

Міністерство освіти і науки України
Центральноукраїнський національний технічний університет
Кафедра будівельних, дорожніх машин і будівництва

“Затверджую”

Зав. кафедрою БДМБ
канд. техн. наук, професор
_____ Настоящий В.А.
“ ____ ” _____ 2022 р.

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА на тему

**“Дослідження деформативності дерев’яних балок
армованих арматурою”**

Виконав студент групи
БІ-21М
_____ Булуй В.П.
“ ____ ” _____ 2022 р.

Керівник проекту
канд. техн. наук, доцент
_____ Яцун В.В.
“ ____ ” _____ 2022 р.

КРОПИВНИЦЬКИЙ 2022

Центральноукраїнський національний технічний університет

(повне найменування вищого навчального закладу)

Інститут, факультет, відділення Факультет будівництва та транспорту

Кафедра, циклова комісія Будівельних, дорожніх машин і будівництва

Освітньо-кваліфікаційний рівень магістр

Напрямок підготовки 192 "Будівництво та цивільна інженерія"

(шифр і назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри, голова циклової комісії
к.т.н. проф. Настоящий В.А.

“ ” 2022 року

**З А В Д А Н Н Я
НА МАГІСТЕРСКУ РОБОТУ СТУДЕНТУ**

Булуй Вадиму Петровичу

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи

Дослідження деформативності дерев'яних балок армованих арматурою

керівник проекту (роботи) доцент Яцун В.В.

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

затверджені наказом вищого навчального закладу від “ ” 2022 р. №

2. Строк подання студентом роботи “ 1 ” грудня 2022 р.

3. Вихідні дані до роботи

1. Конструктивна схема : безкаркасна з повздовжніми та поперечними несучими стінами. 2. Висота поверху : 3,0 м. 3. Розміри будівлі в осях : 15,100х16,800 м. 4. Ступінь вогнестійкості : II. 5. Ступінь довговічності : II. 6. Фундаменти : монолітні стрічкові. 7. Стіни: цегляні : зовнішні 550мм (з внутрішнім утеплювачем 40мм), внутрішні 380 мм. 8. Покрівля : скатна, з металочерепиці .

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

1. Науково-дослідницький розділ. 2. Архітектурно-будівельний розділ.

3. Розрахунково-конструктивний розділ. 4. Організаційно-технологічний розділ.

5. Охорона праці.

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

1. Фасад 1-5, фасад 5-1, фасад А-Д, фасад Д-А – А4; 2. Генплан М-00; ситуаційний план; експлікація до генплану та ситуаційної схеми – А4; 3. План фундаментів, план першого та другого поверхів, план покрівлі – А4; 4. План перекриття, план крокв, розріз 2-2 – А4; 5. Плита перекриття ПК 55.15-8 серія 1. 141-1 – А4; 6. План, калькуляція трудових в затрат, лінійний графік виконання робіт, ТЕП, експлікація приміщень, відомість потреби в обладнанні, інструменті, інвентарю, Відомість потреби конструкціях виробів і матеріалах – А4; 7. Будгенплан. Експлікація до тимчасових будівель. ТЕП будгенплану. Умовні графічні позначення. – А4; 8. Календарний план. – А4; 9. Науково-дослідна частина – А4х5.

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Архітектурний	доцент Яцун В.В.		
Розрахунково-конструктивний	доцент Дарієнко В.В.		
Організаційно-технологічний	доцент Скриннік І.О.		
Охорона праці	доцент Дарієнко В.В.		

7. Дата видачі завдання 5.09.2022

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів магістерської роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1	Дослідження стану питання	10.09.-15.09.2022	
2	Створення методики проведення випробувань	15.09.-20.09.2022	
3	Проведення натурного експерименту	20.09.-25.09.2022	
4	Аналіз отриманих даних	25.09.-15.10.2022	
5	Розробка заходів з охорони праці	15.10.-18.10.2022	
6	Оформлення альбому документів	18.10.-20.11.2022	

Студент

(підпис)

Булуй В.П.

(прізвище та ініціали)

Керівник проекту (роботи)

(підпис)

Яцун В.В.

(прізвище та ініціали)

[illegible]

Формат	Зона	Позначення	Позначення	Найменування	Кількість	Примітки
				<u>Документація з</u>		
				<u>конструктивного розділу</u>		
				Знову розроблена		
A4			ДК 8. БК 01	Плита перекриття		
				ПК 55.15-8 серія 1. 141-1	1	
				<u>Документація з</u>		
				<u>організаційно –</u>		
				<u>технологічного розділу</u>		
				<u>Знову розроблена</u>		
A4			ДК 8. ОТР 01	План, калькуляція трудових в		
				затрат, лінійний графік		
				виконання робіт, ТЕП,		
				експлікація приміщень,		
				відомість потреби в		
				обладнанні, інструменті,		
				інвентарю, Відомість		
				потреби		
				конструкціях виробів і		
				матеріалах.	1	
A1			ДК 8. ОТР 02	Будженплан. Експлікація до		
				тимчасових будівель. ТЕП		
				будженплану. Умовні		
				графічні позначення.	1	
A1			ДК 8. ОТР 03	Календарний план.	1	
				ДК 8. МР		
Зм	Лист	№ документа	Підпис	Дата	Лист 2	

[illegible]

Анотація

Аналіз результатів наявних експериментальних і теоретичних досліджень міцності нормальних перерізів згинальних деревозалізобетонних елементів при різних режимах навантаження дозволяє дати загальну оцінку сучасного стану проблеми міцності деревозалізобетонних згинальних елементів.

Експериментально проблеми міцності нормальних перерізів деревозалізобетонних елементів, що згинаються, вивчені недостатньо. В окремих дослідженнях вивчені питання міцності лише за одноразових короткочасних статичних навантажень. Ці дослідження дозволили встановити основні закономірності руйнування, їхню залежність від конструктивних особливостей елемента.

В роботі виконано розробку та впровадження в практику проектування методів розрахунку міцності та малоциклової витривалості нормальних перерізів деревозалізобетонних елементів. При цьому враховується фізична нелінійність бетону та деревини, податливість з'єднання залізобетонної полиці з дерев'яною балкою при одноразовому короткочасному статичному та малоцикловому навантаженні, а також у зоні спільної дії згинальних моментів та поперечних сил.

Annotation

Аналіз результатів наявних експериментальних і теоретичних досліджень міцності нормальних перерізів згинальних деревозалізобетонних елементів при різних режимах навантаження дозволяє дати загальну оцінку сучасного стану проблеми міцності деревозалізобетонних згинальних елементів.

Експериментально проблеми міцності нормальних перерізів деревозалізобетонних елементів, що згинаються, вивчені недостатньо. В окремих дослідженнях вивчені питання міцності лише за одноразових короткочасних статичних навантажень. Ці дослідження дозволили встановити основні закономірності руйнування, їхню залежність від конструктивних особливостей елемента.

В роботі виконано розробку та впровадження в практику проектування методів розрахунку міцності та малоциклової витривалості нормальних перерізів деревозалізобетонних елементів. При цьому враховується фізична нелінійність бетону та деревини, податливість з'єднання залізобетонної полиці з дерев'яною балкою при одноразовому короткочасному статичному та малоцикловому навантаженні, а також у зоні спільної дії згинальних моментів та поперечних сил.

ЗМІСТ

Вступ

Науково-дослідницький розділ

1.1 Характеристика роботи	3
1.2 Теоретична частина	6
1.3 Експериментальна частина	11
Висновки	18

2. Архітектурно – будівельний розділ

2.1 Вихідні дані та характеристика будівлі	22
2.2 Генплан	23
2.3 Об'ємно-планувальне та архітектурно-конструктивне рішення	24

3. Розрахунково-конструктивний розділ

3.1 Розрахунок плити перекриття з круглими порожнинами ПК 54.15-8 серія 1. 141-1 вип. 63	26
---	----

4. Організаційно-будівельний розділ

3.1 Технологічна карта "Опорядження стін рідкими шпалерами"	37
3.2. Календарний план	40
3.3 Будівельний генеральний план	44

5. Охорона праці

5.1. Обґрунтування актуальності вирішення питань охорони праці в ході проектної розробки	48
5.2. Аналіз будівельного процесу з метою виявлення небезпечних та шкідливих виробничих факторів, небезпечних зон	49

Список використаних джерел	51
----------------------------	----

Додатки	53
---------	----

					ДК 8. ПЗ			
Зм.	Лист	№ докум.	Підпис	Дата	Дослідження деформативності дерев'яних балок армованих арматурою	Літера	Аркуш	Аркушів
Розробив	Булуй							
Керівник	Яцул							
						ЦНТУ зр. БІ 21М		
Н. контр.	Дарієнко							
Затвердив	Настоящий							

Вступ

Будівництво - це одна з найважливіших галузей народного господарства. Сьогодні будівельна індустрія – це мережа постійно діючих будівельно-монтажних організацій. З розвитком капітального будівництва тісно пов'язане освоєння і розширення старих промислових районів, створення нових міст, селищ. Кінцева продукція будівництва – будівлі і споруди, які служать людям довгі роки, задовольняючи їхні багатосторонні потреби.

Для проектування я обрав собі восьмикімнатний котедж. Процес будівництва даної будівлі є не складний, тому що район будівництва, даного котеджу, не є густо населений, і це не перешкоджає нормальному будівельному процесу. Особливим завданням даного проекту є правильно виконано: планування, розрахунки для будівельних конструкцій, які будуть потрібні під час будівництва об'єкта та оформлення зовнішнього вигляду і гармонійне поєднання з існуючими будівлями. Також на складність впливає необхідність підпорядкування планувальної структури до сучасних містобудівельних вимог, культури населення, питань естетики. Даний восьмикімнатний котедж призначений для проживання в ньому однієї сім'ї. Протягом будівництва було використано новітні технології по виконанню будівельних процесів фірми Ceresit та Knauf.

Були проведені наукові дослідження.

					ДК 8. ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

1.Науково-дослідницький розділ

1.1 Характеристика роботи

Актуальність теми. При реконструкції будівель і споруд встановлено, що дерев'яні балки перекриттів, що застосовувалися аж до 40-х-50-х років двадцятого століття, здебільшого не втратили несучої здатності, за винятком тих, що знаходилися в несприятливих температурних та вологих режимах.

При проектуванні деревозалізобетонних перекриттів використовувалися методи розрахунку залізобетонних конструкцій. Розрахунки виконувались у припущенні пружної роботи бетону та деревини, без урахування податливості з'єднання шарів.

У ранніх дослідженнях:

- було визначено основні закономірності руйнування, розвитку прогинів деревозалізобетонних елементів при одноразових короткочасних статичних навантаженнях;

- запропоновано методи розрахунку міцності нормальних перерізів із припущення пружного деформування матеріалів.

Проблеми міцності нормальних перерізів при циклічних, тривалих статичних навантаженнях, у зоні спільної дії згинальних моментів та поперечних сил експериментально не вивчені. Їхній детальний розгляд дозволив обґрунтувати напрями подальших досліджень.

Мета полягає у розробці та впровадженні в практику проектування методів розрахунку міцності та малоциклової витривалості нормальних перерізів деревозалізобетонних елементів. При цьому враховується фізична нелінійність бетону та деревини, податливість з'єднання залізобетонної полиці з дерев'яною балкою при одноразовому короткочасному статичному та малоцикловому навантаженні, а також у зоні спільної дії згинальних моментів та поперечних сил.

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ док.	Підпис	Дата		

Відповідно до поставленої мети основними завданнями дослідження є:

-вивчення особливості напружено-деформованого стану, зміни міцності та малоциклової витривалості нормальних перерізів деревозалізобетонних згинальних елементів при дії статичних та малоциклових навантажень, у зоні спільної дії згинальних моментів та поперечних сил, з урахуванням фізичної нелінійності бетону та деревини, податливості з'єднання;

-проведення експериментальних досліджень міцності та малоциклової витривалості нормальних перерізів деревозалізобетонних елементів, що згинаються;

-розробка методів розрахунку міцності та малоциклової витривалості нормальних перерізів деревозалізобетонних згинальних елементів при одноразовому короткочасному статичному та малоцикловому навантаженні, у зоні спільної дії згинальних моментів та поперечних сил, з урахуванням фізичної нелінійності бетону та деревини, податливості з'єднання шарів;

- зіставлення результатів експериментальних та теоретичних досліджень, оцінка достовірності запропонованих методів розрахунку

Наукову новизну складають:

- аналітичні залежності для визначення зсувних зусиль по площині сполучення залізобетонної полиці та дерев'яної балки в зоні чистого вигину з урахуванням податливості зсувних зв'язків при одноразовому короткочасному статичному та малоцикловому навантаженні;

- аналітичні залежності для визначення граничної зсувної сили, що сприймається зв'язками зсуву в площині контакту між залізобетонною полицею та дерев'яною балкою при одноразовому короткочасному статичному та малоцикловому навантаженні;

- деформаційні методи розрахунку міцності та малоциклової витривалості нормальних перерізів деревозалізобетонних згинальних елементів на основі аналітичних діаграм деформування бетону, сталі та

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ докum.	Підпис	Дата		

деревини при жорсткому з'єднанні та з урахуванням податливості з'єднання залізобетонної полиці з дерев'яною балкою;

- спрощені методи розрахунку міцності та малоциклової витривалості нормальних перерізів деревозалізобетонних згинальних елементів при жорсткому з'єднанні та з урахуванням податливості з'єднання залізобетонної полиці з дерев'яною балкою;

- отримані експериментальні дані про характер руйнування деревозалізобетонних балок, про розвиток в них прогинів та деформацій бетону та деревини при одноразовому короткочасному статичному та малоцикловому навантаженні.

Практична значимість роботи визначається рішенням у рамках роботи великої проблеми, що має народногосподарське значення, як у галузі реконструкції історичних будівель - пам'яток архітектури, так і в галузі теорії архітектурних та будівельних наук.

Розроблено методи розрахунку міцності та витривалості нормальних перерізів деревозалізобетонних згинальних елементів при одноразовому короткочасному статичному та малоцикловому навантаженні, методи розрахунку міцності деревозалізобетонних згинальних елементів у зоні спільної дії згинальних моментів і поперечних сил без урахування податливості з'єднання) залізобетонної полиці та дерев'яної балки.

Розроблені методи розрахунку міцності та витривалості деревозалізобетонних згинальних елементів за різних умов навантаження, без урахування податливості та з урахуванням податливості з'єднання залізобетонної полиці та дерев'яної балки дозволяють значно підвищити надійність складових конструкцій, їх розрахункову несучу здатність, отримати найбільш економічні, науково обґрунтовані конструктиви.

Достовірність результатів роботи. Представлені в роботі завдання вирішувалися на основі фізичних експериментів, що проводяться у заводських умовах, а також на основі теоретичних досліджень з використанням досягнутих результатів у галузі теорії та практики фізико-

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ докum.	Підпис	Дата		

математичного моделювання складових деревозалізобетонних конструкцій у різний період часу. Достовірність досліджень досягнуто з використанням чинного обладнання технічного контролю підприємств будівельної індустрії та сучасної вимірювальної апаратури, що забезпечують задану точність вимірювань при випробуваннях. Достовірність результатів досліджень, встановлених залежностей, методів розрахунку, розрахункових моделей підтверджується зіставленням дослідних та розрахункових величин.

1.2 Теретична частина

Виконано аналітичний огляд раніше проведених досліджень, у яких встановлено основні закономірності руйнування, розвитку прогинів, їхню залежність від конструктивних особливостей деревозалізобетонних елементів, запропоновано низку практичних методів розрахунку міцності нормальних перерізів.

Аналіз результатів наявних експериментальних і теоретичних досліджень міцності нормальних перерізів згинальних деревозалізобетонних елементів при різних режимах навантаження дозволяє дати загальну оцінку сучасного стану проблеми міцності деревозалізобетонних згинальних елементів.

Експериментально проблеми міцності нормальних перерізів деревозалізобетонних елементів, що згинаються, вивчені недостатньо. В окремих дослідженнях вивчені питання міцності лише за одноразових короткочасних статичних навантажень. Ці дослідження дозволили встановити основні закономірності руйнування, їхню залежність від конструктивних особливостей елемента.

Проблеми міцності нормальних перерізів при тривалих статичних, циклічних навантаженнях, міцності в зоні спільної дії згинальних моментів та поперечних сил експериментально не були вивчені. Їхній детальний розгляд дозволив обґрунтувати напрями подальших досліджень.

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ докum.	Підпис	Дата		

Теоретичний аналіз, який показує, що напружено-деформований стан у нормальному перерізі деревозалізобетонного елемента крім міцнісних та деформативних властивостей матеріалів залежить від ступеня спільного деформування бетону та деревини у площині сполучення. У деревозалізобетонних конструкціях в єдиному перерізі спільно деформуються матеріали з різними властивостями міцності і деформації в пов'язаних умовах:

а) вільні деформації монолітного бетону стримуються арматурними сітками, деревиною полиці та несучого бруса;

б) вільному деформуванню дерев'яного несучого бруса перешкоджають монолітний бетон і арматура.

В результаті між бетоном та деревиною, а також бетоном, деревиною та арматурою, у нормальному перерізі деревозалізобетонного елемента виникає складний напружений стан.

На рівні контактної поверхні бетону та деревини є стрибок в епюрі нормальних напруг по висоті перерізу, спричинений різницею деформативних властивостей матеріалів.

При деформуванні деревозалізобетонної конструкції в контактному шві між залізобетонною плитою і дерев'яною основою в кожному перерізі виникають зусилля зсуву. При дії даних зсувних зусиль, віднесених до одиниці довжини відбувається зрушення в контактному шві кожної точки залізобетонної плити щодо відповідної точки дерев'яного бруса або основи.

Величина зсуву в кожному перерізі залежить від положення розглянутого перерізу вздовж осі деревозалізобетонного елемента

Зі збільшенням податливості з'єднання зменшується стрибок напруги на рівні площини сполучення, але одночасно збільшуються напруги в монолітному бетоні і в деревині, а в деяких випадках з'являються дві нейтральні осі, дві стислі і дві розтягнуті зони. Цей фактор є несприятливим, так як призводить до зменшення граничної несучої здатності

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ док.	Підпис	Дата		

деревоаліобетонного елемента по нормальному перерізу в порівнянні з «жорстким» об'єднанням шарів бетону та деревини.

Несуча здатність з'єднання визначається з усіх видів напруженого стану і при конструюванні приймається найменшою.

Нормування розстановки цвяхів виключає руйнування з'єднання як сколювання і розколювання. Мінімальна відстань між осями цвяхів визначається діаметром цвяхів. Несуча здатність з'єднання визначається з умов вигину цвяха, зминання деревини та зминання бетону.

Напружено-деформований стан і міцність деревоаліобетонних елементів, що згинаються в зоні спільної дії згинальних моментів і поперечних сил, поряд з міцнісними і деформативними характеристиками матеріалів, компонування перерізу, істотно залежить від податливості з'єднання між бетоном і деревиною, що враховується при розробці методів розрахунку.

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ док.	Підпис	Дата		

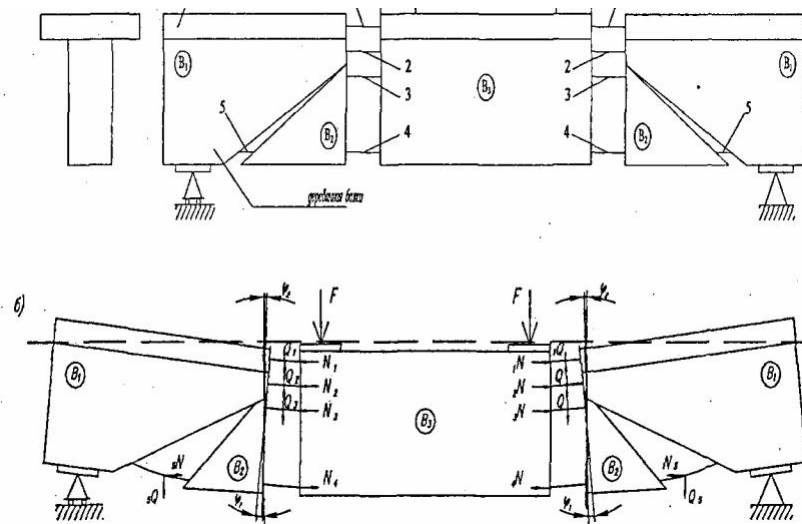


Рис.1. Фізична модель (а) та кінематична схема (б) деформування балок, що руйнуються при роздробленні бетону над критичною похилою тріщиною.

- зв'язок 1 - бетон стиснутої зони над вершиною критичної похилої тріщини;
- зв'язку 2,3 - деревина стиснутої зони над та під вершиною критичної похилої тріщини;
- зв'язок 4 і 5 - деревина у місцях її перетину, відповідно, нормальною та критичною похилою тріщинами.

