

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
Національний університет «Запорізька політехніка»

Фізико-технічний інститут
Факультет будівництва, архітектури та дизайну
(повне найменування інституту, факультету)

«Кафедра будівельного виробництва та управління проектами»
(повне найменування кафедри)

Пояснювальна записка

до дипломного проекту (роботи)

бакалавр

(ступень вищої освіти)

на тему «Проект будівництва
будинку котеджного типу»

Виконав: студент 4 курсу, групи БАД-119
Спеціальності 192 Будівництво та цивільна
інженерія

(код і найменування спеціальності)

Освітня програма (спеціалізація)

Промислове і цивільне будівництво

Бедрик В.В.

(прізвище та ініціали)

Керівник Назаренко О.М.

(прізвище та ініціали)

Рецензент Якімцов Ю.В.

(прізвище та ініціали)

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
Національний університет «Запорізька політехніка»
(повне найменування інституту, факультету)

Інститут, факультет ФТІ, ФБАД
 Кафедра будівельного виробництва та управління проектами
 Рівень вищої освіти перший (бакалаврський)
 Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія
(код і найменування)
 Освітня програма (спеціалізація) Промислове і цивільне будівництво
(назва освітньої програми (спеціалізації))

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач в.о. кафедри БВУП, к.т.н. доц.
О.М. Назаренко
 “ ” 2023 року

З А В Д А Н Н Я
НА ДИПЛОМНИЙ ПРОЕКТ (РОБОТУ) СТУДЕНТА(КИ)

Бедрика Віктора Владиславовича
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проєкту (роботи) Проект будівництва будинку котеджного типу.

керівник проєкту (роботи) Назаренко Олексій Миколайович, к.т.н., доц.,
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

затверджені наказом закладу вищої освіти від “ ” 2023 року №

2. Строк подання студентом проєкту (роботи) 2023 року

3. Вихідні дані до проєкту (роботи) несучі конструкції каркасу запроектувати з монолітних залізобетонних конструкцій

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) Розділ 1. Архітектура.

Розділ 2. Конструктивна частина.

Розділ 3. Основи та фундаменти.

Розділ 4. Технологія будівельного виробництва.

Розділ 5. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

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

Графічний матеріал: титульний лист 1 аркуш, архітектура 2 аркуша, залізо-бетонні конструкції 5 аркушів, фундамент 1 аркуш, технологія будівельного виробництва 2 аркуша. Роздруковані на листах формату А3 з штампами.

6. Консультанти розділів проекту

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		Завдання видав	Прийняв виконане завдання
Архітектура	Назаренко О.М., <u>к.т.н.</u> , доц.		
Конструктивна частина	Назаренко О.М., <u>к.т.н.</u> , доц.		
Основи та фундаменти	Назаренко О.М., <u>к.т.н.</u> , доц.		
Технологія будівельного виробництва	Назаренко О.М., <u>к.т.н.</u> , доц.		
Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях	Назаренко О.М., <u>к.т.н.</u> , доц.		
<u>Нормоконтролер</u>	<u>Бобраков А.А.</u> , <u>к.т.н.</u> , доц.		

7. Дата видачі завдання “___” _____ 2023 року.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів дипломного проекту	Строк виконання етапів проекту	Примітка
1	Постановка завдання	1 тиждень	Завдання
2	Виконання науково-дослідної частини	2-3 тижні	
3	Розробка архітектури	4-5 тижні	Розділ 1
4	Розробка конструктивної частини	6-7 тижні	Розділ 2
5	Розробка основ та фундаментів	8 тиждень	Розділ 3
6	Розробка технології будівельного виробництва	9 тиждень	Розділ 4
7	Розробка заходів з охорони праці та безпеки в надзвичайних ситуаціях	10 тиждень	Розділ 5
8	Оформлення пояснювальної записки	11 тиждень	
9	Оформлення графічної частини	12-13 тиждень	
10	<u>Нормоконтроль</u> та рецензування	14-15 тижні	
11	Захист роботи	16 тиждень	

Студент(ка) _____

(підпис)

Бедрик В.В.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи _____

(підпис)

Назаренко О.М.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

Вступ	7
Розділ 1. Архітектура	10
1.1. Прив'язка проекту	10
1.2. Архітектурно-планувальне рішення	10
1.3. Конструктивне рішення	11
1.4. Захист конструкцій від корозії, гниття і загоряння	17
1.5. Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни	17
Розділ 2. Конструктивна частина	20
2.1. Конструктивна схема малоповерхового індивідуального жилого будинку	20
2.2. Розрахунок поперечної рами каркасу	21
2.2.1. Збір навантажень	21
2.2.2. Виконання розрахунку поперечної рами каркасу	27
2.2.3. Результати розрахунку поперечної рами каркасу	30
2.2.4. Розрахунок міцності колон 1-го поверху	32
2.2.5. Розрахунок міцності ригелів 1-го поверху	37
2.3. Розрахунок балки перекриття	40
2.3.1. Дані для проектування	40
2.3.2. Визначення навантажень та зусиль	41
2.3.3. Розрахунок міцності збірно-монолітних балок на стадії експлуатації по перерізам нормальним до повздовжньої осі елемента	42
2.3.4. Підбір монтажної арматури і похилих стержнів в збірно-монолітних балках	44
2.3.5. Перевірка міцності збірно-монолітних балок перекриття в стадії експлуатації по перерізам похилим до повздовжньої осі елемента	44
2.4. Розрахунок фундаментної балки	47
2.4.1. Дані для проектування	47
2.4.2. Визначення навантажень та зусиль	47

2.4.3. Розрахунок міцності збірно-монолітних балок на стадії експлуатації по перерізам нормальним до повздовжньої осі елемента	50
2.4.4. Підбір монтажної арматури і похилих стержнів в збірно-монолітних балках	51
2.4.5. Перевірка міцності збірно-монолітних фундаментних балок в стадії експлуатації по перерізам похилим до повздовжньої осі елемента	51
Розділ 3. Основи та фундаменти	55
3.1. Аналіз інженерно-геологічних умов площадки	55
3.2. Визначення глибини закладання фундаменту	58
3.3. Визначення розрахункового опору ґрунту	58
3.4. Конструювання окремозташованих фундаментів в осях «В/1» (під крайню колону) та «В/3» (під середню колону)	59
3.4.1. Вихідні данні для проектування	59
3.4.2. Визначення перерізу арматури плитної частини фундаменту ...	63
3.5. Визначення осадки фундаменту	63
Розділ 4. Технологія будівельного виробництва	67
4.1. Технологічна карта на виконання робіт по влаштуванню покрівлі з металочерепиці	67
4.1.1. Галузь застосування	67
4.1.2. Підрахунок обсягів робіт	67
4.1.3. Розрахунок трудомісткості виконання робіт	68
4.1.4. Розрахунок заробітної плати робітників	68
4.1.5. Технологія і організація виконання робіт	70
4.1.6. Вимоги до якості приймання робіт	75
4.1.7. Безпека праці при виконанні покрівельних робіт	76
4.2. Календарний план будівництва	77
4.3. Розрахунок будівельного генерального плану	77
4.3.1. Норми проектування буд генплану	77
4.3.2. Тимчасові будинки і споруди	79
4.3.3. Розрахунок тимчасового водопостачання	80
4.3.4. Розрахунок тимчасового електропостачання	81

Розділ 5. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях	83
5.1. Задачі безпеки праці	83
5.2. небезпечні і шкідливі фактори на будівельному майданчику	84
5.3. Безпека праці при виробництві земляних робіт	86
5.4. Безпека праці при бетонних роботах	88
5.5. Безпека праці при муруванні стін	89
5.6. Електробезпека на будівельному майданчику	92
Список використаної літератури	95
Анотація	98

ВСТУП

При будівництві будівель та споруд із залізобетону найбільш широко використовуються каркасні, каркасно-панельні, ствольні, каркасно-ствольні та інші конструктивні системи, стіни виконують із цегли або монолітного бетону.

В новій економічній ситуації різко зросла вартість будівельних матеріалів і носіїв, відповідно вартість всього будівництва, тому для забезпечення доступності житла масовим споживачам, слід знизити його собівартість. Можливо це вирішити в основному за рахунок зниження питомої матеріалоємності будинків за рахунок використання сучасних конструктивних систем та ефективних будівельних матеріалів. Тому при проектуванні будинків необхідно дотримуватися наступних критеріїв:

- реалізація найбільшої корисної площі з усього будівельного об'єму будинку, розподілення функцій несущих та огорожуючих конструкцій;
- забезпечення гнучких об'ємно-планувальних рішень та підвищення комфортності приміщень;
- максимальне використання існуючої місцевої сировини та виробничої бази;
- можливість забезпечення різноманітної етажності будинків з одних і тих же конструкцій.

Врахування перелічених критеріїв дає можливість отримувати оптимальні архітектурно-конструктивно-технологічні рішення будинків. Крім того, одним з вагомих факторів є максимальне та найбільш ефективне використання фізико-механічних властивостей матеріалів (міцність, деформативність, теплопровідність та ін.).

В найбільш повному обсязі фізико-механічні властивості матеріалів використовуються в каркасних системах будинків. В цьому разі міцність та стійкість будинку забезпечується несущим залізобетонним каркасом, усі елементи якого мають мінімальні розміри, що необхідні тільки для сприйняття прикладаємого силового навантаження. Зовнішні стіни та перегородки сприймають навантаження, що прикладаються до них тільки в

межах одного поверху, а не збирають навантаження з усього будинку. Тому при каркасній конструктивній схемі є можливість замінити традиційні стінові матеріали, які одночасно виконують несучу та огорожуючу функції, на більш дешеві, які мають тільки високі теплоізоляційні властивості (легкі самонесучі блоки та інші об'ємні конструкції стін в тому числі з місцевих матеріалів, відходів промисловості та сільськогосподарського виробництва). Для опор використовуються традиційні будівельні матеріали, які мають велику несучу здатність.

