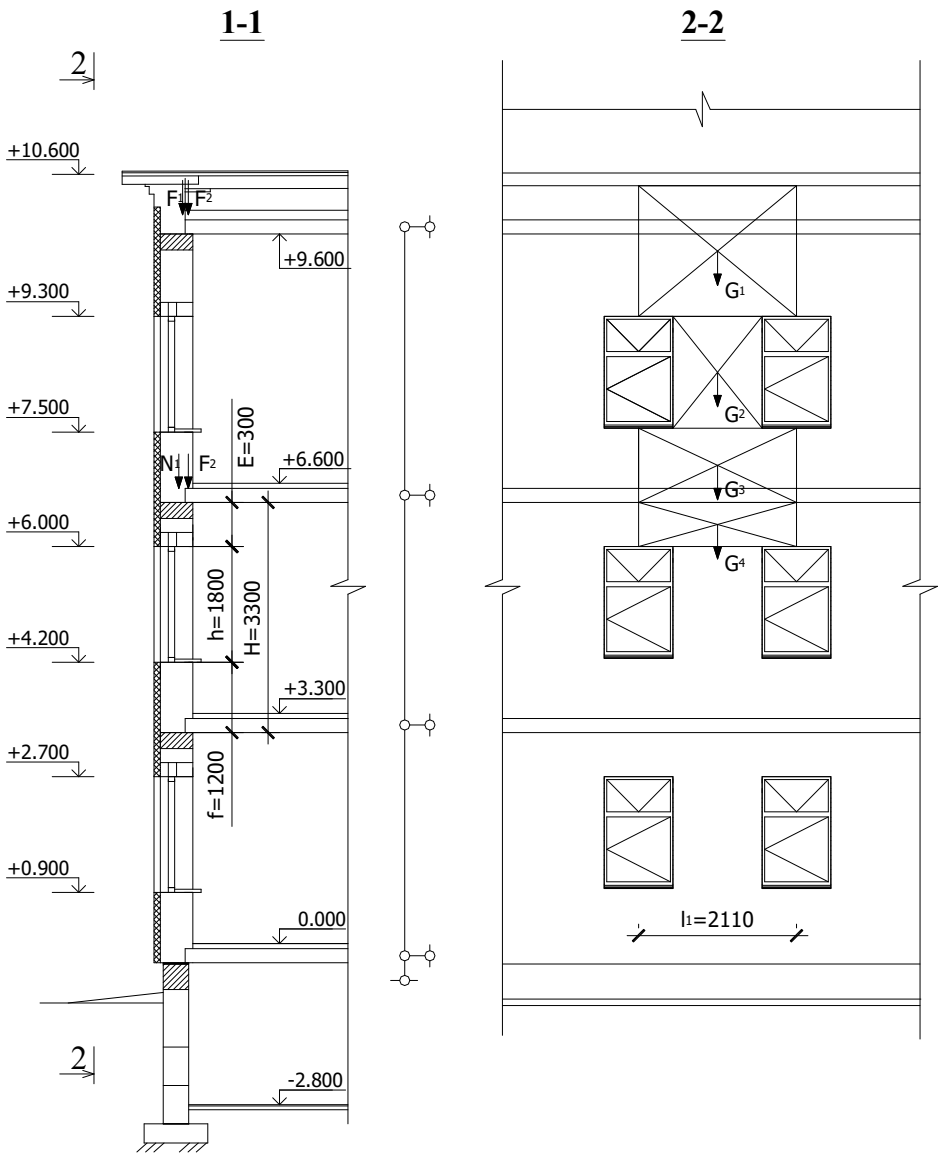


Рисунок 4.6 – Перерізи 1-1 і 2-2

Статичний розрахунок. Визначення навантаження на 1 м^2 покриття та міжповерхового перекриття наведено в таблиці 4.1 та 4.2.

Визначення величини вантажної площі простінка

$$A_в = 0,5 \cdot a_1 \cdot l_1 = 0,5 \cdot 5610 \cdot 2110 = 5,92 \ м^2 \text{, де}$$

$$a_1 = a - 200 - 190 = 6000 - 200 - 190 = 5610 \ мм$$

Визначення навантаження на простінок від покриття

Постійне:

$$F_1^{'} = q_1 \cdot A_в = 7286,75 \cdot 5,92 = 43138 \ Н$$

Змінне:

$$F_1^{''} = b_1 \cdot A_в = 1295 \cdot 5,92 = 7666 \ H$$

Повне:

$$F_1 = F_1^{'} \cdot F_1^{''} = 43138 + 7666 = 50804 \ H$$

Визначення навантаження на простінок від перекриття

Постійне:

$$F_2^{'} = q_2 \cdot A_в = 7819,75 \cdot 5,92 = 46292 \ H$$

Змінне:

$$F_2^{''} = b_2 \cdot A_в = 4800 \cdot 5,92 = 28416 \ H$$

Визначення граничного навантаження на простінок від стіни

Обчислюємо навантаження від 1 м^2 оштукатуреної стіни:

$$g = 0,51 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 18000 \cdot 1 \cdot 1,1 + 0,02 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 22000 \cdot 1,3 = 10670 \ H$$

Визначення навантаження від стіни, розташованої вище від низу перемички:

$$G_1 = g \cdot l_1 \cdot 2,2 = 10670 \cdot 2,11 \cdot 2,2 = 49530 \ H$$

Визначення навантаження від простінка:

$$G_2 = g \cdot l_1 \cdot h = 10670 \cdot 2,11 \cdot 1,8 = 40525 \, H$$

Визначення навантаження від ділянки стіни, розташованої у проміжку між низом перекриття і низом вище розташованого прорізу:

$$G_3 = g \cdot l_1 \cdot f = 10670 \cdot 2,11 \cdot 1,2 = 27016 \, H$$

Визначення навантаження від стіни, розташованої у прольоті між низом покриття і низом перемички:

$$G_4 = g \cdot l_1 \cdot E = 10670 \cdot 2,11 \cdot 0,3 = 6754 \ H$$

Визначення конструктивної схеми будівлі:

Згідно п. 6.7. (а, б), т. 26, 27 [9]: оскільки $l = 2,25 < 42 \, м$ можна вважати перекриття як жорсткі опори для стіни і будинок має жорстку конструктивну схему.

Складання розрахункової схеми для статичного розрахунку стіни другого поверху.

З урахуванням п. 4.3. с. 13 [9]:

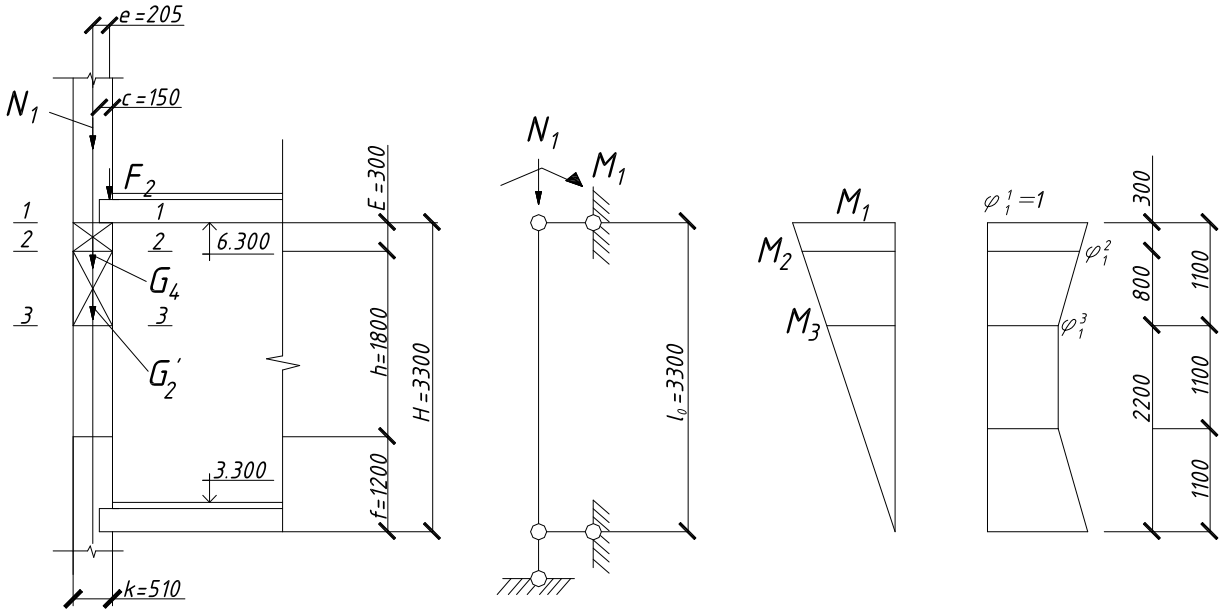


Рисунок 4.7 – Розрахункова схема стіни другого поверху

Визначення коефіцієнтів сполучень ψ_{A1} і ψ_{n1}:

Згідно п. 6.8 і 6.9 с. 7 [8]: оскільки $A_в = 5,92 < A_2 = 13,5 м^2$, то $\psi_{A1} = 1$;

ψ_{n2} - коефіцієнт ймовірності максимального завантаження:

$$\psi_{n1} = 0,4 + \frac{\psi_{A2} - 0,4}{\sqrt{n}} = 0,4 + \frac{1 - 0,4}{\sqrt{1}} = 1$$

Визначення навантаження F_2

$$F_2 = F_2^{'} + F_2^{''} \cdot \psi_{A1} = 46292 + 28416 \cdot 1 = 74708 \ H$$

Визначення ексцентриситету прикладення сили F_2

$$e_0 = 0,5 \cdot k - 1/3 \cdot c = 0,5 \cdot 510 - 150/3 = 205 \ мм$$

Визначення моментів M_1, M_2, M_3

$$M_1 = F_2 \cdot e_0 = 74708 \cdot 0,205 = 15315 \ Нм$$

$$M_2 = M_1 \cdot \frac{H - E}{H} = 15315 \cdot \frac{3,3 - 0,3}{3,3} = 13923 \ Нм$$

$$M_3 = M_1 \cdot \frac{H - H/3}{H} = 15315 \cdot \frac{3,3 - 1,1}{3,3} = 10210 \ Нм$$

За розрахункові приймаємо перерізи 2-2 і 3-3.

Визначення навантаження від ділянки стіни між перерізами 2-2 і 3-3

$$G_2^{'} = g \cdot d \cdot \left(\frac{H}{3} - E \right) = 10670 \cdot 0,78 \cdot \left(\frac{3,3}{3} - 0,3 \right) = 6658\,H$$

Визначення поздовжнього зусилля в перерізі 2-2

$$N_{Ed2} = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + F_1 + F_2^{'} \cdot n + F_2^{''} \cdot \psi_{n2} \cdot n =$$
$$= 49530 + 40525 + 27016 + 6754 + 50804 + 46292 \cdot 2 + 28416 \cdot 1 \cdot 2 = 324045\,H$$

Визначення поздовжнього зусилля в перерізі 3-3

$$N_{Ed3} = N_2 + G_2^{'} = 324045 + 6658 = 330703\ H$$

Конструктивний розрахунок.

Здійснюємо згідно з п. 4.7. с. 14 [9].

Визначення несучої здатності простінка в перерізі 2-2 по фактичним значенням площі перерізу, гнучкості та міцності матеріалів у кладці:

$$N_{Rd2} = m_g \cdot \varphi_1^2 \cdot f_d \cdot A_c \cdot \omega$$

Визначення ексцентриситету прикладення сили N_2

$$e_{02} = \frac{M_2}{N_2} = \frac{13923}{324045} = 0,043 м = 43\ мм$$

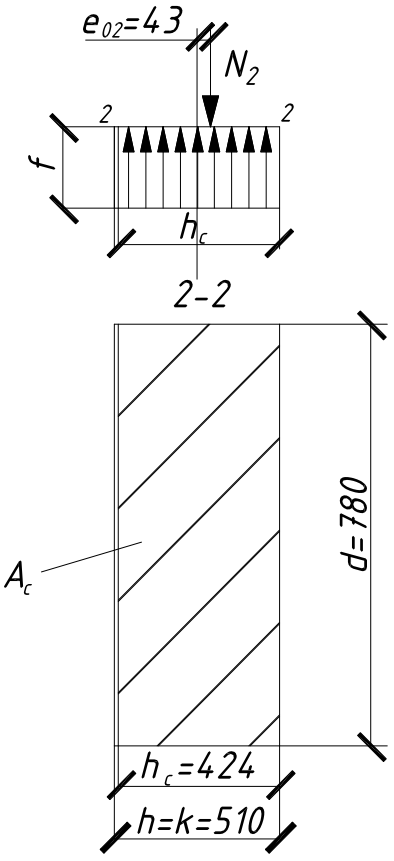


Рисунок 4.7 – Ексцентриситет прикладання сили N_2

Визначення коефіцієнта m_g, який враховує вплив довготривалого навантаження

Оскільки $h = 510 > 300$, то $m_g = 1$

Визначення коефіцієнта поздовжнього згину у перерізі 3-3

$$\varphi_1^3 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,94 + 0,93}{2} = 0,935$$

Обчислюємо гнучкість простінка

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{3300}{510} = 6,5$$

По т. 15 с. 12 [9] визначаємо пружну характеристику $\alpha = 1000$

По т. 18 с. 13 [9] визначаємо коефіцієнт поздовжнього згину $\varphi = 0,94$

Обчислюємо гнучкість стиснутої частини простінка:

Визначаємо висоту стиснутої зони:

$$h_c = h - 2 \cdot e_{02} = 510 - 2 \cdot 43 = 424 \ мм$$

$$\lambda_{hc} = \frac{H}{h_c} = \frac{3300}{424} = 7,8$$

За таблицею 18 [9] $\varphi_c = 0,93$

Визначення коефіцієнта поздовжнього згину у перерізі 2-2

$$\varphi_1^2 = 0,935 + (1 - 0,935)\frac{800}{1100} = 0,962$$

Визначення розрахункового опору кладки

Згідно додатку Р [9] $f_d = 1,3 \ МПа$

Визначення площі стиснутої зони перерізу простінка:

$$A_c = A \cdot \left(1 - \frac{2e_{02}}{h}\right) = d \cdot h \cdot \left(1 - \frac{2e_{02}}{h}\right) = 780 \cdot 510 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 43}{510}\right) = 330720 \ мм^2$$

Визначення коефіцієнта ω

Згідно т. 19 с. 15 [9]

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{h},, \ ǂ,45$$

$$\omega = 1 + \frac{205}{510} = 1,4,, \ ǂ,45$$

Тоді $N_{Rd2} = 1 \cdot 0,962 \cdot 1,3 \cdot 330720 \cdot 1,4 = 579038\ H$

Визначення несучої здатності простінка в перерізі 3-3 по фактичним значенням площі перерізу, гнучкості та міцності матеріалів у кладці

$$N_{Rd3} = m_g \cdot \varphi_1^3 \cdot f_d \cdot A_c \cdot \omega$$

Визначення ексцентриситету прикладення сили N_3

$$e_{03} = \frac{M_3}{N_3} = \frac{10210}{330703} = 0,030 м = 30\ мм$$

Визначення площі стиснутої зони

$$A_c = A \cdot \left(1 - \frac{2e_{03}}{h}\right) = d \cdot h \cdot \left(1 - \frac{2e_{03}}{h}\right) = 780 \cdot 510 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 30}{510}\right) = 351000\ мм^2$$

Визначення коефіцієнта ω

$$\omega = 1 + \frac{30}{510} = 1,06,,\ 1,45$$

Тоді $N_{Rd3} = 1 \cdot 0,935 \cdot 1,3 \cdot 351000 \cdot 1,06 = 452239\ H$

Оцінка технічного стану простінка:

Виконуємо з урахуванням п.1.4.3. с. 47 [8]

Визначення коефіцієнта, який враховує наявність тріщин

Згідно т. 7 [10]: при $l_t = 8\, см, \gamma_t = 0,1$

Оцінюємо переріз 2-2:

$$N_{Ed2} = 324045\, H > N_{Rd2} \cdot \gamma_t = 57904\, H$$

Несуча здатність у перерізі 2-2 не забезпечена

Визначення несучої здатностіу 3-3 з урахуванням пошкоджень

$$N_{Ed3} = 330703\, H > N_{Rd3} \cdot \gamma_t = 45224\, H$$

Несуча здатність у перерізі 3-3 не забезпечена

Висновок: технічний стан стіни 2-го поверху III або IV. Несуча здатність стіни не забезпечена, тому потрібно виконати підсилення, наприклад, стальною обоймою.