При цьому розглядається деревозалізобетонна складова балка, що руйнується за перерізом з утворенням похилої тріщини в дерев'яній балці, з подальшим роздробленням бетонної полиці при жорсткому поєднанні шарів і з урахуванням податливості з'єднання шарів. Враховуючи наявність зон концентрації деформацій бетону плити та деревини балки поблизу вершини критичної похилої тріщини, у деревині балки по всій траєкторії критичної похилої тріщини, для розробки розрахункової моделі використовується дисково-зв'язкова система та кінематична схема деформування балок.

Наведена дисково-зв'язкова система (рис.1) приймається як фізична модель елемента.

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ док.	Підпис	Дата		

Формування системи відбувається в процесі навантаження, спочатку з утворення нормальних тріщин наприкінці прольоту зрізу (стадія II напружено-деформованого стану), виділення блоку В3, зв'язку 4 та у завершенні утворенням критичної похилої тріщини (стадія III НДС), виділенням блоків В1, В2 та зв'язків 1, 2, 3, 5. Надалі сприйняття зовнішнього навантаження відбувається з допомогою роботи зв'язків, а процес деформування системи описується переміщеннями блоків і деформаціями зв'язків. Враховуючи фактичний розподіл деформацій бетону та деревини, в рамках фізичної моделі деформаціями блоків можна знехтувати та вважати їх абсолютно жорсткими.

На основі розглянутої фізичної моделі для розрахунку міцності деревозалізобетонного елемента в зоні спільної дії згинальних моментів і поперечних сил приймається розрахункова модель. При цьому залежно від механічних властивостей матеріалів та компонування складеного перерізу розглядається два розрахункові випадки. У першому розрахунковому випадку висота стиснутої зони в похилому перерізі менше висоти стиснутої зони нормального перерізу, тобто. $x < x_0$, тоді як у другому випадку $x > x_0$.

Зусилля, що діють у дисково-зв'язковій системі, відповідають внутрішнім зусиллям в елементі, а саме осьові та зсувні зусилля у зв'язках 1, 2, 3 - $N_j, Q_i; N_2, Q_2; N_3, Q_3$ - поздовжнім та поперечним зусиллям у бетоні стиснутої зони нормального перерізу над вершиною похилої тріщини.

При оцінці міцності деревозалізобетонного елемента в зоні спільної дії згинальних моментів та поперечних сил у стислій зоні у розрахунок вводиться еквівалентний наведений бетон з міцнісними та деформативними характеристиками, що залежать від міцності складових матеріалів (бетону та деревини), геометрії та компонування складеного перерізу.

Внутрішні зусилля у деревині над вершиною похилої тріщини визначаються з тих самих передумов, які були розглянуті вище для бетону над вершиною похилої тріщини.

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ док.	Підпис	Дата		

Для випадків, коли податливість з'єднання між шарами незначна, у роботі запропоновано метод розрахунку при жорсткому поєднанні шарів. Порівняння результатів розрахунку пропонуваним методом з урахуванням податливості з'єднання шарів з результатами експериментальних досліджень показали задовільну збіжність.

1.3 Експериментальна частина

Для обґрунтування гіпотез, покладених в основу розрахункових моделей з оцінки міцності та витривалості нормальних перерізів деревозалізобетонних згинальних елементів при одноразовому короткочасному статичному, малоциклового навантаженні, за оцінкою міцності в зоні спільної дії згинальних моментів і поперечних сил, а також для перевірки точності та надійності інженерних розрахунків

проведено експериментальні дослідження 18 зразків деревозалізобетонних конструкцій: фрагмента деревозалізобетонного перекриття, деревозалізобетонних балок таврового поперечного перерізу, деревозалізобетонних плит та призм. Для зразків використовувалися найбільш поширені класи бетонів та види деревини. Конструкції дослідних

зразків деревозалізобетонних балок за параметрами M і b/h , армування, геометричні розміри моделей балок прийняті з урахуванням специфіки реальних елементів деревозалізобетонних перекриттів будівель, а також технічні можливості для випробувань. Для зразків використовувалась деревина хвойної породи - сосна вікових груп 60 років та 1 рік.

Дерев'яні балки перетином 150x150 мм розташовувалися з кроком 1500 мм, висота бетонної плити 50мм.

Дослідні деревозалізобетонні балки таврового поперечного перерізу з розмірами: довжиною - 2000 мм (при одноразовому короткочасному статичному навантаженні), 1800 мм (при малоциклового навантаженні та випробуванні у зоні спільної дії згинальних моментів та поперечних сил),

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ док.	Підпис	Дата		

шириною ребра 150-190мм для випадків випробування балок у зоні спільної дії згинальних моментів та поперечних сил, висотою бетонної плити 50мм.

Дослідні балки та плити виконані з горизонтальним розташуванням шва (контакту) між бетоном та деревиною. Спільна робота бетону та деревини у дослідних зразках забезпечена сталевими цвяхами 2,5/50 мм та 4/60 мм, вбитими у дощатий настил та верхню контактну площину дерев'яної балки у попередньо висвердлені отвори $0.9 \cdot d$ цвяха. Зразки відрізнялися діаметром, кроком забивання сталевих цвяхів та віком деревини, що застосовується.

Для визначення міцності сполучення бетону та деревини були виготовлені дослідні деревобетонні складові призми розмірами: шириною – 100 мм, товщиною бетонної складової – 50 мм, товщиною дерев'яної складової – 40 мм, робочою довжиною – 450 мм, загальною довжиною – 500 мм.

Дослідний фрагмент деревозалізобетонного перекриття зазнавав рівномірно розподіленого короткочасного статичного навантаження до фізичного руйнування з метою встановлення характеру руйнування та деформування системи в цілому та її окремих елементів, закономірностей розвитку прогинів, деформацій бетону та деревини. Фрагмент зруйнувався внаслідок досягнення напруги в розтягнутій зоні середньої дерев'яної балки. Руйнування дерев'яної несучої балки відбувалося за нормальним перерізом у зоні дії максимальних згинальних моментів при значенні згинального моменту $M=3883,75$ кГс.м. У стадії руйнування прогин (деформація) середньої балки фрагмента досяг значних розмірів (до 188 мм). У той же час напруги та деформації в залізобетонній плиті, крайніх несучих дерев'яних балках фрагмента були значно меншими за граничні, пошкоджень у них при фізичному руйнуванні середньої несучої балки візуально не зафіксовано. На всіх етапах навантаження, включаючи стадію руйнування, дерев'яні несучі балки і залізобетонна плита деформувалися як єдине ціле, візуально не було виявлено ознак зсуву по контактній поверхні між плитою і балками. Зі

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ док.	Підпис	Дата		

зняттям зовнішнього навантаження, пружно деформована залізобетонна плита прийняла початкове положення, за рахунок енергії пружної деформації бетону та арматури. Несуча здатність середньої несучої балки дослідного фрагмента за нормальним перерізом була більшою несучої здатності самостійних деревозалізобетонних балок таврового поперечного перерізу.

Аналіз закономірностей розвитку деформацій показує, що залізобетонна плита і дерев'яні несучі балки фрагмента спільно деформуються у складі єдиної просторової системи та для окремих складових перерізів у характерних зонах по довжині несучих деревозалізобетонних балок дотримується гіпотеза плоских перерізів на всіх рівнях навантаження.

Випробування деревозалізобетонних елементів, що згинаються (балки таврового поперечного перерізу і плити прямокутного перерізу) проведені на випробувальній машині П-125. Дослідні згинальні елементи з розрахунковим прольотом балок 1800 мм, плит 1300 мм, навантажені в третинах прольоту двома зосередженими силами, випробувані, як балки, що вільно спираються, одноразовим короткочасним статичним навантаженням до повного фізичного руйнування з метою встановлення характеру руйнування і встановлення деревини при їхньому спільному деформуванні в єдиному складеному перерізі.

Всі дослідні зразки деревозалізобетонних балок та плит зруйнувалися за нормальним перерізом у зоні чистого вигину після досягнення напруги у розтягнутій зоні деревини межі міцності. У стиснутій зоні залізобетонної полиці у всіх зразках напруги не досягли граничних, візуально пошкодження не виявлено виключно до повного руйнування. Руйнування дерев'яних елементів дослідних деревозалізобетонних зразків (балок, плит) починалося з розриву волокон на розтягнутій грані, і спочатку ці розриви мали невелику глибину. Тріщини (зони розриву) у розтягнутій грані деревини виникли у місцях дефектів структури матеріалу, зі зростанням навантаження, набули розвитку по ширині, довжині зони чистого вигину вздовж волокон структури

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ док.	Підпис	Дата		

деревини. При подальшому незначному збільшенні навантаження зони розриву (тріщини) поширювалися по висоті перерізу дерев'яних елементів. Характер руйнування деревини залежить від форми дефекту (косошар, сучки, ін.).

При вивченні міцності деревозалізобетонних згинальних елементів у зоні спільної дії згинальних моментів і поперечних сил як зразки було виготовлено 24 деревозалізобетонні балки та 8 деревобетонних призм. Результати досліджень показали, що міцність деревозалізобетонних елементів, що згинаються в зоні спільної дії згинальних моментів і поперечних сил зі збільшенням податливості шва контакту зменшується. При проведенні експериментальних досліджень вивчався розвиток деформацій і прогинів.

Деформації матеріалів розвиваються з різною інтенсивністю протягом усього випробування деревозалізобетонних конструкцій. У початкових етапах навантаження, коли рівень навантаження не перевищує $0,3 Q_{ui}$, ступінь податливості контакту невелик і бетон і деревина деформуються спільно в перерізі.

При подальшому збільшенні рівня навантаження, ступінь податливості шва - контакту збільшується і тому деформації бетону і деревини на рівні контакту починають відрізнятися один від одного і в якийсь момент у межах складеного перерізу з'являються дві стислі і дві розтягнуті зони. Однак, незважаючи на це, повного порушення спільної роботи бетону та деревини не відбувається. На стадії повного фізичного руйнування деформації стиснутої зони бетону не досягали свого граничного значення. Внаслідок того, що руйнування деревозалізобетонних елементів, що згинаються, відбувалося по деревині балки, деформації розтягнутої зони деревини були більші ніж деформації бетону. Випробовувані деревозалізобетонні балки зруйнувалися по похилому перерізу в зоні дії згинальних моментів і поперечних сил внаслідок досягнення головними розтягуючими напругами в розтягнутій зоні дерев'яних брусків. Коли решти

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ док.	Підпис	Дата		

непошкодженої деревини розтягнутої зони ставало недостатньо для сприйняття зусиль від зовнішнього навантаження, при цьому тріщина в дерев'яному брусі змінювала напрямок до точки докладання сили.

Результати випробувань деревозалізобетонних плит показують, що їхня здатність значною мірою залежить від відстані між сталевими цвяхами в зоні чистого вигину. Незважаючи на те, що всі серії деревозалізобетонних плит мали однакові розміри поперечного перерізу, однакові властивості міцності бетону і деревини, елементи серії з кроком сталевих цвяхів в зоні чистого вигину $S=100\text{М}$ мали меншу міцність. Отже, несуча здатність деревозалізобетонних плит залежить не тільки від компонування складеного перерізу, а й від кроку сталевих цвяхів у зоні чистого вигину. Порівняння досліджених значень несучої здатності показує, що зі збільшенням кроку сталевих цвяхів з 50 мм до 100мм зменшується міцність деревозалізобетонних плит за нормальним перерізом. Закономірності розвитку деформацій бетону та деревини за висотою складового перерізу залежать від кроку сталевих цвяхів у зоні сполучення бетонної частини з дерев'яною дошкою та, як наслідок, від ступеня податливості шва-контакту. Закономірності розвитку прогинів дослідних зразків деревозалізобетонних плит також залежать від кроку сталевих цвяхів у зоні сполучення бетонної плити та дерев'яної доски та, як наслідок, від ступеня податливості шва контакту. У всіх випробуваних зразках відбувалося збільшення прогинів при зростанні рівня навантаження, причому інтенсивність їх розвитку була різною на різних етапах навантаження.

Оцінка впливу малоциклового навантаження проводилася шляхом порівняння несучої здатності досліджуваного зразка при повторному навантаженні з її статичною несучою здатністю. З цією метою перед випробуванням на витривалість один зразок з кожної серії випробовувався на дію статичного навантаження. Виходячи з величин руйнівного статичного навантаження призначалися максимальні та мінімальні навантаження циклу. Деформації з різною інтенсивністю розвивалися протягом випробувань. При

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ док.	Підпис	Дата		

високих рівнях максимального навантаження циклу внаслідок того, що вже при перших навантаженнях досягаються значні деформації бетону, подальші повторні навантаження не викликають їх помітного збільшення. Однак при низьких і середніх значеннях максимального навантаження повторне застосування навантаження призводить до значного їх зростання. Відзначено, що на стадії повного фізичного руйнування дослідного зразка деформації стисненого бетону не досягли свого граничного значення. Руйнування сталося з деревини, т.к. деформації розтягнутої зони складового елемента значно перевищують дані параметри по бетону. При перших циклах навантаження деформації деревини досягли найбільших значень, за подальшого збільшення числа циклів їх значення зменшилися. Всі дослідні зразки деревозалізобетонних елементів, що згинаються, зруйнувалися за нормальним перерізом внаслідок досягнення напруги в розтягнутій зоні. Слід зазначити, що у всіх випробуваних зразках напруги в стиснутій зоні бетону були значно меншими за граничні. Результати досліджень показали, що витривалість деревозалізобетонних конструкцій із збільшенням податливості шва-контакту зменшується.

Експериментальний матеріал представлений у вигляді графіків та таблиць розвитку прогинів, деформацій бетону та деревини, схем розвитку тріщин та руйнування (додатки).

Пропоновані методи були використані при розрахунку міцності та малоциклової витривалості нормальних перерізів деревозалізобетонних елементів, випробуваних мною та іншими дослідниками. У розглянутих дослідженнях у широкому діапазоні варіювалися геометрія перерізів, міцність бетону та деревини, кількість та вид зв'язків між бетоном та деревиною.

Про ефективність запропонованих методів можна судити за результатами статичної обробки (додатки).

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ док.	Підпис	Дата		

Аналогічні методи були використані при розрахунку малоциклової витривалості нормальних перерізів деревозалізобетонних балок та плит. Про ефективність запропонованих методів можна судити за результатами аналітичної обробки (додатки).

Дані методи використані при розрахунку міцності деревозалізобетонних балок у зоні спільної дії згинальних моментів та поперечних сил, випробуваних автором. У розглянутих дослідженнях у широкому діапазоні варіювалися кількість та вид зв'язків між бетоном та деревиною, а також вік деревини.

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ докum.	Підпис	Дата		

Висновки

1. Зсувні зусилля по площині сполучення залізобетону і деревини в зоні дії максимальних згинальних моментів визначаються з урахуванням податливості з'єднання шарів, що дозволяє більш точно оцінювати міцність нормальних перерізів згинальних деревозалізобетонних елементів.

2. Розроблено деформаційні методи розрахунку міцності та малоциклової витривалості нормальних перерізів деревозалізобетонних згинальних елементів на основі аналітичних трансформованих діаграм деформування бетону, сталі та деревини, реальних режимів деформування матеріалів у складі конструкції та податливості з'єднання шарів залізобетону та деревини. Такий підхід дозволяє з єдиних позицій розраховувати міцність та малоциклову витривалість та прогини конструкцій при статичних та малоциклових навантаженнях. Викладений метод розрахунку дозволяє з високою точністю оцінити напружено-деформований стан, міцність та малоциклову витривалість нормальних перерізів на всіх стадіях.

3. У роботі запропоновано методику трансформування вихідних діаграм деформування деревини для врахування впливу циклічного навантаження та його режимів. Використання запропонованого способу трансформування діаграм деформування деревини дозволяє більш точно оцінювати малоциклову витривалість нормальних перерізів деревозалізобетонних елементів, що згинаються.

4. Розроблено спрощені методи розрахунку міцності та малоциклової витривалості нормальних перерізів деревозалізобетонних згинальних елементів при статичному та малоцикловому навантаженні, що враховують фізичну нелінійність бетону та деревини, податливість з'єднання шарів залізобетону та деревини у реальному їх режимі. Трудомісткість менша порівняно з деформаційним методом, що дозволяє аналізувати зміну всіх основних параметрів (середнє математичне очікування 0.928; коефіцієнт варіації 0.146 за малоциклових навантажень).

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ док.	Підпис	Дата		

5. Виконані експериментальні дослідження міцності та малоциклової витривалості деревозалізобетонних згинальних елементів з метою обґрунтування гіпотез, покладених в основу розрахункових моделей з оцінки міцності та витривалості нормальних перерізів при статичному та малоцикловому навантаженні, а також для перевірки точності та надійності інженерних методів розрахунку. Результати досліджень показали, що при статичному та малоцикловому навантаженні всі дослідні зразки зруйнувалися за нормальним перерізом внаслідок досягнення напруги в розтягнутій зоні дерев'яних балок. Тріщини (зони розриву) у розтягнутій грані дерев'яних балок утворилися, в основному, у місцях дефектів структури матеріалу і потім поширювалися по ширині та висоті перерізу елементів і призводили до остаточного фізичного руйнування дослідних деревозалізобетонних балок та плит. Закономірності розвитку прогинів, повних і залишкових деформацій бетону і деревини залізобетонних згинальних елементів залежать від діаметра і кроку сталевих цвяхів у площині сполучення залізобетону і деревини і, як наслідок, від ступеня податливості з'єднання шарів. При статичному та малоцикловому навантаженні відбувається зміна деформацій бетону стиснутої зони та розтягнутої зони деревини балок та плит. Деформації з різною інтенсивністю розвиваються протягом усього випробування, найбільш помітні зміни відбуваються у початковий період навантаження. Випробування дозволили встановити, що збільшення податливості з'єднання призводить до збільшення деформацій бетону, деревини та прогинів, до зміни закону розподілу деформацій за висотою перерізу, а також до зниження міцності та витривалості дослідних деревозалізобетонних елементів при статичному та малоцикловому навантаженні.

6. Результати розрахунків за запропонованими методами задовільно узгоджуються з експериментальними даними. Їх достовірність і надійність підтверджуються даними випробувань 14 деревозалізобетонних елементів, що згинаються на статичне навантаження і малоциклову витривалість, що

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ док.	Підпис	Дата		

відрізняються розмірами, конструкцією з'єднання шарів залізобетону і деревини.

7. Виконані експериментальні дослідження міцності деревозалізобетонних згинальних елементів з метою обґрунтування гіпотез, покладених в основу розрахункових моделей з оцінки міцності деревозалізобетонних елементів, що згинаються в зоні спільної дії згинальних моментів і поперечних сил, а також для перевірки точності та надійності методів розрахунку. Результати досліджень показали, що при одноразовому короткочасному статичному навантаженні дослідні зразки зруйнувалися по похилому перерізу внаслідок досягнення напруги. Тріщини (зони розриву) у розтягнутій грані дерев'яних елементів утворилися, в основному, у місцях дефектів структури матеріалу, у міру зростання статичного навантаження, поширювалися по ширині та висоті перерізу елементів і призвели до остаточного фізичного руйнування дослідчених деревозалізобетонних балок та плит. Закономірності розвитку прогинів, деформацій бетону та деревини деревозалізобетонних згинальних елементів у зоні спільної дії згинальних моментів та поперечних сил залежать від діаметра та кроку сталевих цвяхів у площині сполучення залізобетону та деревини та, як наслідок, від ступеня податливості з'єднання шарів. Випробування дозволили встановити, що збільшення податливості з'єднання призводить до збільшення деформацій бетону, деревини та прогинів, зміни закону розподілу деформацій по висоті перерізу, а також до зниження несучої здатності дослідних деревозалізобетонних елементів.

8. Результати розрахунків за запропонованим методом розрахунку міцності деревозалізобетонних згинальних елементів у зоні спільної дії згинальних моментів та поперечних сил з урахуванням податливості з'єднання шарів задовільно узгоджуються з даними проведених експериментальних досліджень. Їх достовірність і надійність підтверджуються даними випробувань 32 деревозалізобетонних елементів,

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ док.	Підпис	Дата		

що відрізняються конструкцією з'єднання шарів залізобетону і деревини, геометричними розмірами, а також віком деревини.

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ докum.	Підпис	Дата		

2. Архітектурно-будівельна частина

2.1. Вихідні дані та характеристика будівлі

Грунти : відносяться до II-гої категорії, стиснення яких завершується з закінченням будівництва.

Температура : більш холодної п'ятиденк -20°C

Снігове навантаження : 50 кгс/м^2

Глибина промерзання ґрунту : 90 см

Вітрове навантаження : 38 кгс/м^2

Конструктивна схема будівлі : безкаркасна з повздовжніми і поперечними несучими стінами.

Висота поверху : 3,0 м

Розміри будівлі в осях : 15,100х16,800 м

Ступінь вогнестійкості : II

Ступінь довговічності : II

Фундаменти : монолітні стрічкові

Стіни: цегляні : зовнішні 550мм (з внутрішнім утеплювачем 40мм)
: внутрішні 380 мм.