Але збірні залізобетонні каркаси дуже матеріалоємні, оскільки внаслідок податливості стикових з'єднань не забезпечують у повній мірі перерозподілення зусиль між елементами. По цій же причині в таких каркасах по мірі збільшення висоти будинку необхідні додаткові витрати на влаштування діафрагм жорсткості. Крім того, використання підрізок в місцях з'єднання конструкцій при експлуатації супроводжується утворенням косих тріщин різної ширини розкриття.

Тому необхідно використовувати збірно – монолітні залізобетонні каркаси, які представляють собою раціональне сполучення в суцільній конструкції збірних елементів з монолітним залізобетоном при їх сумісній роботі як одне ціле.

Ці конструкції монтуються з окремих збірних складових частин, які утворюють основу або значну частину будинку, доповненого на окремих ділянках монолітним залізобетоном. Монолітний залізобетон одночасно замонолічують усі збірні елементи та утворюють суцільну конструкцію.

Збірно – монолітні конструкції об'єднують у собі окремі позитивні якості як збірного, так і монолітного залізобетону, завдяки чому використання таких конструкцій рентабельне для будівництва.

До позитивних якостей такого виду конструкцій відносяться:

- можливість вести будівництво індустріальними методами, тому що збірні елементи виготовляються на заводах або полігонах, а потім монтуються, з'єднуючись між собою завдяки монолітному бетону в процесі монтажу;

- дуже просте взаємне з'єднання елементів в вузлах, досягається відсутністю або малою кількістю зварних з'єднань закладних деталей;
- присутність стиків вузлів без зварювання з їх наступним замонолічуванням, дозволяє просто та зручно утворювати нерозрізність збірних елементів на проміжних опорах та варіювати відповідне армування на цих опорах, а також у вузлах рам при однотипності збірних елементів у відношенні до їх армування в прольотах;
- можливість замонолічування вузлових з'єднань та окремих елементів між собою, дозволяє підвищити жорсткість та просторову стійкість усієї конструкції та споруди в цілому;
- можливість зменшення власної ваги збірних елементів при виконанні їх неповного профілю, що важливо для їх транспортування та монтажу.

На кафедрі залізобетонних та кам'яних конструкцій Придніпровської державної академії будівництва та архітектури розроблено збірно-монолітний каркас будинку з універсальних дрібно розмірних елементів неповного по висоті профілю.

В залізобетонному каркасі малоповерхового будинку на фундамент встановлюють колони, а на них укладають ригеля. Колони та ригеля складаються з двох універсальних залізобетонних елементів неповного по висоті профілю з'єднаних між собою завдяки перев'язці арматурних каркасів в'язальною проволокою з подальшим заповненням простору між ними монолітним бетоном. Колони прикріплюються до фундаменту за допомогою випусків арматури з фундаменту. З'єднання колон та ригелів виконується завдяки опорних арматурних стержні та заповнення простору монолітним бетоном. В рівні перекриття на ригеля укладають несучі балки перекриття, які уявляють собою збірний залізобетонний універсальний елемент неповного по висоті профілю. На несучі балки укладають теплоізоляційні камні-вкладиші, а простір між ними заповнюється монолітним бетоном.

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРА

1.1. Прив'язка проекту

Ділянка під будівництво житлового будинку відведена відповідно до генерального плану і вирішена з урахуванням архітектурно – композиційних, експлуатаційних, санітарних і протипожежних вимог.

До будинку примикають навіс і тераса, що зв'язують квартиру з ділянкою, на якій розташовуються невеликий водойм, дитяча ігрова площадка та ін., а також господарська зона з засобами для чищення килимів і сушіння білизни.

Житловий будинок віднесений на 6,0 м від червоної лінії. Прив'язка проекту до ділянки виконана відповідно до діючих нормативних документів.

1.2. Архітектурно – планувальне рішення

Чотирьох кімнатний житловий будинок має компактний по своєму об'ємно – просторовому рішення план, що дозволяє легко розмістити його на будь-якій, навіть невеликій ділянці. Незважаючи на його порівняно невеликі розміри, він досить місткий і забезпечує всі умови для комфортабельного відпочинку родини.

Проектом передбачене просте і раціональне конструктивне рішення, що дозволяє вести будівництво з оптимальним сполученням індустріальних виробів і місцевих будівельних матеріалів, доступних забудовникові.

В основу планувального рішення житлового будинку покладений принцип зонування на житлову і господарську зони. Функціональне призначення приміщень диференційоване по рівнях (поверхам) на 3 окремі зони – загального користування, інтимну і господарську.

Перший рівень відведений під загальні приміщення повсякденного користування, де передбачені всі умови для сумісного сімейного відпочинку, спілкування, проведення торжеств, готування і прийому їжі. Перший рівень відведений також під господарську зону. На першому поверсі розташовані вхідний тамбур з виходом у гараж, вестибюль, зала, кухня-їдальня, санвузол,

комора, котельня з пральною. Композиційним центром внутрішнього простору будинку є велика зала з каміном. Зв'язок із другим рівнем здійснюється за допомогою дерев'яних внутріквартирних сходів. Вихід на присадибну ділянку передбачений через терасу.

Інтимна зона мансардного поверху включає 3 спальні кімнати і сполучений санвузол, згруповані навколо холу. У великій дитячій кімнаті обладнаються місця для занять і ігор, встановлюються спортивні тренажери. Це дозволяє створити відособлені умови для відпочинку і занять по інтересах кожного члена родини або гостей. Спальні і хол мають частково похилі стелі, що додає оригінальність і створює комфорт інтер'єрів.

У будинку передбачений повний набір засобів автономного інженерного устаткування на основі місцевих систем.

1.3. Конструктивне рішення

У новій економічній ситуації різко зросла вартість будівельних матеріалів і енергоносіїв і, відповідно, вартість усього будівництва. Тому для забезпечення доступності житла масовому споживачеві необхідно знизити його собівартість. Це можливо вирішити в основному за рахунок зниження питомої матеріалоємності будинку на основі застосування найбільш сучасних конструктивних систем і ефективних будівельних матеріалів. Тому при розробці проекту індивідуального житлового будинку враховувалися наступні головні критерії:

- реалізація найбільшої корисної площі з усього будівельного об'єму житлового будинку, поділ функцій несущих і огорожуючих конструкцій;
- забезпечення гнучких об'ємно-планувальних рішень і підвищення комфортності приміщень;
- максимальне і найбільш ефективне використання фізико-механічних властивостей матеріалів (міцність, деформативність, теплопровідність та інш.);

- максимальне використання наявної місцевої сировинної і виробничої бази.

Урахування перерахованих критеріїв дозволив одержати оптимальне архітектурно-конструктивне рішення індивідуального житлового будинку.

Як конструктивне рішення житлового будинку прийнятий збірно-монолітний каркас з універсальних залізобетонних елементів неповного по висоті профілю (рис. 1.3.1).

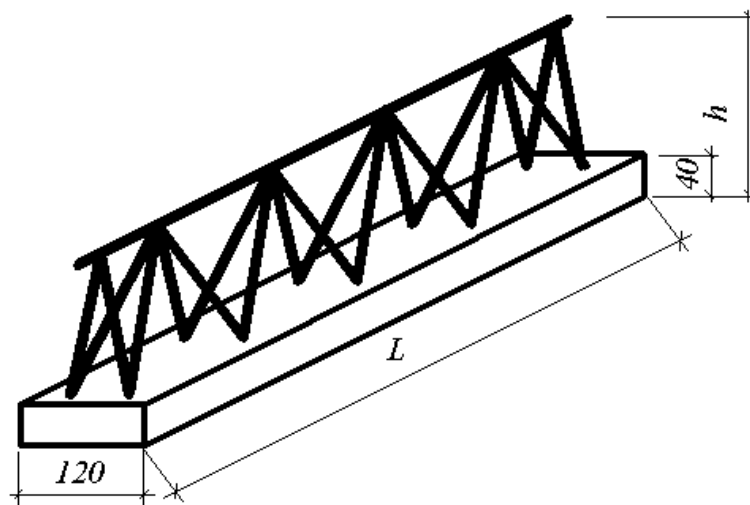


Рис. 1.3.1. Універсальний залізобетонний елемент неповного по висоті профілю

Усі несучі конструкції каркаса запроектовані у відповідності до СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции» і «Рекомендации по проектированию бетонных и железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры».

Фундаменти прийняті монолітні залізобетонні окремо розташовані, і запроектовані у відповідності до ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти будинків і споруд».

У каркасі індивідуального житлового будинку на монолітний залізобетонний окремо розташований фундамент установлені стійки (рис. 1.3.2), а на них покладені балки (рис. 1.3.3).

Стойки кріпляться до фундаменту за допомогою випусків арматури з фундаменту.