Розрахунок підсилення простінку сталевою обоймою

З архітектурних міркувань підсилення простінка доцільно провести за допомогою стальної обойми із сталі Ст. 3, з безпосередньою передачею навантаження після її встановлення.

Розрахунок підсилення ведемо згідно формули:

$$N_{Ed} \le N_{Rd} = \psi \cdot \varphi \cdot m_g \left[\left(m_k \cdot f_d + \eta \frac{2.5\mu}{1+2.5\mu} \cdot \frac{f_{ydw}}{100} \right) A_{ms} + f_{ydc} \cdot A'_s \right]$$

Визначаємо коефіцієнти ψ, η:

$$\psi = 1 - \frac{2e_{03}}{h} = 1 - \frac{2 \cdot 30}{510} = 0,88$$

$$\eta = 1 - \frac{4e_{03}}{h} = 1 - \frac{4 \cdot 30}{510} = 0,76$$

Визначаємо коефіцієнт m_g, який враховує вплив довготривалого навантаження п.47 ст.15 [9].

Оскільки h=780>300мм приймаємо рівним одиниці m_g=1

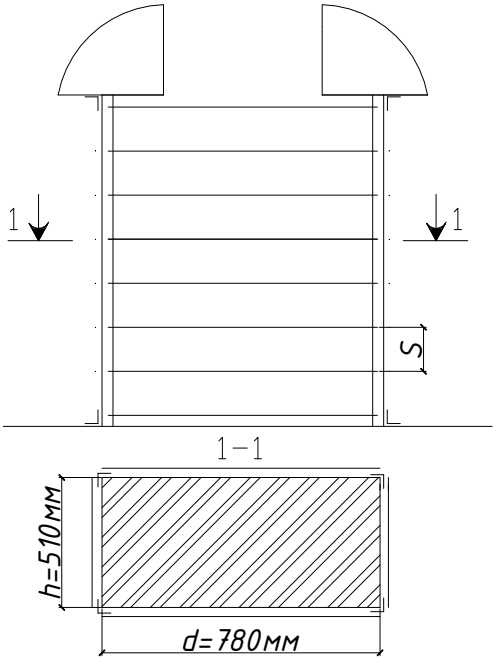


Рисунок 4.8 – Схема підсилення простінка металевою обоймою

Визначаємо коефіцієнт умов роботи п.5.38 [11].

Оскільки кладка з тріщинами, то $m_k = 0,7$

Визначаємо коефіцієнт повздовжнього згину для позацентрово-стиснутого простінка за п.4.7 [9]:

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2}$$

За табл.15 [9] ст.11 визначаємо пружну характеристику кладки $\alpha = 1000$

Визначаємо гнучкість стовпа:

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{3300}{510} = 6,5$$

По табл.18 визначаємо коефіцієнт φ=0,94.

Визначаємо гнучкість стиснутої частини стовпа:

$$\lambda_{hc} = \frac{H}{h_c} = \frac{3300}{450} = 7,3\,,$$

де висота стиснутої зони:

$$h_c = h - 2e_{03} = 510 - 2 \cdot 30 = 450\,мм$$

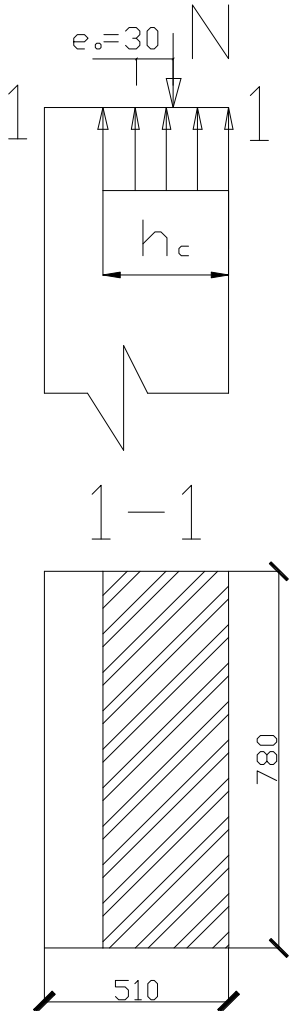


Рисунок 4.9 – Ексцентриситет прикладання сили N

Визначаємо φ_c по табл.18:

$$\varphi_c = 0,93$$

$$\varphi = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = (0,94 + 0,93)/2 = 0,935$$

Визначаємо розрахунковий опір матеріалу планок по табл.10 ст.33 [11]:

$$f_{ydw} = 150\,МПа$$

Визначаємо розрахунковий опір матеріалу повздовжніх кутиків по табл.10 ст.33 [11]:

$$f_{ydc} = 190\,МПа$$

Визначаємо площу перерізу простінку:

$$A_{ms} = d \times h = 780 \times 510 = 397800\ мм^2$$

Попередньо задаємося розміром повздовжніх кутиків:

4∟ 50х50х5 ДСТУ 2251

За сортаментом: $A_s' = 1920\,мм^2$

Визначаємо необхідний процент армування простінка поперечними планками.

У формулі 1 приймаємо $N_{Ed} = N_{Rd3}$

Тоді:

$$\eta \frac{2,5\mu}{1+2,5\mu} \cdot \frac{f_{ydw}}{100} \cdot A_{ms} = \frac{N}{\psi \cdot \varphi \cdot m_g} - m_k \cdot f_d \cdot A_{ms} - f_{ydc} \cdot A'$$

$$0,76 \frac{2,5\mu}{1+2,5\mu} \cdot \frac{150}{100} \cdot 397800 = \frac{452239}{0,88 \cdot 0,935 \cdot 1} - 0,7 \cdot 1,3 \cdot 397800 - 190 \cdot 1920$$

З даної формули μ=0,25

Визначаємо крок і поперечний переріз планок згідно формули 2 [11]:

$$\mu = \frac{2A_{sw}(h+b)}{h \cdot b \cdot s} \cdot 100,$$

де s – крок планок.

Попередньо задаємся кроком поперечних планок:

$$S \le \begin{cases} h = 510\,мм \\ d = 780\,мм \\ 500\,мм \end{cases}$$

Отже, s=500 мм.

$$A_{sw} = \frac{\mu \cdot h \cdot b \cdot s}{2(h+b)\cdot 100} = \frac{0,25 \cdot 510 \cdot 780 \cdot 500}{2(510+780)\cdot 100} = 192,7\ мм^2$$

Приймаємо $b_1 \times h_1 = 5 \times 40 = 200\,мм^2 > A_{sw} = 192,7\,мм^2$.

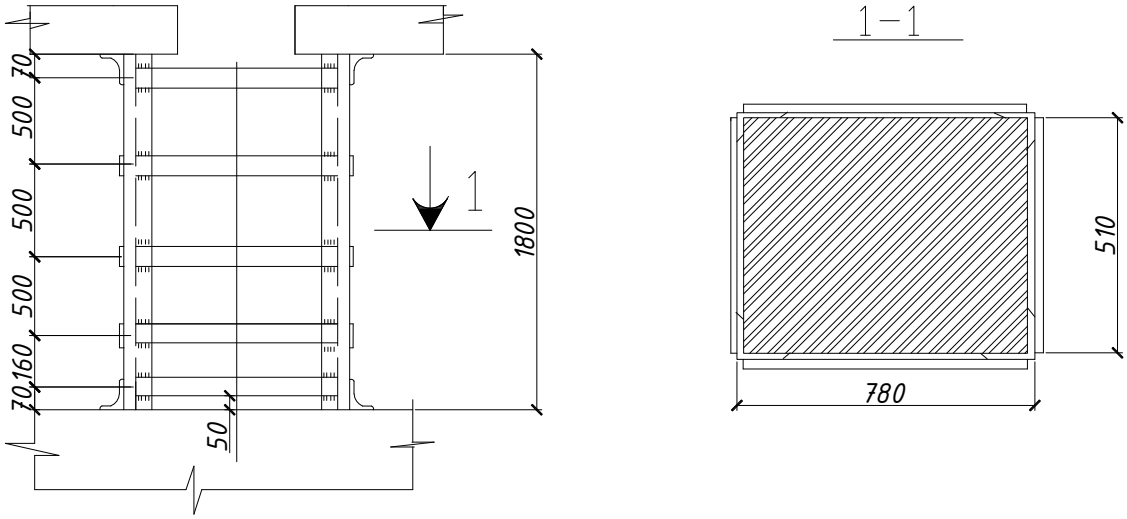


Рисунок 4.10 – Схема розташування металевих планок обойми

Визначаємо кількість кроків планок:

$$n = \frac{1800 - 2 \cdot 70}{500} = 3,32 \approx 3$$

Уточнюємо крок планок :

$$s = \frac{1800 - 2 \cdot 70}{3} = 550\,мм$$

Приймаємо основний крок $s = 500\,мм$.

Визначаємо добірний крок:

$$s_д = 1800 - 2 \cdot 70 - 500 \cdot 3 = 160\,мм < 500\,мм$$

4.3 Підсилення цегляного стовпа стальною обоймою.

За результатами вивчення проектної документації, а також звіту по проведеному обстеженню встановлено, що будівлі необхідно підсилити внутрішній цегляний стовп перерізом:

-bxh=510x510 мм

-Цегла(пластичного пресування) М75

-Розчин М50

-Розрахункова висота стовпа $l_0 = H = 2355\,мм$

-Кладка не має тріщин.

Визначення значення повздовжньої сили, що діє на стовп:

Визначення навантаження на 1 м^2 покриття та на 1 м^2 міжповерхового перекриття в таблиці 4.1 та 4.2.

Отже на стовп діє повздовжня сила:

$$N_{Ed} = 26,01 \cdot (8581,75 + 2 \cdot 12619,75) + 2 \cdot 0,38^2 \cdot 2,355 \cdot 18000 + 2 \cdot 0,6 \cdot 0,3 \cdot 10,2 \cdot 25000 = \\ = 983732,9\,H$$

З архітектурних міркувань підсилення стовпа доцільно провести за допомогою стальної обойми із сталі Ст 3, з безпосередньою передачею навантаження після її встановлення.

Розрахунок підсилення ведемо згідно формули:

$$N_{Ed} \le N_{Rd} = \psi \cdot \varphi \cdot m_g \left[\left(m_k \cdot f_d + \eta \frac{2.5\mu}{1+2.5\mu} \cdot \frac{f_{ydw}}{100} \right) A_{ms} + f_{ydc} \cdot A'_s \right]$$

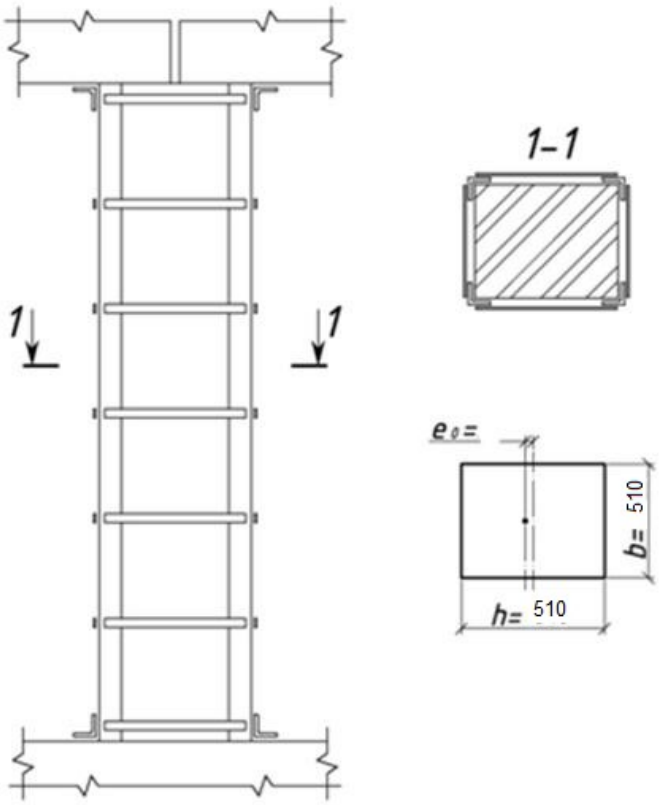


Рисунок 4.11 – Схема підсилення цегляного стовпа

Визначення положення сили N в перерізі

$e_0 = 0 мм$

Визначення коефіцієнтів ψ, η

$\psi = 1;$

$\eta = 1.$

Визначення коефіцієнту m_g

Він враховує вплив довготривалого навантаження.

Оскільки h=510>300мм приймаємо рівним одиниці m_g =1

Визначення коефіцієнту умов роботи:

Визначаємо коефіцієнт умов роботи п.5.38[2]

Оскільки тріщин немає то m_k=1.

Визначення розрахункового опору кладки:

Визначаємо розрахунковий опір кладки за додатком Р:

$$f_d = 1,1$$

Визначення коефіцієнту поздовжнього згину стовпа:

Визначаємо коефіцієнт повздовжнього згину для центрально-стиснутого стовпа за п.4.3 [1]

По табл.15 [1] ст11 визначаємо пружну характеристику кладки $\alpha = 1000$

Визначаємо гнучкість стовпа $\lambda_h = \frac{l_0}{h} = \frac{2355}{380} = 6,2$

По табл.18 визначаємо коефіцієнт φ. За інтерполяцією φ=0,976.

Визначення розрахункового опору поперечної арматури

Визначаємо розрахунковий опір матеріалу планок по табл.10 ст.33[2]

$$f_{ydw} = 150 МПа$$

Визначення розрахункового опору матеріалу поздовжніх кутиків

Визначаємо розрахунковий опір матеріалу повздовжніх кутиків по табл.10 ст.33[2]

$$f_{ydc} = 190\, МПа$$

Визначення площі поперечного перерізу стовпа

$$A_{ms} = b \times h = 510 \times 510 = 260100\, мм^2$$

Визначення вертикальних кутиків

Попередньо задаємося розміром повздовжніх кутиків:

4∟ 50x50x5 ДСТУ 2251

За сортаментом: $A_s' = 1920\, мм^2$

Визначення необхідного відсотку армування стовпа поперечними планками:

У формулі приймаємо $N_{Ed} = N_{Rd}$

Тоді:

$$\eta \frac{2.5\mu}{1+2.5\mu} \cdot \frac{f_{ydw}}{100} \cdot A_{ms} = \frac{N}{\psi \cdot \varphi \cdot m_g} - m_k \cdot f_d \cdot A_{ms} - f_{ydc} \cdot A'$$

$$1\frac{2,5\mu}{1+2,5\mu} \cdot \frac{150}{100} \cdot 260100 = \frac{983732,9}{1 \cdot 0,976 \cdot 1} - 1 \cdot 1,1 \cdot 260100 - 190 \cdot 1920$$

З даної формули μ=0,18%

Визначаємо крок і поперечний переріз планок згідно формули:

$$\mu = \frac{2A_{sw}(h+b)}{h \cdot b \cdot s} \cdot 100$$

де s-крок планок.

Попередньо задаємся кроком поперечних планок:

$$\begin{gathered} \leq h = 510 мм \\ S \leq b = 510 мм \\ \leq 500 мм \end{gathered}$$

Отже, s=500 мм

$$A_{sw} = \frac{\mu \cdot h \cdot b \cdot s}{2(h+b) \cdot 100} = \frac{0,25 \cdot 510 \cdot 510 \cdot 500}{2(510+510) \cdot 100} = 159,4 мм^2$$

$$b_1 \times h_1 = 60 \times 5 = 300 > A_{sw} = 159,4 мм^2$$

Сталева обойма стовпа:

Визначаємо кількість кроків планок

$$n = \frac{2355 - 2 \cdot 70}{500} = 4,43$$

Уточнюємо крок планок

$$s = \frac{2355 - 2 \cdot 70}{5} = 443 мм$$

Приймаємо: $s = 450 мм$

Визначаємо добірний крок:

$$S_{доб} = 2355 - 2 \cdot 70 - 450 \cdot 5 = 35 мм < S = 500 мм$$

4.4 Оцінка технічного стану багатопорожнистої залізобетонної плити та розроблення заходів із ремонту і підсилення конструкції.

За результатами вивчення проектної документації, а також звіту по проведеному обстеженню встановлено:

1.Розміри плити в плані $b \times l = 1490 \times 7160 мм$

2.Висота перерізу плити $h = 220 мм$

3.Виконана із бетону класу С 20/25

4.Повздовжня арматура 2Ø20 А 400 + 4Ø18 А 400, с=25мм

5.Поперечна арматура 6Ø12 А 400 С, крок 100мм

6.Ступінь пошкодження повздовжньої арматури корозією 10%.