Перегородки : цегляні 120 мм

Перекриття : перекриття 1-го поверху- залізобетонні пустотні плити товщиною 220мм. Перекриття 2-го поверху- дерев'яні балки

Покриття : скатне, похилі крокви із пиломатеріалов, поверх яких влаштовуються покриття з металочерепиці .

Підлоги : з ламінату, чи керамічної плитки по технології Ceresit, бетонна та чорнова горища.

Двері : дерев'яні фільончаті (спецзамовлення).

Вікна : металопластикові (спецзамовлення).

Внутрішнє оздоблення : поліпшена штукатурка, пофарбування водоемульсійними фарбами, шпатлівка, облицювання керамічною плиткою-ГКЛ.

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ док.м.	Підпис	Дата		

Зовнішнє оздоблення : оштукатурення високоякісною декоративною штукатуркою Ceresit СТ 64.

2.2. Генплан

Генеральний план розробляється у відповідності з завданням на дипломне проектування, згідно БНіП, з розрахунку необхідності санітарних та протипожежних норм і правил. Територія ділянки має спокійний рельєф , становить 0.2 га.

Рельєф ділянки спокійний. По функціональному призначенню майданчик ділиться на дві зони :

- господарчу ;
- зону відпочинку ;

Основна будівля — восьмикімнатний котедж, головний фасад якого спрямований на південний захід.

При плануванні території площадки був знятий родючий шар ґрунту, який було переміщено в сторону, а потім використано на підсипку під газони, при влаштування клумб і т.д.

Проїзди до будинків та споруд мають влаштоване асфальто-бетонне покриття.

На території, вільній від забудови, передбачено посадку дерев, газону.

На даній ділянці запроектовані:

- майданчик для відпочинку;
- майданчик для сушіння білизни;
- стоянка для автомобілів;

Існують малі архітектурні форми, а саме :

- альтанка, лавки.
- господарче приміщення.

По периметру майданчик огорожується металевою огорожею висотою 1.8м.

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ док.м.	Підпис	Дата		

Прив'язка запроектованої будівлі здійснюється від існуючого житлового будинку. Репером служить цоколь існуючого будинку з відповідною відміткою.

Основна будівля розташована на відстані 14 м від дороги і 10 м від червоної лінії.

Профіль проїздів – бордюрний, тротуарів – з поребриком.

Експлікація і техніко-економічні показники виконанні в табличній формі і наведенні на листі креслення архітектурно-будівельної частини дипломного проекту.

2.3. Об'ємно – планувальне та архітектурно – конструктивне рішення

Запроектований двохповерховий восьмикімнатний котедж розміром у плані 15,1м x 16,8м відповідає вимогам завдання на проектування та архітектурно-планувального завдання.

Об'ємно-просторове рішення восьмикімнатного котеджу функціонально вписується в існуючу забудову частини міста Кропивницький, де він має будуватись.

Цей котедж запроектовано з метою постійного проживання сім'ї з 5-6 людей.

Оздоблення фасадів виконується в декоративному штукатуренні стін та облицюванні рваним каменем цоколів.

Розміщення будівлі відповідно до генплану забезпечує раціональний доступ без порушення транспортно комунікацій.

Поруч з будівлею влаштовується стоянка для одного легкового автомобіля.

Архітектурними прийомами вирішено конструкцію споруди, що відповідає сучасним вимогам.

Ця житлова будівля запроектована в 2 поверхи.

На першому етажі розміщені: їдальня, котельня, вітальня, кухня, гараж, сан-вузол, кабінет, тамбур.

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ док.м.	Підпис	Дата		

На другому розміщені: 3-спальні, кабінет, коридор, дитяча, тераса.

Запроектовано головний вхід.

Специфікації та інші розрахунки наведено в додатку 1.

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ докum.	Підпис	Дата		

3. Розрахунково-конструктивна частина

3.1 Розрахунок плити перекриття з круглими порожнинами
ПК 54.15-8 серія 1. 141-1 вип. 63

Плита перекриття з круглими порожнинами (СЕРІЯ ПК 54.15-8), розмірами $L=5480\text{ мм}$, $b=1490\text{ мм}$, $V=1,79\text{ м}^3$, маса 2570 кг , зведена товщина бетону $h_{red}=126\text{ мм}$. Навантаження на плиту перекриття (з урахуванням конструкції підлоги, власної ваги плити та перегородок) пораховане у таблиці 3.1:

Таблиця 3.1 – Розрахунок навантаження на плиту перекриття

№	Вид навантаження	Нормативне значення навантаження, кПа	Коефіцієнт щодо дії навантаження, γ_f	Коефіцієнт щодо відповідальності будівлі, γ_n	Розрахункове значення навантаження, кПа
1	Постійне навантаження				
1.1	Ламінат $\delta = 7\text{ мм}$, $\rho = 500\text{ кг/м}^3$	$0,007 \cdot 500 \cdot 10 \cdot 0,001 = 0,035$	1,1	0,95	$0,035 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 0,036$
1.2	Стяжка $\delta = 14\text{ мм}$, $\rho = 1600\text{ кг/м}^3$	$0,014 \cdot 1600 \cdot 10 \cdot 0,001 = 0,224$	1,3	0,95	$0,224 \cdot 1,3 \cdot 0,95 = 0,276$
1.3	Самовирівнююча суміш $\delta = 3\text{ мм}$, $\rho = 1600\text{ кг/м}^3$	$0,003 \cdot 1600 \cdot 10 \cdot 0,001 = 0,048$	1,3	0,95	$0,048 \cdot 1,3 \cdot 0,95 = 0,059$
1.4	Звукоізоляція $\delta = 50\text{ мм}$, $\rho = 600\text{ кг/м}^3$	$0,05 \cdot 600 \cdot 10 \cdot 0,001 = 0,3$	1,3	0,95	$0,342 \cdot 1,3 \cdot 0,95 = 0,39$
1.5	Плита перекриття (вага 2,57 т)	$2,57/5,48/1,49 \cdot 10 = 3,14$	1,1	0,95	$3,147 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 3,289$
1.6	Вага перегородок	2,50	1,1	0,95	$2,5 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 2,612$
	Разом постійне навантаження	6,27	-	-	6,678

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ док.м.	Підпис	Дата		

2	Тимчасове навантаження (за СНиП)	2,0	1,3	0,95	$2,0 \cdot 1,3 \cdot 0,95 = 2,28$
2.1	в т.ч. довготривале	1,0	1,3	0,95	$1,0 \cdot 1,3 \cdot 0,95 = 1,235$
2.2	в т.ч. короткочасне	1,0	1,3	0,95	$1,0 \cdot 1,3 \cdot 0,95 = 1,235$
3	Повне навантаження	8,27	-	-	8,95
3.1	в т.ч. довготривале	7,27	-	-	7,715

Розрахунковий проліт: $l_0 = 5480 - 2 \cdot 120 / 2 = 5360 \text{ мм}$ (рис. 2.1).

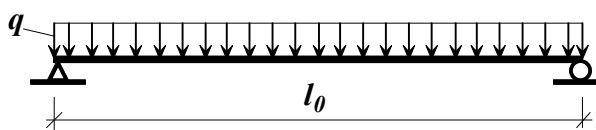


Рисунок 3.1 – Розрахункова схема плити

бетон класу $B30$; $R_b = 17 \text{ МПа}$; $R_{bt} = 0,12 \text{ МПа}$; $R_{bt,ser} = 1,8 \text{ МПа}$; $R_{b,ser} = 22,0 \text{ МПа}$; $E_b = 29000 \text{ МПа}$;

попередньо напружувана арматура класу Ат-V ($A800$ ДСТУ 3760-98), $R_{sn} = 785 \text{ МПа}$; $R_s = 680 \text{ МПа}$, $E_s = 190000 \text{ МПа}$;

арматура зварних каркасів та сіток дріт класу $Bp-I$, для якого $R_s = 360 \text{ МПа}$; $R_{sw} = 265 \text{ МПа}$; $E_s = 170000 \text{ МПа}$.

$$\sigma_{sp} = 0,6 \cdot R_{sn} = 0,6 \cdot 785 = 471 \text{ МПа}.$$

Перевіримо, як виконуються умови [1], п.1.23

$$\sigma_{sp} + p \leq R_{s,ser}; \quad \sigma_{sp} - p \geq 0,3R_{s,ser}.$$

При електротермічному способі натягу допустимі відхилення p значення попереднього натягу визначаються за формулою:

$$p = 30 + 360 / l = 30 + 360 / 4,8 = 105 \text{ МПа},$$

тут l - довжина натягнутого стержня, м.

Отже, $\sigma_{sp} + p = 471 + 105 = 576 \text{ МПа} \leq R_{s,ser} = 785 \text{ МПа}$;

$$\sigma_{sp} - p = 471 - 105 = 366 \text{ МПа} \geq 0,3R_{s,ser} = 235,5 \text{ МПа},$$

тобто, умови виконуються.

Значення попередніх натягів в арматурі вводиться в розрахунок з коефіцієнту точності натягу арматури γ_{sp} , що визначається за формулою:

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ док.	Підпис	Дата		

$$\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta \gamma_{sp}.$$

Знак “плюс” ставиться при несприятливому впливі попереднього натягу (тобто, на даній стадії роботи конструкції чи на даній ділянці елемента попередній натяг зменшує несучу здатність, сприяє утворенню тріщин тощо), а знак “мінус” – при сприятливому впливі попереднього натягу.

Значення $\Delta \gamma_{sp}$ при електротермічному способі натягу визначається за формулою:

$$\Delta \gamma_{sp} = 0,5 p / \sigma_{sp} (1 + 1/\sqrt{n_p}) \geq 0,1,$$

де n_p - число стержнів напружуваної арматури в перерізі елемента.

Підрахувавши $\Delta \gamma_{sp} = 0,5 \cdot 105 / 471 (1 + 1/\sqrt{6}) = 0,157$, отримаємо при сприятливому впливі попереднього натягу $\gamma_{sp} = 1 - \Delta \gamma_{sp} = 0,843$; при перевірці на утворення тріщин у верхній стиснутій зоні плити при обтиску $\gamma_{sp} = 1 + \Delta \gamma_{sp} = 1,157$.

Попередні напруження в арматурі з врахуванням точності натягу

$$\sigma_{sp} = 0,843 \cdot 471 = 397,05 \text{ МПа}.$$

3.1.2. Визначення внутрішніх зусиль

При відомій плиті з шириною перекриття $b = 1,49 \text{ м}$ розрахований згинальний момент (рисунок 3.1) від повного становитиме:

$$M = q l_0^2 / 8 = 8,95 \text{ кПа} \cdot 1,49 \text{ м} \cdot 4,06^2 \text{ м}^2 / 8 = 27,47 \text{ кНм},$$

те ж, від нормативного:

$$M^n = q^n l_0^2 / 8 = 8,27 \text{ кПа} \cdot 1,49 \text{ м} \cdot 4,06^2 \text{ м}^2 / 8 = 25,38 \text{ кНм},$$

від постійного і довготривалого навантаження:

$$M_l = q_l l_0^2 / 8 = 7,27 \text{ кПа} \cdot 1,49 \text{ м} \cdot 4,06^2 \text{ м}^2 / 8 = 22,31 \text{ кНм},$$

від короткотривалого навантаження:

$$M_c = q_c l_0^2 / 8 = 1 \text{ кПа} \cdot 1,49 \text{ м} \cdot 4,06^2 \text{ м}^2 / 8 = 3,07 \text{ кНм}.$$

Поперечна сила на опорі становитиме

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ док.	Підпис	Дата		

$$Q = ql_0/2 = 8,95 \text{кПа} \cdot 1,49 \text{м} \cdot 4,06 \text{м} / 2 = 27,07 \text{кН},$$

нормативне значення

$$Q^n = q^n l_0/2 = 8,27 \text{кПа} \cdot 1,49 \text{м} \cdot 4,06 \text{м} / 2 = 25,01 \text{кН}.$$

3.1.3 Розрахунок за граничними станами першої групи

Дійсний переріз поперечний плити перекриття (рис. 3.1) зводимо до еквівалентного (двотаврового) (рис. 3.2) з такими розмірами:

$$b_f = 1490 \text{мм}; b'_f = 1470 \text{мм}; h = 220 \text{мм};$$

$$h_f = h'_f = (h - h_l)/2 = (22 - 14,3)/2 = 3,85 \text{см}, \text{ де } h_l = 0,9 \cdot d = 14,3 \text{см},$$

тут d - діаметр отворів у плиті, він становить 159 мм.

$$\text{Зведена ширина ребра } b = b'_f - n h_l = 147 - 7 \cdot 14,3 = 46,9 \text{см},$$

де $n = 7$ - кількість отворів у плиті.

$$\text{Робоча висота перерізу } h_0 = h - a = 22 - 3 = 19 \text{см}.$$

Визначаємо момент, що сприймається полицею тавра:

$$M'_f = R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5 h'_f) = 17,0 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 1,47 \cdot 0,0385 \cdot (0,19 - 0,5 \cdot 0,0385) = 147,85 \text{кНм}.$$

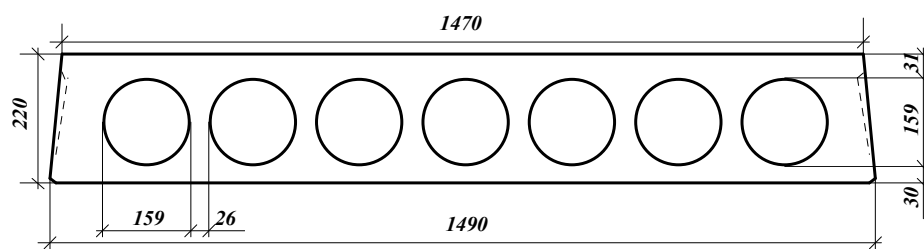


Рисунок 3.2 – Дійсний переріз плити перекриття

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ док.	Підпис	Дата		

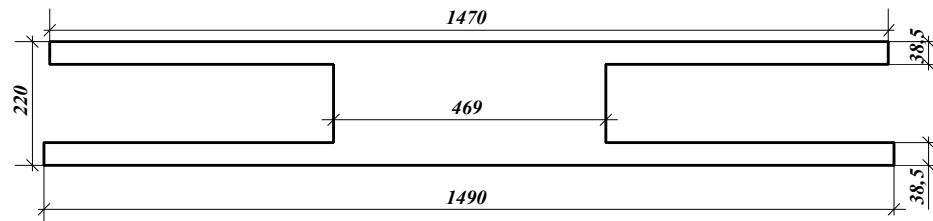


Рисунок 3.3 – Зведений переріз плити перекриття

Отже, $M'_f = 147,85 \text{ кНм} > M = 27,47 \text{ кНм}$, а це означає, що $b = 1,47 \text{ м}$.

Обчислимо коефіцієнт

$$\alpha_m = M / (R_b \gamma_{b2} b'_f h_0^2) = 35,23 \cdot 10^3 / (17,0 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 1,47 \cdot 0,19^2) = 0,043.$$

За таблицями знаходимо відповідні значення $\xi = 0,045$; $\zeta = 0,977$.

Характеристика стиснутої зони перерізу

$$\omega = 0,85 - 0,008 R_b \gamma_{b2} = 0,85 - 0,008 \cdot 17,0 \cdot 0,9 = 0,728.$$

Гранична висота стиснутої зони бетону ([1], п.3.12)

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,728}{1 + \frac{726,75}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,728}{1,1}\right)} = 0,877,$$

де $\sigma_{sR} = R_s + 400 - \sigma_{sp} = 680 + 400 - 0,75 \cdot 471 = 726,75 \text{ МПа}$, тут умовним коефіцієнтом 0,75 попередньо враховано втрати попереднього натягу арматури, які будуть обчислені в п. 4.2.

Коефіцієнт умов роботи арматури класу Ат-V (А800 ДСТУ 3760-98) визначається за умови ([1], п.3.13)

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) (2\xi/\xi_R - 1) \leq \eta,$$

де $\eta = 1,15$ для арматури класу Ат-V (А800 ДСТУ 3760-98),

$\gamma_{s6} = 1,15 - (1,15 - 1)(2 \cdot 0,045 / 0,877 - 1) = 1,285 > \eta = 1,15$, тому приймаємо $\gamma_{s6} = 1,15$.

Обчислимо площу поперечного перерізу робочої поздовжньої арматури

$$A_s = M / (\zeta h_0 R_s \gamma_{s6}) = 27,47 / (0,977 \cdot 0,19 \cdot 680 \cdot 1,15) = 2,137 \text{ см}^2.$$

За сортаментом приймаємо 6Ø10 Ат-V, з $A_{sp, \text{факт.}} = 4,71 \text{ см}^2$ (10 А800 ДСТУ 3760-98).

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ док.м.	Підпис	Дата		

3.1.4 Розрахунок міцності за нахиленими перерізами

Розрахункове зусилля поперечне $Q = 30,24 \text{ кН}$. Перевіримо умову міцності по нахиленому перерізу між похилими тріщинами ([1], п.3.30), припускаючи, що $\varphi_{wl}=1$:

$$Q = 30,24 \text{ кН} \leq 0,3 \varphi_{wl} \cdot \varphi_{bl} \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_o ,$$

$$\text{де } \varphi_{bl} = 1 - \beta \cdot R_b \gamma_{b2} = 1 - 0,01 \cdot 17,0 \cdot 0,9 = 0,85.$$

Підставивши значення, отримаємо

$$0,3 \cdot 1 \cdot 0,85 \cdot 17,0 \cdot 0,9 \cdot 0,469 \cdot 0,19 = 339,5 \text{ кН}.$$

Отже, $30,24 \text{ кН} < 339,5 \text{ кН}$, умова виконується, розміри поперечного перерізу плити достатні.

Розрахунок плити залізобетонної з поперечними арматурами:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} ,$$

де Q - сила поперечна від зовнішнього навантаження;

Q_b - зусилля поперечне, що сприймається бетоном;

Q_{sw} - зусилля поперечне, що сприймається поперечними арматурами.

Зусилля Q_b визначається за формулою:

$$Q_b = \varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_o^2 / c \geq \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_o ,$$

причому $(1 + \varphi_f + \varphi_n) \leq 1,5$, де φ_{b2} - коефіцієнт, що враховує вплив виду бетону, для важкого бетону $\varphi_{b2}=2,0$;

φ_f - коефіцієнт, що враховує вплив стиснутої полиці двотаврового

перерізу, $\varphi_f \leq 0,5$, і при восьми ребрах між порожнинами визначається за формулою:

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_o} \leq 0,5 .$$

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ док.м.	Підпис	Дата		

Повна ширина верхньої полиці зведеного перерізу елемента становить $b'_f = 1470 \text{ мм}$, проте тут слід прийняти $b'_f \leq b + 3h'_f$, що становить $469 + 3 \cdot 38,5 = 584,5 \text{ мм}$, тому

$$\varphi_f = 8 \cdot 0,75 \frac{(584,5 - 469)38,5}{469 \cdot 190} = 8 \cdot 0,037 = 0,296 < 0,5.$$

φ_n – коефіцієнт, що враховує вплив поздовжніх стискуючих сил:

$$\varphi_n = 0,1 \frac{N}{R_{bt} b h_0} \leq 0,5.$$

Для напруженої попередньо плити $N = P$, де P – зусилля обтиску попереднього, що визначається так:

$$P = A_{sp} \cdot \sigma_{sp} = 4,71 \cdot 0,75 \cdot 471 = 166,4 \text{ кН}.$$

Обчислимо $\varphi_n = 0,1 \frac{166,4}{1,2 \cdot 0,9 \cdot 0,469 \cdot 0,19} = 0,17 < 0,5$, отже, в розрахунках

приймаємо $\varphi_n = 0,17$.

Обчислимо $(1 + \varphi_f + \varphi_n) = 1 + 0,296 + 0,17 = 1,466 < 1,5$, тому в розрахунках приймаємо $(1 + \varphi_f + \varphi_n) = 1,466$.

φ_{b3} – коефіцієнт, для важкого бетону $\varphi_{b3} = 0,6$.

Виконаємо підстановку у формулу

$$Q_b = \varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b h_o^2 / c$$

$$Q_b = 2 \cdot 1,466 \cdot 1,2 \cdot 0,9 \cdot 0,469 \cdot 0,19^2 / (2 \cdot 0,19) = 141,08 \text{ кН}.$$

Обчислене значення є більшим від

$$\varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b h_o = 0,6 \cdot 1,466 \cdot 1,2 \cdot 0,9 \cdot 0,469 \cdot 0,19 = 84,65 \text{ кН}.$$

Значення $Q_b = 139,16 \text{ кН} > Q = 30,24 \text{ кН}$, отже, поперечна арматура за розрахунком не потрібна і встановлюємо її лише за конструктивними вимогами.

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ док.	Підпис	Дата		

3.1.5 Розрахунок плити за граничними станами другої групи

Геометричні характеристики зведеного перерізу при

$$\alpha = E_s / E_b = 190000 / 29000 = 6,55,$$

$$\alpha A_{sp} = 6,55 \cdot 4,71 = 30,85 \text{ см}^2.$$

Площа зведеного перерізу

$$A_{red} = A + \alpha A_{sp} + \alpha A'_{sp} + \alpha A_s + \alpha A'_s.$$

У стиснутій зоні не встановлюється попередньо напружувана арматура, тому $A'_{sp} = 0$.