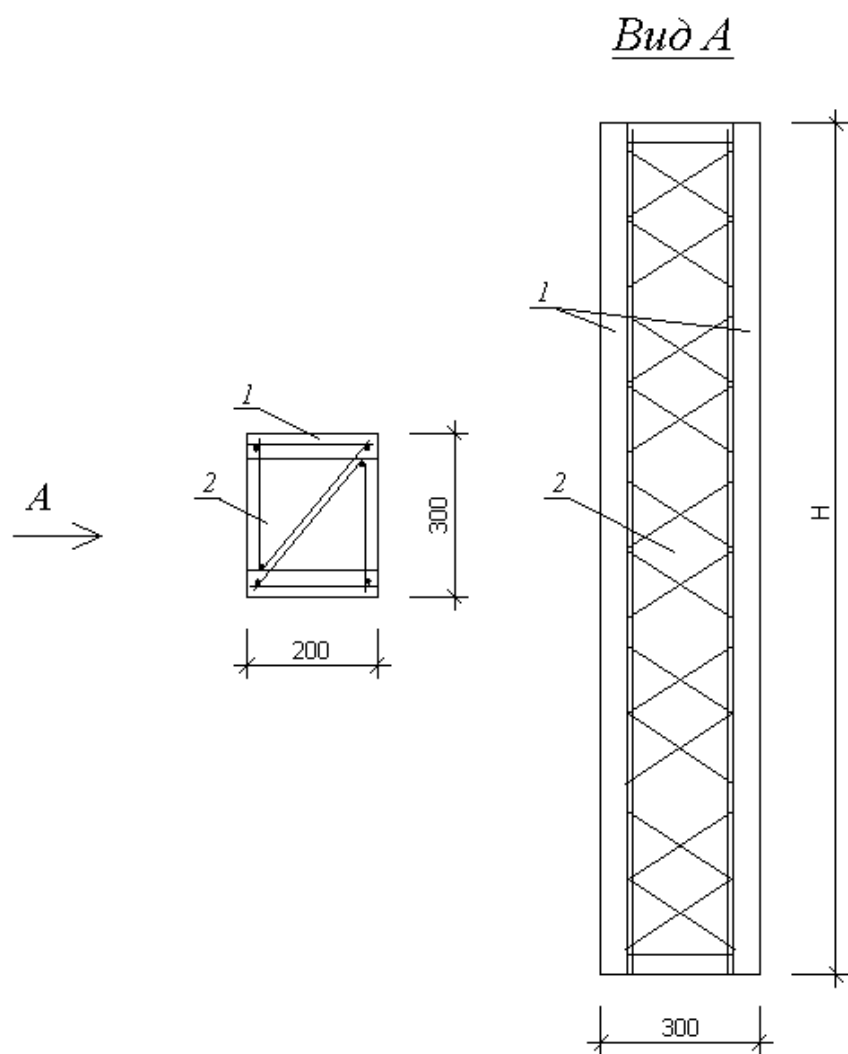


Рис. 1.3.2. Залізобетонна збірно – монолітна стійка:

1 – універсальний елемент; 2 – монолітний бетон

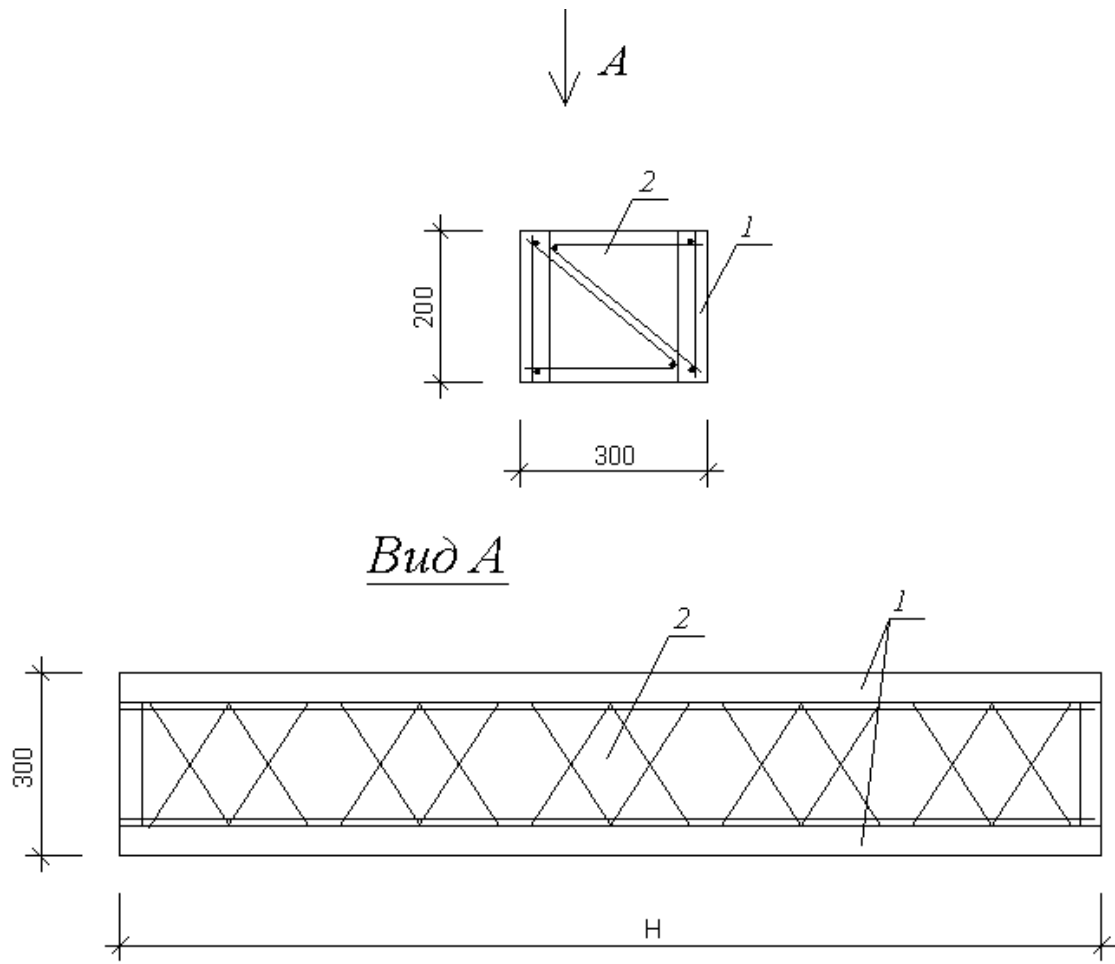


Рис. 1.3.3. Залізобетонна збірно – монолітна балка:

1 – універсальний елемент; 2 – монолітний бетон

Стійки і балки складаються з двох універсальних залізобетонних елементів неповного по висоті профілю, з'єднаних між собою за допомогою перев'язки арматурних каркасів в'язальним дротом з подальшим заповненням простору між ними монолітним бетоном.

З'єднання стійок і балок виконується з додаткових арматурних стрижнів і заповнення простору монолітним бетоном.

У рівні перекриттів на балки укладаються несучі балки перекриття, що являють собою універсальний залізобетонний елемент неповного по висоті профілю (рис. 1.3.1). На несучі балки покладені камені-вкладиші, поверх яких виконана набетонка (рис. 1.3.4).

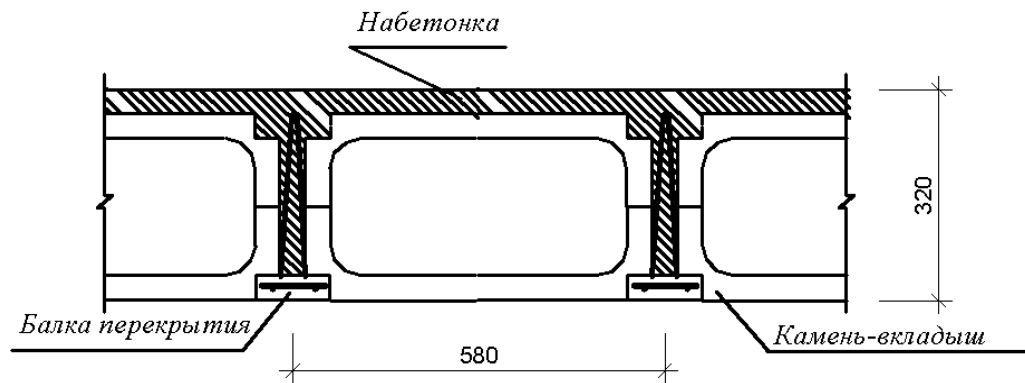


Рис. 1.3.4. Фрагмент перекрытия (розріз)

Перегородки виконані з пінобетонних дрібних стінових блоків розміром 100x200x600 мм за ГОСТ 31360-2007.

Сходи – внутріквартирні дерев'яні для зв'язку між приміщеннями першого і мансардного поверхів. Тятиви перетином 30x300 мм підвішуються до балок перетином 50x250 мм через опорні бруски перетином 40x40 мм.

Дах – двосхила, мансардна кроквяної конструкції, з дерев'яних похилих крокв перетином 180x50 мм. Мансардне перекрыття сполучене з кроквяною конструкцією. При зведенні кроквяного даху керуватися СНиП II-25-80 «Деревянные конструкции». Крокви закріплюються скрутками з дроту 2Ø4 ВрІ до йоржів або штирів, що заанкерені в балки каркаса. Звиси даху прийняті по 600 мм. Їхнє обшивання виконане з пластику до підвісок з дошок до влаштування покрівельного покриття. Утеплення мансардного перекрыття – плити мінераловатні на синтетичному зв'язуючому за ГОСТ 9573-96 ($\gamma = 50 \text{ кг/м}^3$) у синтетичній плівці.

Покрівля – металочерепиця бузкового кольору по решетуванню з брусків перетином 50x50 мм. По звисі схилу й уздовж коника покрівлі влаштовується настил з дошок товщиною 25 мм і шириною 400 мм. Укладання листів металочерепиці виконується від карниза до коника з напуском вищележачих рядів на нижчележачі не менш 100 мм. У горизонтальних рядах листи укладати так, щоб їхні крайки перекривалися на одну хвилю скошуючи кути або зміщаючи стики на одну хвилю в кожному наступному ряді. До решетування листи кріпити цвяхами з капелюшком,

покритим оцинкованою сталлю, пропускаючи їх у попередньо просвердлені отвори, з укладанням під капелюшки м'яких герметизуючих прокладок (гума, руберойд).

Віконні блоки виконуються по індивідуальному замовленню, двокамерні з металопластика.

Дверні блоки, встановлені в перегородках, із глухими і заскленими полотнинами з притвором у чверть прийняті з пластику.

В будинку прийняті наступні підлоги: у житлових кімнатах і залі - покриття підлоги з лінолеуму полівінілхлоридного на теплозвукоізолюючій основі за ДСТУ Б В.2.7-20-95; у котельні з пральною, санвузлах, тамбурі, кухні і їдальні – з керамічної плитки (ДСТУ Б В.2.7-117-2002) товщиною 10 мм на цементно піщаному розчині М150 товщиною 15 мм.