7.Корозія бетону розтягнутої зони на ділянці $1,9 м^2$

Розроблення розрахункової схеми і визначення внутрішнього зусилля в плиті:

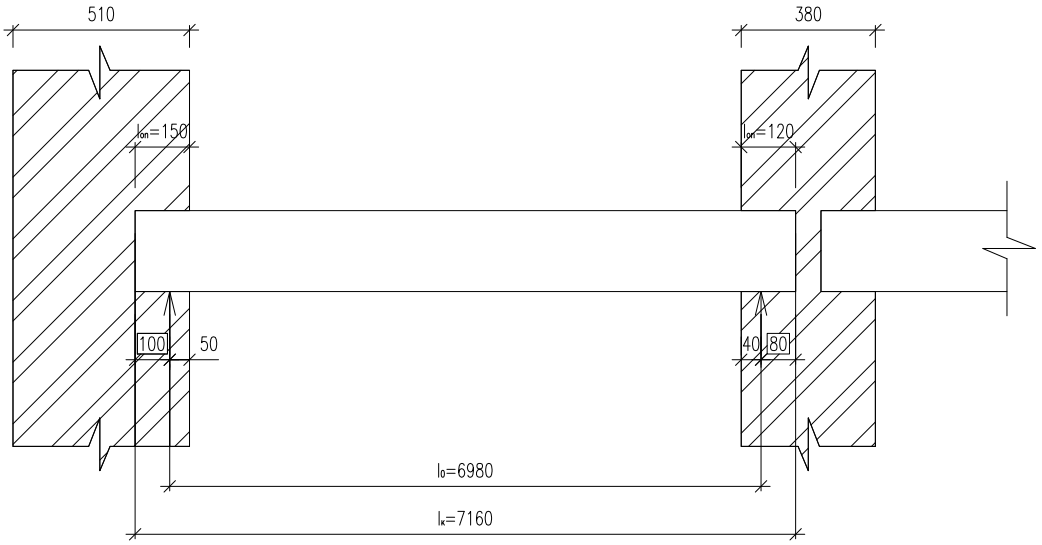


Рисунок 4.12 – До визначення розрахункового прольоту плити

Визначаємо розрахунковий проліт плити l_{eff}

$$l_{eff} = 7160 - 100 - 80 = 6980 мм$$

Визначаємо граничне розрахункове навантаження на 1м довжини плити.

В результаті зміни призначення приміщення, навантаження на збірне міжповерхове перекриття змінилося.

Збір навантажень на міжповерхове перекриття для найбільш несприятливого поєднання навантажень представлено у таблиці 4.1

Навантаження на 1 м плити при ширині b=1,5 м.

$$P = q \cdot b = 12619,75 \cdot 1,5 = 18929,6 Н / м$$

Визначаємо максимальний згинальний момент

$$M_{\max} = \frac{Pl_{eff}^2}{8} = \frac{18929,6 \cdot 6,980^2}{8} = 115282 Нм$$

Визначаємо максимальну поперечну силу

$$Q_{\max} = \frac{P \cdot l_{eff}}{2} = \frac{18929,6 \cdot 6,980}{2} = 66064\,H$$

Розрахунок міцності нормального перерізу плити

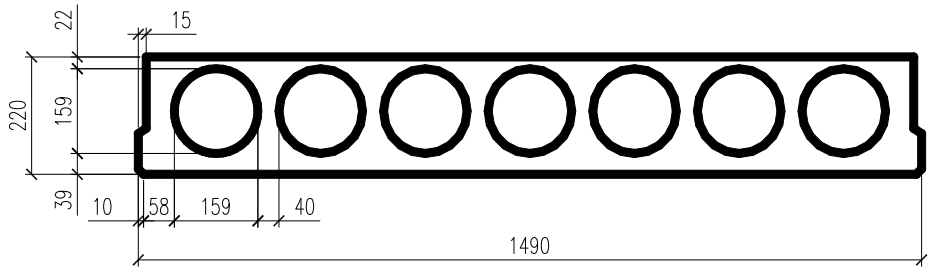


Рисунок 4.13 – Поперечний переріз багатопустотної плити

Розробляємо розрахунковий переріз

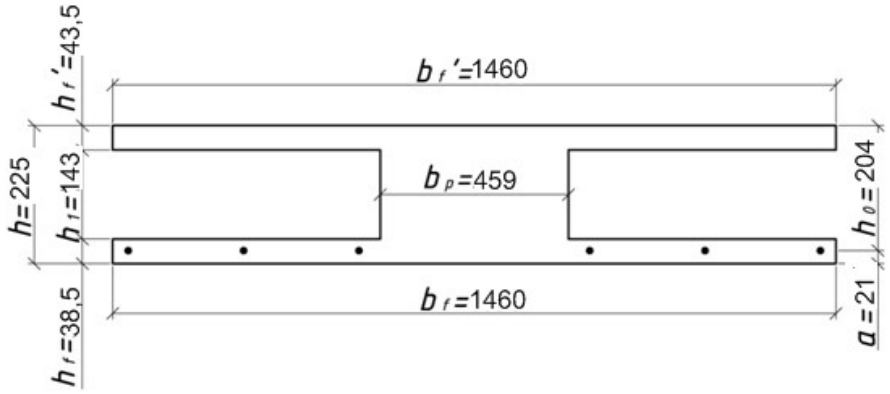


Рисунок 4.12 – Розрахунковий переріз плити

Заміняємо отвори круглих порожнин квадратними тієї ж площі

$h_1 = 0.9d = 0,9 \cdot 159 = 143 мм$

Визначаємо висоту полиць

$$h_f = \frac{h - h_1}{2} = \frac{220 - 143}{2} = 38,5\,мм$$

$h'_f = h - h_f - h_1 = 220 - 38,5 - 143 = 38,5\,мм$

Визначаємо ширину полиць

$b_f = b'_f = 1490 - 2 \cdot 15 = 1460 мм$

Визначаємо приведену ширину ребра

$b_p = b'_f - 7 \cdot h_1 = 1460 - 7 \cdot 143 = 459 мм$

Визначаємо розрахункову міцність арматури і бетону

Для бетону класу С20/25 розрахунковий опір бетону стискові

$f_{cd} = 14,5\ МПа$

Розрахунковий опір повздовжньої арматури класу А 400, яка довго експлуатується: $f_{yd} = 245\ МПа$

Розрахунковий опір поперечної арматури класу А 400:

$f_{ywd} = 0.8 f_{yd} = 0.8 \cdot 245 = 196\ МПа$

Визначаємо площу робочої і повздовжньої арматури з урахуванням пошкодження її корозією:

$$2Ø20А\ 400 + 4Ø18А\ 400 \rightarrow A_{sf} = A_s - 0,1A_s = 1646 - 0,1 \cdot 1646 = 1481,4\ мм^2$$

Визначаємо робочу висоту перерізу

$d = h - c = 220 - 25 = 195 мм$

Визначаємо випадок руйнування таврового перерізу

Максимальне зусилля, яке сприймає полиця:

$F_{eff} = f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot h_{eff} = 14,5 \cdot 1460 \cdot 38,5 = 815045\ H$

Максимальне зусилля в повздовжній арматурі:

$F_s = f_{yd} \cdot A_{s,f} = 245 \cdot 1481,4 = 362943\ H$

$F_{eff} > F_s$

Нейтральна лінія проходить по низу полички.

Розраховуємо переріз як прямокутний шириною b_{eff}

Визначаємо висоту стиснутої зони із рівняння

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_{s,f}}{f_{cd} \cdot \omega \cdot b_{eff}} = \frac{245 \cdot 1481,4}{14,5 \cdot 0,792 \cdot 1460} = 17,14\ мм$$

Визначаємо випадок руйнування, визначаємо $\overline{\xi}_R$

Для бетону класу С20/25

$\overline{\xi}_R = 0,604$

$$\overline{\xi} = \frac{x}{d} = \frac{7,9}{195} = 0,04 < \overline{\xi}_R = 0,604$$

Отже маємо І-й випадок – пластичне руйнування (плита не переармована).

Визначаємо max згинальний момент із рівняння $\sum M_s = 0$

$$M_{Rd} = f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot x \cdot \omega(d - \chi \cdot \omega \cdot x) =$$
$$= 14,5 \cdot 1460 \cdot 17,14 \cdot 0,792(195 - 0,526 \cdot 0,792 \cdot 17,14) = 67646,8\,Нм.$$

Висновок:

Оскільки $M_{Ed} = 115282\,Нм > M_{Rd} = 67646,8\,Нм$ то несуча здатність плити по нормальному перерізі з врахуванням пошкоджень не достатня. Технічний стан конструкції ІІІ (непридатний до нормальної експлуатації), тобто потрібно її підсилення.

Розрахунок підсилення нормального перерізу плити

Підсилення ведемо способом нарощування перерізу бетону та розтягнутої арматури.

Приймаємо мінімальну товщину нарощування бетону $h_n = 40\,мм$. Оскільки умовний клас бетону існуючої конструкції С20/25 приймаємо С25/30. Клас арматури підсилення приймаємо такий як в плиті А 400С.

Визначаємо граничне розрахункове навантаження на плиту включаючи вагу з/б підсилення

$$P^n = P + \rho \cdot h_n \cdot b_n \cdot 1 \cdot \gamma_n \cdot \gamma_{fm} = 18929,6 + 25000 \cdot 0,04 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 20131,4\,Н/м$$

Визначаємо максимальний згинальний момент

$$M^n_{\max} = \frac{P^n \cdot l^2_{eff}}{8} = \frac{20131,4 \cdot 6,98^2}{8} = 122601\,Нм$$

Визначаємо максимальну поперечну силу

$$Q^n_{\max} = \frac{P^n \cdot l_{eff}}{2} = \frac{20131,4 \cdot 6,98}{2} = 70258,6Н$$

Визначаємо площу поперечного перерізу додаткової повздовжньої робочої арматури

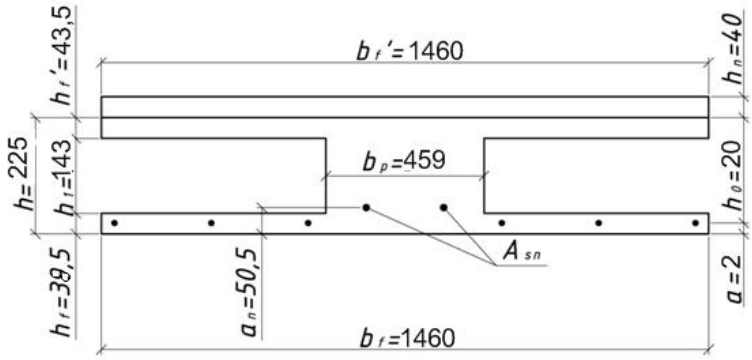


Рисунок 4.13 – Розрахунковий переріз плити з врахуванням бетону нарощування

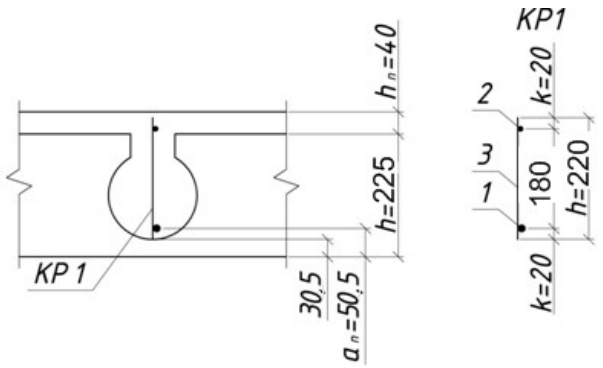


Рисунок 4.14 – Схема підсилення плити

Визначаємо спочатку захисний шар бетону торця стержня : $a_s^t = 10\,мм$

Визначаємо довжину стержня (позиція 3) $l_3 = 220 + 40 - 30,5 - 10 = 219,5\,мм$ Приймаємо l_3 =210мм.

Визначаємо величину *к* – це відстань від повздовжнього стержня до торця.

Складаємо рівняння рівноваги:

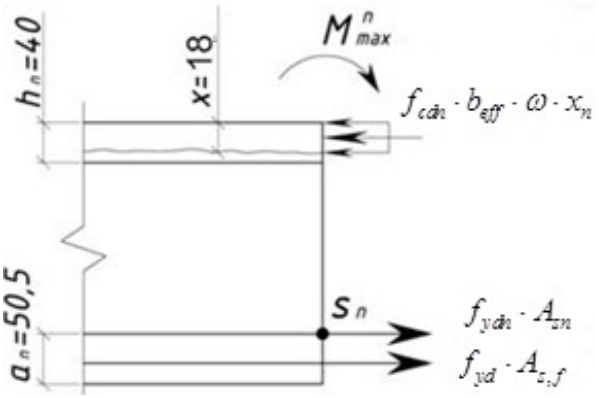


Рисунок 4.15 – Розрахункова схема плити з підсиленням

Попередньо приймаємо що $x_n < h_n$

$$1)\sum X = 0$$

$$f_{yd} \cdot A_{s,f} + f_{ydn} \cdot A_{sn} - f_{cdn} \cdot b_{eff} \cdot \omega \cdot x_n = 0$$

$$2)\sum M_{sn} = 0$$

$$f_{yd} \cdot A_{s,f}(a_n - a) + f_{cdn} \cdot b_{eff} \cdot \omega \cdot x_n(h + h_n - a_n - \chi \cdot x_n) - M^n_{\max} = 0$$

Визначаємо висоту стиснутої зони із рівняння (2)

$$x_n{}^2 - 2(h + h_n - a_n)x_n + \frac{2M^n_{\max} - f_{yd} \cdot A_{s,f}(a_n - a)}{f_{cdn} \cdot b_{eff} \cdot \omega} = 0$$

$$x_{n(1,2)} = \frac{419 - \sqrt{419^2 - 4 \cdot 11145}}{2} = 28,5;$$

$$x_n = 28,5 мм < h_n = 40 мм$$

Визначаємо випадок руйнування перерізу

Для армування підсилення A_{sp}:

$$\bar{\xi} = \frac{x_n}{h + h_n - a_n} = \frac{28,5}{220 + 40 - 50,5} = 0,14 < \bar{\xi}_R = 0,604$$

Маємо І-випадок руйнування, додаткова арматура A_{sn} досягає межі текучості, маємо пластичний випадок руйнування, у стиснуту зону розрахункова арматура не потрібна.

Визначення площі перерізу додаткової арматури

$$A_{sn} = \frac{f_{cdn} \cdot b_{eff} \cdot x_n \cdot \omega - f_{yd} A_{sf}}{f_{ydn}} = \frac{15,3 \cdot 1460 \cdot 28,5 \cdot 0,792 - 245 \cdot 1481,4}{365} = 749,8 мм^2.$$

Приймаємо $3\varnothing 18\ A400C$, $A_{sn,f} = 763 мм^2 > A_{sn} = 749,8 мм^2$.

Розрахунок міцності похилих перерізів плити

Опір зсуву для елементів з вертикальним армуванням. Визначаються за формулою:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{S} \cdot Z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta$$

$f_{ywd} = 196\,МПа$ - розрахунковий опір поперечної арматури

Z-плече внутрішньої пари сил

Z=0.9 d=0.9 190=171 мм

Θ- кут між стиснутим бетоним елементом і вісю балки перпендикулярно до поперечних сил. п 4.6.3.2[5] $1 \le \theta \le 2.5$

$$V_{Rd,s} = \frac{170}{100} \cdot 171 \cdot 196 \cdot 2,5 = 142443\,Н$$

α_{cw}=1-коефіцієнт який враховує рівень напруженості у стиснутому положенні

ν_1 - коефіцієнт зменшення міцності бетону з тріщинами при зсуві

$$\nu_1 = 0,6[1 - \frac{f_{ck}}{250}] = 0,6[1 - \frac{18,5}{250}] = 0,573$$

Оскільки $Q_{Ed} = 71,46H < V_{Rd} = 142,443кН$, то міцність плити в похилому перерізі на дію поперечної сили забезпечена.