Для арматури Вр-1 сітки С-1 визначимо

$$\alpha = E_s / E_b = 170000 / 29000 = 5,86.$$

$$A_{red} = \{149 \cdot 3,85 + 147 \cdot 3,85 + 46,9 \cdot (22 - 2 \cdot 3,85)\} + 30,85 + 2 \cdot 4,66 \cdot 0,565 = 1846,38 \text{ см}^2,$$

де висота ребра між полицями двотавра становить $22 - 2 \cdot 3,85 = 14,3$ см.

Статичний момент відносно нижньої грані перерізу панелі:

$$S_{red} = S + \alpha S_{sp} + \alpha S_s + \alpha S'_s = \{149 \cdot 3,85 \cdot 3,85 / 2 + 147 \cdot 3,85 \cdot (22 - 3,85 / 2) + 46,9 \cdot 14,3 \cdot (14,3 / 2 + 3,85)\} + 30,85 \cdot 3 + 5,86 \cdot 0,565 \cdot 1,3 + 5,86 \cdot 0,565 \cdot 20 = 20006,15 \text{ см}^3.$$

Віддаль від центру ваги зведеного перерізу до нижньої грані панелі

$$y_0 = S_{red} / A_{red} = 20006,15 / 1846,38 = 10,83 \text{ см.}$$

Момент інерції зведеного перерізу відносно центру ваги становить:

$$I_{red} = I + \alpha A_{sp} y_1^2 + \alpha A'_s y_2^2 + \alpha A_s y_3^2.$$

$$y_1 = 10,83 - 3 = 7,83 \text{ см}; \quad y_2 = 22 - 10,83 - 2 = 9,13 \text{ см}; \quad y_3 = 10,83 - 1,3 = 9,53 \text{ см.}$$

$$I_{red} = 149 \cdot 3,85^3 / 12 + 149 \cdot 3,85 \cdot (10,83 - 3,85 / 2)^2 + 147 \cdot 3,85^3 / 12 + 46,9 \cdot 14,3^3 / 12 + 147 \cdot 3,85 \cdot (22 - 10,83 - 3,85 / 2)^2 + 46,9 \cdot 14,3 \cdot (14,3 / 2 + 3,85 - 10,83)^2 + 30,85 \cdot (10,83 - 3)^2 +$$

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ док.	Підпис	Дата		

$$+5,86 \cdot 0,565 \cdot (22 - 10,83 - 2)^2 + 5,86 \cdot 0,565 \cdot (10,83 - 1,3)^2 = 109187,9 \text{ см}^4.$$

Момент опору для розтягнутої грані перерізу

$$W_{red} = I_{red} / y_0 = 109187,9 / 10,83 = 10082,0 \text{ см}^3.$$

Для стиснутої зони:

$$W'_{red} = I_{red} / (h - y_0) = 109187,9 / (22 - 10,83) = 9775,1 \text{ см}^3.$$

Знайдемо віддаль від центру ваги зведеного перерізу до ядрової точки, найвіддаленішої від розтягнутої зони, де перевіряється тріщиноутворення:

$$r = \phi W_{red} / A_{red} = 0,85 \cdot 10082 / 1846,38 = 4,64 \text{ см},$$

тут $\phi = 1,6 - \sigma_b / R_{b,ser} = 1,6 - 0,75 = 0,85$, причому $0,7 \leq \phi \leq 1,0$.

Аналогічно визначимо віддаль від центру ваги зведеного перерізу до ядрової точки, найвіддаленішої від розтягнутої зони при дії зусиль попереднього обтиску

$$r = \phi W'_{red} / A_{red} = 0,85 \cdot 9775,1 / 1846,38 = 4,5 \text{ см}.$$

3.1.6 Визначення втрат натягу попереднього при натягуванні на упори арматури

Попередній натяг арматури σ_{sp} без врахування втрат приймається рівним $0,6R_{sn} = 0,6 \cdot 785 = 471 \text{ МПа}$. При розрахунку втрат коефіцієнт точності натягу арматури $\gamma_{sp} = 1$.

Визначимо перші втрати (за [1], т.5):

ВІД РЕЛАКСАЦІЇ НАПРУЖЕНЬ АРМАТУРИ при електротермічному способі натягу стержнєвої арматури

$$\sigma_1 = 0,03 \cdot \sigma_{sp} = 0,03 \cdot 471 = 15,7 \text{ МПа};$$

ВІД ТЕМПЕРАТУРНОГО ПЕРЕПАДУ для бетону класу В30

$$\sigma_2 = 1,25 \Delta t,$$

проте за пропарювання форма з упорами сильно нагрівається з плитою, тому буде

$$\sigma_2 = 0;$$

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ док.	Підпис	Дата		

ВТРАТИ ВНАСЛІДОК ДЕФОРМАЦІЇ АНКЕРІВ, розташованих біля натяжних пристроїв, для електротермічного способу

$$\sigma_3 = 0;$$

ВТРАТИ ВНАСЛІДОК ТЕРТЯ АРМАТУРИ відсутні, тому

$$\sigma_4 = 0;$$

ВТРАТИ ВНАСЛІДОК ДЕФОРМАЦІЇ СТАЛЕВОЇ ФОРМИ для електротермічного способу натягу

$$\sigma_5 = 0;$$

ВТРАТИ ВІД ШВИДКОНАРОСТАЮЧОЇ ПОВЗУЧОСТІ БЕТОНУ

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \cdot \sigma_{bp} / R_{bp}.$$

Обчислимо зусилля обтиску

$$P_1 = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2) = 4,71 \cdot (471 - 15,7) = 214,4 \text{ кН}.$$

Ексцентриситет зусилля обтиску P_1 відносно центру ваги зведеного перерізу $e_{op} = y_0 - a_p = 10,83 - 3 = 7,83 \text{ см}$.

Напруження в бетоні при обтиску

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op} y_o}{I_{red}} = \frac{214,4}{1846,38} + \frac{214,4 \cdot 7,85 \cdot 10,83}{109187,9} = 2,83 \text{ МПа}.$$

Встановлюємо значення передаточної міцності бетону з умови:

$$\sigma_{bp} / R_{bp} \leq 0,75 \Rightarrow R_{bp} = \sigma_{bp} / 0,75 = 2,83 / 0,75 = 3,77 \text{ МПа}.$$

Зважаючи на п.2.6. [1] $R_{bp} \geq 0,5B30 = 15 \text{ МПа}$, тому, $R_{bp} = 15 \text{ МПа}$.

Тоді співвідношення $\sigma_{bp} / R_{bp} = 2,83 / 15 = 0,189 < 0,75$.

Обчислимо стискуjące напруження в бетоні на рівні центру ваги напружуваної арматури від зусиль обтиску P_1 (без врахування моменту від власної ваги плити перекриття)

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op}^2}{I_{red}} = \frac{214,4}{1846,38} + \frac{214,4 \cdot 7,83^2}{109187,9} = 2,36 \text{ МПа}.$$

Співвідношення $\sigma_{bp} / R_{bp} = 2,36 / 15 = 0,158$.

Обчислимо коефіцієнт $\alpha = 0,25 + 0,025 R_{bp} \leq 0,8$;

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ док.	Підпис	Дата		

$$\alpha = 0,25 + 0,025 \cdot 15 = 0,625 < 0,8.$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 0,158 < \alpha = 0,625, \text{ і:}$$

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \cdot \sigma_{bp} / R_{bp} = 0,85 \cdot 40 \cdot 0,158 = 5,4 \text{ МПа.}$$

Сумарні перші втрати становитимуть:

$$\sigma_{los,1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6 = 15,7 + 5,4 = 21,1 \text{ МПа.}$$

З врахуванням перших втрат $\sigma_{los,1}$ зусилля обтиску

$$P_1 = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{los,1}) = 4,71 (471 - 21,1) = 212 \text{ кН.}$$

Тоді напруження σ_{bp} становитиме:

$$\sigma_{bp} = \frac{212}{1846,38} + \frac{212 \cdot 7,83^2}{109187,9} = 2,34 \text{ МПа.}$$

$$\text{Співвідношення } \sigma_{bp} / R_{bp} = 2,34 / 15 = 0,16.$$

Обчислимо другі втрати (за [1], т.5)

ВІД УСАДКИ БЕТОНУ – для важкого бетону класу В30, що пропарюється

$$\sigma_8 = 35 \text{ МПа;}$$

ВІД ПОВЗУЧОСТІ БЕТОНУ при $\sigma_{bp}/R_{bp} = 0,16 < 0,75$:

$$\sigma_9 = 150 \alpha \sigma_{bp}/R_{bp} = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,16 = 20,4 \text{ МПа,}$$

де $\alpha = 0,85$ – для бетону, що пропарюється.

Другі втрати становитимуть

$$\sigma_{los,2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 20,4 = 55,4 \text{ МПа.}$$

Сумарні втрати попереднього натягу арматури становлять

$\sigma_{los} = \sigma_{los,1} + \sigma_{los,2} = 21,1 + 55,4 = 76,6 \text{ МПа} < 100 \text{ МПа}$ (встановлено мінімальні втрати). Приймаємо значення усіх втрат $\sigma_{los} = 100 \text{ МПа}$.

Зусилля обтиску з врахуванням всіх втрат становитиме:

$$P_2 = A_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 4,71 (471 - 100) = 174,7 \text{ кН.}$$

Інші розрахунки наведено в додатку 2.

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ док.	Підпис	Дата		

4. Організаційно-технологічна частина

4.1 Технологічна карта "Опорядження стін рідкими шпалерами"

4.1.1 Вступ

Технологічна карта є основним документом в промисловому та житлово-цивільному будівництві. Вона є основою для денно-добового планування робіт, розробки калькуляції та виписки нарядів робітником.

Французькі рідкі шпалери "Silkoat" – це матеріал для внутрішньої обробки приміщень, застосовується як для житлових будинків, так і для офісів, живі фарби і тони покриття створюють естетичний вигляд і оживляють будь-яку атмосферу. **"Silkoat"**- це не шкідливе для здоров'я покриття, чия властивість повітропроникності забезпечує стіни від втрати тепла, а отже економить енергію, поглинає звук, створюючи тишу, затишок і спокій. Антистатичність дозволяє вам забути що таке пил на стіні. Покриття не забруднюється і навіть при ремонтних роботах зберігає у вашому приміщенні чистоту.

Шпалери **"Silkoat"** у себе на батьківщині називаються дивовижним обшиванням для стіни ("рідкі шпалери" - чисто вітчизняний термін). Це перша французька фірма, яка стала випускати таке незвичайне настінне покриття, воно налічує 150 варіантів кольорів, що дозволяє використовувати їх для вирішення найскладніших завдань дизайну інтер'єру.

Завдяки хорошим гігієнічним (що підтверджено відповідними сертифікатами) та естетичним властивостям швидко набули широкого поширення. Поставляються в Німеччину, Австрію, Росію, Казахстан, Узбекистан, Румунію, Пакистан, Тайвань, Малайзію, Єгипет, Китай і Україну.

Рідкі шпалери - це багатокомпонентне настінне покриття, схоже на фарби і декоративні штукатурки лише способом нанесення, але абсолютно

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ док.	Підпис	Дата		

інше по кінцевому результату. Технологія нанесення не вимагає сильної попередньої підготовки, проста і доступна кожному. До складу рідких шпалер входять акрилові єднальні компоненти, що не дозволяє наносити їх на поверхні покриті старими олійними фарбами, щоб уникнути витягування оліфи і появи на поверхні плям.

Початковий матеріал є сухою сумішшю, до [складу](#) якої входять бавовняні, шовкові, синтетичні волокна, розпушена целюлоза, а також фарбники і що пов'язують (зазвичай желатин). Можуть бути включені і екзотичні добавки – сухі водорості, крихта деревної кори, слюда.

Завдяки натуральному складу, рідкі шпалери не мають запаху і є екологічно чистим продуктом, що дуже важливе в умовах сучасного життя. Ця властивість дозволяє використовувати рідкі шпалери для обробки стін будь-яких приміщень.

У [продажу](#) є два види рідких шпалер: у вигляді порошку, який потрібно розводити водоемульсійною фарбою, і готовий до нанесення [склад](#).

Переваги та характеристика рідких шпалер фірми “Silkoat”:

- Рідкі шпалери забезпечують високу якість отримуваної поверхні при виконанні робіт, як професіоналом, так і самостійно. Вони не вимагають ні точних обмірів, ні великих вільних площ. Всю роботу легко проробляє дві людини, оскільки безшовне нанесення легке і практично. Володіють прекрасною адгезією, перед ремонтом немає необхідності вирівнювати стелі і стіни, замазувати тріщини і нерівності: з цим легко справляться рідкі шпалери, заповнивши щілини в місцях прилягання наличників, плінтусів, рам, розеток і вимикачів.

- *Екологічно чистий матеріал*, оскільки виготовлений виключно з натуральних компонентів . Ці компоненти мають нейтральний електричний заряд, що забезпечує їх антистатичні властивості: вони не збирають пил. (що підтверджується сертифікатами)

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ док.м.	Підпис	Дата		

- *Пожежобезпечний.* Рідкі шпалери відповідають сучасним стандартам пожежобезопасності: при горінні не виділяють токсичних газів.

- *Забезпечує волого-, тепло- і звукоізоляцію.* Вологопоглинаюча здатність – дуже значна при використанні матеріалу в приміщеннях з надлишковою вологістю повітря. Покрийте стелю у ванній кімнаті рідкими шпалерами — і зникне духота, припиниться запітніння дзеркал і інших предметів. Тепло- і звукоізоляційні властивості рідких шпалер забезпечуються їх унікальною пористою структурою.

- *Морозостійкість* ще один безперечний плюс цього матеріалу. Навіть після повного промерзання стін рідкі шпалери зберігають свій первинний вигляд, що може бути вирішальним чинником при виборі цього матеріалу для декору стін на дачі.

- *Антистатичність.* Обумовлена вживанням натуральних компонентів, що мають нейтральний електричний заряд, тому притягнення заряджених часток пилу не відбувається, що вкрай важливо з точки зору гігієни.

- Упаковуються рідкі шпалери в пластиковий пакет.

- Термін служби - 6-8 років.

4.1.2 Сфера застосування

Сам процес виконання опоряджувальних робіт(стін рідкими шпалерами) виконують тільки після закінчення всіх загально-будівельних, санітарно-технічних та електромонтажних робіт. Після опорядження будинку його приміщення набувають, санітарно-гігієнічних та естетичних умови для життя, праці і відпочинку людей.

Даний будинок опоряджується рідкими шпалерами в теплу пору року .

Загальна площа опорядження рідкими шпалерами становить 40,7м. кв.

Дана технологічна карта включаю в себе наступні роботи:

1. Очищення поверхні;
2. Грунтування очищеної поверхні;

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ докum.	Підпис	Дата		

3. Розшивання та підмазування тріщин;
4. Шпаклювання стін;
5. Шліфування поверхні з очисткою від пилу;
6. Грунтування очищеної поверхні;
7. Нанесення рідких шпалер.

Опорядження стін рідкими шпалерами “Silcoat” виконують робітники:

- - маляри 5,4,3 розрядів, 2 чоловіка в бригаді;

Рідкі шпалери “Silcoat” - це багатокомпонентне настінне покриття, схоже на фарби і декоративні штукатурки лише способом нанесення, але абсолютно інше по кінцевому результату.

4.2. Календарний план

4.2.1 Вступ

Календарний план – промислового та житлово-цивільного призначення розробляється за формою 1 додатку 6ДБН А.3.1-5-96, "Організація будівельного виробництва". Незалежно від ступеня складності й будівництва і встановлює черговість та строки будівництва основних та допоміжних об'єктів, а також пускових комплексів і робіт підготовчого періоду з розподілом капітальних вкладень та обсягів будівельно-монтажних робіт по кварталах будівництв підприємства, будівель(споруд) які входять до складу пускових комплексів об'єму основного виробничого підсобного і обслуговуючого призначення у відповідності з нормативною тривалістю будівництва.

Основними даними для створення календарного плану є: креслення архітектурної-будівельної частини; креслення розрахункової-конструктивної частини; об'єми будівельних-монтажних робіт; будівельний об'єм; прийняті

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ док.им.	Підпис	Дата		

методи виконання робіт та необхідні механізми; трудомісткості робіт і затрати машинного часу; кількість поверхів, конфігурація, розміри будівлі; можливість розподілу будівлі на захватки; нормативна трудомісткість будівлі.

Розробка календарного плану виконується в такій послідовності: визначається номенклатура робіт, визначається будівельний об'єм робіт, визначається будівельний об'єм будівлі, виконується вибір методів виконання робіт та необхідних машин та механізмів, визначається трудомісткість робіт і затрати машинного часу, визначаються необхідні матеріально-технічні ресурси.

Перед визначенням об'ємів робіт виконується аналіз архітектурно-будівельної і розрахунково-конструктивної частини проекту, визначаються найбільш раціональні методи технології і організації будівництва, встановлюється перелік робіт. Ступінь деталізації робіт для кожного об'єкту, що будується, залежить від його призначення і конструктивного вирішення. Визначення об'ємів робіт є найбільш важливим етапом при розробці календарного плану.

Підраховуючи об'єми робіт, необхідно дотримуватися певних вимог і послідовності виконання робіт. Спочатку визначається перелік робіт підготовчого періоду, для спрощення він включається в номенклатуру однією стрічкою під назвою: "Внутрішньо майданчикові роботи". Потім визначається перелік робіт основного періоду.

Всі роботи основного періоду будівництва групуються: при підрахунку об'ємів робіт необхідно максимально використовувати специфікації, експлікації. Об'єми робіт по окремих конструктивних елементах визначаються по правилах підрахунку в одиницях вимірювання згідно ЕНиР. Спеціалізовані роботи записуються однією стрічкою. Дрібні роботи групуються.

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ док.	Підпис	Дата		

4.2.2 Вихідні дані для складання календарного плану.

1. Креслення архітектурно-будівельної частини на будівництво об'єкта по темі: „*Восьмикімнатний котедж*”.

2. Креслення розрахунково-конструктивної частини.

3. Об'єми будівельно-монтажних робіт (272,9 люд.-дні).

4. Будівельний об'єм будівлі - 1608,33 м³.

5. Прийняті методи виконання робіт та механізмів.

6. Трудомісткість робіт і затрати машинного часу.

7. Кількість поверхів, конфігурація, розміри будівлі.

Восьмикімнатний котедж складається з двох поверхів. Конфігурація будівлі проста. Розміри будівлі в осях: 16800x15100 мм.

8. Можливість розподілу будівлі на захватки.

9. Нормативна тривалість будівництва.

Для даного об'єкта нормативна тривалість будівництва становить 6,5 місяців

4.2.3. Короткий опис робіт підготовчого періоду.

Підготовчий період складається із внутрішньо-майданчикових робіт, які приймаються у процентному відношенні від трудомісткості на загальнобудівельні роботи по всій будівлі.

Підготовчі роботи передбачають:

1. Прийняття геодезичної розбивчої основи;

2. Планування території будівельного майданчику;

3. Зрізування рослинного шару;

4. Роботи по відведенню ґрунтових вод;

5. Прокладка тимчасових та постійних доріг;

6. Прокладка інженерних мереж;

7. Встановлення огорожень;

8. Влаштування майданчиків для складування матеріалів;

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ док.	Підпис	Дата		

9. Організація зв'язку;

10. Влаштування мереж освітлення.

Роботи підготовчого періоду завершується і тільки після цього розпочинаються роботи основного періоду. Зведення надземної частини будівлі виконується тільки після закінчення підземної частини будівлі. При спорудженні будинку необхідно застосовувати найбільш передові і прогресивні методи ведення робіт, використовувати як найбільше машин, знижуючи затрати праці людей.

Прийняті методи будівництва повинні забезпечити якість самої будівлі. Тривалість будівництва по графіку не повинна перевищувати нормативну тривалість.

4.2.4 Визначення об'ємів робіт

Приступаючи до визначення об'ємів робіт необхідно :

- детально проаналізувати документацію (проекту);
- визначити найбільш раціональні методи технології та організації будівництва;
- встановити номенклатуру робіт .

Визначення об'ємів робіт є відповідальним етапом розробки календарного плану.

На основі об'ємів вирішуються такі питання:

- визначаються затрати праці;
- потреби в машинах;
- потреба в матеріалах , конструкціях та виробих ;
- по потребах складаються технологічні карти ;
- визначається кошторисна вартість БМР ;
- визначається ТЕП ;
- приймаються рішення про методи виконання робіт.

Підраховуючи об'єми робіт, необхідно дотримуватись вимог і послідовності , яка приводиться нижче :

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ докum.	Підпис	Дата		

➤ Спочатку визначається перелік робіт для підготовчого періоду і з метою спрощення складу підготовчих робіт допускається їх номенклатуру вносити укрупнену стрічку „Внутрішньо майданчикові роботи;

➤ Потім визначають об'єми робіт основного періоду, при цьому заготівельні процеси в номенклатуру робіт не включаються .