Внутрішнє оздоблювання. Поверхні стін з пінобетонних дрібних стінових блоків, віконні і дверні відкоси штукатуряться вапняно – піщаним розчином. Стіни санвузла, ванної кімнати і котельні з пральною облицьовуються керамічною плиткою. У кухні над устаткуванням виконується панель з керамічної плитки в 4 ряди. Стіни зали, сходової клітки, прихожих, їдальні і спальних кімнат оклеюються шпалерою. Стелі мансардного поверху підшиваються дошками товщиною 16 мм і офарблюються масляним лаком за 2 рази.

Зовнішнє оздоблювання. Проектом передбачена цементно – піщана декоративна штукатурка зовнішніх стін. Цокольна частина індивідуального житлового будинку і бічні поверхні ганків входів штукатуряться декоративною штукатуркою набризгом через сітку «під шубу» (для одержання крупнобугорчатої фактури) з наступним фарбуванням перхлорвініловими або силікатними фарбами в темно – сірий колір.

Зовнішні грані димарів – лицьова керамічна цегла за ГОСТ 530-2007 з розшивкою заглибленим швом. Колір – червоний.

Металеві елементи огороження ганків покрити чорним лаком за 2 рази по прооліфлений поверхні.

1.4. Захист конструкцій від корозії, гниття і загоряння

Металеві вироби, анкери і місця зварювання очищаються від іржі, зварювальних бризів, напливів, а також солей, жирів і забруднень. Офарблюються олійною фарбою за 2 рази і наноситься захисний шар з цементно – піщаного розчину М100 товщиною не менш 20 мм. Скрутки кріплення кроквяних ніг обмазуються лакофарбовим покриттям (маслянобітумний лак №176 і ін.).

Усі дерев'яні елементи, що стикаються зі стінами або бетонними і залізобетонними конструкціями, покриваються толем і ретельно антисептуються 15% - 3% водяним розчином фтористого натрію або кремнефтористого натрію в суміші з фтористим натрієм у пропорції 1:3.

Елементи крокв і решетування додатково піддаються вогнезахистній обробці - обмазуються за 2 рази вогнезахистною сумішшю: суперфосфату – 70%, води – 30%.

Відстань від зовнішньої поверхні димовентиляційних труб до дерев'яних конструкцій горищного перекриття і покриття повинне бути не менш 130 мм із влаштуванням перегородок і ізоляції з повсті, змоченої в глиняному розчині, і азбестового листа.

1.5. Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни

Виконання теплотехнічного розрахунку енергоефективних огорожувальних конструкцій будівель має забезпечити підвищений теплозахист житлово-адміністративних будівель та споруд для нового будівництва, реконструкції та капітального ремонту.

Розрахунок здійснюється з урахуванням нових, підвищених нормативів опору теплопередачі зовнішніх огорожувальних конструкцій та відповідності до вимог ДБН В.2.6-31:2021 «Конструкції будівель і споруд. Теплова ізоляція будівель».

Теплотехнічним розрахунком при проектуванні зовнішніх огорожуючих конструкцій будівель визначаються наступні параметри:

1. Встановлюється температурна зона в відповідності з картою-схемою України.
2. Визначається нормативний опір теплопередачі в залежності від призначення будівлі та виду огорожувальних конструкцій.
3. В відповідності з шарами розрахованої зовнішньої огорожувальної конструкції визначається товщина утеплювача.
4. Виконується перевірка розрахунку.

Проектом передбачено влаштування не несучих стін з пінобетонних блоків (300 мм) та зовнішнє утеплення пінополістирольними плитами.

Вихідні дані для визначення товщини утеплювача з пінобетону:

нормативний опір теплопередачі конструкції зовнішньої огорожувальної стіни $R_{q,min} = 4,0 \text{ (м}^2 \cdot \text{К)}/\text{Вт}$.

α_e - коефіцієнт теплопередачі внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції, рівний 8,7;

α_n - коефіцієнт теплопередачі зовнішньої поверхні огорожувальної конструкції, для зимових умов, рівний 23;

λ - розрахунковий коефіцієнт теплопровідності матеріалу кожного шару, $\text{Вт}/(\text{м} \cdot \text{К})$;

δ - товщина кожного шару огорожувальної конструкції, м.

Таблиця 1.5.1

Показники огорожувальної конструкції

Матеріал	δ , м	λ , $\text{Вт}/(\text{м} \cdot \text{К})$
Пінополістирольні плити, щільністю $50 \text{ кг}/\text{м}^3$	х	0,049
Пінобетонні блоки, щільністю $500 \text{ кг}/\text{м}^3$	0,3	0,16

Розрахунковий опір теплопередачі конструкції, що обгороджує:

$$R_{q,min} = \frac{1}{\alpha_e} + \sum_{i=1}^n \frac{\delta_i}{\lambda_i} + \frac{1}{\alpha_n}$$

$$R_{q,\min} = \frac{1}{8,7} + \frac{x}{0,049} + \frac{0,3}{0,16} + \frac{1}{23} = 4,0 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}}$$

$$0,115 + \frac{x}{0,045} + 1,875 + 0,044 = 4,0$$

$$x = 0,049 \cdot (4,0 - 0,115 - 1,875 - 0,044) = 0,09 \text{ м}$$

Приймаємо пінополістирольні плити товщиною 0,1 м.

Визначаємо фактичний опір теплопередачі прийнятого конструктивного рішення зовнішньої стіни, та порівнюємо його з нормативним:

$$\begin{aligned} R_{\text{факт}} &= \frac{1}{8,7} + \frac{0,1}{0,049} + \frac{0,3}{0,16} + \frac{1}{23} = \\ &= 0,115 + 2,041 + 1,875 + 0,044 = 4,1 \text{ (м}^2 \cdot \text{К)/Вт} \end{aligned}$$

$$R_{\text{факт}} = 4,1 > R_{q,\min} = 4,0$$

фактичний опір теплопередачі прийнятого конструктивного рішення зовнішньої стіни перевищує нормативне значення, таким чином тепловий захист будинку котеджного типу, що проектується, забезпечено.

РОЗДІЛ 2. КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1. Конструктивна схема малоповерхового індивідуального жилого будинку

У конструктивному відношенні малоповерховий індивідуальний жилий будинок є каркасною спорудою. Горизонтальні і вертикальні навантаження сприймаються каркасом. Каркас жилого будинку складається з ригелів і колон, що являють собою збірно – монолітні залізобетонні конструкції. Складовим елементом колон і ригелів є універсальні залізобетонні елементи не повного по висоті перетину (рис. 2.1.1).

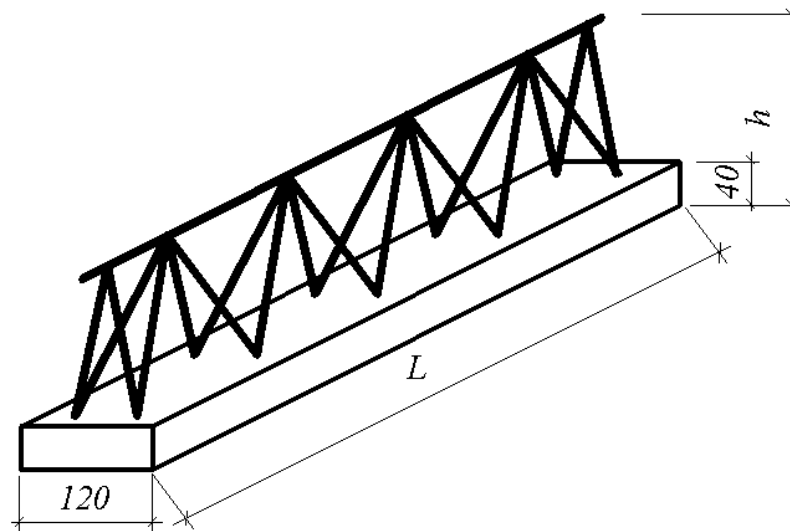


Рис. 2.1.1 Залізобетонний елемент не повного по висоті перетину

Як огорожуюча конструкція в проектуємому будинку застосовані стіни з пінобетонних блоків, товщиною 350 мм. Стіна не несуча, а є заповненням каркасу.

Перекрыття проектуємого малоповерхового індивідуального жилого будинку виконується з дрібнорозмірних залізобетонних конструкцій. Несучими конструкціями перекрыття є балки з універсальних елементів (рис. 2.1.1). Простір між балками заповнюється бетонними каменями – вкладишами (рис. 2.1.2), поверх яких улаштовується набетонка.

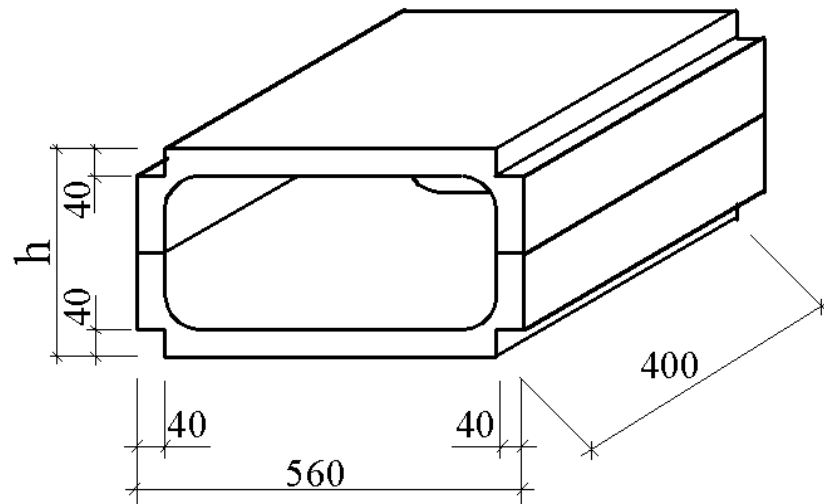


Рис. 2.1.2 Камінь - вкладиш

2.2. Розрахунок поперечної рами каркасу

2.2.1. Збір навантажень

Розрахункові навантаження, що діють на поперечну раму каркасу малоповерхового індивідуального жилого будинку визначалися у відповідності до ДБН В.1.2-2-2006 «Навантаження і впливи» з урахуванням коефіцієнта надійності по призначенню будинку $\gamma_n = 0,9$.