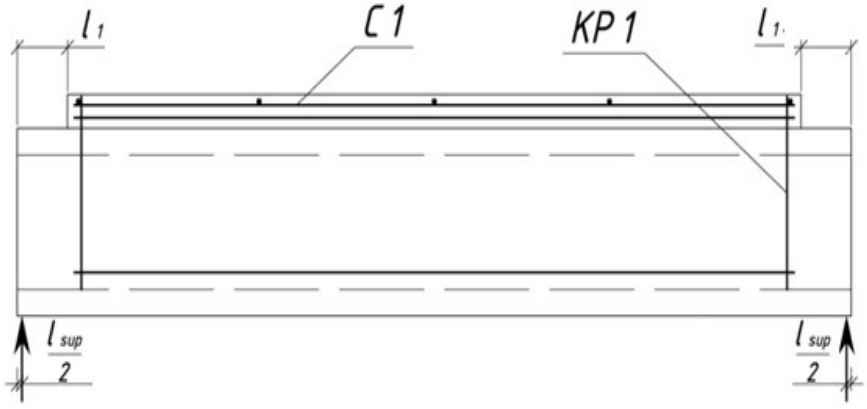


Рисунок 4.16 – Схема розташування каркасу КР-1

Визначення місця обриву додаткових поздовжніх стержнів

Визначення місця теоретичного розриву додаткових стержнів

$$M_u = Q^n_{\max} \cdot x - 0,5P^n \cdot x^2 \ ;$$

$$10 \cdot x^2 - 70,26x + 67,65 = 0 \ ;$$

$$x_1 = \frac{70,26 - \sqrt{4936,5 - 2706}}{20} = 1,15м \ .$$

Визначення величини ω

$$\omega \geq \frac{Q_x}{2q_{sw}} + 5d = \frac{Q^n_{\max} - P^n \cdot x}{2q_{sw}} + 5d \ ;$$

$$\omega = \frac{70,26 - 20,131 \cdot 1,15}{2 \cdot 1330} + 5 \cdot 0,02 = 0,11м \ .$$

$$\omega \leq 20d = 20 \cdot 0,02 = 0,4м \ .$$

$\omega \leq l_{an}$ – за т. 45 с. 159 [2];

$$l_{an} = \lambda_{an} \cdot d = 29 \cdot 0,02 = 0,58мм \ .$$

Приймаємо $\omega = 580мм$ (найбільше)

Визначення величини l_1

$$l_1 = y + \frac{l_{\sup}}{2} - \omega = 1150 + \frac{140}{2} - 580 = 640мм \ .$$

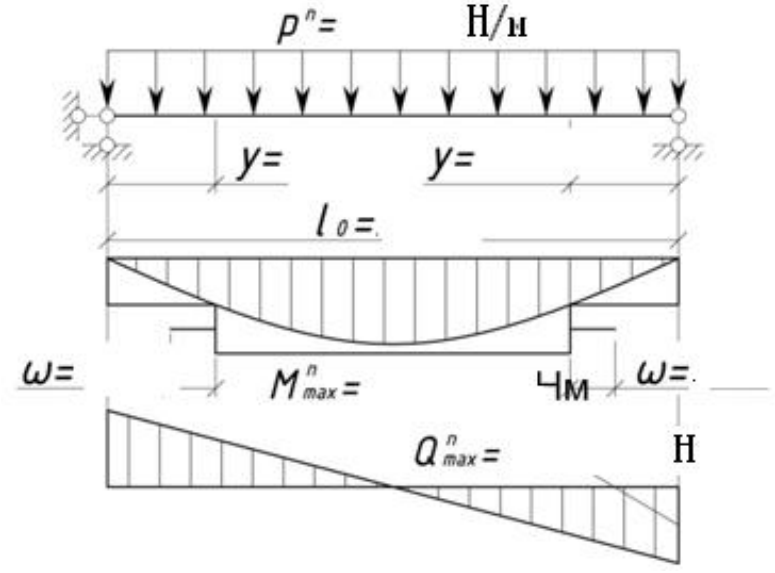


Рисунок 4.17 – До визначення довжин стержнів

Конструювання каркасу КР1

Визначення діаметру поперечних стержнів

$$d_3 = 0,25 \cdot d_1 = 0,25 \cdot 20 = 5мм \ .$$

Приймаємо арматуру (позицій 2 і 3) $\varnothing 5Bp-I\,(19{,}6мм^2)$.

Визначення довжини стержня (позиція 1та2)

$l_{поз.1}=l-2\cdot l_1=7160-2\cdot 640=5880\,мм$.

Визначення кроку поперечних стержнів (позиція 3)

$S_3\le 2\cdot\left(h+h_n\right)=2\cdot\left(220+40\right)=520$;

$S_3\le 600мм$.

Приймаємо $S_3=500мм$.

Визначаємо кількість кроків поперечної арматури к=20мм

$$n_3=\frac{5880-2\cdot 20}{500}=11кроків\,.$$

Визначення добірного кроку

$S_д=5880-2\cdot 20-11\cdot 500=340\,мм>50мм$.

Приймаємо 11 кроків стержнів $S=500мм$ і 1 добірний крок $S_д=340\,мм$

Конструювання арматурної сітки С1

Визначення ширини сітки С1

$l_{поз.2}=1500+l_l=1500+200=1700\,мм$;

l_l – напуск сіток

$l_l=\lambda_l\cdot d=24\cdot 4=96мм<200мм$;

Приймаємо l_l=200мм.

Прив’язка стержнів уздовж сітки

Визначення величини $c=45мм$

Визначення кількості кроків

$n_2=\frac{5880-2\cdot 25}{300}\approx 19$ кроків.

Добірний крок

$n_2=5880-50-19*300=130$

Прив’язка стержнів упоперек сітки

Визначення величини $k=20мм$

Визначення кількості кроків

$$n_1 = \frac{1700 - 2 \cdot 20}{300} = 5,53$$ кроків.

Визначення добірного кроку

$$S_д = 1700 - 2 \cdot 20 - 5 \cdot 300 = 160\,мм.$$

Приймаємо $\begin{matrix} S_д = 160мм \\ к = 20мм \end{matrix}$,

Визначення витрат ремонтних матеріалів

Визначаємо об'єм бетону класу С20/25

$$V_{B25} = \frac{3,14 \cdot 0,159^2}{4} \cdot 4,14 \cdot 8 + 0,04 \cdot 0,8 \cdot 4,14 = 0,8\,м^3$$

Визначаємо масу ґрунтовки церезит СТ17

$$m_{CT17} = 0,2 \cdot 4,9 = 0,38\,кг$$

Визначаємо масу суміші церезит CD23

$$m_{CD23} = 1,6 \cdot 3 \cdot 1,9 = 9,12\,кг$$

Визначаємо масу суміші церезит CD22

$$m_{CD22} = 1,6 \cdot (20 - 3) \cdot 1,9 = 51,7\,кг$$

4.4 Висновок до розділу 4.

Виконано розрахунок та конструювання підсилення пошкоджених кам’яних та залізобетонних конструкцій школи мистецтв у м. Ірпінь.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

Капітальний ремонт будівель та споруд це ремонт з метою відновлення їх ресурсів з заміною за необхідністю конструктивних та огороджувальних елементів, систем інженерного обладнання, а також поліпшення їх експлуатаційних показників.

У будівлі школи мистецв у м. Ірпінь наявні дефекти і пошкодження, котрі впливають на її несучу здатність і терміни подальшої надійної експлуатації. Серед сучасних методів відновлення експлуатаційної придатності цегляних будівель особливої уваги заслуговує підсилення композитними матеріалами.

В результаті аналізу з'ясовано, що вуглеволокно, котре є більш уживаним серед композитів, має суттєві переваги, а саме: значно менше співвідношення власної ваги до міцності (межа міцності при розтягуванні приблизно в 6 – 10 разів більша ніж у сталі); майже повна корозостійкість, відсутність обмежень за довжиною, спрощений, більш дешевий і швидкий монтаж, більша втомна міцність.

Розрахунок підсилення основних несучих конструкцій стрічками з вуглецевих волокон фірми Sika виконано в програмі FRP-Analysis фірми-виробника «Sika».

Оскільки, недоліками такого варіанту підсилення можна вважати роботу тільки на розтяг, розподіл навантаження тільки уздовж волокон, необхідність термічного захисту та високу вартість матеріалу, то було запропоновано та повністю розроблено також варіанти підсилення основних несучих конструкцій також традиційними способами.

ДОДАТОК

Розрахунок підсилення цегляного простінку стрічками з вуглецевих волокон фірми Sika виконано в програмі FRP-Analysis фірми-виробника

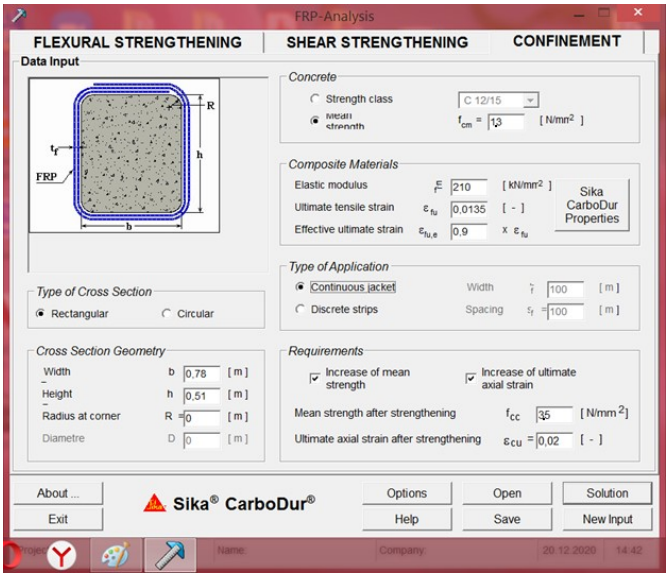


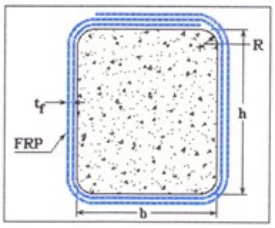
Рисунок Д.1.1 – Вихідні дані

Date: 20.12.2020 Time: 14:52:07

Strengthening of Reinforced Concrete Structures with Sika® CarboDur® Composite Strengthening Systems

Disclaimer: The user is responsible for the results obtained from this programme.

CONFINEMENT



Type of Cross Section
Rectangular

Cross Section Geometry
Width b = 0,78 m
Height h = 0,51 m
Radious at corner R = 0 m

Concrete
Mean strength f_{cm} = 1,3 N/mml
Characteristic strength f_{ck} = 4,8 N/mml

Composite Materials
Elastic modulus E_f = 210 kN/mml
Ultimate tensile strain ε_{fu} = 0,0135
Effective ultimate strain $\varepsilon_{fu,e} = 0,9 \times \varepsilon_{fu} = 0,01215$

Type of Application
Continuous jacket

Requirements
Increase of mean strength
Mean strength after strengthening f_{cc} = 3,5 N/mml
Increase of ultimate axial strain
Ultimate axial strain after strengthening ε_{cu} = 0,02

Results
Required FRP thickness t_f = 3,09 mm
Applied FRP thickness t_f = 4,20 mm
Mean strength after strengthening f_{cc} = 37,86 N/mml
Ultimate axial strain after strengthening ε_{cu} = 0,05136

Applied FRP

Рисунок Д.1.2 – Звіт з розрахунку

Thickness 1,4 mm
Number of layers required 3

Підсилення цегляного простінка виконати з матеріалу Sika Carbodur M 1014 суцільним шаром смугами шириною 100 мм та товщиною 1,4 мм в три шари.

Розрахунок підсилення цегляного стовпа стрічками з вуглецевих волокон фірми Sika виконано в програмі FRP-Analysis фірми-виробника

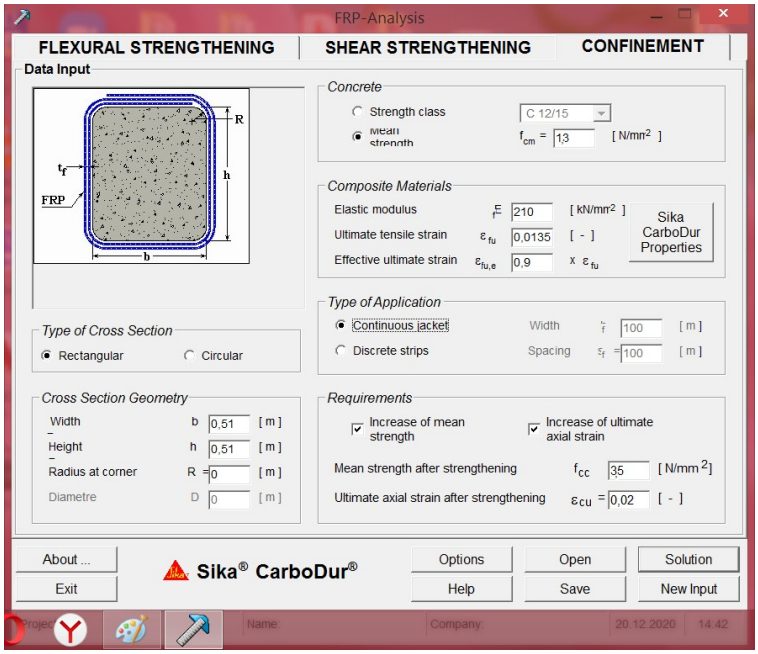


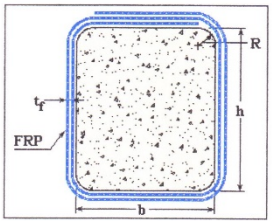
Рисунок Д.2.1 – Вихідні дані

Date: 20.12.2020 Time: 14:37:16

Strengthening of Reinforced Concrete Structures with Sika® CarboDur® Composite Strengthening Systems

Disclaimer: The user is responsible for the results obtained from this programme.

CONFINEMENT



Type of Cross Section
Rectangular

Cross Section Geometry
Width b = 0,51 m
Height h = 0,51 m
Radious at corner R = 0 m

Concrete
Mean strength f_{cm} = 1,3 N/mml
Characteristic strength f_{ck} = 1,8 N/mml

Composite Materials
Elastic modulus E_f = 210 kN/mml
Ultimate tensile strain ε_{fu} = 0,0135
Effective ultimate strain $\varepsilon_{fu,e} = 0,9 \times \varepsilon_{fu}$ = 0,01215

Type of Application
Continuous jacket

Requirements
Increase of mean strength
Mean strength after strengthening f_{cc} = 3,5 N/mml
Increase of ultimate axial strain
Ultimate axial strain after strengthening ε_{cu} = 0,002

Results
Required FRP thickness t_f = 1,80 mm
Applied FRP thickness t_f = 2,80 mm
Mean strength after strengthening f_{cc} = 40,89 N/mml
Ultimate axial strain after strengthening ε_{cu} = 0,05558

Applied FRP

Рисунок Д.2.2 – Звіт з розрахунку

Thickness 1,4 mm
Number of layers required 2

Підсилення цегляного стовпа виконати з матеріалу Sika Carbodur M 1014 суцільним шаром смугами шириною 100 мм та товщиною 1,4 мм в два шари.

Розрахунок підсилення багатопорожнистої плити стрічками з вуглецевих волокон фірми Sika виконано в програмі FRP-Analysis фірми-виробника

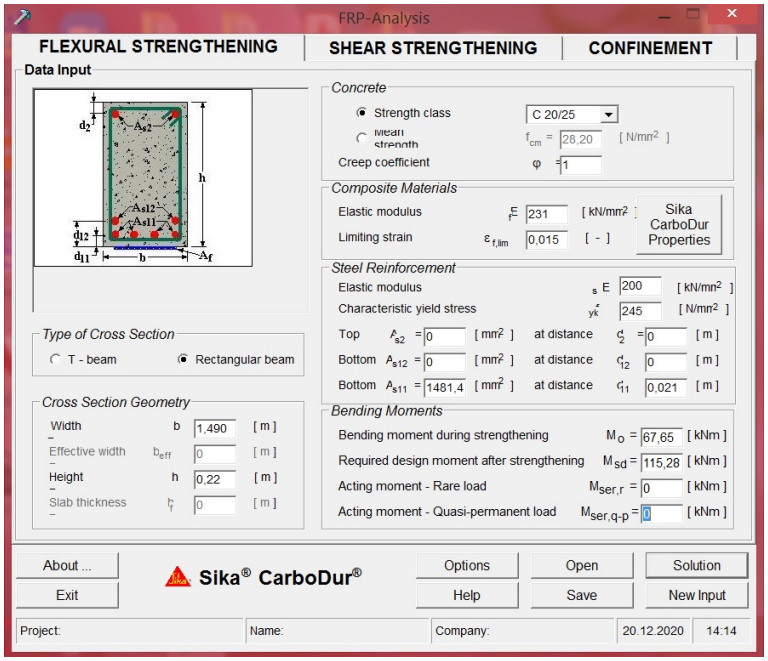


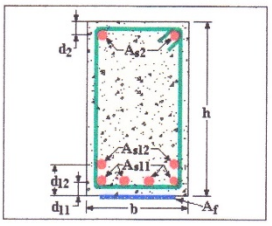
Рисунок Д.3.1 – Вихідні дані

Date: 20.12.2020 Time: 14:24:30

Strengthening of Reinforced Concrete Structures with Sika® CarboDur® Composite Strengthening Systems

Disclaimer: The user is responsible for the results obtained from this programme.