➤ Всі роботи основного періоду будівництва групуються в цикли ;

➤ При підрахунку всьогооб'ємів робіт необхідно максимально використовуват специфікації і інші данні проекту ;

➤ Об'єм робіт по окремих конструктивних елементах необхідно визначати згідно правил підрахунку в одиницях виміру по ДБН ;

Спеціальні роботи (санітарно-технічні, електротехнічні і т.д.) записуються також укрупнено, однією стрічкою дрібні роботи також укрупнюються.

4.3 Будівельний генеральний план

4.3.1 Вступ. Сфера застосування будівельного генерального плану.
Основні принципи проектування буд генпланів

Будівельний генеральний план є одним із складових частин проекту виконання робіт і представляє собою план будівельного майданчику, на якому показується розміщення проектуючи, існуючих будівель і споруд, комунікацій, розміщення машин, тимчасових будівель, складів та майданчиків, які необхідні для виконання будівельно-монтажних робіт.

Вихідними даними для складання будівельних генеральних планів є:

1. Генеральний план ділянки з нанесеними на ній інженерними мережами, існуючими будівлями.

2. Календарний план із графіком зміни руху робітників.

3. Графік руху будівельних машин і механізмів.

4. Відомість потреби в будівельних конструкціях, виробках,

матеріалах.

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ док.им.	Підпис	Дата		

5. Експлікація, кількість і розміри тимчасових будівель, споруд та складів.

6. Нормативні дані по проектуванню будівельних генеральних планів.

При розробці будгенплану необхідно керуватися наступними принципами:

1. Будгенплан є частиною комплексної документації на будівництво об'єктів, а його рішення повинні бути пов'язані з рішенням окремих розділів проекту в тому числі з прийнятою організацією і технологією робіт та строками будівництва встановленими в календарному плані.

2. Рішення будгенплану повинні забезпечувати найбільш повне задоволення побутових потреб працюючих на будівництві.

3. Розміщення майданчиків для складування займистих матеріалів та склади легкозаймистих матеріалів та рідин повинно здійснюватися з протипожежними розривами у відповідності з діючими нормами.

4. Розміщення і влаштування складів для зберігання вибухових речовин повинно здійснюватися у суровій відповідності спеціальних вимог згідно інструкції.

4.3.2 Розрахунок складських приміщень та відкритих майданчиків

Для правильної організації складського господарства на будівництві необхідно передбачати:

1. Відкриті майданчики, для матеріалів, які не бояться дії вологи і змін температури.

2. Навіси для збереження столярних виробів, рулонних матеріалів, деревини.

3. Закриті склади для зберігання: фарби, монтажних виробів, матеріалів.

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ докum.	Підпис	Дата		

Склади для зберігання матеріально-технічних ресурсів повинні споруджуватись з дотриманням нормативів на складських площах і норм виробничих запасів.

Площу складів розраховуємо в залежності від кількості матеріалів, за формулою:

$$Q_{\text{заг}} = \frac{Q_{\text{заг}}}{\alpha} \cdot \alpha \cdot i \cdot k, \text{ де}$$

$Q_{\text{заг}}$ – запас матеріалів, які зберігаються на складі.

$Q_{\text{заг}}$ - загальна кількість матеріалу, яка необхідна для будівництва.

α - коефіцієнт нерівномірності поступання матеріалу і дорівнює 1,1

n – норма запасу матеріалу в днях.

k – коефіцієнт нерівномірності укладки матеріалів, він дорівнює 1,1.

T - тривалість укладки матеріалу в діло.

Ці дані беруться з календарного плану. Корисна площа складу визначається за формулою:

$$F = Q_{\text{заг}} \cdot q$$

F - корисна площа складу

q - кількість матеріалу, яка складається на 1 м^2

$S = F / \beta$ - загальна площа складу

Коефіцієнт використання площі складу, становить:

а) для закритих складів - 0,6 - 0,7

б) для навісів - 0,5 - 0,6.

в) для відкритих складів - 0,4 - 0,5.

Відомість підрахунку площ складів приводиться в табличній формі(табл.3.7).

Загальна площа складів становить:

$$S_{\text{відк.}} = 139,6 \text{ м}^2;$$

$$S_{\text{зак.}} = 24,0 \text{ м}^2;$$

$$S_{\text{навіс.}} = 42,0 \text{ м}^2.$$

Будгенплан запроектований для зведення надземної частини проекту, тому площу складів приймаємо:

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ док.м.	Підпис	Дата		

$$S_{\text{відк.}} = 139,6 \text{ м}^2;$$

$$S_{\text{зак.}} = 24,0 \text{ м}^2;$$

$$S_{\text{навіс.}} = 42,0 \text{ м}^2.$$

4.3.3 Проектування тимчасових будівель та споруд

Для нормального ведення будівництва, будівельного майданчику в залежності від величини об'єкту розраховують потребу в тимчасових будівлях, а саме: службових будівлях, санітарне побутових будівлях, а також тимчасового призначення.

Розрахунок усіх тимчасових будівель та споруд, проводиться з урахуванням максимального використання постійних існуючих і заново споруджених будівель і споруд. Для подальшого розрахунку нам потрібно визначити максимальну к-сть працюючих на будівельному майданчику, за формулою:

$$N_{\text{заг}} = (N_{\text{роб}} + N_{\text{имр}} + N_{\text{мон}} + N_{\text{сл}}) \cdot K, \text{ де}$$

$N_{\text{заг}}$ - загальна кількість працюючих на будівельному майданчику;

$N_{\text{роб}}$ - кількість робітників, яка приймається по календарному графіку, згідно з графіком руху робітників;

$N_{\text{имр}}$ - це кількість інженерно - технічних працівників;

$N_{\text{сл}}$ - кількість службовців на будівельному майданчику;

$N_{\text{мон}}$ - кількість молодшого обслуговуючого персоналу і охорони;

K - коефіцієнт, який враховує відпустки, хвороби, та виконання різних обов'язків $K = 1,05-1,06$

Виходячи з норм проектування тимчасових будівель і кількості людей, які користуються цими будівлями визначаємо потребу в тимчасових будівлях, вид будівель і їх площу.

Інші розрахунки наведено в додатку 3.

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ док.	Підпис	Дата		

5. Охорона праці

5.1. Обґрунтування актуальності вирішення питань охорони праці в ході проектної розробки

Даний проект та охорона праці розроблені на будівництво восьмикімнатного житлового котеджу на одну сім'ю.

Питання охорони праці в будівництві є досить важливим, з умови складних умов роботи в будівництві, пов'язаних з веденням робіт на відкритому повітрі, постійним переміщенням робочих місць і знарядь праці, постійним значним прикладенням робітниками фізичних зусиль. Одним з найбільш важливих питань для забезпечення безпеки будівництва є правильна його організаційно-технічна підготовка. Положення даного розділу включають конкретні інженерні рішення, науково-технічний опис пристроїв, процесів, операцій з позиції безпеки в ході експлуатації та будівництва запроектованого об'єкта. Основною задачею цих заходів є забезпечення безпечних умов праці, надання оптимальних санітарно-гігієнічних умов та виключення травматизму і професійних захворювань.

При будівництві восьмикімнатного житлового котеджу були вирішені наступні питання ОП:

- розробка раціональних видів освітлення будівельного майданчика й окремих робочих місць;
- аналіз будівельного процесу з метою виявлення небезпечних та шкідливих факторів;
- підбір будівельних машин та механізмів, їх розміщення з урахуванням безпечної експлуатації;
- нормативні вимоги при виконанні окремих будівельно - монтажних робіт, а саме:
 - вимоги безпеки під час виконання каменярських робіт;
 - покрівельні;
 - опоряджувальні роботи;

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ док.м.	Підпис	Дата		

- заходи протипожежної безпеки;
- вимоги безпеки на будівельному майданчику;
- вимоги безпеки при використанні стрілового самохідного крана;
- запроектовані заходи та рішення для ліквідації, або зменшення впливу шкідливих виробничих факторів;
- вибір санітарно-побутових приміщень;
- встановлення протипожежної сигналізації, охоронного й аварійного освітлення.
- розробка й обладнання проїздів, доріг з урахуванням їх ширини і радіусів заокруглень;
- розміщення складських приміщень і майданчиків, засобів зберігання легкозаймистих і горючих матеріалів;
- вибір засобів пожежогасіння;
- питання засобів індивідуального захисту:
- захист органів дихання;
- спец одяг;
- Засоби охорони праці на висоті:
- спецвзуття;
- засоби захисту рук;
- засоби захисту голови;
- засоби захисту обличчя;
- засоби захисту очей;
- засоби захисту слуху;
- заходи захисту навколишнього середовища.

5.2. Аналіз будівельного процесу з метою виявлення небезпечних та шкідливих виробничих факторів, небезпечних зон

При будівництві восьмикімнатного житлового котеджу на одну сім'ю було виявлено такі небезпечні та шкідливі виробничі фактори, як робота в агресивному середовищі, де присутні шкідливі фактори.

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ док.м.	Підпис	Дата		

Виконання різних видів робіт супроводжується виділенням великої кількості пилу та шкідливих речовин. Для робіт по цьому проекту найбільш характерні неорганічний (металевий) та мінеральний (цемент, гіпс) види пилу. Шкідливими діями пилу є захворювання легень, бронхітів, пневмоній, бронхіальної астми, захворювання очей та враження шкіри.

Багато видів будівельних робіт супроводжуються застосуванням шкідливих речовин, які при контакті з організмом людини можуть визивати професійні захворювання, виробничі травми або відхилення в організмі людини при порушенні вимог безпеки.

Великий вплив на організм людини у виробничих умовах чинять метеорологічні умови або мікроклімат, а саме, для даних будівельних робіт: підвищені та понижені температури, вітер, дощ.

Також актуальна проблема на будівельному майданчику є виробничий шум, який переважно виникає внаслідок роботи машин та механізмів.

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ докum.	Підпис	Дата		

Список використаних джерел

1. Рускевич Н.Л., Ткач Д.И., Ткач М.Н. «Справочник по инженерно-строительному черчению»-К.: Будівельник, 1987;
2. Строительная теплотехника. СНиП II-3-72.,-М., 1979;
3. Шерешевський І.А. «Конструирование гражданских зданий и сооружений». –Л.: Стройздат,1979;
4. Н.Е. Бартонь, І.Е. Чернов: «Архітектурні конструкції»;
5. «Архітектурні конструкції» Благовещенский, Букина;
6. «Технологія будівельного будівництва» В.К. Черненко, М.Г. Ярмоленко;
7. С.А. Ушацький «Організація будівництва» Київ- «Кондор»,2007р;
8. С.Х. Дніпрвский, В.И. Лубян «Розход матеріалов» Київ «Будівельнтк»,1986р;
9. В.К. Черненко, М.Г. Єрмоленко «Технологія будівельного виробництва» Київ – «вища школа»,2002р;
10. СНиП III – 4 – 80- «строительные нормы и правила»;
11. О.Ю. Старченко «Технологія сухого будівництва», Київ – «Видавництво А.С.К.»2006р.;
12. М.П. Колісник «будівельні крани»,1984р;
13. ЄНІР «Общестромтельные работы», 1985р;
14. «Технологія опоряджувальних робіт» Т.С. Остапенко,1997р.
15. Бетонные и железобетонные корструи: СНиП 2.03.01-84.- М.: Стройиздат, 1985.-89
16. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85.-М: Стройздат, 1986;
17. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. «железобетонные конструкции: Общ. Курс.-М.: Стройздат,1985.-782.
18. Расчет и конструированиеичастей жилых и обществкнных зданий: Справочник проектировщика /Под ред. Вахненко П.Ф. – К.: Будівельник, 1987р.

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ докum.	Підпис	Дата		

19. Клімов Ю.А. сучасні методи розрахунку залізобетонних конструкцій за граничними станами другої групи. Навчальний посібник.-К.: КНУБА, 2001р;
20. Жердецький П.Ф., Пересада А.А. «Економіка будівельного комплексу. Навчальний посібник для вузів.-К.:Вища школа.1992р;
21. Кошторисні норми України СНУ-93,НМО-3-К.:Вища школа, 1992р.
22. Экономика строиткльства. Под. ред. Монфреда П.К. – М.:Высшая школа, 1985. Часть III.
23. В.В Сафонов, В.І. Русін, Б.М Коржик «Інженерні рішення з охорони праці», Київ – 2000р;
24. М.Г. Толстой, М.Д. Демидов «Техніка безпеки і протипожежні заходи в будівництві», «Вища школа», Київ-1974;
25. «Основи охорони праці» Н.В. Васильчик;
26. «Природокористування та охорона навколишнього середовища» А.С. Смирнова;
27. «Інженерне рішення з охорони праці» В.В. Сафонов, Київ 2000.
28. Миценко І.М. Забезпечення життєдіяльності людини в навколишньому середовищі. – Кіровоград, 1998. – 292с.
29. Стеблюк М.І. Цивільна оборона. – К: Знання, 2006. – 487 с.
30. Передерий В.П., Ткач С.М. Источники и биологические эффекты ионизирующего излучения. – Киев, 1988.
31. Прилади радіаційної і хімічної розвідки та дозиметричного контролю. Методичні вказівки для підготовки до практичних занять студентів всіх форм навчання /Укл. Миценко І.М. – Кіровоград: КІСМ, 1996. – 43с.

					ДК 8. ПЗ	Адк.
Змн.	Адк.	№ докum.	Підпис	Дата		

Додаток 1

Таблиця №2.1. Експлікація приміщень

№ позиції	Назва приміщення	Площа м ²
<i>I - поверх</i>		
1	Їдальня	21,24
2	Котельня	12,27
3	Кухня	18,31
4	Вітальня	24,74
5	Гараж	29,89
6	Сан-вузол	3,9
7	Коридор	18,73
8	Кабінет	16,05
9	Тамбур	9,06
<i>II - поверх</i>		
10	Гардероб	15,05
11	Спальня	24,65
12	Спальня-1	26,90
13	Кабінет дизайнера	27,07
14	Ванна	5,9
15	Коридор	14,87
16	Спальня-2	18,80
17	Дитяча	9,06
18	Тераса	15,54

Перемички.

При перекритті дверних та віконних прорізів у зовнішніх та внутрішніх стінах запроектовано залізобетонні перемички.

У зовнішніх стінах запроектовано по 4-и перемички. В несучих стінах запроектовано дві перемички ненесучі січенням 120х140мм, і дві несучі січенням 120х220мм. Відповідно в ненесучій стіні запроектовано 4-и ненесучих перемичок січенням 120х140мм

В несучій внутрішній стіні товщиною 380мм запроектовано 3-и перемички, дві несучі січенням 120х220мм і одна ненесуча січенням 120х140мм.

В усіх перегородках запроектовано по одній перемичці січенням 120х140мм.

Далі складаємо відомість прорізів та специфікацію перемичок в табличній формі .

Необхідна кількість перемичок наводиться в таблиці №2.2 “Специфікація перемичок”.

Таблиця №2.2. Специфікація перемичок

Проріз	Позначення	Найменування	Кількість перемичок	Всього	Маса Одиниці кг	Примітка
1	C102-3.87 Вип.2	2ПБ13-1-п	37	41	54	140х120
	---/---	2ПБ13-1-п	4			140х120
	---/---	3ПБ13-37-п	32	32	68	220х120
2	---/---	2ПБ13-1-п	17	17	22	140х120
	---/---	3ПБ13-37-п	16	16	34	220х120
3	---/---	2ПБ19-3-п	32	35	46	140х120
	---/---	2ПБ13-1-п	3			140х120
	---/---	3ПБ13-37-п	6	6	13	220х120
4	---/---	2ПБ13-1-п	8	8	11	140х120
	---/---	3ПБ13-37-п	4	4	9	220х120
5	---/---	2ПБ13-1-п	12	14	19	140х120
	---/---	2ПБ19-3-п	2			140х120
	---/---	3ПБ13-37-п	13	15	32	220х120
	---/---	3ПБ18-37-п	2			220х120

6	---/---	2ПБ13-1-п	7	7	10	140x120
	---/---	3ПБ13-37-п	14	14	30	220x120
7	---/---	2ПБ30-4-п	4	4	8	140x120

Кількість перемичок залежить від ширини стіни. Довжина – від величини прорізу, які наведенні в таблиці №1.3 “Відомість прорізів”.

Таблиця №2.3 Відомість прорізів

Марка поз.	Розміри прорізу в кладці	Відмітки на яких вкладаються перемички
Віконні прорізи		
ПР-1	1000x1200	+2.100,+2.300,+5.200.
ПР-2	1200x1200	+2.100,+2.300,+5.200,+5.500.
ПР-3	1200x1500	+2.300,+5.500
Дверні прорізи		
ПР-1	2100x1000	+2.100.
ПР-2	2100x1200	+2.100.
ПР-3	2100x1500	+2.100.
ПР-4	2100x700	+2.100,+5.100.
ПР-5	2100x800	+2.100,+5.100.
ПР-6	2100x900	+2.100,+5.100.
ПР-7	2100x2800	+2.100.

Перекрыття.

Перекрыття 1-ого поверху запроектовано із збірних залізобетонних панелей з круглими пустотами товщиною 220мм. Укладка панелей перекрыття проводиться на розчині М – 50. Шви запінюються поліуритановою піною фірми “Ceresit PU-Profi”. Після монтажу панелей перевіряється правильність вкладання, монтажні петлі загинаються та зварюються або скручуються дротом із панеллю, яка межує в торці. Якщо її в торці панелі нема, то кріпиться до несучої стіни анкерами.

Перекрыття 2-ого поверху запроектовано із дерев’яних балок.

Антикорозійний захист всіх монтажних елементів перекрыття виконується фарбою.

Таблиця №2.5. Специфікація плит перекриття

<i>Марка позиції</i>	<i>Позначення</i>	<i>Найменування</i>	<i>Кількість шт.</i>	<i>Маса од., т.</i>	<i>Примітка</i>
1	Серія 1.141.1	ПК 45.15-8Т	7	2.16	
2	-//-	ПК 54.15-8Т	7	2,57	
3	-//-	ПК 51.15-8Т	4	2,44	
4	-//-	ПК 36.15-8Т	2	0,80	
<i>Монолітні ділянки</i>					
5	Індивідуальний	МД-1 (3200х5400х220)	1	17.28	V6 = 0,380
6	Індивідуальний	МД-2 (4470х4700х220)	1		V6 = 0,462
<i>Металеві вироби</i>					
1	-	Анкер А-1 Ø10	13		L=900
2	-	Анкер А-2ВрØ4	7		L=750

Таблиця №2.6 Специфікація дерев'яних елементів перекриття

<i>Марка позиції</i>	<i>Розміри</i>	<i>Загальна довжина, м</i>	<i>Кількість шт.</i>
1	БД-1 4500х200х120	81.0	18
2	БД-2 5400х200х120	97.2	18
3	БД-3 5100х200х120	91.8	18
4	БД-4 3600х200х120	10.0	5
5	ЩН-1 1350х500	-----	34
6	ЩН-2 1400х500	-----	17
7	ЩН-3 1250х500	-----	120
8	ЩН-4 1350х500	-----	24

Покрівля.

Покрівля даного будинку шатрова. . Покриття запроектоване із металочерепиці , яка влаштована на обрешітку 30x100мм; . Крокви похилі січенням 80 х 180 мм, діагональні крокви січенням 100 х 210 мм. Відстань між кроквами становить 600-900мм. Для підтримання і кріплення похилих і діагональних крокв встановлюють стійки січенням 100x150мм, які встановлюються на нижній прогін. Поверх стійок влаштовується верхній прогін 150x150мм.

Крокви кріпляться до мауерлату за допомогою врубів і спеціальних кріплень. Мауерлат в свою чергу сприймає усе навантаження даху і передає його на несучі стіни будинку.

Для влаштування крокв'яної системи застосовуються пиломатеріали хвойних порід з деревини не нижче ІІ-го сорту. Перед встановленням проводять захист деревини від вогню і гниття шляхом просочування спеціальними розчинами згідно вимог ДБН 2.6-14 – 95. Кріплення дерев'яних елементів виконується за допомогою цвяхів, болтів 8 мм, металевих накладок МН. Мауерлат кріпиться до стіни анкерами АН-1 (таблиця 1.8.), з кроком 0,800м, які попередньо закладені в цегляну кладку на відмітку мауерлату.

Елементи даху які запроектовані в даному проекті, наведені в специфікації, таблиця 6. В специфікацію занесені елементи з запасом по довжині з розрахунку на підгонку у вузлах.