Навантаження на перекриття

Визначаємо постійне навантаження від власної ваги 1 м.п. збірно-монолітної залізобетонної балки, зображеної на рис. 2.1.1:

$$g_{\bar{o}} = 0,12 \cdot 0,04 \cdot 25 \cdot 1,1 = 0,132 \text{ (кН/м.п.)}$$

Визначаємо постійне навантаження від елементів заповнення, зображених на рис. 2.1.2:

$$g_{\bar{кв}} = \frac{10}{2} \cdot 2 \cdot (0,04 \cdot 0,09 \cdot 2 + 0,04 \cdot 0,48) \cdot 0,2 \cdot 16 \cdot 1,2 = 1,01 \text{ (кН/м.п.)}$$

Постійне навантаження від бетону замоноличування, що діє на 1 м.п. збірно-монолітної балки перекриття визначаються по формулі:

$$g_{\bar{бз}} = S_{\bar{бз}} \cdot \rho_{\bar{бз}} \cdot \gamma_f$$

де: $S_{\bar{бз}}$ – площа поперечного переріза бетону замоноличування, м²;

$\rho_{\bar{бз}}$ – щільність бетону замоноличування, кН/м³;

γ_f – коефіцієнт надійності по навантаженню.

Фрагмент поперечного перерізу перекриття і геометричних розмірів приведеного перетину бетону замоноличування зазначені на рис. 2.2.1.

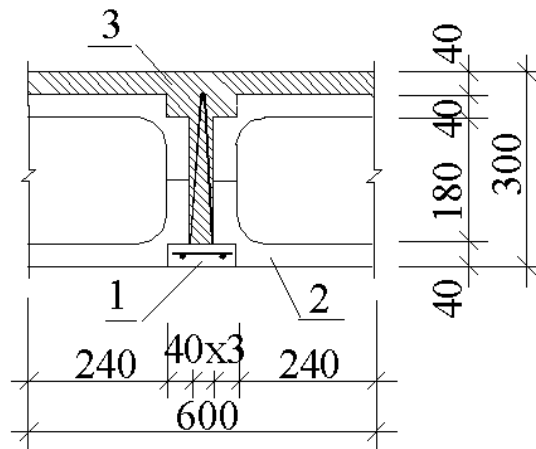


Рис. 2.2.1 Фрагмент влаштування бетону замоноличування: 1 – збірно-монолітна балка перекриття; 2 – елемент заповнення; 3 – бетон замоноличування

Постійне навантаження від бетону замоноличування складає:

$$g_{\text{бз}} = (0,04 \cdot 0,6 + 0,04 \cdot 0,12 + 0,04 \cdot 0,18) \cdot 25 \cdot 1,3 = 1,17 \text{ (кН/м.п.)}$$

Визначаємо постійне навантаження на перекриття від конструкції підлоги з лінолеуму. Конструкція підлоги прийнята у відповідності зі СНиП 2.03.13-88 «Підлоги» .

Постійне навантаження від цементно-піщаної стяжки, що вирівнює, і лінолеуму на 1 м.п. збірно – монолітної балки перекриття визначається по формулі:

$$g_n = 0,6 \cdot (h_{\text{цп}} \cdot \rho_{\text{цп}} + g_{\text{л}}) \cdot \gamma_f$$

$$g_n = 0,6 \cdot (0,02 \cdot 18 + 0,08) \cdot 1,3 = 0,34 \text{ (кН/м.п.)}$$

де: 0,6 – крок залізобетонних балок перекриття, м;

$h_{\text{цп}}$ – товщина цементно-піщаної стяжки, м;

$\rho_{\text{цп}}$ – щільність цементно-піщаного розчину, кН/м³;

$g_{\text{л}}$ – вага 1 м² лінолеуму, кН/м²;

γ_f – коефіцієнт надійності по навантаженню.

Тоді повне постійне граничне розрахункове навантаження на 1 м.п. балки перекриття від ваги складових конструкцій перекриття, з урахуванням коефіцієнту надійності за призначенням будинку, складають:

$$g = (0,132 + 1,01 + 1,17 + 0,34) \cdot 0,9 = 2,4 \text{ (кН/м.п.)}$$

Характеристичне значення тимчасового (V_n) навантаження на перекриття житлових та горіщаних приміщень у відповідності до ДБН В.1.2-2-2006 «Навантаження і впливи» складають, відповідно 1,5 та 0,7 кПа. Тимчасове граничне розрахункове навантаження на 1 м.п. балки перекриття визначаються по формулі:

$$V = 0,6 \cdot V_n \cdot \gamma_f \cdot \gamma_i$$

тоді, для житлових приміщень граничне розрахункове значення тимчасового навантаження становить

$$V_{\alpha} = 0,6 \cdot 1,5 \cdot 1,3 \cdot 0,9 = 1,1 \text{ (кН/м.п.)}$$

а для горіщаних приміщень граничне розрахункове значення тимчасового навантаження становить

$$V_{\alpha} = 0,6 \cdot 0,7 \cdot 1,3 \cdot 0,9 = 0,5 \text{ (кН/м.п.)}$$

де: 0,6 – крок залізобетонних балок перекриття, м;

V_n – характеристичне значення тимчасового навантаження на перекриття, кПа;

γ_f – коефіцієнт надійності по навантаженню;

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням будівлі;

Визначаємо розподілене навантаження від балок перекриття на ригель каркасу:

- при прольоті балок $L=2,5$ м

$$g^{\text{іадааеа}} = \frac{g \cdot L}{2 \cdot 0,6} = \frac{2,4 \cdot 2,5}{2 \cdot 0,6} = 5,0 \text{ (кН/м.п.)}$$

$$V^{\text{іадааеа}} = \frac{v_{\alpha} \cdot L}{2 \cdot 0,6} = \frac{1,1 \cdot 2,5}{2 \cdot 0,6} = 2,3 \text{ (кН/м.п.)}$$

- при прольоті балок $L=4,2$ м

$$g^{\ddot{a}\ddot{a}\ddot{a}\ddot{e}\ddot{e}\ddot{e}} = \frac{g \cdot L}{2 \cdot 0,6} = \frac{2,4 \cdot 4,2}{2 \cdot 0,6} = 8,4 \text{ (кН/м.п.)}$$

$$V^{\ddot{a}\ddot{a}\ddot{a}\ddot{e}\ddot{e}\ddot{e}} = \frac{v_a \cdot L}{2 \cdot 0,6} = \frac{1,1 \cdot 4,2}{2 \cdot 0,6} = 3,9 \text{ (кН/м.п.)}$$

- при прольоті балок $L=7,0$ м

$$g^{\ddot{a}\ddot{a}\ddot{a}\ddot{e}\ddot{e}\ddot{e}} = \frac{g \cdot L}{2 \cdot 0,6} = \frac{2,4 \cdot 7,0}{2 \cdot 0,6} = 14,0 \text{ (кН/м.п.)}$$

$$V^{\ddot{a}\ddot{a}\ddot{a}\ddot{e}\ddot{e}\ddot{e}} = \frac{v_a \cdot L}{2 \cdot 0,6} = \frac{1,1 \cdot 7,0}{2 \cdot 0,6} = 6,4 \text{ (кН/м.п.)}$$

Визначаємо розподілене навантаження від балок покриття на ригель каркасу:

- при прольоті балок $L=2,5$ м

$$g^{\ddot{a}\ddot{a}\ddot{e}\ddot{e}} = \frac{g \cdot L}{2 \cdot 0,6} = \frac{2,4 \cdot 2,5}{2 \cdot 0,6} = 5,0 \text{ (кН/м.п.)}$$

$$V^{\ddot{a}\ddot{a}\ddot{e}\ddot{e}} = \frac{v_a \cdot L}{2 \cdot 0,6} = \frac{0,5 \cdot 2,5}{2 \cdot 0,6} = 1,1 \text{ (кН/м.п.)}$$

- при прольоті балок $L=4,2$ м

$$g^{\ddot{a}\ddot{a}\ddot{e}\ddot{e}} = \frac{g \cdot L}{2 \cdot 0,6} = \frac{2,4 \cdot 4,2}{2 \cdot 0,6} = 8,4 \text{ (кН/м.п.)}$$

$$V^{\ddot{a}\ddot{a}\ddot{e}\ddot{e}} = \frac{v_a \cdot L}{2 \cdot 0,6} = \frac{0,5 \cdot 4,2}{2 \cdot 0,6} = 1,8 \text{ (кН/м.п.)}$$

- при прольоті балок $L=7,0$ м

$$g^{\ddot{a}\ddot{a}\ddot{e}\ddot{e}} = \frac{g \cdot L}{2 \cdot 0,6} = \frac{2,4 \cdot 7,0}{2 \cdot 0,6} = 14,0 \text{ (кН/м.п.)}$$

$$V^{\ddot{a}\ddot{a}\ddot{e}\ddot{e}} = \frac{v_a \cdot L}{2 \cdot 0,6} = \frac{0,5 \cdot 7,0}{2 \cdot 0,6} = 2,9 \text{ (кН/м.п.)}$$

Власна вага 1 м.п. ригелів і колон, визначаємо по формулі:

$$g_{\text{риг}} = g_{\text{кол}} = b \cdot h \cdot \rho \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n$$

$$g_{\text{риг}} = g_{\text{кол}} = 0,3 \cdot 0,2 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,9 = 1,5 \text{ (кН/м.п.)}$$

де: b і h – розміри поперечного переріза, м;

ρ – щільність залізобетону, кН/м³;

γ_n – коефіцієнт надійності по призначенню будинку;

γ_f – коефіцієнт надійності по навантаженню.