FLEXURAL STRENGTHENING



Type of Cross Section
Rectangular beam

Cross Section Geometry
Width b = 1,49 m
Height h = 0,22 m

Concrete
Strength class C 20/25
Characteristic strength f_{ck} = 20 N/mml
Mean strength f_{cm} = 28,2 N/mml
Creep coefficient φ = 1

Composite Materials
Elastic modulus E_f = 231 kN/mml
Limiting strain $\varepsilon_{f,lim}$ = 0,015

Steel Reinforcement
Elastic modulus E_s = 200 kN/mml
Characteristic yield stress f_{yk} = 245 N/mml
Top A_{s2} = 0 mml at distance d_2 = 0 m
Bottom A_{s12} = 0 mml at distance d_{12} = 0 m
Bottom A_{s11} = 1481,4 mml at distance d_{11} = 0,021 m

Bending Moments
Bending moment during strengthening M_o = 50,65 kNm
Required design moment after strengthening M_{sd} = 115,28 kNm
Acting moment under rare load combination $M_{ser,r}$ = 52,34 kNm
Acting moment under quasi-permanent load combination $M_{ser,q-p}$ = 0 kNm

Results

Ultimate Limit State
Resisting design moment before strengthening $M_{rd,o}$ = 59,80 kNm

Рисунок Д.3.2 – Звіт з розрахунку

Required FRP cross section A_f = 97,58 mmI
Applied FRP cross section A_f = 108,00 mmI
Resisting design moment after strengthening M_{rd} = 118,60 kNm
Degree of strengthening M_{rd} / $M_{rd,o}$ = 1,983

Serviceability Limit State - Rare Load
Moment capacity before strengthening $M_{ser,r,o}$ = 52,34 kNm
Required FRP cross section A_f = 0,00 mmI
Applied FRP cross section A_f = 108,00 mmI
Moment capacity $M_{ser,r}$ = 0,00 kNm
Steel stress f_{s11} = 196,00≤ 0,8 x f_{yk} = 196,00 N/mmI
Concrete stress σ_c = 0,01≤ 0,6 x f_{ck} = 12,00 N/mmI

Serviceability Limit State - Quasi-permanent Load
Moment capacity before strengthening $M_{ser,q-p,o}$ = 50,66 kNm
Required FRP cross section A_f = 0,00 mmI
Applied FRP cross section A_f = 108,00 mmI
Moment capacity $M_{ser,q-p}$ = 0,00 kNm
Steel stress f_{s11} = 196,00≤ 0,8 x f_{yk} = 196,00 N/mmI
Concrete stress σ_c = 0,01≤ 0,45 x f_{ck} = 9,00 N/mmI

Final
Design is controlled by Ultimate Limit State
Final required FRP cross section A_f = 97,58 mmI

Applied FRP
Width 300 mm
Thickness 0,12 mm
Number of strips 3
Applied FRP cross section A_f = 108,00 mmI

Cross Section Strain Profile

Initial Situation During Strengthening (M_o)
Depth of neutral axis x_o = 0,055 m
Top fibre strain ε_{co} = 0,00036
Bottom steel strain ε_{s11} = 0,00094
Bottom fibre strain ε_o = 0,00108

Ultimate Limit State (M_{rd})
Depth of neutral axis x = 0,046 m
Top fibre strain ε_c = 0,00350
Bottom steel strain ε_{s11} = 0,01179
FRP strain ε_f = 0,01232
Failure Mode is Steel yielding+concrete crushing

Serviceability Limit State - Rare Load ($M_{ser,r}$)
Depth of neutral axis x = 0,000 m
Top fibre strain ε_c = 0,00000
Bottom steel strain ε_{s11} = 0,00098
FRP strain ε_f = 0,00000

Serviceability Limit State - Quasi-permanent Load ($M_{ser,q-p}$)
Depth of neutral axis x = 0,000 m

Підсилення плити виконати з матеріалу Sika Wrap Hex – 230 C трьома смугами шириною 300 мм та товщиною 0,12 мм

ЛІТЕРАТУРА

1. ДСТУ Б В.2.1-2-96 (ГОСТ 25100-95). Грунти. Класифікація.
2. ДСТУ Б В.2.1-17: 2009. Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи лабораторного визначення фізичних властивостей.
3. ДСТУ Б В.2.1-8-2001. Ґрунти. Відбирання, упакування, транспортування і зберігання зразків.
4. ДСТУ Б В.2.1-4-96 (ГОСТ 12248-96). Грунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформативності.
5. ДСТУ Б В.2.1-19: 2009. Ґрунти. Методи лабораторного визначення гранулометричного (зернового) та мікроагрегатного складу.
6. ДСТУ Б В.2.1-5-96 (ГОСТ 20522-96). Грунти. Методи статистичної обробки результатів випробувань.
7. ДСТУ Б В.2.1-16: 2009. Ґрунти. Методи лабораторного визначення вмісту органічних речовин.
8. ДСТУ Б В.2.1-22: 2009. Ґрунти. Метод лабораторного визначення властивостей просідання.
9. ДСТУ Б В.2.1-3-96 (ГОСТ 30416-96). Грунти. Лабораторні випробування. Загальні положення.
10. ДБН А.2.1-1-2014. Інженерні вишукування для будівництва.
11. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти будівель і споруд. Основні положення проектування. Зі змінами №1 і №2. – К.: Мінрегіонбуд України. – 2009. – 161 с.
12. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ.
13. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83).-НИИОСП им. Герсеванова. М. Стройиздат, 1986, 415 с.

14. ДБН В.1.2-1-95. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об’єктів. Положення про розслідування причин аварій (обвалень) будівель, споруд, їх частин та конструктивних елементів.
15. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об’єктів. Навантаження і впливи.
16. ДБН В.2.6-162:2010. Кам’яні та армокам’яні конструкції. Основні положення.
17. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування. – К.: Мінрегіонбуд України. – 2009. – 97 с.
18. Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд. – К.: Державний комітет будівництва, архітектури та житлової політики України. Міністерство праці та соціальної політики України. Держнаглядохоронпраці України. – 1997.
19. ДБН В.3.1-1-2002. Ремонт і підсилення несучих і огороджувальних будівельних конструкцій і основ промислових будинків та споруд.
20. ВСН 58-88 (р). Положение об организации и проведении реконструкции, ремонта и технического обследования жилых зданий, объектов коммунального и социально-культурного назначения / ЦНИИЭПжилища. – М., 1990.
21. ДБН В.2.2-9-99. Громадські будинки та споруди. – К.: Держбуд України, 1999. – 47 с.
22. СНиП 3.04.03-85 Защита строительных конструкций от коррозии.
23. Методика обследования и проектирования оснований и фундаментов при капитальном ремонте, реконструкции и надстройке зданий/ АКХ им. К.Д. Панфилова. – М.: Стройиздат, 1972. – 90 с.
24. Рекомендації з розрахунку замоклих лесових основ фундаментів будівель, які підлягають реконструкції / Ю.Л. Винников, А.В. Яковлєв, О.В. Гранько – Полтава: ПолтНТУ, 2007. – 12 с.

25. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти: Підручник / М.Л. Зоценко, В.І. Коваленко, А.В. Яковлєв, О.О. Петраков, В.Б. Швець, О.В. Школа, С.В. Біда, Ю.Л. Винников. – Полтава: ПНТУ, 2004. – 568 с.
26. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти. Підручник / В.Б. Швець, І.П. Бойко, Ю.Л. Виннников, М.Л. Зоценко, О.О. Петраков, В.Г. Шаповал, С.В. Біда. – Дніпропетровськ: «Пороги» – 2012. – 196 с.
27. Улицкий, В.М. Геотехническое сопровождение развития городов (практическое пособие по проектированию зданий и подземных сооружений в условиях плотной застройки) / В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин. – СПб.: Стройиздат Северо-Запад, 2010. – 552 с.
28. Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – М.: ВНИИНТПИ, 2000. – 318 с.
29. Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с.
30. Зоценко М.Л., Винников Ю.Л., Борт О.В. Підсилення основ та фундаментів при реконструкції будівель// Бетон и железобетон в Украине. – 2006. – №1.– С. 2-8.
31. Зоценко, М.Л. Ґрунтоцементні основи та фундаменти / М.Л. Зоценко // Будівельні конструкції: Міжвідомчий наук.-техн. зб. наук. праць (будівництво). – Вип. 75: Кн. 1. – К.: ДП НДІБК, 2011 – С. 447 – 456.
32. Зоценко М.Л. Бурові ґрунтоцементні палі, які виготовляються за бурозмішувальним методом: Монографія / М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников, В.М. Зоценко. – Х.: «Друкарня Мадрид», 2016. – 94 с.
33. ДБН В.1.2-11: 2008 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Основні вимоги до будівель і споруд. Економія енергії.
34. ДСТУ Б А.2.2-8:2010 Проектування. Розділ "Енергоефективність" у складі проектної документації об'єктів

35. ДСТУ Б В.2.6-189:2013 Методи вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель
36. ДБН В.2.6.-14-95. Конструкції будинків і споруд. Покриття будинків і споруд.-К.:1998.
37. ДБН В.2.6-31:2021. Теплова ізоляція будівель.
38. ДБН В.2.2-3-97 Будинки і споруди навчальних закладів.
39. ДБН Б.2.2-12:2019 Планування і забудова територій.
40. ДБН В.2.6-220:2017 Покриття будівель і споруд

Методи реконструкції та модернізації існуючого дошкільного фонду України

Метою роботи є підбір оптимального варіанту підсилення несучих конструкцій школи мистецтв в м. Ірпінь. Для досягнення поставленої мети необхідно розвя'зати наступні задачі:

– визначити фактори, що викликають старіння, передчасний знос і руйнування будівельних конструкцій;

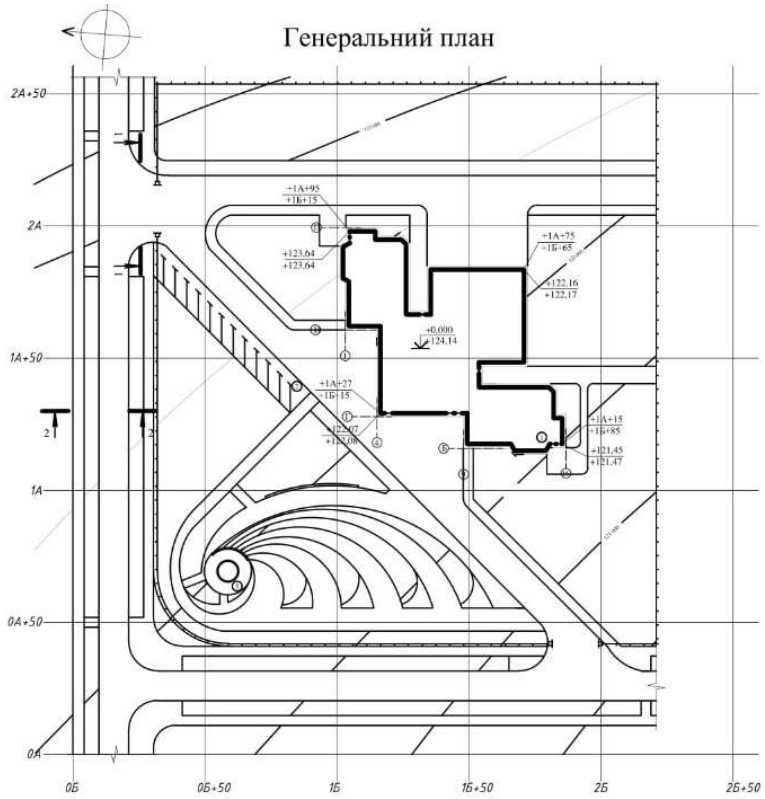
– розглянути сучасні методи підсилення кам'яних та залізобетонних конструкцій;

– розрахувати і запроектувати підсилення несучих конструкцій школи мистецтв в м. Ірпінь.

Об’єкт дослідження: несучі конструкції будівлі школи мистецтв у м. Ірпінь.

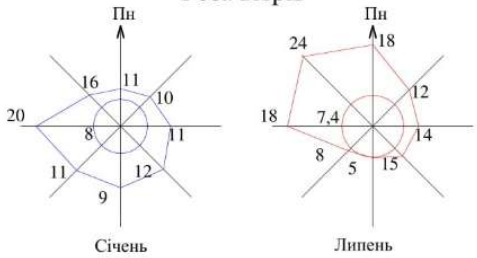
Предмет дослідження: підсилення несучих конструкцій будівлі школи мистецтв в м. Ірпінь.

Генеральний план

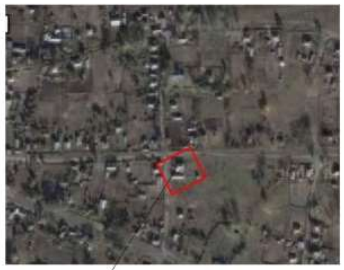


План благоустрою

Роза вітрів



Ситуаційний план

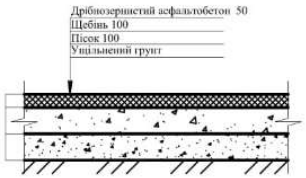


Шкала характерних температур

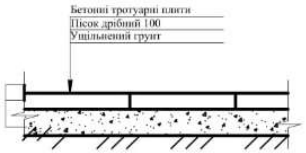
Умовні позначення

Типи покриття

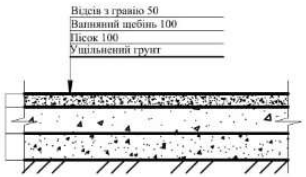
Майданчик (тип 1)



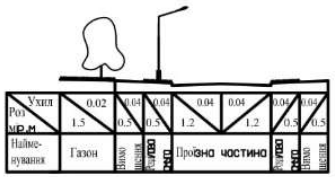
Майданчик (тип 2)



Майданчик (тип 3)



Поперечний профіль дороги 1-1



Поперечний профіль дороги 2-2

Технічні показники

Поз	Назва показника	Од.вим.	К-ть
1	Площа території	$м^2$	11514
2	Площа забудови	$м^2$	1150
3	Площа озеленення	$м^2$	5200
4	Площа твердого покриття	$м^2$	5100
5	$К_1 = S_{забуд.} / S_{тер.}$		0.1
6	$К_2 = S_{озел.} / S_{тер.}$		0.452
7	$К_3 = S_{тв. покр.} / S_{тер.}$		0.443

Експлікація будівель і споруд

№ на плані	Найменування	Площа забудови, м	Координати квадрату сітки
1	Будівля школи мистецтв	1477,70	1А+50; 1Б
2	Автостоянка на 12 місць	2323,79	1А+50; 0Б+5
3	Фонтан	130,59	0А+50; 0Б+5

Відомість тротуарів, доріжок та майданчиків

Поз	Найменування	Тип	Площа покриття,м ^{2}	Примітка
1	Майданчик	1	5340	-
2	Майданчик	2	315	-
3	Майданчик	3	126	-