Дерев'яні елементи наведені в таблиці №1.6. “ Специфікація елементів шатрового даху ” (див. нижче):

Таблиця №2.7 Специфікація елементів шатрового даху

№ Поз н.	Назва	Січен- ня, мм	Довжи- на, мм	К- сть	Загальна довжина, м	об'єм, м³
1	Мауерлат	150x150	-	-	28,0	0,63
2	Ригель	150x100	24000	1	24	0,36
3	Кроква	180x80	2260	2	4,52	0,065

4	Кроква	180x80	3000	1	3,0	0,0432
5	Кроква	180x80	1700	2	3,4	0,0489
6	Кроква	180x80	2280	1	2,28	0,0328
7	Кроква	180x80	1650	1	1,65	0,0237
8	Кроква	180x80	1230	2	2,46	0,0354
9	Кроква	180x80	1040	1	1,04	0,0149
10	Кроква	180x80	750	2	1,5	0,0216
11	Кроква	180x80	430	1	0,43	0,0061
12	Кроква	180x80	330	2	0,66	0,0095
13	Кроква	180x80	1100	2	2,2	0,0316
14	Кроква	180x80	2500	2	5,0	0,072
15	Кроква	180x80	3360	2	6,72	0,0967
16	Кроква	180x80	3360	2	6,72	0,0967
17	Кроква	180x80	2950	2	5,9	0,0849
18	Кроква	180x80	1850	2	3,7	0,0532
19	Кроква	180x80	1100	2	1,66	0,0239
20	Кроква	180x80	6090	8	48,72	0.7015
21	Кроква	180x80	3500	1	3,5	0.0504
22	Кроква	180x80	2900	1	2,9	0.0417
23	Кроква	180x80	2290	1	2,29	0.0329
24	Кроква	180x80	1600	1	1,6	0.0230
25	Кроква	180x80	1700	1	1,7	0.0244
26	Кроква	180x80	2370	1	2,7	0.0388
27	Кроква	180x80	2950	1	2,95	0.0424
28	Кроква	180x80	3600	1	3,6	0.0518
29	Кроква	180x80	5370	1	5,37	0.0773
30	Кроква	180x80	4380	1	4,38	0.0630
31	Кроква	180x80	3200	1	3,2	0.0460
32	Кроква	180x80	620	2	1,24	0.0178
33	Кроква	180x80	1120	2	2,24	0.0322
34	Кроква	180x80	1620	2	3,24	0.0466
35	Кроква	180x80	2120	2	4,24	0.0610
36	Кроква	180x80	2550	1	2,55	0.0367
37	Кроква	180x80	2980	1	2,98	0.0429
38	Кроква	180x80	3980	1	3,98	0.0573
39	Кроква	180x80	5150	1	5,15	0.0741
40	Кроква	180x80	6130	6	36,78	0.5290
41	Кроква	180x80	5390	1	5,39	0.0776
42	Кроква	180x80	4610	1	4,61	0.0663
43	Кроква	180x80	3650	1	3,65	0.0525
44	Кроква	180x80	3730	1	3,73	0.0537
45	Кроква	180x80	4670	1	4,67	0.0672
46	Кроква	180x80	5220	5	26,1	0.3758

47	Кроква	180x80	700	2	1,35	0.0194
48	Кроква	180x80	1300	2	2,6	0.0374
49	Кроква	180x80	1900	2	3,8	0.0547
50	Кроква	180x80	2450	6	14,7	0.2116
51	Кроква	180x80	5950	7	41,65	0.5997
52	Діагональна кроква	210x100	3520	2	7,04	0.1478

Водозбір.

Водозбір даної будівлі організований, який виконується із сучасних водозбірних систем по технології фірми „Plastmo”. Жолоби підібрано ?125 мм, водостічні труби ?100 мм.

Сходи.

В даному житловому будинку запроектовані такі сходи:

1. Збірні з/б;
2. Монолітні бетонні ;

Збірні з/б сходи складаються з сходових маршів шириною - 1000мм. які укладаються на сходові площадки (1000x2100). Висота сходинки - 150мм, ширина - 300мм.

Монолітні сходи (ганок) влаштовуються ззовні для входу в будинок. Висота сходинок 150мм, ширина – 300мм. Внутрішні сходи облицьовуються керамічною плиткою, а зовнішні – гранітними плитками.

Підлоги.

У будинку запроектовані підлоги декількох типів по технології “Ceresit”.

Столярні вироби.

В будинку запроектовані дерев'яні двері та вікна із металопластикового профілю з скло пакетами, виготовленні на спецзамовлення за сучасними технологіями, які не потребують фарбування. Встановлення вікон та дверей у проектне положення проводиться за допомогою монтажної піни. Підвіконні дошки виготовленні з

металопластику, товщиною 40мм. Вони встановлюються під нахилом в середину приміщення 1%, виступають за межі стіни на 8см.

Таблиця №2.8. Відомість прорізів

<i>Марка поз.</i>	<i>Розміри прорізу в кладці</i>	<i>Відмітки на яких владаються перемички</i>
<i>Віконні прорізи</i>		
ПР-1	1000х1200	+2.100,+2.300,+5.200.
ПР-2	1200х1200	+2.100,+2.300,+5.200,+5.500.
ПР-3	1200х1500	+2.300,+5.200
<i>Дверні прорізи</i>		
ПР-1	2100х1000	+2.100,+5.100.
ПР-2	2100х1200	+2.100.
ПР-3	2100х1500	+2.100.
ПР-4	2100х700	+2.100,+5.100.
ПР-5	2100х800	+2.100,+5.100.
ПР-8	2100х900	+2.100,+5.100.
ПР-9	2100х2800	+2.100.

Таблиця №2.9 Специфікація столярних виробів

<i>Марка позиції</i>	<i>Позначення</i>	<i>Розміри</i>	<i>Кількість</i>	<i>Маса од.</i>	<i>Примітка</i>
<i>Віконні блоки</i>					
В-1	Спецзамовлення	1000х1200	11	---	“Євро-світ”
В-2	Спецзамовлення	1200х1200	16	---	“Євро-світ”
В-3	Спецзамовлення	1200х1500	8	---	“Євро-світ”
<i>Дверні блоки</i>					
Д-1	Спецзамовлення	2100х1000	1	---	Вхідна в котедж
Д-1	Спецзамовлення	2100х1000	1	---	Вхідна в котельню

Д-2	Спецзамовлення	2100x1200	1	---	---
Д-3	Спецзамовлення	2100x700	4	---	---
Д-4	Спецзамовлення	2100x800	8	---	---
Д-5	Спецзамовлення	2100x900	2	---	---
---	Спецзамовлення	2100x2800	1	---	Гаражні ворота

Внутрішнє і зовнішнє опорядження

Зовнішнє

Оздоблення фасаду виконується штукатуркою “Ceresit СТ 64” під фактуру “Короїд”.

Цоколь оздоблюється природнім (рваним) каменем.

Внутрішнє

Стіни в усіх кімнатах оштукатурюються штукатурною сумішшю.

У санвузлах стіни облицовуються керамічною плиткою на висоту 1,5м.

Стелі в усіх кімнатах шпаклюються, шліфуються і фарбуються водоемульсійною фарбою фірми “Sniezka” та облицовується ГКЛ.

Всі стіни які не облицовуються плиткою, штукатуряться, шпаклюються, шліфуються, фарбуються водоемульсійними фарбами в два рази, з різними пігментами. Площі поверхонь, що облицовуються чи оздоблюються наведені в таблиці №2.10 “Відомість елементів оздоблення” (див. нижче):

Таблиця №1.10 Відомість елементів оздоблення

Марк а позиц ії	Назва приміщення по плану	Стеля		Стіни	
		Площа, м ²	Вид оздоблення	Площа, м ²	Вид оздоблення

1	Їдальня	21,24	Шпаклівка, водоемол. фарба.	58,24	Штукатурка, шпаклівка, водоемол. фарба..
				24,12	Штукатурка, керамічна плитка
2	Котельня	12,27	Шпаклівка, водоемол. фарба.	34	Штукатурка, керамічна плитка
3	Кухня	18,31	Шпаклівка, водоемол. фарба	28,32	Штукатурка, шпаклівка, водоемол. фарба..
				17,88	Штукатурка, керамічна плитка
4	Вітальня	24,74	Підвісна стеля, з гкл.	55,5	Штукатурка, шпаклівка, водоемол. фарба..
5	Гараж	29,89	Шпаклівка, водоемол. фарба	48,8	Штукатурка, керамічна плитка
6	Сан-вузол	3,9	Гіпсокартон, шпаклівка, водоемол. фарба.	13,54	Штукатурка, шпаклівка, водоемол. фарба..
				8,9	Штукатурка, керамічна плитка
7	Коридор	18,73	Гіпсокартон, шпаклівка, водоемол. фарба.	45,25	Штукатурка, шпаклівка, водоемол. фарба..
8	Кабінет	16,05	Підвісна стеля з гіпсокартону, шпаклівка, водоемол. фарба.	40,7	Рідкі шпалери
9	Тамбур	9,06	Шпаклівка, водоемол. фарба	24,18	Штукатурка, шпаклівка, водоемол. фарба..
10	Гардероб	15,05	Гіпсокартон,	34,68	Гіпсокартон,

			шпаклівка, водоемол. фарба.		шпаклівка, водоемол. фарба.
11	Спальня	24,65	Шпаклівка, водоемол. фарба	27,47 6,96	Штукатурка, шпаклівка, водоемол. фарба.. Штукатурка, шпаклівка, водоемол. фарба..
12	Спальня-1	26,90	Шпаклівка, водоемол. фарба	48,7	Штукатурка, керамічна плитка
13	Кабінет дизайнера	27,07	Гіпсокартон, шпаклівка, водоемол. фарба.	51,32	Гіпсокартон, шпаклівка, водоемол. фарба.
14	Ванна	5,9	Гіпсокартон, шпаклівка, водоемол. фарба.	14,54	Штукатурка, шпаклівка, водоемол. фарба..
				11,68	Штукатурка, керамічна плитка
15	Коридор	14,87	Гіпсокартон, шпаклівка, водоемол. фарба.	35,94	Штукатурка, шпаклівка, водоемол. фарба..
16	Спальня-2	18,80	Шпаклівка, водоемол. фарба	49,2	Гіпсокартон, шпаклівка, водоемол. фарба.
17	Дитяча	9,06	Шпаклівка, водоемол. фарба	36,18	Гіпсокартон, шпаклівка, водоемол. фарба.
18	Тераса	15,54	Шпаклівка, водоемол. фарба.	15,8	Штукатурка, керамічна плитка.

Додаток 2

3.1.7 Розрахунок на утворення тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента

Розрахунок плити як згинального елемента на утворення тріщин виконуємо за умовою:

$$M_r \leq M_{crc} ,$$

де M_r – момент зовнішніх сил, розташованих по один бік від розрахункового

перерізу, відносно осі, що проходить через ядрову точку, найвіддаленішу

від розтягнутої зони, тріщиностійкість якої перевіряється, і паралельної до

нульової лінії;

M_{crc} – момент, що сприймається перерізом, нормальним до поздовжньої осі

елемента, при утворенні тріщин і визначається за формулою:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} \pm M_{rp} ,$$

тут M_{rp} – момент зусилля P відносно тієї ж осі, що і для визначення M_r ; знак

моменту визначається за напрямком обертання (“плюс” – коли напрямки

обертання моментів M_{rp} і M_r протилежні; “мінус” – коли напрямки співпадають); визначається за формулою:

$$M_{rp} = P (e_{op} \pm r) .$$

Значення W_{pl} можна визначити наближено, виходячи з пружного моменту опору W_{red} за формулою

$$W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,5 \cdot 10082 = 15123 \text{ см}^3 ,$$

де γ – коефіцієнт, що враховує вплив не пружних деформацій бетону

розтягнутої зони залежно від форми поперечного перерізу, при

$b'_f/b = 1470/469 = 3,13 \approx b_f/b = 1490/469 = 3,17$, ці значення більші за 2, але менші від 6, тому $\gamma = 1,5$ [2, с. 472].

Зусилля попереднього обтиску з врахуванням всіх втрат при коефіцієнті точності натягу $\gamma_{sp} = 0,866$ становить

$$P = \gamma_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) A_{sp} = 0,866 \cdot (471 - 100) \cdot 4,71 = 151,3 \text{ кН}.$$

Момент при утворенні тріщин становитиме

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} + M_{rp} = 1,8 \text{ МПа} \cdot 0,9 \cdot 15123 \text{ см}^3 + 151,3 \text{ кН} \cdot (7,83 + 4,64) \text{ см} = 43,37 \text{ кНм}.$$

$$M_r = M^n = 52,39 \text{ кНм} > M_{crc} = 43,37 \text{ кНм},$$

отже, тріщини утворюються.

Плита перекриття належить до третьої категорії тріщиностійкості як елемент, що експлуатується у закритому приміщенні і армований стержнями зі сталі класу Ат-V (A800 ДСТУ 3760-98). Гранично допустима ширина розкриття тріщин $a_{crc1} = 0,3 \text{ мм}$ та $a_{crc2} = 0,2 \text{ мм}$.

Для елементів третьої категорії тріщиностійкості, які розраховують на розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента, при дії короткотривалих і довготривалих навантажень повинна виконуватись умова:

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} < a_{crc,max},$$

де $a_{crc1} - a_{crc2}$ — приріст ширини розкриття тріщин в результаті короткотривалого

збільшення навантаження від постійного і довготривалого до повного;

a_{crc3} — ширина розкриття тріщин від довготривалої дії постійного і довготривалого навантаження.

Ширину розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента, визначають за формулою [9, п.4.14]:

$$a_{crc} = \varphi_l \eta \delta \lambda \frac{\sigma_s}{E_s} d,$$

де φ_l — коефіцієнт, що при дії короткотривалих навантажень і нетривалих діях

постійних і довготривалих навантажень становить 1,0; при тривалій дії постійних і довготривалих навантажень для конструкцій з важкого бетону при звичайній вологості $\varphi_l = 1,60-15\mu$;

η – коефіцієнт, для стержневої арматури періодичного профілю 1,0;

δ – коефіцієнт, що визначається за формулою:

$$\delta = \frac{\alpha}{\varphi_d(1+2\alpha\mu)},$$

тут $\alpha = E_s/E_b = 190000/29000 = 6,55$;

φ_d – коефіцієнт, що залежить від діаметру арматури, для $\varnothing 10$ $\varphi_d = 1,0$;

μ – коефіцієнт, що дорівнює відношенню площі перерізу арматури S до площі перерізу бетону розтягнутої зони в нормальному перерізі елементу $\mu = \frac{A_s}{A_{bt}}$, в даному випадку $\mu = \frac{A_{sp} + A_s}{(h-x-h_f)b + h_fb_f}$;

λ – коефіцієнт, що визначається за формулою:

$$\lambda = 2\left(1 - \frac{1}{e^w}\right) \leq 1,45, \text{ тут } w = \frac{5 + 0,6 \frac{\sigma_s}{R_{b,ser}}}{\delta};$$

σ_s – напруження в розтягнутій арматурі, визначаються за формулою:

$$\sigma_s = \frac{M - P(z - e_{sp})}{A_s z},$$

d – діаметр арматури;

x – висота стиснутої зони у нормальному перерізі з тріщиною, яку обчислюють за формулою [9, п. 4.28]:

$$x = \varphi_s(1 + \varphi_s)(1 + \varphi_f)\varphi_n h_0,$$

де

$$\varphi_s = \beta \left(\sqrt{1 + \frac{2\left(1 + \varphi_s \frac{a'}{h_0}\right)\left(1 + 0,5\varphi_f \frac{h_f}{h_0}\right)}{\varphi_n \beta (1 + \varphi_s)^2 (1 + \varphi_f)^2}} - 1 \right),$$

$$\text{тут } \beta = \alpha \mu \frac{\psi_b \varphi_{b2}}{\psi_s \varphi_{b1}}; \quad \alpha = \frac{E_s}{E_b}; \quad \mu = \frac{A_s}{bh_0};$$

φ_{b1} – коефіцієнт, що враховує вплив короткотривалої повзучості бетону, для

важкого бетону $\varphi_{b1} = 0,85$;

φ_{b2} – коефіцієнт, що враховує вплив довготривалої повзучості бетону, при

нетривалій дії навантаження $\varphi_{b2} = 1,0$, а при довготривалій дії навантаження

для бетону класу В30 при вологості повітря навколишнього середовища

80...100% $\varphi_{b2} = 2,2$ [9, т. 34];

ψ_b – коефіцієнт, що враховує нерівномірність розподілу деформацій крайнього

стиснутого волокна бетону по довжині ділянки з тріщинами, для бетону

класу В30 $\psi_b = 0,9$;

φ_f – коефіцієнт, що враховує вплив стиснутих полиць у таврових і двотаврових

елементах, визначається за формулою: $\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{\beta b h_0}$;

φ_s – коефіцієнт, що враховує вплив арматури S' і визначається з формули:

$$\varphi_s = \frac{A'_s \psi_s}{A_s \psi_b};$$

φ_n – коефіцієнт, що враховує ексцентриситет прикладання поздовжньої сили і

визначається з формули: $\varphi_n = \frac{1}{1 \mp \frac{y+r}{e_{s,tot}}}$, де знак „–” враховують при

стискуючій, а „+” – при розтягуючій дії сили N ;

y – відстань від центру ваги зведеного перерізу до центру арматури S ;

r – віддаль від центру ваги зведеного перерізу до ядрової точки,

$$r = \varphi W_{red} / A_{red} ,$$

$e_{s,tot}$ – ексцентриситет сили N_{tot} відносно центру ваги площі перерізу арматури S ,

відповідає моменту M , визначається за формулою:

$$e_{s,tot} = \left| \frac{M}{N_{tot}} \right| = \left| \frac{M_{tot} + P_l e_{sp}}{P_l} \right| ;$$

z – віддаль від центру ваги площі перерізу арматури до точки прикладання

рівнодійної зусиль в стиснутій зоні перерізу над тріщиною, визначається за

формулою:

$$z = \left(h_0 - \frac{x}{3} \right) \left(\frac{1 + \lambda \frac{h_0 - 0,5h'_f}{h_0 - x/3}}{1 + \lambda} \right), \text{ де } \lambda = \frac{\left(2 - \frac{h'_f}{x} \right) (b'_f - b) h'_f}{bx} ;$$

ψ_s – коефіцієнт, що враховує роботу розтягнутого бетону на ділянці з тріщинами і

визначається за формулою:

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8 \varphi_m) e_{s,tot} / h_0} \leq 1,0 ,$$

причому $e_{s,tot} / h_0 \geq 1,2 / \varphi_{ls}$,

тут φ_{ls} – коефіцієнт, що враховує вплив тривалості дії навантаження; для бетону

класу В30 і стержневої арматури періодичного профілю при нетривалій дії

навантаження $\varphi_{ls} = 1,1$, а при тривалій дії $\varphi_{ls} = 0,8$;

φ_m – коефіцієнт, що обчислюється за формулою:

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{|\pm M_r \mp M_{rp}|} \leq 1,0.$$

3.1.8 Визначення ширини розкриття тріщин від нетривалої дії повного навантаження

Розрахунок виконуємо за формулою: $a_{crc,I} = \varphi_I \eta \delta \lambda \frac{\sigma_{s,I}}{E_s} d$ при дії нормативного експлуатаційного навантаження $M_{tot} = M^n = 52,39 \text{ кНм}$. Зусилля попереднього обтиску з урахуванням перших втрат становить $P_I = 212 \text{ кН}$, що діє з ексцентриситетом $e_{sp} = 7,83 \text{ см}$.