Власну вагу 1 м² зовнішньої стіни, визначаємо по формулі:

$$g_{cm} = b \cdot \rho \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n$$

$$g_{cm} = 0,3 \cdot 4 \cdot 1,2 \cdot 0,9 = 1,3 \text{ (кН)}$$

де: b – товщина стіни, м;

ρ – щільність пінобетону, кН/м³;

γ_n – коефіцієнт надійності по призначенню будинку;

γ_f – коефіцієнт надійності по навантаженню.

Вітрове навантаження.

Визначення вітрового навантаження, що діє на раму каркаса будинку, що проектується, виконувалося у відповідності ДБН В.1.2-2-2006.

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження:

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним значенням вітрового навантаження, прийнятий 1,14 для періоду експлуатації 100 років;

W_0 – характеристичне значення вітрового тиску, для III вітрового району прийнято 470 Па;

C – коефіцієнт, який обчислюється по формулі;

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d$$

де C_{aer} – аеродинамічний коефіцієнт, прийнятий рівним з навітряної сторони 0,8, з підвітряної - 0,6;

C_h – коефіцієнт висоти спорудження, розташованого у IV типі місцевості:

$$\text{при } h \leq 5 \text{ м} \quad C_h = 0,6$$

C_{alt} - коефіцієнт географічної висоти, прийнятий рівним 1;

C_{rel} - коефіцієнт рельєфу, прийнятий рівним 1;

C_{dir} - коефіцієнт напрямку, прийнятий рівним 1;

C_d - коефіцієнт динамічності, прийнятий рівним 1

Граничне рівномірно розподілене вітрове навантаження з розрахункової смуги шириною $(2,5+7)/2=4,75$ м:

- з навітряної сторони

$$\text{при } h = 5 \text{ м} \quad W_{ma}^5 = 1,14 \cdot 0,47 \cdot 0,8 \cdot 0,6 \cdot 4,75 = 1,22 \text{ (кН/м.п)}$$

- з підвітряної сторони

$$\text{при } h = 5 \text{ м} \quad W_{ma}^5 = 1,14 \cdot 0,47 \cdot 0,6 \cdot 0,6 \cdot 4,75 = 0,92 \text{ (кН/м.п)}$$

Зосереджене вітрове навантаження на оголовок колони від конструкцій покрівлі:

$$\text{висотою } 1,8 - W = 1,22 \cdot 1,8 = 2,2 \text{ (кН)}$$

$$\text{висотою } 3,6 - W = 1,22 \cdot 3,6 = 4,4 \text{ (кН)}$$

Граничне рівномірно розподілене вітрове навантаження з розрахункової смуги шириною $(2,5+4,2)/2=3,35$ м:

- з навітряної сторони

$$\text{при } h = 5 \text{ м} \quad W_{ma}^5 = 1,14 \cdot 0,47 \cdot 0,8 \cdot 0,6 \cdot 3,35 = 0,86 \text{ (кН/м.п)}$$

- з підвітряної сторони

$$\text{при } h = 5 \text{ м} \quad W_{ma}^5 = 1,14 \cdot 0,47 \cdot 0,6 \cdot 0,6 \cdot 3,35 = 0,65 \text{ (кН/м.п)}$$

Зосереджене вітрове навантаження на оголовок колони від конструкцій покрівлі висотою 2,85 - $W = 0,86 \cdot 2,85 = 2,5$ (кН)

2.2.2. Виконання розрахунку поперечної рами каркасу

Розрахунок просторового каркаса виконувався за допомогою ЕОМ програми «Ліра 9.6». Розрахункова схема просторового каркаса приведена на рис. 2.2.2 з нумерацією елементів.

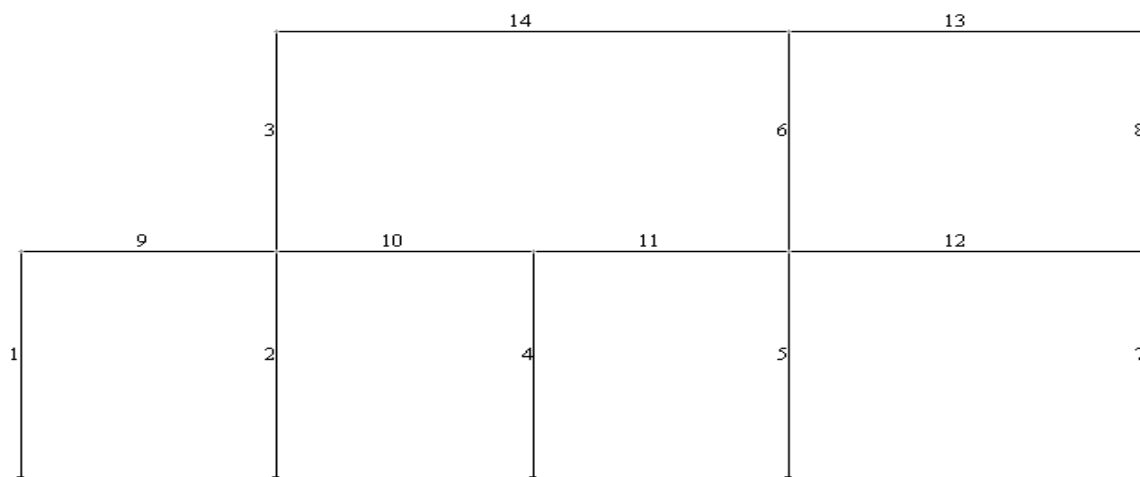


Рис. 2.2.2 Розрахункова схема поперечної рами з нумерацією елементів

Були розглянуті 5 варіантів завантаження:

- 1) постійне навантаження (рис. 2.2.3);
- 2) тимчасове навантаження з прольоту в осях «Б-В» (рис. 2.2.4);
- 3) тимчасове навантаження з прольоту в осях «В-Д» (рис. 2.2.5);
- 4) вітрове навантаження з ліва (рис. 2.2.6);
- 5) вітрове навантаження з права (рис. 2.2.7);

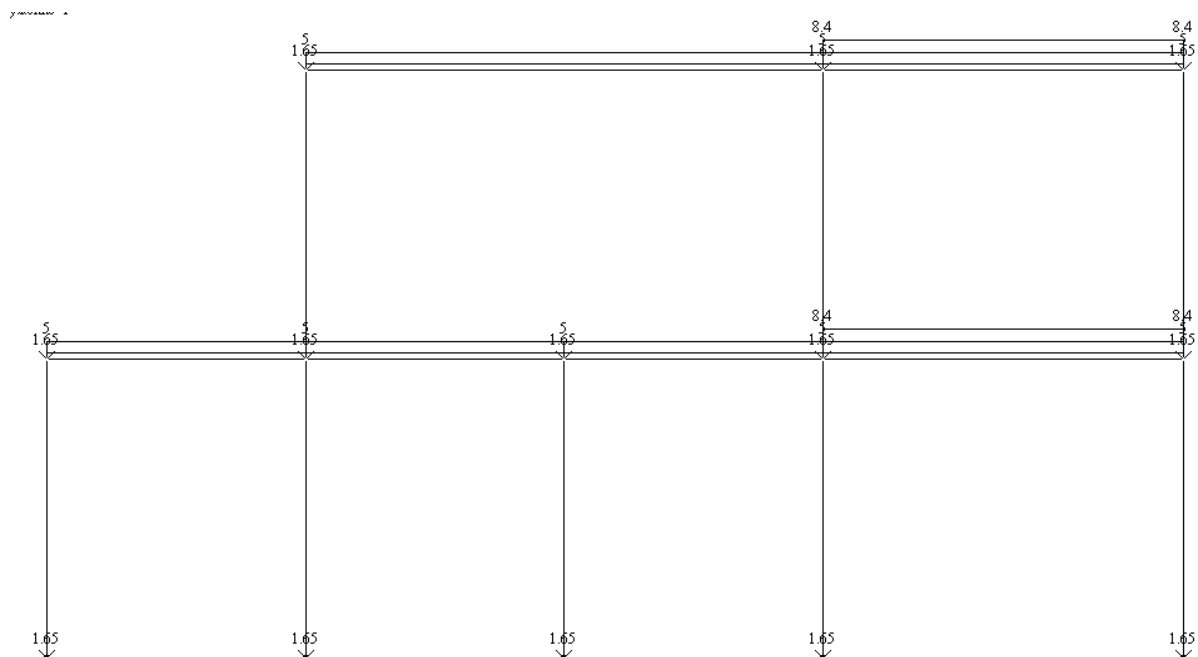


Рис. 2.2.3 Постійне навантаження

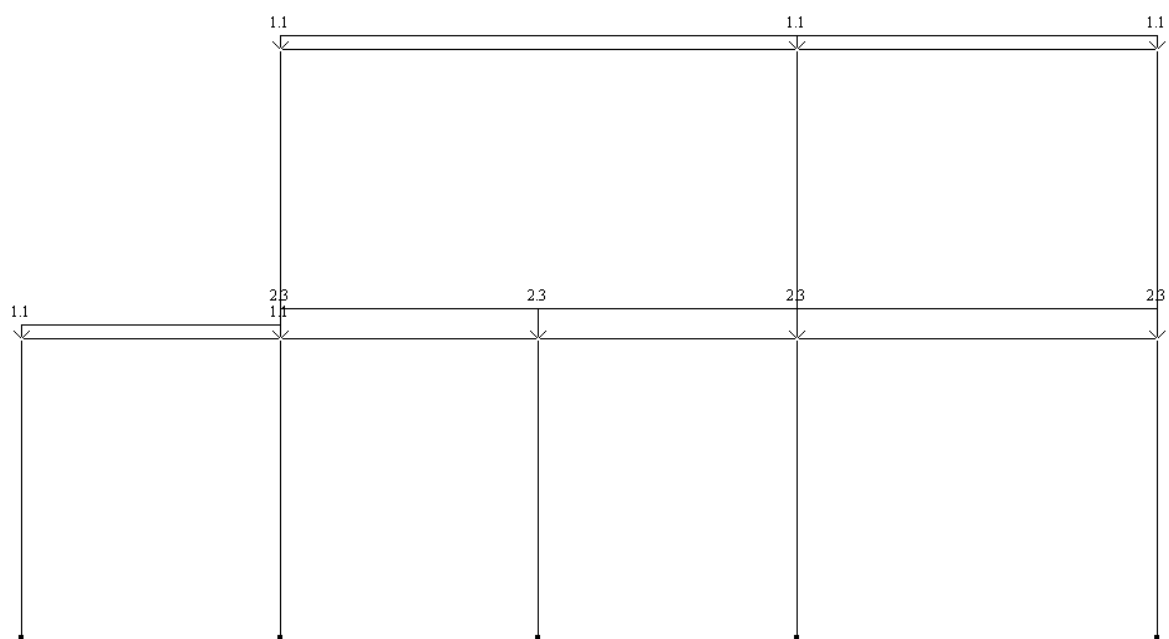


Рис. 2.2.4 Тимчасове навантаження з прольоту в осях «Б-В»