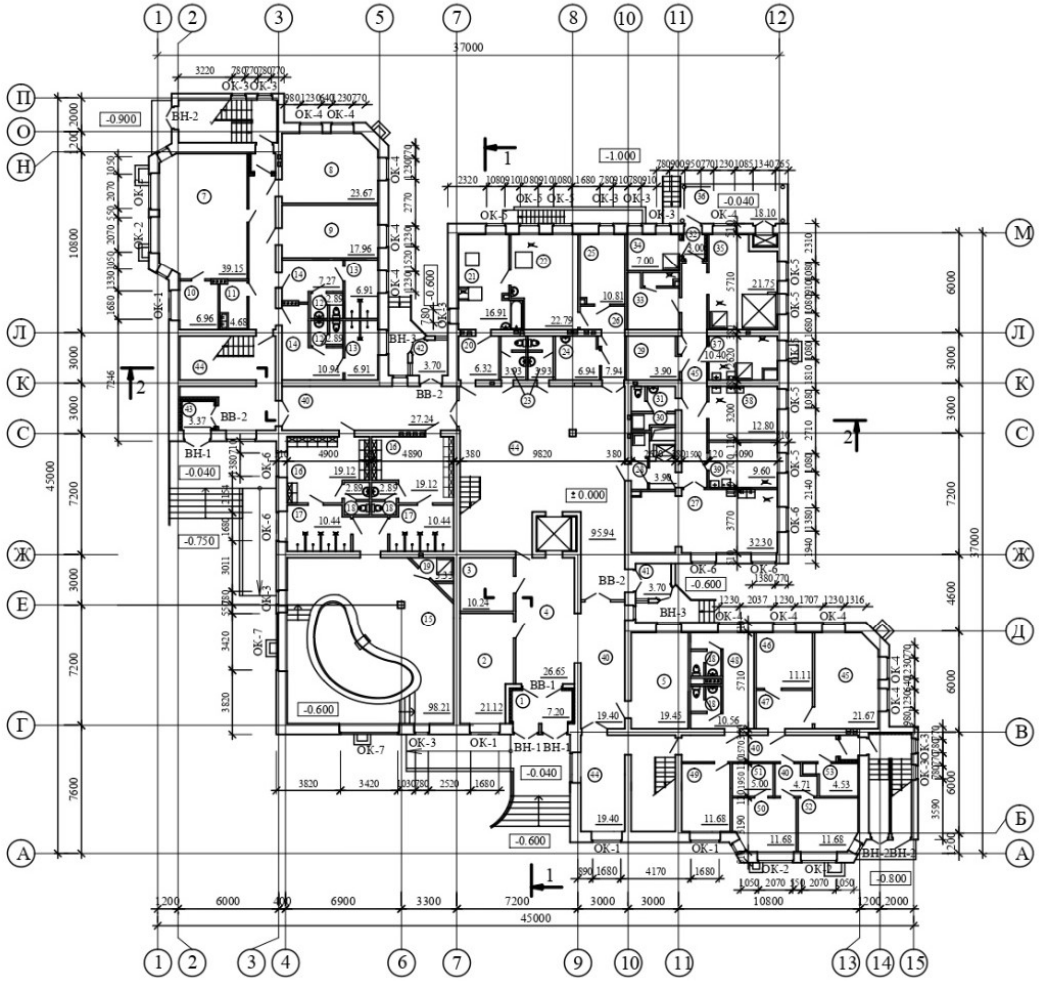
Зм.	Кільк.	Арк.	Док	Підпис	Дата	2мБП. 9976667.МР		
						Методи реконструкції та модернізації існуючого дошкільного фонду України		
Розробив	Малярешко						Стадія	Аркуш	Аркушів
Керівник	Галінська						МР	2	12
Консультант	Галінська								
Н.контроль	Семко					Генеральний план. План благоустрою. Роза. Вітрів. Ситуаційний план	НУ "Полтавська політехніка" ім. Юрія Кондратюка Кафедра АтаМБ	
Зав.кафедри	Семко							

Фасад в осях 1-15

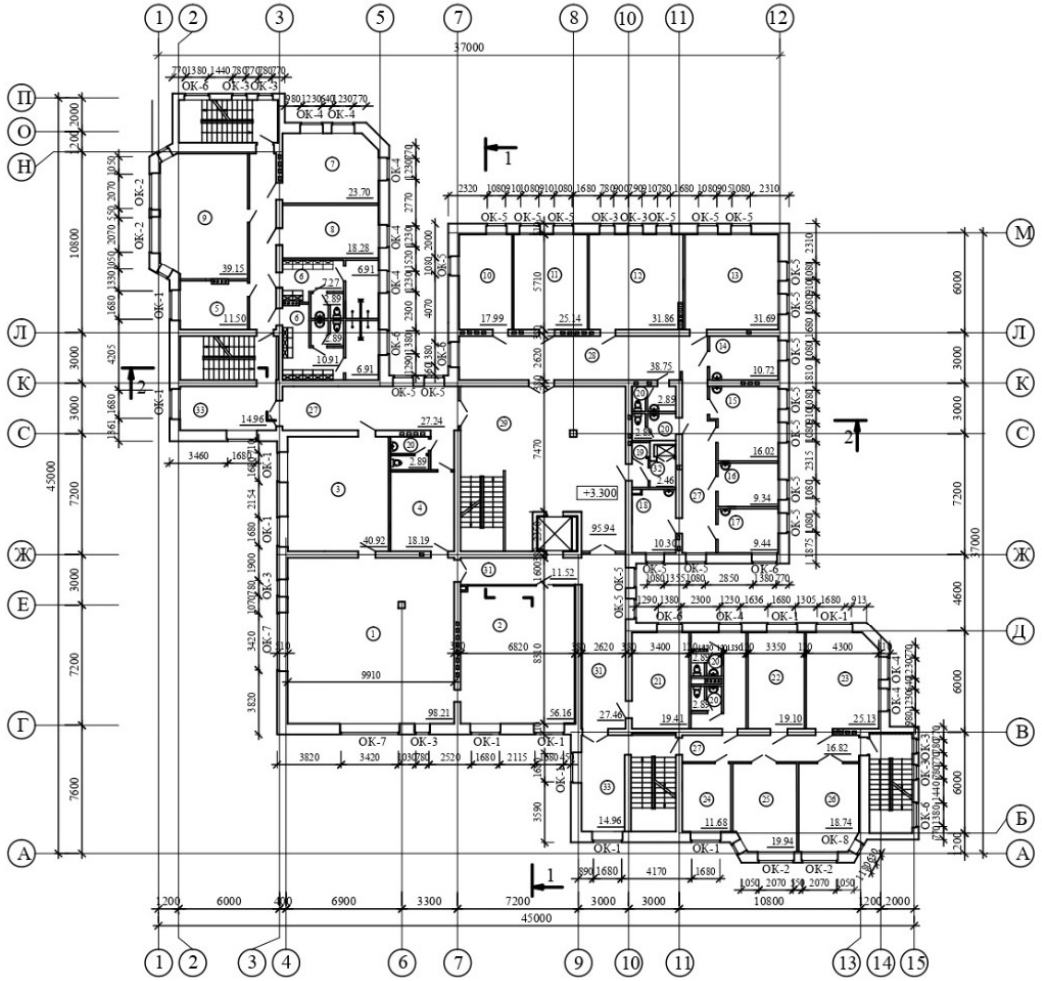
Фасад в осях 15-1

							2мБП. 9976667.МР			
Зм.	Кільк.	Арк.	Док	Підпис	Дата	Методи реконструкції та модернізації існуючого дошкільного фонду України				
Розробив		Маляренко						Стадія	Аркуш	Аркушів
Керівник		Галинська						МР	3	12
Консультант		Галинська				Фасад в осях 1-15. Фасад в осях 15-1		НУ "Полтавська політехніка" ім. Юрія Кондратюка		
Н.контроль		Семко								
Зав.кафедри		Семко								

План першого поверху

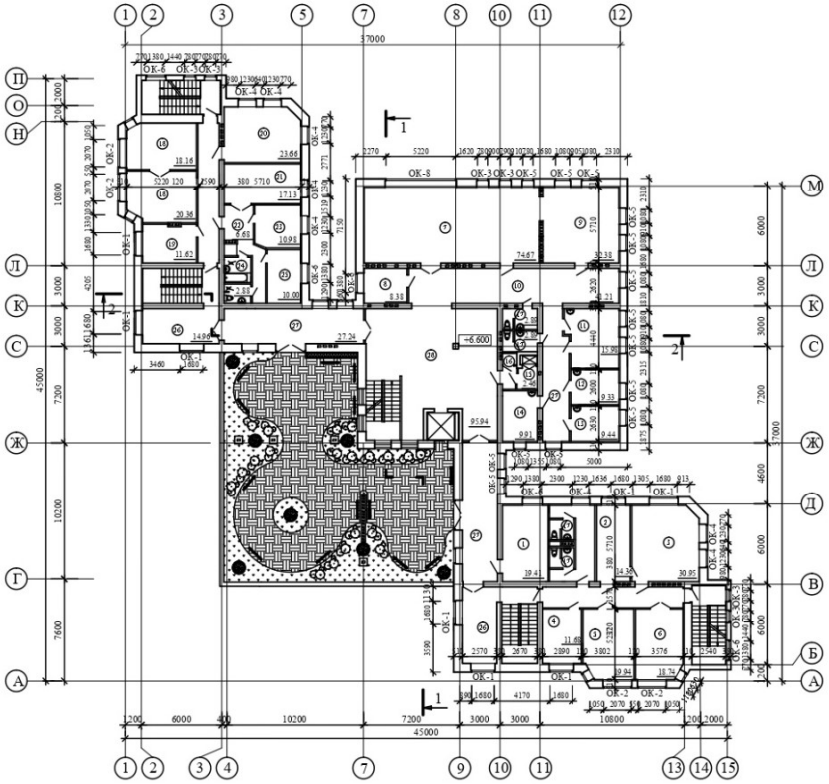


План другого поверху

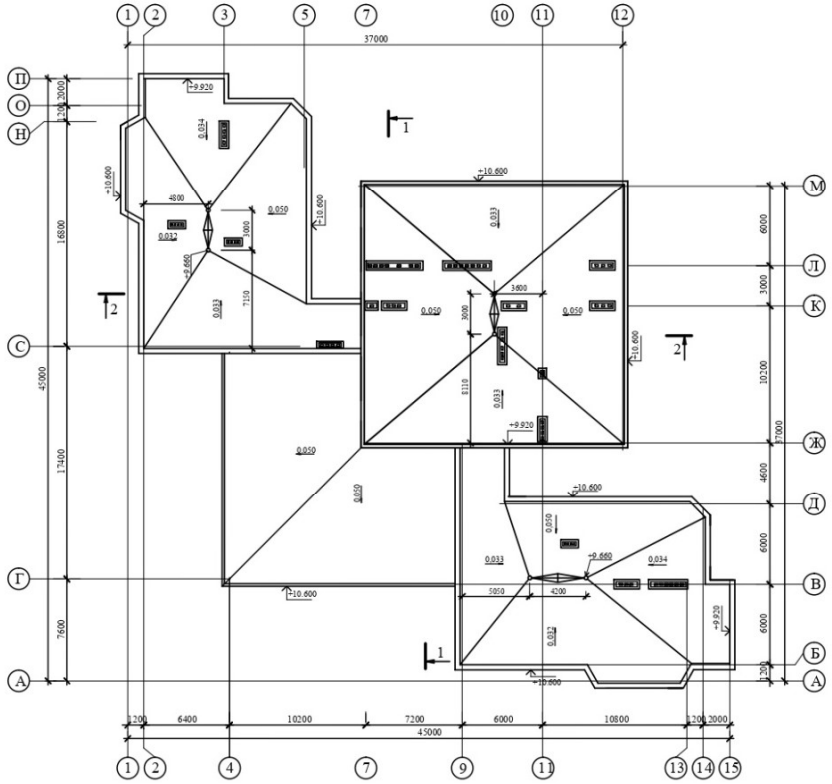


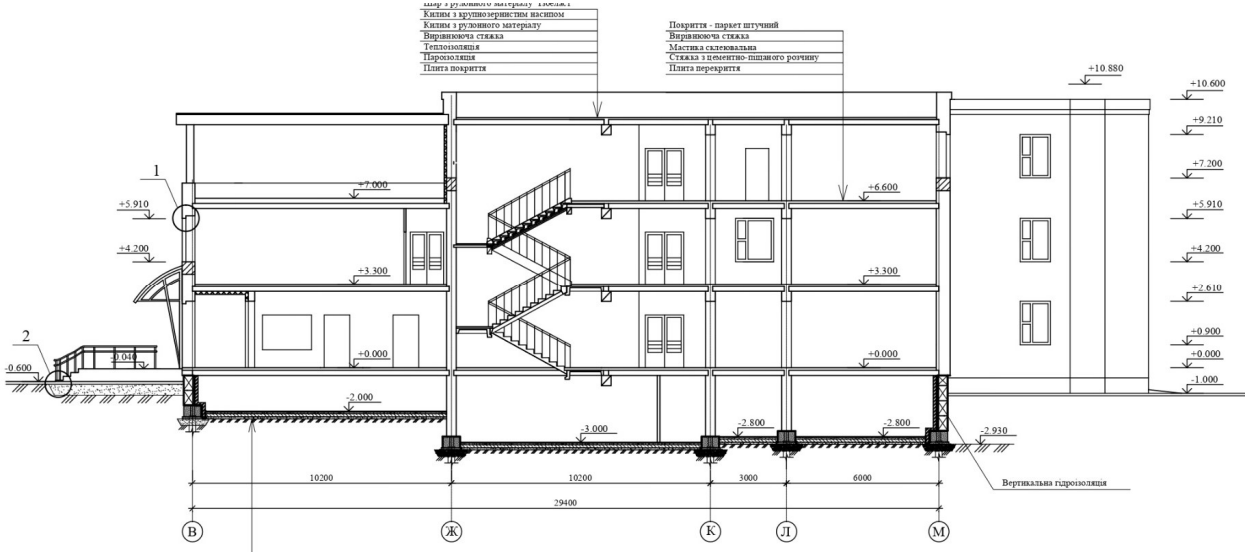
								2мБП. 9976667.МР	
Зм.	Кільк.	Арк.	Док	Підпис	Дата	Методи реконструкції та модернізації існуючого дошкільного фонду України			
Розробив		Малярешко						Стадія	Аркуш	Аркушів
Керівник		Галинська						МР	4	12
Консультант		Галинська								
Н.контроль		Семко				План першого поверху. План другого поверху.		НУ "Полтавська політехніка" ім. Юрія Кондратюка		
Зав.кафедри		Семко								

План третього поверху



План покрівлі





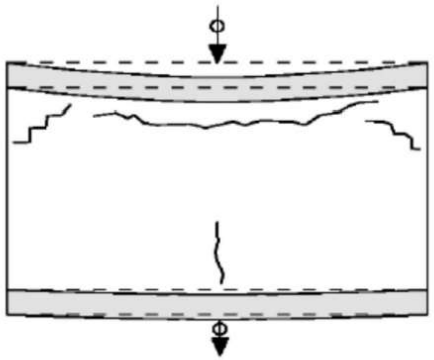
						2мБП. 9976667.МР	
Зм.	Кільк.	Арк.	Док	Підпис	Дата	Методи реконструкції та модернізації існуючого дошкільного фонду України	
Розробив		Маляренко					Стадія / Аркуш / Аркушів
Керівник		Галинська					МР / 5 / 12
Консультант		Галинська					
Н.контроль		Семко				План третього поверху. План покрівлі. Розріз	НУ "Полтавська політехніка" ім. Юрія Кондратюка
Зав.кафедри		Семко					

Відомість дефектів та пошкоджень

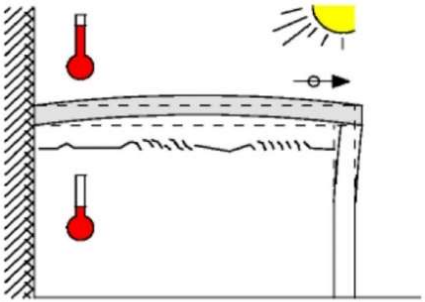
Позиція дефекту на обмірному кресленні	Характер пошоджень і дефектів, їх місце розташування та розміри	Можливі причини появи дефектів і пошкоджень	Зображення (фото) дефекту чи пошкодження	Рекомендації щодо усунення дефектів і пошкоджень
1.1	Окрема тріщина в стіні по осі 1, шириною розкриття до 3мм, довжиною до 1,6 м. Осадка (просадка) кутової ділянки будинку (по осі 1) на 1,6 см.	Деформаційна тріщина виникла в результаті осадки кутової ділянки фундаментів від замочування вологою з каналізації		Провести ремонт надвірної каналізації, зашпарувати тріщини цементно-полімерним розчином складу 1:0,15:0,6 (цемент: полімер: вода), чи цементно-піщаним розчином складу 1:0,25 (цемент: пісок) з додаванням тонкомолотого піску в кількості 25 % або зачеканити ремонтним розчином Церезит CD22.
2.2	Горизонтальні розчинні шви в стіні по осі 5 товщиною 2-2,2 см (3-4 шви на 1м висоти кладки) вивітрилися на глибину до 2 см на площі до 4 м².	Порушення вимог проекту щодо товщини швів, міцності розчину, температурно-вологісні впливи.		Очистити поверхню кладки, обробити очищену поверхню антисептиками, нанести цементний розчин М100 до повного відновлення кладки.
2.4	Окремі наскрізні тріщини шириною до 1 мм над перемичкою у стіні по осі 2, 5.	Деформаційні тріщини виникли в результаті осадки ділянок фундаменту.		Тріщини у стінах розмити, продути стиснутим повітрям, зволожити та зачеканити цементно-піщаним розчином М100 по сітці "Рабиця".
4.4, 4.5	Відшарування бетону нижньої частини плит перекриття (між осями В-Д, 2-3) на глибину до 20 мм і на ділянці площею 13 м². Корозія поздовжньої арматури плит з утратою площі перерізу до 6 %.	Зволоження конструкцій атмосферною вологою, недостатня товщина захисного шару бетону.		Виконати заходи щодо підсилення плит перекриття, провести ремонт пошкоджених ділянок.
4.1	Сліди вологи на стелі горищного перекриття біля стіни по осі 5 (на площі до 8%). Локальне руйнування захисного шару із цементного розчину (на площі до 6%). У цих місцях товщина утеплювача становить 15 см.	Протікання вологи через покрівлю		Виконати ремонт покрівлі. Осушення і ремонт горищного перекриття. Очищену поверхню, обробити антибактерицидними розчинами. На підготовлені поверхні нанести гідроізоляційну суміш Церезит CR65 чи його аналоги.
6.2	Локальні пошкодження покрівлі, розриви,здутини, порушення цілісності примикання гідроізоляційного килиму в осях В-Л.	Порушення норм і вимог проекту. Протікання покрівлі.		Видалити пошкоджені шари руберойду, тріщини в гідроізоляційного килиму розчистити, а потім зашпатлювати бітумною мастикою. На підготовлену поверхню наклеїти 2 шари Еврорубероїду ХКП 3,5 ТехноНІКОЛЬ. В місцях примикання до парапетів на вертикальні поверхні наклеїти шар підкладочного руберойду.
1.4	Тріщина шириною розкриття до 20 мм між асфальтовою відмосткою та цоколем будівлі, пошкодження відмостки рослинністю.	Недостатній звис покрівлі, відсутність організованого водовідведення атмосферних опадів.		У місцях відділення вимощення від стін залити тріщини бітумною мастикою. Тріщини розчистити, продути стиснутим повітрям, а потім заповнити тріщини цементним розчином М100.