Ексцентриситет

$$e_{s,tot} = \left| \frac{M}{N_{tot}} \right| = \left| \frac{M_{tot} + P_I e_{sp}}{P_I} \right| = \left| \frac{52,39 + 212 \cdot 0,0783}{212} \right| = 0,325 \text{ м}.$$

Відстань від центру ваги зведеного перерізу до центру ваги поздовжньої арматури розтягнутої зони $y = 7,85 \text{ см}$, відстань від центру ваги зведеного перерізу до верхньої ядрової точки $r = 4,64 \text{ см}$.

$$\varphi_n = \frac{1}{1 \mp \frac{y+r}{e_{s,tot}}} = \frac{1}{1 - \frac{7,83 + 4,64}{32,5}} = 1,62;$$

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{|\pm M_r \mp M_{rp}|} = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M_{tot} - M_{rp}} = \frac{1,8 \cdot 15123}{52,39 - 151,3 \cdot (7,83 + 4,64)} = 0,812 < 1,0;$$

$$\varphi_{ls} = 1,1,$$

$$\frac{e_{s,tot}}{h_0} = \frac{0,325}{0,19} = 1,71 > \frac{1,2}{\varphi_{ls}} = \frac{1,2}{1,1} = 0,9;$$

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8 \varphi_m) e_{s,tot} / h_0} \leq 1,0, \quad \text{після} \quad \text{підстановки}$$

отримаємо:

$$\psi_s = 1,25 - 1,1 \cdot 0,812 - \frac{1 - 0,812^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 0,812) \cdot 1,71} = 0,26 < 1,0;$$

$$\psi_b = 0,9;$$

$$\varphi_s = \frac{A'_s \psi_s}{A_s \psi_b} = \frac{0,565 \cdot 0,26}{(4,71 + 0,565) \cdot 0,9} = 0,031;$$

$$\beta = \alpha \mu \frac{\psi_b \varphi_{b2}}{\psi_s \varphi_{b1}} = 6,55 \cdot 0,0059 \frac{0,9 \cdot 1}{0,26 \cdot 0,85} = 0,16;$$

$$\text{ТУТ } \mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{4,71 + 0,565}{46,9 \cdot 19} = 0,0059;$$

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{\beta b h_0} = \frac{(147 - 46,9) \cdot 3,85}{0,16 \cdot 46,9 \cdot 19} = 2,7;$$

$$\varphi_s = \beta \left(\sqrt{1 + \frac{2 \left(1 + \varphi_s \frac{a'}{h_0} \right) \left(1 + 0,5 \varphi_f \frac{h_f}{h_0} \right)}{\varphi_n \beta (1 + \varphi_s)^2 (1 + \varphi_f)^2}} - 1 \right), \text{ після підстановки отримаємо:}$$

$$\varphi_s = 0,16 \left(\sqrt{1 + \frac{2 \left(1 + 0,031 \frac{3}{19} \right) \left(1 + 0,5 \cdot 2,7 \frac{3,85}{19} \right)}{1,62 \cdot 0,16 (1 + 0,031)^2 (1 + 2,7)^2}} - 1 \right) = 0,047 ;$$

$$x_1 = \varphi_s (1 + \varphi_s) (1 + \varphi_f) \varphi_n h_0 = 0,047 (1 + 0,031) (1 + 2,7) 1,62 \cdot 19 = 5,56 \text{ см};$$

$$\mu = \frac{A_{sp} + A_s}{(h - x - h_f) b + h_f b_f} = \frac{4,71 + 0,565}{(22 - 5,56 - 3,85) 46,9 + 3,85 \cdot 149} = 0,0045;$$

$$\delta = \frac{\alpha}{\varphi_d (1 + 2\alpha\mu)} = \frac{6,55}{1,0 \cdot (1 + 2 \cdot 6,55 \cdot 0,0045)} = 6,185;$$

$$\lambda = \frac{\left(2 - \frac{h'_f}{x} \right) (b'_f - b) h'_f}{bx} = \frac{\left(2 - \frac{3,85}{5,56} \right) (147 - 46,9) 3,85}{46,9 \cdot 5,56} = 1,93;$$

$$z = \left(h_0 - \frac{x}{3} \right) \left(\frac{1 + \lambda \frac{h_0 - 0,5 h'_f}{h_0 - x/3}}{1 + \lambda} \right) = \left(19 - \frac{5,56}{3} \right) \left(\frac{1 + 1,93 \frac{19 - 3,85/2}{19 - 5,56/3}}{1 + 1,93} \right) = 17,15.$$

Зусилля попереднього обтіску з урахуванням перших та других втрат
 $P_2 = 174,7 \text{ кН}.$

$$\sigma_{s1} = \frac{M_{tot} - P_2(z - e_{sp})}{A_s z} = \frac{52,39 - 174,7(0,1715 - 0,0783)}{(4,71 + 0,565)10^{-4} \cdot 0,1715} = 399,1 \text{ МПа};$$

$$w = \frac{5 + 0,6 \frac{\sigma_s}{R_{b,ser}}}{\delta} = \frac{5 + 0,6 \frac{399,1}{22}}{6,185} = 2,57;$$

$$\lambda = 2 \left(1 - \frac{1}{e^w} \right) = 2 \left(1 - \frac{1}{e^{2,57}} \right) = 1,85 > 1,45, \text{ тому приймаємо } \lambda = 1,45.$$

Обчислимо ширину розкриття тріщин від нетривалої дії повного навантаження за формулою:

$$a_{crc,1} = \varphi_l \eta \delta \lambda \frac{\sigma_{s,1}}{E_s} d = 1 \cdot 1 \cdot 6,18 \cdot 1,45 \frac{399,1}{1,9 \cdot 10^5} \cdot 10 = 0,188 \text{ мм.}$$

3.1.9 Визначення ширини розкриття тріщин від нетривалої дії постійного та довготривалого тимчасового навантаження

Розрахунок виконуємо за формулою: $a_{crc,2} = \varphi_l \eta \delta \lambda \frac{\sigma_{s,2}}{E_s} d$ при дії нормативного довготривалого навантаження $M_l = 49,2 \text{ кНм}$. Зусилля попереднього обтиску з урахуванням перших втрат становить $P_l = 212 \text{ кН}$, що діє з ексцентриситетом $e_{sp} = 7,83 \text{ см}$.

Ексцентриситет

$$e_{s,tot} = \left| \frac{M}{N_{tot}} \right| = \left| \frac{M_l + P_l e_{sp}}{P_l} \right| = \left| \frac{49,2 + 212 \cdot 0,0783}{212} \right| = 0,31 \text{ м.}$$

$$\varphi_n = \frac{1}{1 \mp \frac{y+r}{e_{s,tot}}} = \frac{1}{1 - \frac{7,83 + 4,64}{31}} = 1,67;$$

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{|\pm M_r \mp M_{rp}|} = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M_{tot} - M_{rp}} = \frac{1,8 \cdot 15123}{49,2 - 151,3 \cdot (7,83 + 4,64)} = 0,897 < 1,0;$$

$$\varphi_{ls} = 1,1,$$

$$\frac{e_{s,tot}}{h_0} = \frac{0,31}{0,19} = 1,63 > \frac{1,2}{\varphi_{ls}} = \frac{1,2}{1,1} = 0,9;$$

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8 \varphi_m) e_{s,tot} / h_0} \leq 1,0, \text{ після підстановки отримаємо:}$$

$$\psi_s = 1,25 - 1,1 \cdot 0,897 - \frac{1 - 0,897^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 0,897) \cdot 1,63} = 0,2 < 1,0;$$

$$\psi_b = 0,9;$$

$$\varphi_s = \frac{A'_s \psi_s}{A_s \psi_b} = \frac{0,565 \cdot 0,2}{(4,71 + 0,565) \cdot 0,9} = 0,0237;$$

$$\beta = \alpha \mu \frac{\psi_b \varphi_{b2}}{\psi_s \varphi_{b1}} = 6,55 \cdot 0,0059 \frac{0,9 \cdot 1}{0,2 \cdot 0,85} = 0,2;$$

$$\text{ТУТ } \mu = \frac{A_s}{b h_0} = \frac{4,71 + 0,565}{46,9 \cdot 19} = 0,0059;$$

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b) h'_f}{\beta b h_0} = \frac{(147 - 46,9) \cdot 3,85}{0,2 \cdot 46,9 \cdot 19} = 2,16;$$

$$\varphi_\varsigma = \beta \left(\sqrt{1 + \frac{2 \left(1 + \varphi_s \frac{a'}{h_0} \right) \left(1 + 0,5 \varphi_f \frac{h_f}{h_0} \right)}{\varphi_n \beta (1 + \varphi_s)^2 (1 + \varphi_f)^2}} - 1 \right), \text{ після підстановки отримаємо:}$$

$$\varphi_\varsigma = 0,2 \left(\sqrt{1 + \frac{2 \left(1 + 0,0237 \frac{3}{19} \right) \left(1 + 0,5 \cdot 2,16 \frac{3,85}{19} \right)}{1,67 \cdot 0,2 (1 + 0,0237)^2 (1 + 2,16)^2}} - 1 \right) = 0,061;$$

$$x_2 = \varphi_\varsigma (1 + \varphi_s) (1 + \varphi_f) \varphi_n h_0 = 0,061 (1 + 0,0237) (1 + 2,16) 1,67 \cdot 19 = 6,24 \text{ см};$$

$$\lambda = \frac{\left(2 - \frac{h'_f}{x} \right) (b'_f - b) h'_f}{b x} = \frac{\left(2 - \frac{3,85}{6,24} \right) (147 - 46,9) 3,85}{46,9 \cdot 6,24} = 1,82;$$

$$z = \left(h_0 - \frac{x}{3} \right) \left(\frac{1 + \lambda \frac{h_0 - 0,5 h'_f}{h_0 - x/3}}{1 + \lambda} \right) = \left(19 - \frac{6,24}{3} \right) \left(\frac{1 + 1,82 \frac{19 - 3,85/2}{19 - 6,24/3}}{1 + 1,82} \right) = 16,92.$$

$$P_2 = 174,7 \text{ кН};$$

$$\sigma_{s2} = \frac{M_l - P_2 (z - e_{sp})}{A_s z} = \frac{49,2 - 174,7 (0,1692 - 0,0783)}{(4,71 + 0,565) 10^{-4} \cdot 0,1692} = 373,3 \text{ МПа};$$

$$\mu = \frac{A_{sp} + A_s}{(h - x - h_f) b + h_f b_f} = \frac{4,71 + 0,565}{(22 - 6,24 - 3,85) 46,9 + 3,85 \cdot 149} = 0,00466$$

$$\delta = \frac{\alpha}{\varphi_d(1 + 2\alpha\mu)} = \frac{6,55}{1,0 \cdot (1 + 2 \cdot 6,55 \cdot 0,00466)} = 6,17;$$

$$w = \frac{5 + 0,6 \frac{\sigma_s}{R_{b,ser}}}{\delta} = \frac{5 + 0,6 \frac{373,3}{22}}{6,17} = 2,46;$$

$$\lambda = 2 \left(1 - \frac{1}{e^w} \right) = 2 \left(1 - \frac{1}{e^{2,46}} \right) = 1,82 > 1,45, \text{ тому приймаємо } \lambda = 1,45.$$

Обчислимо ширину розкриття тріщин від нетривалої дії повного навантаження за формулою:

$$a_{crc,2} = \varphi_l \eta \delta \lambda \frac{\sigma_{s,2}}{E_s} d = 1 \cdot 1 \cdot 6,17 \cdot 1,45 \frac{373,3}{1,9 \cdot 10^5} \cdot 10 = 0,176 \text{ мм.}$$

$$a_{crc,2} = 0,176 \text{ мм} < [a_{crc,2}] = 0,2 \text{ мм.}$$

3.1.10 Визначення ширини розкриття тріщин від тривалої дії постійного та довготривалого тимчасового навантаження

Розрахунок виконуємо за формулою: $a_{crc,3} = \varphi_l \eta \delta \lambda \frac{\sigma_{s,3}}{E_s} d$ при дії нормативного довготривалого навантаження $M_l = 49,2 \text{ кНм}$. Зусилля попереднього обтиску з урахуванням перших втрат становить $P_l = 212 \text{ кН}$, що діє з ексцентриситетом $e_{sp} = 7,83 \text{ см}$.

Ексцентриситет

$$e_{s,tot} = \left| \frac{M}{N_{tot}} \right| = \left| \frac{M_l + P_l e_{sp}}{P_l} \right| = \left| \frac{49,2 + 212 \cdot 0,0783}{212} \right| = 0,31 \text{ м.}$$

$$\varphi_n = \frac{1}{1 \mp \frac{y+r}{e_{s,tot}}} = \frac{1}{1 - \frac{7,83 + 4,64}{31}} = 1,67;$$

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{|\pm M_r \mp M_{rp}|} = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M_{tot} - M_{rp}} = \frac{1,8 \cdot 15123}{49,2 - 151,3 \cdot (7,83 + 4,64)} = 0,897 < 1,0;$$

$$\varphi_{ls} = 0,8,$$

$$\frac{e_{s,tot}}{h_0} = \frac{0,31}{0,19} = 1,63 > \frac{1,2}{\varphi_{ls}} = \frac{1,2}{0,8} = 1,5;$$

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8 \varphi_m) e_{s,tot} / h_0} \leq 1,0, \text{ після підстановки отримаємо:}$$

$$\psi_s = 1,25 - 0,8 \cdot 0,897 - \frac{1 - 0,897^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 0,897) \cdot 1,63} = 0,469 < 1,0;$$

$$\psi_b = 0,9;$$

$$\varphi_s = \frac{A'_s \psi_s}{A_s \psi_b} = \frac{0,565 \cdot 0,469}{(4,71 + 0,565) \cdot 0,9} = 0,056;$$

при довготривалій дії навантаження для бетону класу В30 при вологості повітря навколишнього середовища 80...100% $\varphi_{b2} = 2,2$ [9, т. 34];

$$\beta = \alpha \mu \frac{\psi_b \varphi_{b2}}{\psi_s \varphi_{b1}} = 6,55 \cdot 0,0059 \frac{0,9 \cdot 2,2}{0,469 \cdot 0,85} = 0,192;$$

$$\text{ТУТ } \mu = \frac{A_s}{b h_0} = \frac{4,71 + 0,565}{46,9 \cdot 19} = 0,0059;$$

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b) h'_f}{\beta b h_0} = \frac{(147 - 46,9) \cdot 3,85}{0,192 \cdot 46,9 \cdot 19} = 2,25;$$

$$\varphi_s = \beta \left(\sqrt{1 + \frac{2 \left(1 + \varphi_s \frac{a'}{h_0} \right) \left(1 + 0,5 \varphi_f \frac{h'_f}{h_0} \right)}{\varphi_n \beta (1 + \varphi_s)^2 (1 + \varphi_f)^2}} - 1 \right), \text{ після підстановки отримаємо:}$$

$$\varphi_s = 0,192 \left(\sqrt{1 + \frac{2 \left(1 + 0,056 \frac{3}{19} \right) \left(1 + 0,5 \cdot 2,25 \frac{3,85}{19} \right)}{1,67 \cdot 0,192 (1 + 0,056)^2 (1 + 2,25)^2}} - 1 \right) = 0,055 ;$$

$$x_2 = \varphi_s (1 + \varphi_s) (1 + \varphi_f) \varphi_n h_0 = 0,055 (1 + 0,056) (1 + 2,25) 1,67 \cdot 19 = 6,0 \text{ см};$$

$$\lambda = \frac{\left(2 - \frac{h'_f}{x} \right) (b'_f - b) h'_f}{b x} = \frac{\left(2 - \frac{3,85}{6,24} \right) (147 - 46,9) 3,85}{46,9 \cdot 6,0} = 1,86;$$

$$z = \left(h_0 - \frac{x}{3} \right) \left(\frac{1 + \lambda \frac{h_0 - 0,5 h'_f}{h_0 - x/3}}{1 + \lambda} \right) = \left(19 - \frac{6}{3} \right) \left(\frac{1 + 1,86 \frac{19 - 3,85/2}{19 - 6/3}}{1 + 1,86} \right) = 17,0.$$

$$P_2 = 174,7 \text{ кН};$$

$$\sigma_{s3} = \frac{M_l - P_2(z - e_{sp})}{A_s z} = \frac{49,2 - 174,7(0,17 - 0,0783)}{(4,71 + 0,565)10^{-4} \cdot 0,17} = 370,0 \text{ МПа};$$

$$\mu = \frac{A_{sp} + A_s}{(h - x - h_f)b + h_f b_f} = \frac{4,71 + 0,565}{(22 - 6 - 3,85)46,9 + 3,85 \cdot 149} = 0,0046$$

$$\delta = \frac{\alpha}{\varphi_d(1 + 2\alpha\mu)} = \frac{6,55}{1,0 \cdot (1 + 2 \cdot 6,55 \cdot 0,0046)} = 6,17;$$

$$w = \frac{5 + 0,6 \frac{\sigma_s}{R_{b,ser}}}{\delta} = \frac{5 + 0,6 \frac{370}{22}}{6,17} = 2,44;$$

$$\lambda = 2 \left(1 - \frac{1}{e^w} \right) = 2 \left(1 - \frac{1}{e^{2,44}} \right) = 1,82 > 1,45, \text{ тому приймаємо } \lambda = 1,45.$$

При тривалій дії постійних і довготривалих навантажень для конструкцій з важкого бетону при звичайній вологості

$$\varphi_l = 1,60 - 15\mu = 1,6 - 15 \cdot 0,0046 = 1,531.$$

Обчислимо ширину розкриття тріщин від тривалої дії навантаження за формулою:

$$a_{crc,3} = \varphi_l \eta \delta \lambda \frac{\sigma_{s,3}}{E_s} d = 1,531 \cdot 1 \cdot 6,17 \cdot 1,45 \frac{370}{1,9 \cdot 10^5} \cdot 10 = 0,267 \text{ мм.}$$

Для елементів третьої категорії тріщиностійкості, які розраховують на розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента, при дії короткотривалих і довготривалих навантажень повинна виконуватись умова:

$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} < a_{crc,max}$, після підстановки отримаємо:

$$a_{crc} = a_{crc,1} - a_{crc,2} + a_{crc,3} = 0,188 - 0,176 + 0,267 = 0,279 \text{ мм};$$

$$a_{crc} = 0,279 \text{ мм} < [a_{crc,1}] = 0,3 \text{ мм.}$$

Додаток 3

Таблиця № 4.1 - Співвідношення категорії працюючих

Вид будівництва	Робітники	Ітр	Службовці	Моп і охорона
Промислове	83,9	11	3,6	1,5
Транспортне	83,3	9,1	6,2	1,4
Сільськогосподарське	83,0	13,0	3,0	1,0
Житлово-господарське	85,0	8,0	5,0	2

1. Знаходимо загальну кількість працюючих:

$$N_{\text{заг}} = 13 \cdot 100 / 85 = 15,4$$

2. Знаходимо кількість людей, яка приходить на 1 %:

$$15 / 100 = 0,15$$

3. Визначаємо весь штат працівників:

$$N_{\text{ітр}} = 0,15 \cdot 8 = 1,2$$

$$N_{\text{сл}} = 0,15 \cdot 5 = 0,75$$

$$N_{\text{ох}} = 0,15 \cdot 2 = 0,3$$

Чисельність працюючих:

$$N = (15 + 1,2 + 0,75 + 0,3) \cdot 1,05 = 17,4$$

Розрахунок потреби в тимчасових будівлях і спорудах

Таблиця №4.2

№ п/п	Назва тимчасових будівель	Кількість працюючих	Працівники які користуються пр %	Площа приміщення		Тип тимчасової будівлі	Розмір будівлі
				на 1-го	загальна		
1	Контора виконроба	3	100	4	12	пересувна	2.5?4.8
2	Прохідна	2	100	3	6	пересувна	2?3.0
3	Приміщення	19	70	0,7	8.5	пересувна	3.4?2,5

	для зберігання одягу						
4	Душова	19	40	0,54	4.8	пересувна	1,6?3.0
5	Приміщення для приймання їжі	19	70	1,0	8.5	пересувна	3.4?2,5
6	Туалет з вмивальною	19	100	0,1	1.8	контейнер	1,5?1,2

4.3.4. Організація тимчасового водопостачання

Водопостачання будівництва повинно здійснюватися з врахуванням діючих систем водопостачання. При влаштуванні мереж тимчасового водопостачання в першу чергу необхідно прокладати і використовувати мережі запроектованого постійного водопроводу. В даному дипломному проекті запроектовано так, що всі тимчасові приміщення розміщені як найближче до постійного існуючого водопроводу, щоб вартість прокладання тимчасового водопроводу була мінімальною.

При прокладанні тимчасового водопроводу на будівельному майданчику повинні вирішуватись такі питання:

- визначення схеми розміщення мереж;
- визначення діаметру водопроводу, який буде подавати воду.

Загальна потреба у воді визначається за формулою:

$$Q_{\text{заг}} = Q_{\text{вир}} + Q_{\text{госп}} + Q_{\text{заг.}}$$

Розрахунок води на виробничі потреби виконується на основі календарного плану і норм витрат води на ці потреби. Норми витрат води на виробничі потреби приводиться нижче в (табл. 3.10).

Таблиця №4.3

Робота	Норма на одиницю	На всю роботу
Робота екскаватора	10л на 1 маш./год.	120
Штукатурення при готовому розчині	2 – 3 л на 1 м?	1464
Малярні роботи	1л на м?	475
Поливання бетону	1л на м?	500

Визначаємо витрати води для кожного споживача окремо:

$$Q_{\text{вир.}} = 1,2 \frac{q_{\hat{a}} \times n_{\hat{a}} \times K_1}{3600 \times t}, \text{ де}$$

1,2 – це коефіцієнт неврахованих витрат води;

$q_{\hat{a}}$ – питома потреба води на виробничі потреби приймається;

$n_{\hat{a}}$ – число виробничих споживачів;

K_1 – коефіцієнт годинної нерівномірності споживання води, середній

1,5;

t – число годин, що враховується в змінну;

3600 – число секунд в одній годині.