ВЕРХНЯЯ ЧАСТЬ

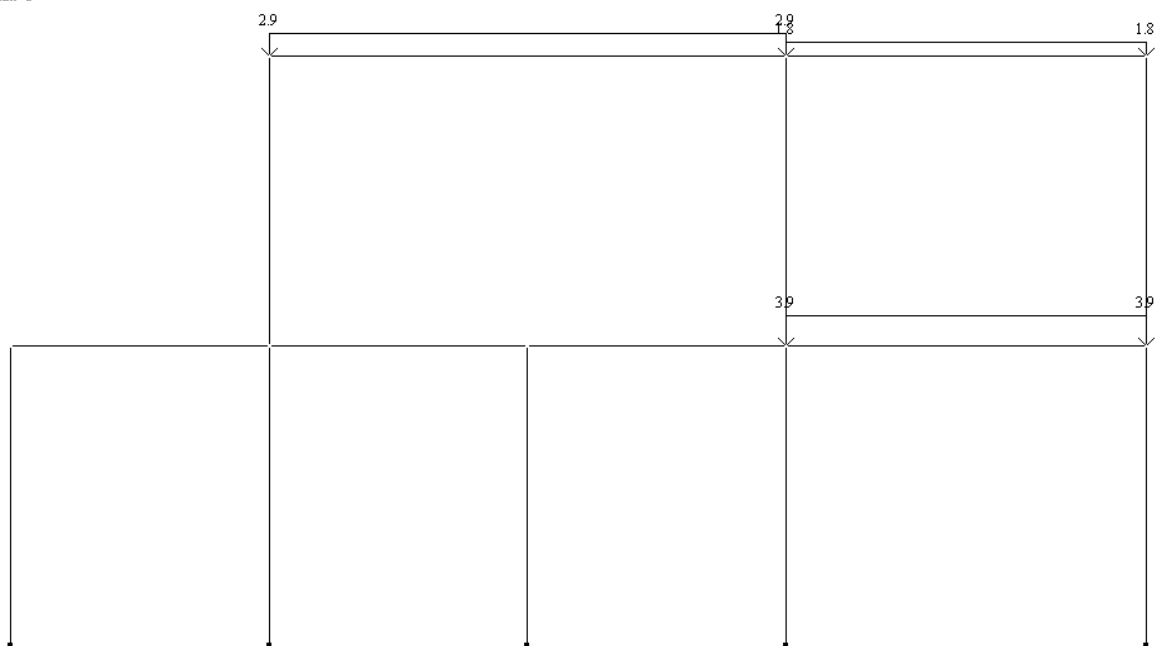


Рис. 2.2.5 Тимчасове навантаження з прольоту в осях «В-Д»

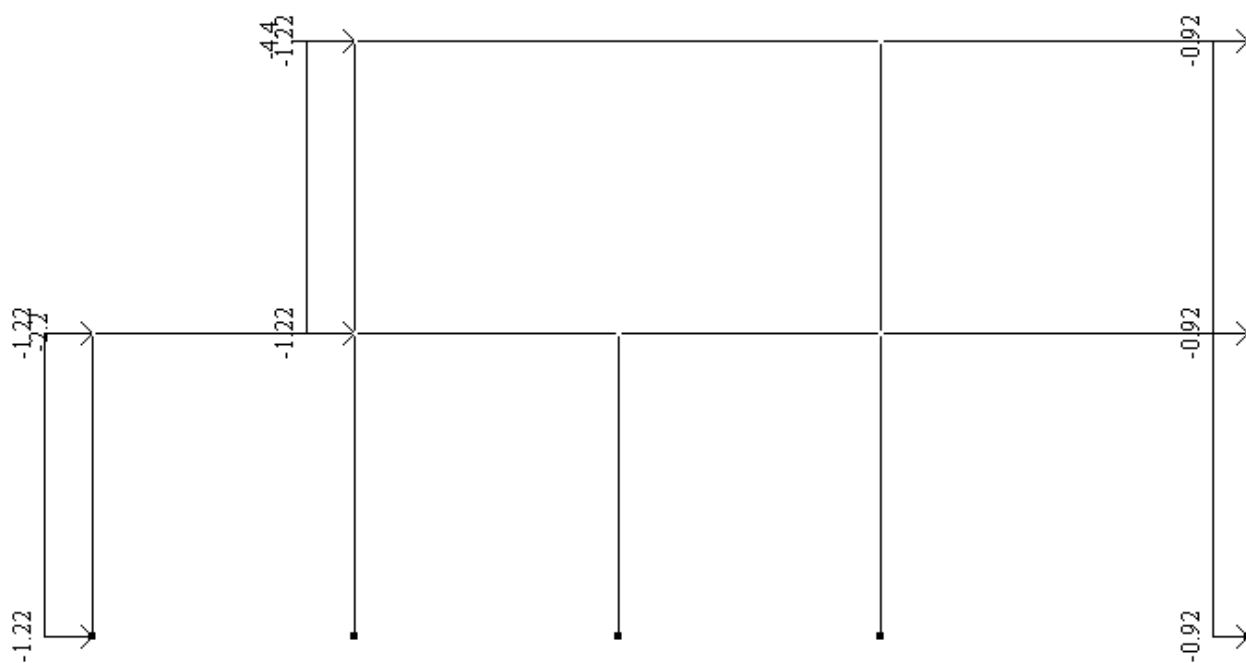


Рис. 2.2.6 Вітрове навантаження з ліва

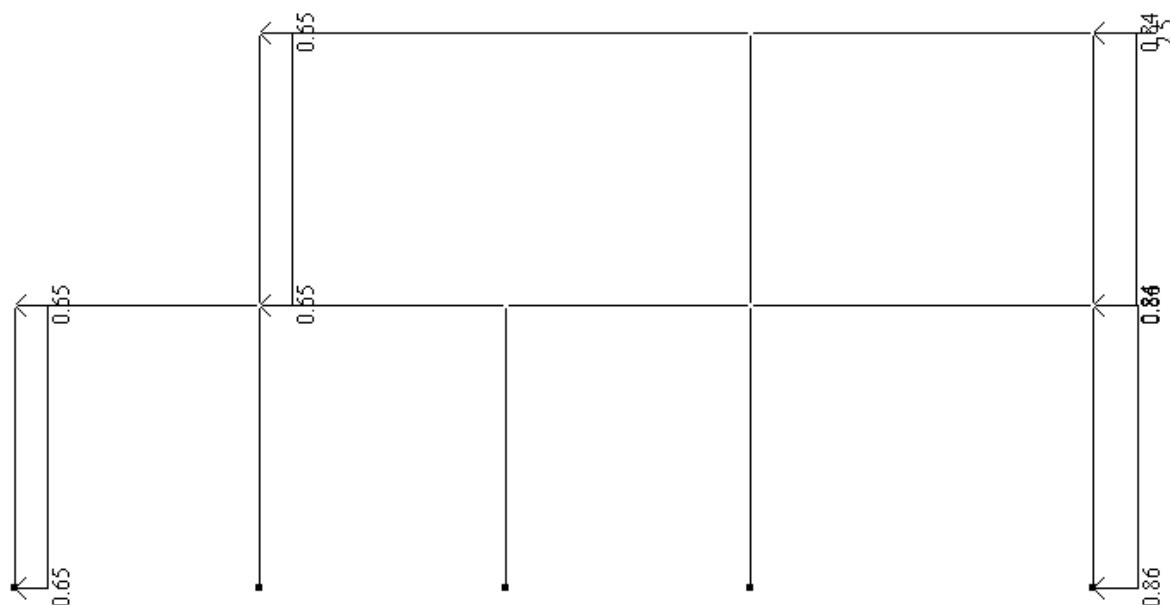


Рис. 2.2.7 Вітрове навантаження з права

2.2.3. Результати розрахунку поперечної рами каркасу

В результаті розрахунку поперечної рами каркасу були отримані розрахункові сполучення зусиль, що наведені в табл. 2.2.1.