									2мБП. 9976667.МР	
									Методи реконструкції та модернізації існуючого дошкільного фонду України	
Зм.	Кільк.	Арк.	Док	Підпис	Дата					
Розробив		Маляренко								Стадія / Аркуш / Аркушів
Керівник		Галинська								МР / 6 / 12
Консультант		Галинська								
Н.контроль		Семко							Відомість дефектів та пошкоджень	НУ "Полтавська політехніка" ім. Юрія Кондратюка
Зав.кафедри		Семко								

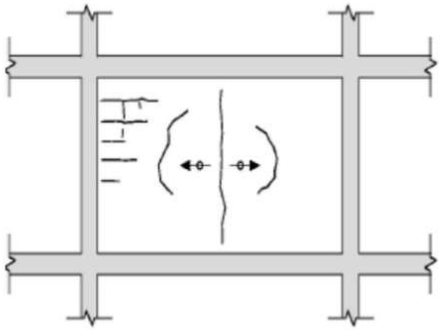
Основні види тріщин цегляних стін та причини їх виникнення



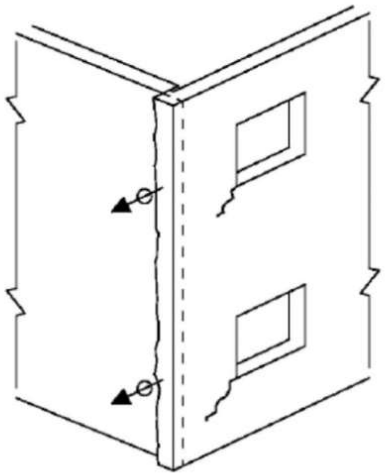
Тріщини у кладці через надмірне відхилення верхньої плити



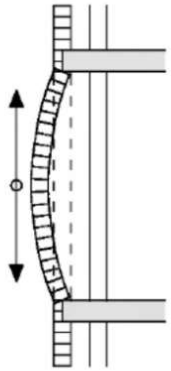
Тріщини в кладці внаслідок температурних деформацій плит даху



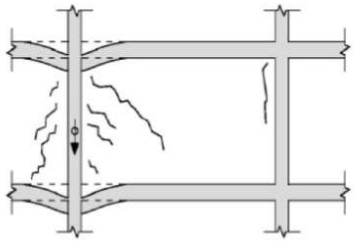
Розтріскування кладки внаслідок усадки вологи



Відшарування лицьової кладки фасаду



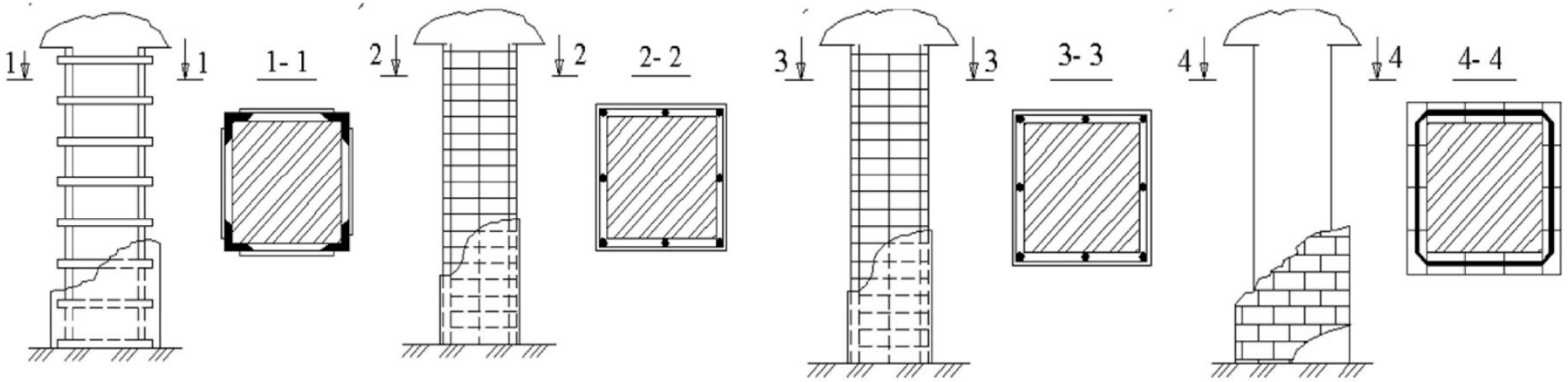
Відшарування облицювання кладки, котра не перев’язана з основною кладкою стіни



Утворення тріщин через нерівномірне осідання фундаментів

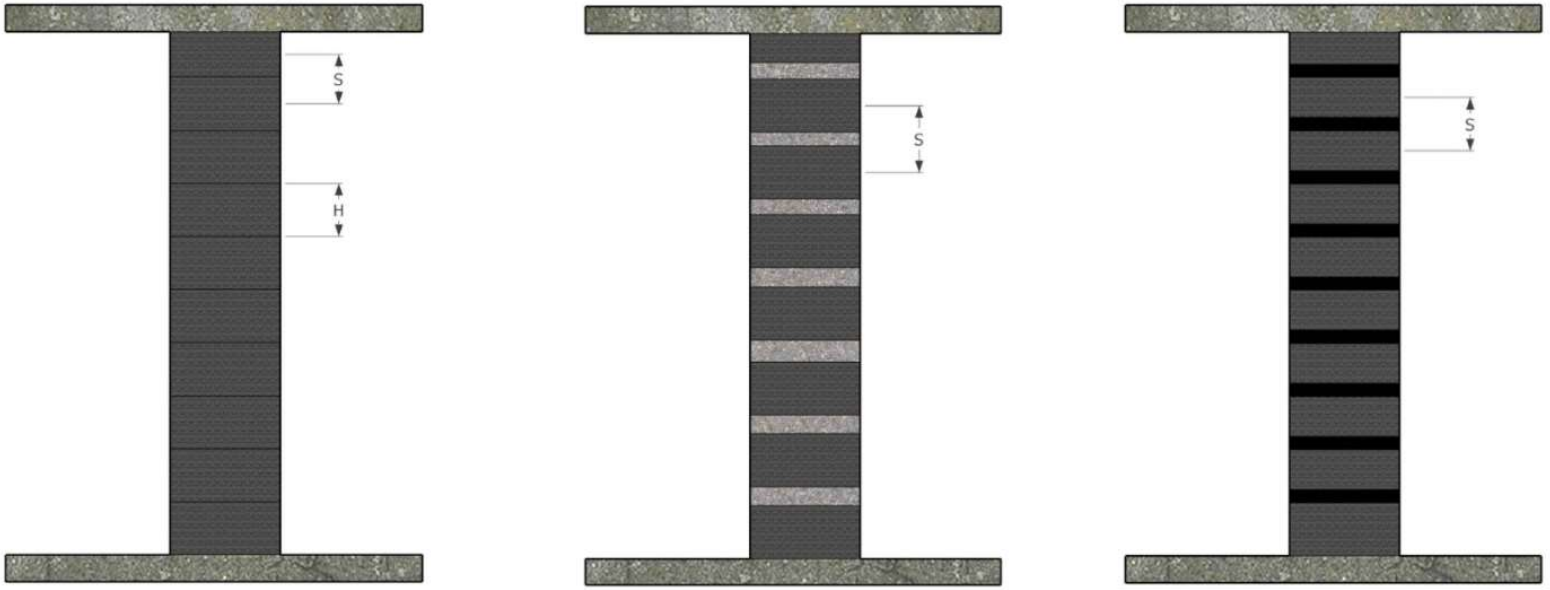
							2мБП. 9976667.МР		
Зм.	Кільк.	Арк.	Док	Підпис	Дата	Методи реконструкції та модернізації існуючого дошкільного фонду України			
Розробив		Маляренко					Стадія	Аркуш	Аркушів
Керівник		Галинська					МР	7	12
Консультант		Галинська							
Н.контроль		Семко				Основні види тріщин цегляних стін та причини їх виникнення	НУ "Полтавська політехніка" ім. Юрія Кондратюка		
Зав.кафедри		Семко							

Підсилення цегляних стовпів обоймами



а – сталевою; б – залізобетонною; в – армоштукатурною; г – цегляною

Підсилення цегляних стовпів бандажами зі стрічки фірми Sika



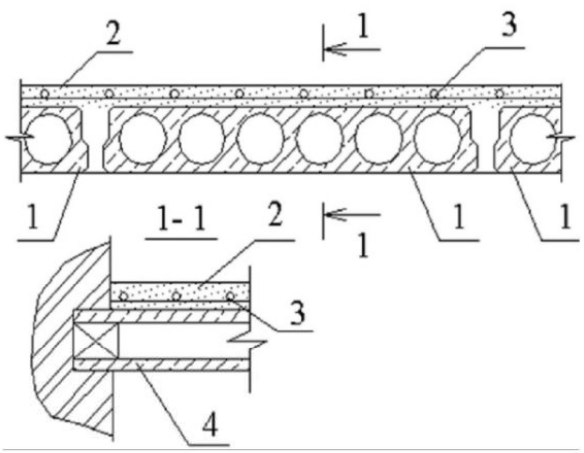
а – впритул; б – з інтервалом; в – внапуск

s - відстань між геометричними вісями бандажа з вуглеволокна;

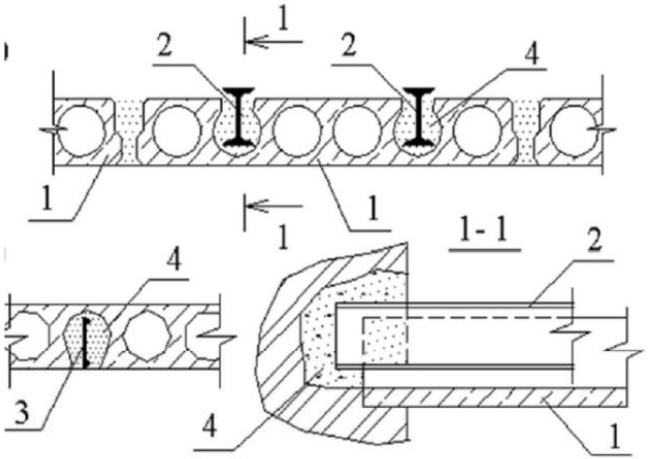
h - висота стрічки бандажа.

							2мБП. 9976667.МР		
Зм.	Кільк.	Арк.	Док	Підпис	Дата	Методи реконструкції та модернізації існуючого дошкільного фонду України			
Розробив		Малярєнко					Стадія	Аркуш	Аркушів
Керівник		Галинська					МР	8	12
Консультант		Галинська							
Н.контроль		Семко				Підсилення цегляних стовпів обоймами. Підсилення цегляних стовпів бандажами зі стрічки фірми Sika	НУ "Полтавська політехніка" ім. Юрія Кондратюка		
Зав.кафедри		Семко							

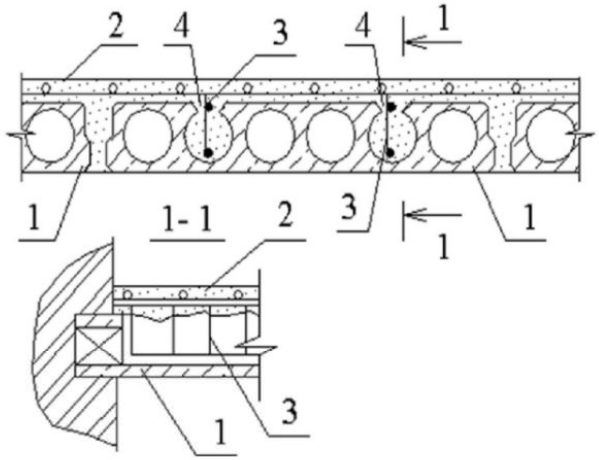
Підсилення багатопорожнинних залізобетонних плит



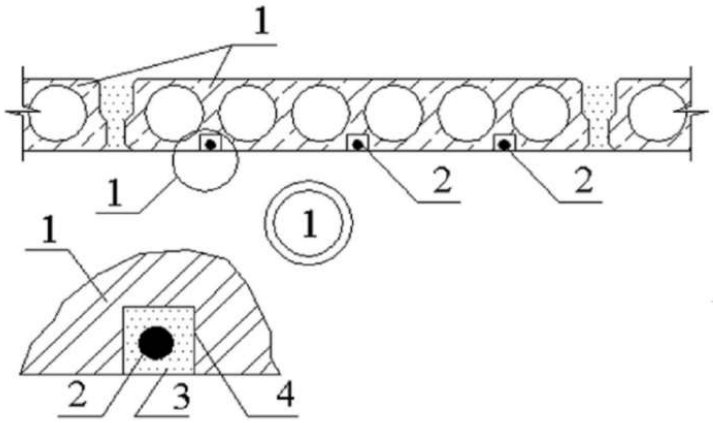
Нарощування пустотних плит перекриття:
1 - плита, що підсилюється; 2 - монолітний шар бетону; 3 - арматурна сітка



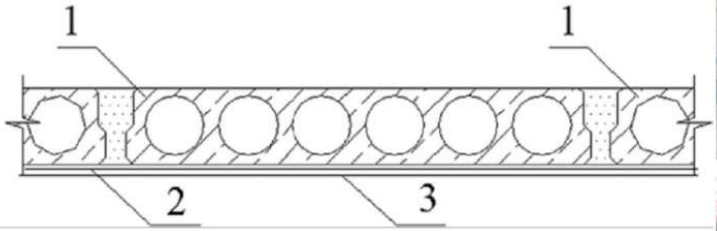
Підсилення пустотних плит шляхом армування:
а - жорсткою арматурою; б - арматурними каркасами: 1 - плита, що підсилюється;
2 - металева жорстка арматура із двотавра;
3 - арматурний каркас; 4 - бетон замонолічування



Збільшення сил зчеплення монолітного бетону з плитою шляхом улаштування шпонок: 1 - плита, що підсилюється; 2 - монолітний залізобетон;
3 - арматурні каркаси; 4 - вирубані ділянки полички



Установлення додаткової арматури на полімеррозчині:
1 - плита, що підсилюється; 2 - додаткова арматура;
3 - борозни в бетоні; 4 - захисно-конструкційний полімеррозчин