Отже визначаємо витрати:

$$Q_{\text{вир.}} = 1,2 \frac{120 \times 1 \times 1,5}{3600 \times 8} = 0,0062 \text{ – для екскаватора}$$

$$Q_{\text{вир.}} = 1,2 \frac{1464 \times 1 \times 1,5}{3600 \times 8} = 0,076 \text{ - штукатурення при готовому}$$

розчині;

$$Q_{\text{вир.}} = 1,2 \frac{475 \times 1 \times 1,5}{3600 \times 8} = 0,024 \text{ – малярні роботи;}$$

$$Q_{\text{вир.}} = 1,2 \frac{500 \times 1 \times 1,5}{3600 \times 8} = 0,026 \text{ поливання бетону,}$$

$$Q_{\text{заг}} = 0,0062 + 0,076 + 0,024 + 0,026 = 0,132 \text{ л/с.}$$

Визначаємо витрати води на господарсько – побутові потреби, вони визначаються за формулою:

$$Q_{\text{госп}} = \frac{q_{\text{д}} \times n_{\text{д}} \times \hat{E}^2}{3600 \times t} \times \frac{q_{\text{а}} \times n_{\text{а}}}{3600 \times t_1}, \text{ де}$$

$q_{\text{а}}$ - питомі витрати води на господарсько – побутові потреби(на 1 працюючого в добу 15л для майданчиків без каналізації і 25 л з каналізацією);

$q_{\text{д}}$ - витрати води на приймання душу (1 працюючим 30л у зміну);

$n_{\text{р}}$ – кількість працюючих у найбільш завантажену зміну;

$n_{\text{д}}$ – кількість працюючих, що користуються душем приймається 40% від кількості;

t_1 – тривалість використання душової установки (45 хв);

K_2 – коефіцієнт годинної нерівномірності приймається за такими даними:

✓	будівельні роботи – 1,5;
✓	силові установки – 1,1;
✓	підсобні підприємства – 1,25;
✓	транспортне господарство 1,5-2;
✓	господарсько питні витрати води
безпосередньо на будівництві – 3;	
✓	їдальні – 1,5.

$$Q_{\text{госп}} = \frac{575 \times 19 \times 1,5}{3600 \times 8} + \frac{30 \times 19}{3600 \times 0,75} = 0,59 \text{ л/с.}$$

Витрати води на зовнішнє пожежегасіння на період будівництва приймається з розрахунку одночасної дії двох струменів води із гідрантів по 5 л за секунду тобто $Q_{\text{пожежегасіння}} = 10 \text{ л/с.}$

Сумарні розрахункові витрати води визначаються:

$$Q_p = Q_{\text{вир}} + Q_{\text{госп}}$$

$$Q_{\text{розр}} = Q_{\text{вир}} + Q_{\text{госп}} = 0,132 + 0,59 = 0,722 \text{ (л/с)}$$

Діаметр тимчасового водопроводу визначається за формулою:

$$D = 2 \sqrt{\frac{Q_p \times 1000}{3,14 \times V}} = 2 \sqrt{\frac{0,722 \times 1000}{3,14 \times 0,9}} = 15,98 - 4,396$$

V – швидкість води (0,9-1,4 л/с) – для малих;

(1,5-2 л/с) – для великих діаметрів.

$$D = 2 \sqrt{\frac{0,94 \times 1000}{3,14 \times 0,9}} = 15,98 \text{ мм приймаємо } 20 \text{ мм}$$

В зв'язку з тим, що промисловість випускає пожежні гідранти з мінімальним діаметром 100 мм, будівельники вимушені приймати діаметр труб тимчасового водопроводу це є неекономно. Тому гідранти рекомендується проектувати на постійній лінії водопроводу, а діаметр тимчасового водопроводу розраховують без врахування пожежегасіння.

В нашому випадку діаметр труби буде дорівнювати 20 мм, за ДЕРЖ стандартом.

4.3.5 Розрахунок потреби в електроенергії

При споруджуванні будівель і споруд використовуються такі види електроенергії:

1. Силова електроенергія - для живлення малих механізмів, електрозварювання зварювання та технологічних потреб.
2. Освітлювальна мережа – для живлення робочих місць території, приміщень

Електропостачання будівництва може здійснюватися переважно від існуючих систем або від інвентарних пересувних електростанцій.

При визначенні потреби в електроенергії вирішені такі питання:

1. Визначають необхідну трансформаторну потужність.
2. Вибирають джерела електропостачання.
3. Установити принципову схему електропостачання з нанесенням джерел, споживачів електроенергії та основних мереж.

На будівельному майданчику електроенергія споживається на:

Виробничі потреби, технологічні потреби, для зовнішнього та внутрішнього освітлення.

Витрата електроенергії на виробничі потреби приймається в залежності від потужності електродвигунів, які є на будівельних машинах.

На основі календарного плану, графіка роботи машин і будівельного генерального плану визначаються споживачі електроенергії та їх потужність в період максимального використання електроенергії.

Потужність силової установи для виробничих потреб визначається за формулою:

$$W_{вир} = \sum P_{вир} \times k_c / \cos \varphi$$

$P_{вир}$ - потужність електродвигунів для виробничих установок;

K_c - коефіцієнт споживання;

$\cos \varphi$ - коефіцієнт потужності.

Таблиця 4.4 Графік потужності на виробничі потреби

Механізми	Один. вимі- ру	К- сть	Встано- влена потуж- ність ел. двигу	Загаль- на потуж- ність кВт	Текучий рік					
					Квіт.	Трав.	Черв.	Лип.	Серп.	Вер.

			на, кВт							
Пневмотромбівка	шт.	1	0,6	0,6	0,6	---	---	---	---	---
Зварювальний апарат	шт.	1	20	20	---	---	20	---	---	---
Штукатурна станція	шт	1	10	10	---	---	---	10	---	---
Фарбопульт	шт	2	0,27	0,54	---	---	---	---	0,54	0,54
Всього:					0,6	---	20	10	0,54	0,54

$$W_{вир} = 0,6 \cdot 0,1/0,4 + 20 \cdot 0,35/0,4 + 10 \cdot$$

$$0,5/0,65 + 0,54 \cdot 0,1/0,4 = 0,15 + 17,5 + 12,5 + 0,135 = 30,28 \text{ кВт}$$

Споживачі зовнішнього освітлення. Цей підрахунок виконується по наступній формулі:

$$W_{\text{сї}} = k_c \cdot \sum P_{\text{сї}}$$

$$W_{\text{сї}} = 1 \cdot 5,45 = 5,45 \text{ кВт}$$

Де $\sum P_{з.о}$ -сума потужності встановлених восьми прожекторів на будівельному майданчику - (Найменування виробу, 0.85(Коеф-т потужності).

Таблиця №4.5 - Норми потужності зовнішнього освітлення

Споживачі електроенергії	Одиниці виміру	К-сть	Норма освітлення кВт	Потужність, кВт
Відкриті склади	1000м ²	0,1396	1,2	0,168
Охоронне освітлення	1000м ²	2,0	1,5	3,0
Прожектори	шт	4	0,5	2,0

Внутрішньо майданчикові роботи	км	0,114	2,5	0,285
Всього				5,45

Потужність мережі для внутрішнього освітлення визначається по формулі:

$$W_{\text{дл}} = k_c \sum P_{\text{дл}} = 1,0 \cdot 0,454 = 0,454 \text{ кВт}$$

Потужність електричної лінії внутрішнього освітлення записується у табличній формі, показаної нижче

Норми потужності внутрішнього освітлення:

Таблиця №4.6

<i>Споживачі електроенергії</i>	<i>Од.виміру</i>	<i>К-сть</i>	<i>Норма освітлен- ня кВт</i>	<i>Потужність, кВт</i>
Прохідна	100 м ²	0,06	0,9	0,054
Контора майстра, виконроба	100 м ²	0,12	1,3	0,156
Душова	100 м ²	0,048	1,0	0,048
Приміщення для зберігання одягу	100 м ²	0,085	1,2	0,102
Туалет з вмивальною	100 м ²	0,018	0,9	0,017
Приміщення для прийому їжі	100 м ²	0,085	1	0,077
Всього:				0,454

Загальна потреба будмайданчика в ВЕ визначається за формулою:

$$W_{заг} = W_{вир} + W_{зо} + W_{во} = 30,28 + 5,45 + 0,454 = 36,184 \text{ кВт}$$

На основі цієї потужності визначаємо потужність трансформатора по формулі:

$$W_{тр} = 1,1 \cdot W_{заг} = 1,1 \times 36,184 = 39,80 \text{ кВт}$$

Отже, приймаємо тип трансформатора: ТМГ 50.

4.3.6. Техніко-економічні показники буд генпланів.

Економічність БГП визначається ТЕП, які порівнюються з кращими прикладами будгенпланів. Показники ТЕП будгенплану представляють на листі графічної частини. Розташовані на листі графічної частини.

Додаток 4

5.2.1 Вимоги безпеки на будівельному майданчику

Перш ніж приступити до спорудження восьмикімнатного житлового котеджу на одну сім'ю, будівельний майданчик треба підготувати для безпечного виконання всіх передбачених проектом робіт. Цей період називають підготовчим.

На виконання робіт підготовчого періоду на міському об'єкті Управління Державного архітектурно-будівельного контролю видає спеціальний ордер.

У процесі підготовчих робіт будівельний майданчик звільняють від усіх будівель, споруд, дерев, які заважають будівництву, здійснюють інженерну підготовку будівельного майданчика, виконують роботи з розпланування, влаштовують тимчасове освітлення, будують тимчасові дороги і споруди, роблять водовідводи, прокладають тимчасові комунікації, виконують розпланування об'єкта.

Усі згадані вище роботи звичайно передбачені будівельним генеральним планом (будгенланом), який повинен бути погоджений з інспекцією санітарного нагляду, інспекцією державного пожежного нагляду, відділом підземних споруд, генеральним будівельним підрядчиком, відділом благоустрою виконкому міської Ради депутатів.

Огорожа. Один з перших заходів підготовчого періоду є обгородження території будівництва. На даному об'єкті, який знаходиться у густонаселеній території м. Луцька, використовувалась суцільна огорожа. Це потрібно для того, щоб сторонні особи не заходили на будівельний майданчик і не наражалася на небезпеку.

Даний восьмикімнатний котедж споруджується уздовж вулиці, проїзду, проходу загального користування, виходячи з цього відстань огорожі буде 5м від них. Огорожа, яку ми використовуємо має козирок і тротуар. Козирок, шириною 1,25м (в горизонтальній проекції), встановлюється з нахилом 20° до горизонту в напрямі до території

будівництва. Висота бортової дошки козирка 15 см. Нахил козирка і бортова дошка не дають можливості матеріалу, який потрапив на край козирка, впасти назовні. Висота суцільної огорожі по нормам з охорони праці повинна бути не менше як 2м, що забезпечує вільний прохід пішохода.

Освітлення. Безпека робіт у темряві залежить від освітленості робочого місця. Тому згідно з вимогами правил техніки безпеки всі робочі місця, складські майданчики, шляхи транспортування вантажів і проходи мають бути освітлені. Робота в неосвітлених місцях заборонена, а доступ до них людей повинен бути закритий.

При виконанні робіт по будівництві восьмикімнатного котеджу запроектоване робоче, аварійне та охоронне.

За призначенням освітлення на об'єкті поділяють на такі види:

- робоче освітлення, яке забезпечує можливість нормальної роботи на всіх ділянках;
- охоронне освітлення, яке влаштовують тоді, коли згідно з місцевими умовами треба спостерігати за будівельним майданчиком у темряві.

Електричне освітлення повинно забезпечувати достатню освітленість робочих місць.

Щоб промені світла не осліплювали працівників, світильники загального освітлення, в тому числі і прожектори, треба розміщувати на певному рівні від землі або над підлогою в приміщенні.

Переносне або пересувне обладнання для освітлення місць роботи забезпечують пристроями, які дають можливість регулювати висоту встановлення приладу і змінювати напрям його світлової осі.

Найменша висота підвішування світильників загального освітлення з лампами розжарювання потужністю до 200 Вт коливається залежно від виду світильника від 2,5 до 4,5. Висота встановлення прожекторів повинна відповідати нормам. Автомобільна дорога освітлюється прожекторами, їх розміщують так, щоб промені від прожекторів не осліплювали водіїв машин.

Періодично перевіряється стан освітлювальних установок вимірювати освітленість робочих місць.

Відведення води. Для безпеки робіт на будівельному майданчику відводиться поверхнева ґрунтова, атмосферна і технічна вода. Це робиться для того, щоб вода не руйнувала споруджений об'єкт, причому особливу увагу приділяють захисту від затоплення траншей.

Спорудження доріг. На данному генеральному плані дорога запроектована кільцева, одностороннього руху транспорту шириною 3,5м. Перед зонами, небезпечними для руху встановлені покажчики проїздів, напрямів руху і обмежники швидкостей руху автотранспорту. Ці попереджувальні знаки добре видно як удень, так і вночі.

Для безпеки робіт особливе значення має правильна організація дороги на будівельному майданчику. Дороги забезпечують вільний під'їзд до всіх споруджуваних об'єктів і майданчиків для складування і зберігання матеріалів. Радіуси заокруглень, на даному будівельному майданчику, автомобільних проїздів виконані не менш як 12 м.

Дорога завжди очищається від сміття, будівельних матеріалів, відходів.

Тимчасові комунікації, які використовуються під час будівництва восьмикімнатного котеджу, розміщені на землі. Зокрема водопостачання, яке перетинається із дорогою, надійно захищене помостами. Лише тимчасова мережа електроенергії прокладають на висоті не менше 1,8м, для безпечного руху транспорту по будівельному майданчику.

Тимчасові трубопроводи з гарячою водою, які прокладаються під час будівництва будинку, було покрито теплоізоляцією, для захисту працівників від опіків.

Під час виконання робіт на будівельному майданчику було проставлено відповідні знаки та обгороджено небезпечні зони. Небезпечною зоною вважається простір, в якому діють або можуть діяти будь-які виробничі фактори, що можуть завдати працівникам травми.

Для будівництва восьмикімнатного котеджу був підібраний стріловий самохідний кран із вильотом стріли 19м, це крана - КС-3561А, для якого небезпечною зоною визначається радіус їх дії на стоянці +4м(ширина небезпечної зони залежить від висоти споруджуваної будівлі), отже небезпечною зоною на даному будівництві становитиме 23м, після визначення небезпечної зони дана територія обгороджується огорожею.

На будівельному майданчику створюються умови, які сприяють успішній боротьбі з травматизмом і аварією, в небезпечних місцях, а також місцях, де ведуть роботи, що потребують впровадження спеціальних заходів з охорони праці, встановлені знаки безпеки. За своїм призначенням ці знаки поділяють на чотири групи: заборонні, попереджувальні, наказові і вказівні, наказові і вказівні.

Санітарно-побутові приміщення. При будівництві восьмикімнатного котеджу для особистої гігієни працюючих передбачені санітарно-побутові приміщення: приміщення для приймання їжі, приміщення для зберігання одягу, душова а також туалет з умивальником. Ці приміщення розміщені так що б на шляху робітників, які ними користуються, не було небезпечних зон, а також близько від входу на будівельний майданчик, з точки зору економічності прокладання тимчасових інженерних мереж. До приміщень забезпечено підведення відповідні тимчасові мережі. Усі побутові приміщення на будівництві треба тримати в чистоті і щодня прибирати. Відходи, які утворюються в побутових приміщеннях, періодично відносять у контейнери для сміття. Добрий санітарно-гігієнічний стан побутових приміщень має велике значення для збереження здоров'я працюючих.

Для відпочинку працюючих на території будівельного майданчика передбачено альтанка.

5.3. Основні нормативні вимоги безпеки при виконанні окремих будівельно-монтажних робіт та експлуатації машин та механізмів.

5.3.1. Земляні роботи

До виконання усіх будівельно-монтажних робіт допускаються особи, які отримали відповідну освіту та пройшли вступний та первинний інструктаж з ОП.

До початку земляних робіт встановлюються знаки, які вказують на місця розташування підземних комунікацій. При наближенні до лінії підземних комунікацій земляні роботи необхідно проводити під безпосереднім наглядом виконроба або майстра, а в безпосередній близькості від комунікацій, крім того, під наглядом працівника організації, що експлуатує ці комунікації. Розробка ґрунту в безпосередній близькості від лінії діючих підземних комунікацій допускається тільки лопатами без різких ударів, користуватися ударними інструментами (ломи, кірки, клинки і пневматичні інструменти) забороняється.

Земляні роботи проводяться в населеному пункті м.Луцьк, де є значний рух людей і транспорту, то місця робіт повинні бути огорожені суцільним захисним обгороджуванням. На огорожах повинні бути встановлені попереджувальні написи, знаки і сигнальне освітлення на висоті не менше за 2 м.

До початку розробки ґрунту необхідно виконати всі заходи щодо відведення поверхневих і ґрунтових вод. Провадження робіт у виїмках з укосами в місцях, які зазнавали зволоження, дозволяється тільки після ретельного огляду майстром стану ґрунту укосів і вживання відповідних заходів безпеки. При закладанні траншей без кріплень в межах призми обвалення ґрунту, забороняється складування обладнання, матеріалів, установки механізмів, рух машин і т.д.

Під час провадження робіт в траншеї потрібно постійно спостерігати за відкосами. У разі появи подовжніх тріщин необхідно негайно повідомити про це виконробу (майстру) і видалити робітників з небезпечних місць.

Для спуску або підйому робітників в траншеї застосовують драбини

шириною не менше за 0,75 м з поручнями, а для спуску і підйому робітників у вузькі траншеї - приставні сходи з врізними сходинками. Спуск робітників в траншеї по розпірках кріплень не допускається.

У місцях переходу робітників через траншеї глибиною більше за 1 м необхідно влаштовувати перехідні містки шириною не менше за 0,6 м з поручнями на висоті 1,1 м.

Перед спуском робітників в траншеї, глибиною більше за 1,3 м і майстру необхідно перевірити стійкість укосів, кріплення і вжити заходів по забезпеченню безпеки робіт.

При веденні робіт ґрунт, що виймається з траншеї, необхідно розміщувати з одного боку на відстані не менше за 0,5 м від бровки виїмки. Камені, відшаровування ґрунту, виявлене на укосах виїмки, повинне бути видалене.

У місцях де передбачені проектам земляні роботи прокладені підземні комунікації (водопровід, газопровід, електричні кабелі, теплові мережі). Тому до початку земляних робіт потрібно отримати дозвіл на право їх виконання, від організацій які відповідають за підземні комунікації, це запобігає їх пошкодженню, а також усуває небезпеку для робітників від ураження електричним струмом тощо.

Земляні роботи в зоні розташування інженерних мереж (водопровід, газопровід, електричні кабелі, теплові мережі) потрібно провести відповідно до узгодженого проекту тільки після дозволу від організації, що відповідає за експлуатацію даної мережі. До дозволу додається план (схема) земляних робіт з вказівкою розташування глибини закладення комунікацій.

Можливі і випадки виробничого травматизму при провадженні земляних робіт через мимовільне переміщення будівельних машин і механізмів, втрату машинами стійкості і недостатню кваліфікацію робітників, керуючих машинами.

5.3.2 Вимоги безпеки при мулярних роботах

При зведенні стін (зовнішні товщиною 550мм та внутрішні 380мм) з керамічної цегли (розміри цегли 250x120x65) в восьмикімнатному котеджі використовуються підмости, які влаштовуються з внутрішньої сторони починаючи з висоти не більше як 1,2м. Рівень робочого настилу необхідно щоб був нижче від рівня верху кладки не менше, як на 2 ряди. Підмости повинні бути інвентарними. Вони легко демонтуються і складаються, надійні в експлуатації та мають невелику вагу. Зазор між стіною майбутньої будови і робочим настилом підмостей не повинен бути більше 50мм. Всі настили підмостей, які розташовані вище 1м повинні огорожуватись перилами висотою 1м. Забороняється перевантажувати настили підмостей та використовувати при зведенні кладки тимчасові підмости (бочки, ящики, козли).

Мулярам забороняється працювати несправним інструментом.

Згідно зі СНиП 3-4-80 «Техніка безпеки в будівництві», для попередження травмування від падіння працюючих і предметів з висоти потрібно передбачити:

переважно почергове обладнання постійних захищаючих конструкцій, місце і способи кріплення страхувальних канатів і запобіжних поясів, способи видалення сміття, порядок і способи складування матеріалів. Під час перерви, всі інструменти зі стін потрібно прибирати з робочих місць.

Після закінчення роботи потрібно очистити інструмент і інший інвентар від розчину, прибрати будівельне сміття з робочого місця, сповістити майстра про виявлені недоліки безпеки організації праці.

5.3.3 Вимоги безпеки при бетонних роботах

Перед початком бетонних робіт у восьмикімнатному котеджі перевіряється справність усіх механізмів та пристроїв.

Робітники, які працюють з вібраторами повинні пройти медичне

обстеження.

Робочі місця повинні бути розміщені так, щоб бетонувальники не заважали один одному. При роботі на висоті 1-3м від землі робітники повинні користуватися запобіжним поясом. Бетонувальнику категорично забороняється ремонтувати електроустановки та вібратори.

Перед початком робіт необхідно підготувати робоче місце, приступати до роботи дозволяється лише тоді, коли майстер перевірить надійність та правильність встановленої опалубки.

Під час роботи необхідно мати резинові рукавиці та чоботи. Без нагляду забороняється залишати вібратор. Слідкувати за тим, щоб проводка електромеханізмів не була передавлена вантажем, проводка повинна бути розміщена в резинових шлангах.