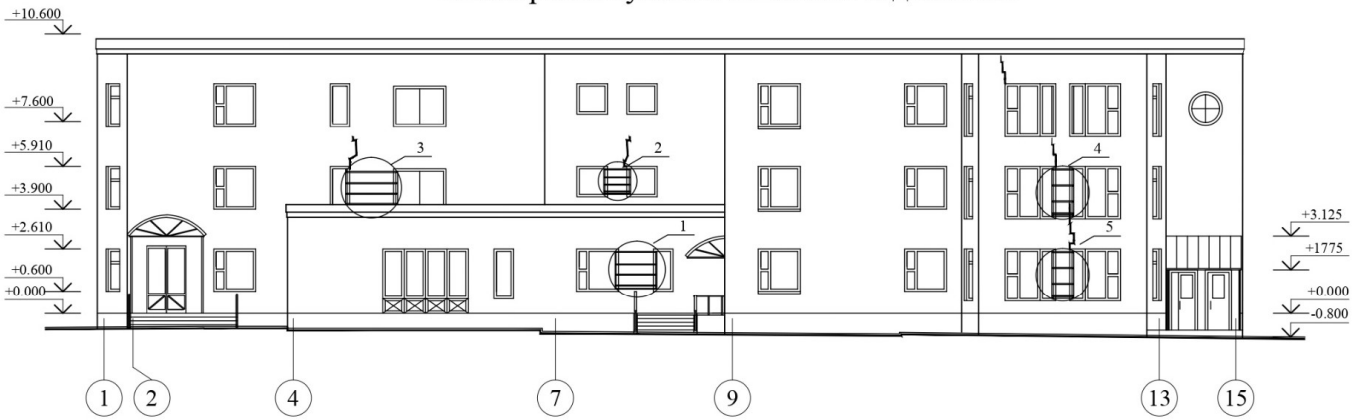


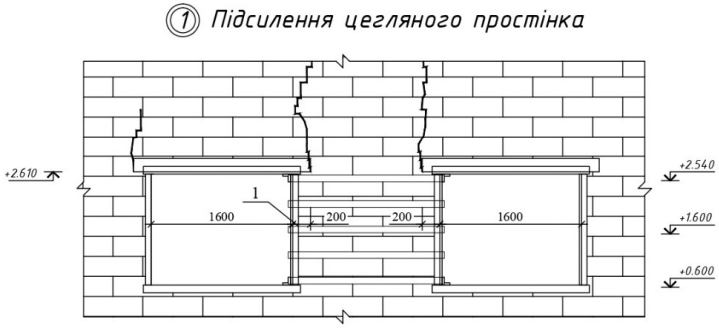
Наклеювання металевих листів або склотканини на полімеррозчині: 1 - плита, що під-силюється;
2 - захисно-конструкцій-ний полімеррозчин;
3 - листовий метал або склотканина

Підсилення залзобетонної плити стрічками фірми Sika

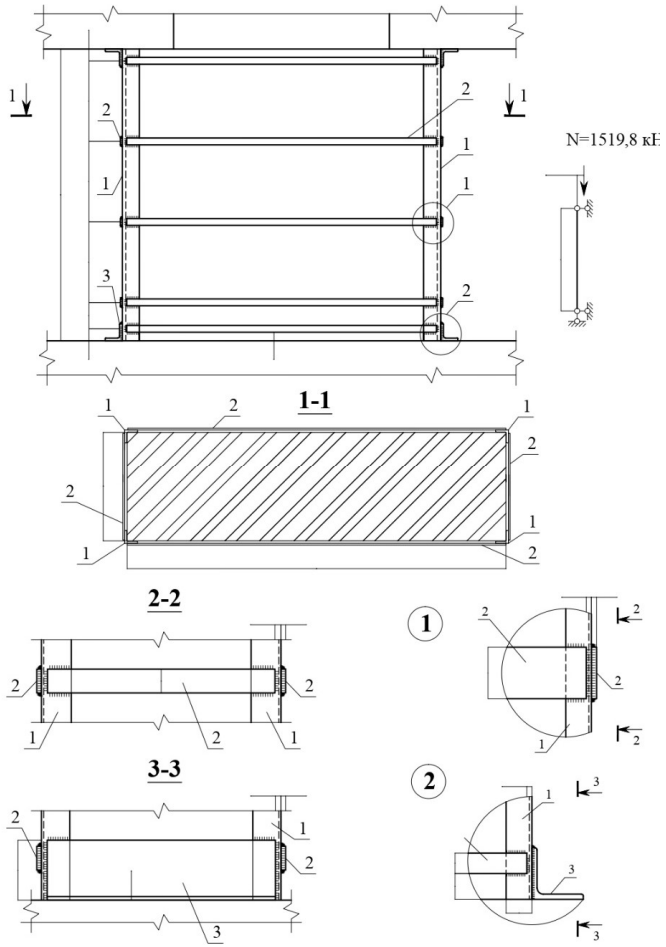
								2мБП. 9976667.МР	
Зм.	Кільк.	Арк.	Док	Підпис	Дата	Методи реконструкції та модернізації існуючого дошкільного фонду України			
Розробив		Маляренко						Стадія	Аркуш	Аркушів
Керівник		Галинська						МР	9	12
Консультант		Галинська				Підсилення багатопорожнинних залізобетонних плит			
Н.контроль		Семко						НУ "Полтавська політехніка" ім. Юрія Кондратюка	
Зав.кафедри		Семко							

Схема розташування елементів підсилення





Номер поз.	Позначення	Найменування	К-ть	Маса од. кг	Примітка
		Елементи підсилення			
1		ЕП-1	1	162,5	
2		ЕП-2	3	162,5	
3		ЕП-3	1	162,5	
4		ЕП-4	2	162,5	
5		ЕП-5	2	162,5	



Поз.	Позначення	Найменування	Кіл.	Маса од., кг	Примітки
		Обойма ЕП1			
		Деталі			
1		L 50×50×5ДСТУ 2251 l=1800	4	6,79	27,2 кг
2		Полоса $\frac{10\times5\ ДСТУ\ 4747}{Ст3\ ДСТУ\ 2651}$ l=370	14	7,51	105,1 кг
3		L100×100×10 ДСТУ 2251 l=500	4	7,55	30,2 кг
		Матеріали			
		Маса сталі			162,5 кг
		Клас СТ3			162,5 кг
		L100×100×10			30,2 кг
		L50×50×5			27,2 кг
		Полоса 10×5			105,1 кг
		Сітка штукатурна N10-1			10,0 м²
		Цементно -піщаний розчин			0,22 м³

1. Повздовжні кутики позиція (1) і опорні кутики (3) всьановити на шар цементного розчину марки М50.
2. Планки обойми (2) виконати попередньонапруженими для включення їх в роботу. Планки необхідно розігріти до температури 100-120° С і приварити до повздовжніх кутиків (1)
3. Повздовжні кутики обойми включити в роботу шляхом забивки металевих клинів в зазор між балками покриття і верхніми опорними кутиками (3) обойми
4. Висоту зварних швів прийняти 6мм.
5. Елементи обойми покрити цементно-піщаним розчином марки М50 по металевій сітці, товщина шару розчину 25мм.(на кресленні умовно не показано).

						2мБП. 9976667.МР
Зм.	Кільк.	Арк.	Док	Підпис	Дата	Методи реконструкції та модернізації існуючого дошкільного фонду України
Розробив		Маляренко				Стадія / Аркуш / Аркушів
Керівник		Галінська				МР / 10 / 12
Консультант		Галінська				
Н.контроль		Семко				Схеми підсилення
Зав.кафедри		Семко				НУ "Полтавська політехніка" ім. Юрія Кондратюка

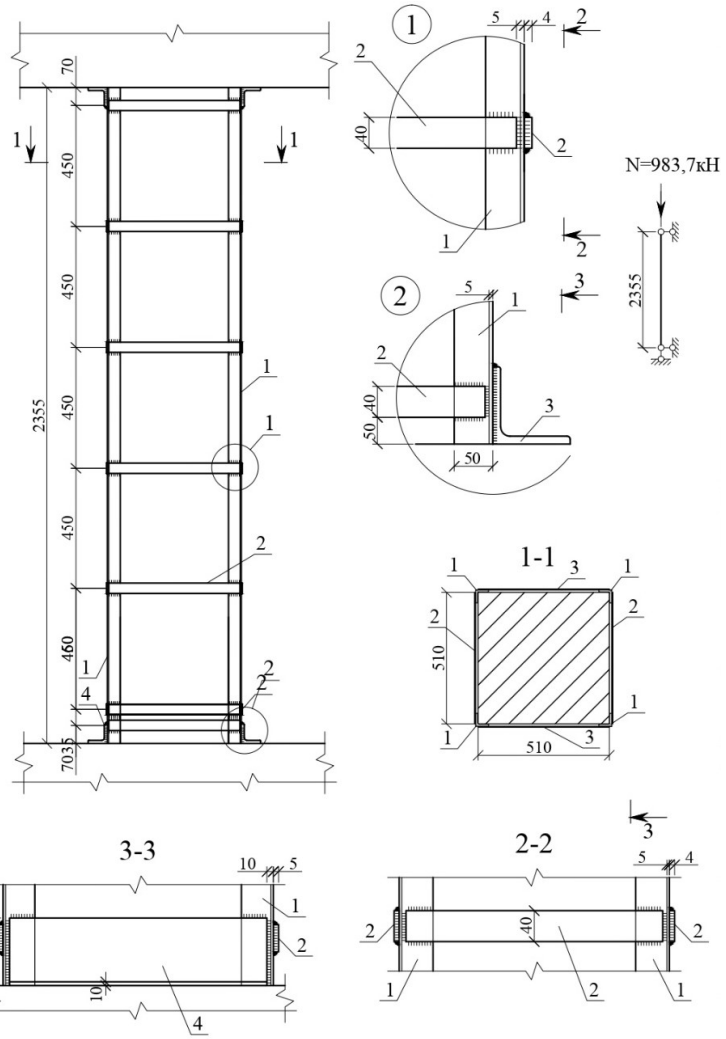
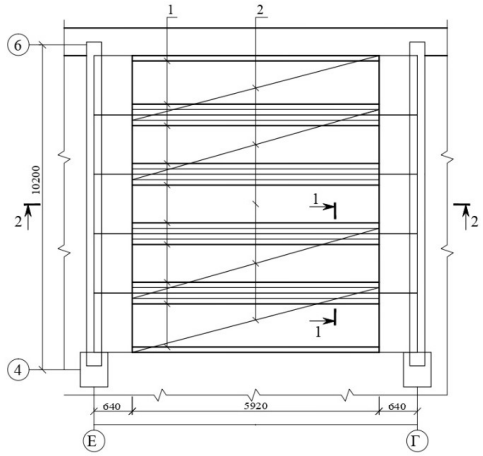
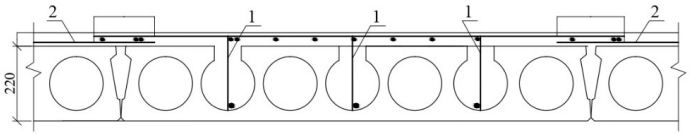
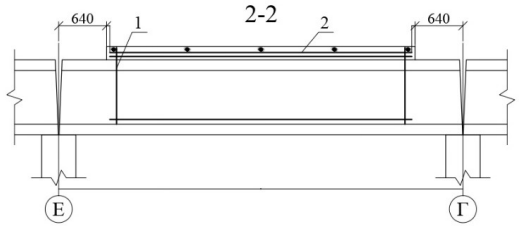


Схема армування підсилення плити КПП1







Поз.	Позначення	Найменування	кільк.	Маса од.кг	Примітка
		Обойма ЕП 6			
		Деталі			
1		L50x50x5 ДСТУ2251 l=2355	4	12,82	51,3кг
2		Полоса 4х40ДСТУ 4747 l=500 Ст3ДСТУ2651	14	0,63	8,82кг
3		Полоса 4х40 ДСТУ 4747 l=500 Ст3 ДСТУ2651	14	0,82	11,48кг
4		L100x100x10 ДСТУ2251 l=500	4	7,55	30,2кг
		Матеріали			
		Маса сталі		99,14	
		Класу сталі ДСТУ 2651		99,14	
		L 100x100x10		30,2	
		L 50x50x5		51,3	
		полоса 4х40		17,64	
		Сітка штукатурна №10-1			7,92м^3
		Цементно-піщаний розчин			0,196м^3

Поз.	Позначення	Найменування	Кіл.	Маса од. кг	Примітки
	Підсилення плити КПП1 - шт. 1				
		Складальні одиниці			
1	КПП1-10	Каркас плоский КР1	10	9,69	96,9
2	-20	Сітка арматурна С1	4	5,15	20,6
		Матеріали			
		Маса сталі		98,1	
		Класу А 240 С ДСТУ 3760		72,4	
		Ø20		72,4	
		Класу Вр-I ГОСТ 6727-80		25,7	
		Ø4		25,7	
		Бетон В25		0,8	
	ТУ фірми "Хенкель Баутехнік"	Грунтовка церезит СТ17		0,38	
		Суміш Церезит CD23		9,12	
		Суміш Церезит CD22		51,7	

1. Довжина набетонки плити встановлена у результаті порівняння епюри згинальних моментів від зовнішнього навантаження і епюри матеріалів підсиленої плити.
2. Для встановлення каркасів КР1 зробити прорізи у верхній полиці плити.
3. Перед укладанням бетону нарощування поверхню плити знепилити і зволожити.
4. Для сумісної роботи старого бетону з новим у місцях пошкоджень нижньої поверхні плит необхідно механічним способом (за допомогою електроперфоратора і металевої щітки) видалити бруд, продукти корозії арматури, бетон з пониженою міцністю. Поверхню знепилити продувкою стиснутого повітря.
5. На попередньо очищену поверхню нанести глибокопроникаючу грунтівку типу Церезит СТ17.
6. Відновлення нижньої частини плит розпочати з нанесенням жорсткою щіткою адгезійног шару (t=3 мм) із ремонтної суміші Церезит CD23.
7. Основний ремонтний шар з ремонтної суміші Церезит CD22 наносити шпателем на вологий (незатверділий) адгезійний шар.

1.Повздовжні кутики позиція (1) і опорні кутики (4) встановити на шар цементного розчину марки М25.

2.Планки обойми (2) виконати попередньонапруженими для включення їх в роботу . планки необхідно розігріти до температури 100-120° С і приварити до повздовжніх кутиків (1)

3.Повздовжні кутики обойми включити в роботу шляхом забивки металевих клинів в зазор між балками покриття і верхніми опорними кутиками (3) обойми

4. Висоту зварних швів прийняти 4 мм.

5.Елементи обойми покрити цементно - піщаним розчином марки М25 по металевій сітці, товщина шару розчину 25 мм.(на кресленні умовно не показано).

							2мБП. 9976667.МР	
Зм.	Кільк.	Арк.	Док	Підпис	Дата	Методи реконструкції та модернізації існуючого дошкільного фонду України		
Розробив		Маляренко					Стадія	Аркуш	Аркушів
Керівник		Галінська					МР	11	12
Консультант		Галінська				Схеми підсилення		
Н.контроль		Семко					НУ "Полтавська політехніка" ім. Юрія Кондратюка	
Зав.кафедри		Семко						

Загальні висновки

Капітальний ремонт будівель та споруд це ремонт з метою відновлення їх ресурсів з заміною за необхідністю конструктивних та огороджувальних елементів, систем інженерного обладнання, а також поліпшення їх експлуатаційних показників.

У будівлі школи мистецтв у м. Ірпінь наявні дефекти і пошкодження, котрі впливають на її несучу здатність і терміни подальшої надійної експлуатації. Серед сучасних методів відновлення експлуатаційної придатності цегляних будівель особливої уваги заслуговує підсилення композитними матеріалами.

В результаті аналізу з'ясовано, що вуглеволокно, котре є більш уживаним серед композитів, має суттєві переваги, а саме: значно менше співвідношення власної ваги до міцності (межа міцності при розтягуванні приблизно в 6 – 10 разів більша ніж у сталі); майже повна корозостійкість, відсутність обмежень за довжиною, спрощений, більш дешевий і швидкий монтаж, більша втомна міцність.

Розрахунок підсилення основних несучих конструкцій стрічками з вуглецевих волокон фірми Sika виконано в програмі FRP-Analysis фірми-виробника «Sika».

Оскільки, недоліками такого варіанту підсилення можна вважати роботу тільки на розтяг, розподіл навантаження тільки уздовж волокон, необхідність термічного захисту та високу вартість матеріалу, то було запропоновано та повністю розроблено також варіанти підсилення основних несучих конструкцій також традиційними способами.