Таблиця 2.2.1

Розрахункові сполучення зусиль в елементах поперечної рами каркасу

№ элем	№ сечен	Тип РСУ	Кран/сейсм	Состав РСУ	Критерий	Усилия						№№ загруз
						N (кН)	Mk (кН*м)	My (кН*м)	Qz (кН)	Mz (кН*м)	Qy (кН)	
1	1	1	-	длит	1	-117,811	0,644	0,365	-0,245	-35,890	-40,407	1 4
1	1	1	-	длит	2	-120,823	0,420	-5,559	3,929	-44,922	-44,924	1 5
1	1	2	-	длит	18	-120,798	0,423	-5,551	3,921	-44,936	-44,936	1 2 3 5
1	2	2	-	длит	1	-109,656	0,519	-0,010	-0,063	90,517	-45,143	1 2 3 5
1	2	1	-	длит	2	-109,656	0,519	-0,010	-0,063	90,517	-45,143	1 4
2	1	1	-	длит	1	-13,585	4,507	-2,433	6,731	-10,631	-3,433	1 4
2	1	1	-	длит	2	-19,281	4,666	-2,978	9,591	-3,589	2,865	1 5
2	1	2	-	длит	18	-20,036	3,499	-1,884	10,185	-8,111	-2,433	1 2 3 5
2	2	1	-	длит	1	-18,133	3,544	8,892	9,984	-5,275	-2,689	1 5
2	2	2	-	длит	2	-17,451	4,451	8,476	9,548	-6,584	-3,381	1 2 3 4
2	2	1	-	длит	5	-18,133	3,544	8,892	9,984	-5,275	-2,689	1 4
2	2	2	-	длит	18	-17,451	4,451	8,476	9,548	-6,584	-3,381	1 2 3 5
3	1	1	-	длит	1	-90,480	0,728	0,306	-0,134	13,315	7,248	1 4
3	1	2	-	длит	2	-97,201	0,402	-5,706	3,521	5,564	3,713	1 2 3 5
3	2	2	-	длит	1	-81,651	0,315	-0,009	-0,051	-6,198	4,041	1 2 3 5
4	1	1	-	длит	1	-42,945	2,743	4,101	-11,294	17,187	24,617	1 4
4	1	1	-	длит	2	-42,957	2,742	4,069	-11,276	12,938	20,881	1 5
4	1	1	-	длит	18	-40,475	2,617	4,136	-10,298	16,325	21,960	1 2
4	2	1	-	длит	1	-40,224	2,020	-9,416	-11,120	-10,627	19,707	1 5
4	2	1	-	длит	2	-39,444	2,538	-9,284	-10,983	-9,871	18,363	1 4
4	2	1	-	длит	18	-40,224	2,020	-9,416	-11,120	-10,627	19,707	1 2
5	1	1	-	длит	1	-93,956	0,171	-6,108	3,921	-42,759	-42,960	1 4
5	1	2	-	длит	2	-126,084	0,574	0,111	0,045	-56,580	-58,138	1 2 3 5
5	1	1	-	длит	5	-125,990	0,235	-6,024	3,883	-58,897	-59,168	1 5
5	2	2	-	длит	1	-123,195	0,324	0,381	0,120	120,382	-60,089	1 2 3 5
5	2	1	-	длит	2	-123,195	0,324	0,381	0,120	120,382	-60,089	1 4
6	1	1	-	длит	1	-138,856	0,143	1,355	-1,196	-3,348	-4,967	1 4
6	1	2	-	длит	2	-167,984	0,145	1,303	-1,155	-2,079	-3,580	1 2 3 5
6	1	1	-	длит	5	-164,750	0,275	-2,277	0,897	-6,469	-5,866	1 5
6	1	2	-	длит	6	-151,617	0,248	-2,418	0,991	-3,791	-3,254	1 2 3 4
6	2	1	-	длит	1	-133,767	0,152	-2,127	-1,130	14,407	-7,490	1 5
6	2	2	-	длит	2	-149,070	0,125	-1,904	-0,989	6,087	-3,353	1 2 3 4
6	2	2	-	длит	18	-133,767	0,152	-2,127	-1,130	14,407	-7,490	1 2 3 5
7	1	1	-	длит	1	-60,334	0,272	-0,784	0,231	-20,571	-38,681	1 4
7	1	1	-	длит	2	-58,198	0,332	-7,814	6,599	-25,084	-42,117	1 5
7	1	2	-	длит	6	-39,933	0,333	-7,813	6,601	-28,347	-38,805	1 2 3 4
7	2	2	-	длит	2	-58,534	0,272	-0,507	0,231	25,846	-38,681	1 2 3 4
8	1	2	-	длит	1	-47,942	-1,322	3,516	-9,924	-35,225	-47,410	1 2 3 4
8	2	2	-	длит	2	-46,142	-1,322	-8,393	-9,924	21,668	-47,410	1 2 3 4
9	1	1	-	длит	1	8,255	3,743	-2,389	4,369	4,013	2,228	1 4
9	1	2	-	длит	2	5,263	3,796	-2,204	4,322	4,007	2,223	1 2 3 5
9	2	2	-	длит	1	5,475	3,904	1,360	-0,377	0,048	1,724	1 2 3 5
9	2	1	-	длит	13	8,521	3,300	1,268	-0,248	0,032	1,391	1 5
9	2	1	-	длит	14	5,475	3,904	1,360	-0,377	0,048	1,724	1 4
9	3	2	-	длит	1	5,475	3,904	-3,530	-5,057	-3,055	1,724	1 3 5
9	3	2	-	длит	2	5,513	3,161	-3,417	-4,996	-2,426	1,370	1 2 4
9	3	2	-	длит	18	8,469	3,814	-3,539	-5,006	-3,036	1,711	1 2 3 5
10	1	2	-	длит	2	-1,487	-6,007	0,848	0,192	-1,684	-1,142	1 2 3 5
10	1	2	-	длит	17	-1,807	-7,914	0,726	0,290	-1,690	-1,416	1 2 3
10	2	2	-	длит	1	-1,682	-5,695	0,365	-0,946	0,000	-1,126	1 2 4
10	2	2	-	длит	13	-1,807	-7,914	0,354	-0,910	0,009	-1,416	1 2 3 5
10	2	1	-	длит	14	-1,682	-5,695	0,365	-0,946	0,000	-1,126	1 4
10	2	2	-	длит	17	-1,821	-7,975	0,277	-0,725	0,016	-1,406	1 2 3
10	3	2	-	длит	2	-1,817	-7,813	-1,226	-1,847	1,666	-1,373	1 2 4
10	3	2	-	длит	17	-1,693	-5,967	-1,555	-2,198	1,405	-1,171	1 2 3

Таблиця 2.2.1(продовження)

Розрахункові сполучення зусиль в елементах поперечної рами каркасу

№ элем	№ сечен	Тип РСУ	Кран/сейсм	Состав РСУ	Критерий	Усилия						№№ загруз
						N (кН)	M _k (кН*м)	M _y (кН*м)	Q _z (кН)	M _z (кН*м)	Q _y (кН)	
11	1	2	-	длит	1	-10,564	4,412	-5,073	4,665	0,851	0,488	1 3 4
11	1	2	-	длит	2	-2,020	4,569	-1,796	2,468	0,672	0,289	1 2 5
11	1	2	-	длит	17	-10,555	4,567	-5,120	4,686	0,886	0,504	1 2 3 4
11	1	1	-	длит	18	-10,555	4,567	-5,120	4,686	0,886	0,504	1 5
11	2	2	-	длит	1	-2,034	4,472	1,123	0,495	0,106	0,275	1 2 5
11	2	2	-	длит	2	-1,940	3,313	1,108	0,543	0,080	0,235	1 3 4
11	2	1	-	длит	13	-2,034	4,472	1,123	0,495	0,106	0,275	1 5
11	2	2	-	длит	14	-1,940	3,313	1,108	0,543	0,080	0,235	1 2 3 4
11	3	2	-	длит	2	-2,034	4,472	0,188	-1,455	-0,430	0,275	1 2 3 4
11	3	1	-	длит	18	-1,896	3,484	0,361	-1,347	-0,390	0,244	1 5
12	1	2	-	длит	2	-8,558	6,458	-7,966	17,116	-4,282	-3,447	1 2 3 5
12	1	2	-	длит	17	-5,703	6,399	-5,102	11,431	-4,342	-3,503	1 2 3 4
12	2	2	-	длит	1	-8,931	5,333	7,134	-0,585	1,645	-2,800	1 2 3 5
12	2	1	-	длит	13	-8,931	5,333	7,134	-0,585	1,645	-2,800	1 5
12	2	1	-	длит	14	-8,532	6,611	6,888	-0,625	1,928	-3,445	1 4
12	2	2	-	длит	17	-8,532	6,611	6,888	-0,625	1,928	-3,445	1 2 3 4
12	3	2	-	длит	2	-8,931	5,333	-10,444	-18,945	6,684	-2,800	1 2 3 4
13	1	2	-	длит	2	-37,860	1,587	-18,422	18,861	-3,039	-0,862	1 2 3 5
13	2	2	-	длит	1	-37,312	1,258	12,502	1,396	-0,341	-0,499	1 2 3
13	2	2	-	длит	6	-37,312	1,258	12,502	1,396	-0,341	-0,499	1 2 3 5
13	3	2	-	длит	2	-37,312	1,258	-20,908	-26,144	1,007	-0,499	1 2 3 4
13	3	2	-	длит	18	-37,312	1,258	-20,908	-26,144	1,007	-0,499	1 2 3 5
14	1	2	-	длит	2	23,498	2,462	-45,860	48,246	-1,237	-0,260	1 2 3 5
14	1	2	-	длит	18	29,107	1,878	-42,970	47,291	0,456	0,245	1 2 3 4
14	2	2	-	длит	1	28,658	1,909	29,552	1,241	-0,282	0,171	1 2 3 4
14	3	2	-	длит	2	28,658	1,909	-52,027	-61,669	-0,744	0,171	1 2 3 4

2.2.4. Розрахунок міцності колон 1-го поверху

Згідно отриманих даних (табл. 2.2.1) вибираємо найбільш невідповідні розрахункові сполучення зусиль:

а) для крайніх колон (К-3)

$$M_{max}=5,32 \text{ кН}\cdot\text{м}; N_{відн}=9,907 \text{ кН}; e_0=0,54 \text{ м};$$

$$M_{min}=-4,88 \text{ кН}\cdot\text{м}; N_{відн}=14,929 \text{ кН}; e_0=0,33 \text{ м};$$

$$N_{max}=16,221 \text{ кН}; M_{відн}=4,809 \text{ кН}\cdot\text{м}; e_0=0,30 \text{ м};$$

б) для середніх колон (К-4)

$$M_{max}=6,09 \text{ кН}\cdot\text{м}; N_{відн}=19,067 \text{ кН}; e_0=0,32 \text{ м};$$

$$M_{min}=-5,732 \text{ кН}\cdot\text{м}; N_{відн}=14,199 \text{ кН}; e_0=0,41 \text{ м};$$

$$N_{max}=125,244 \text{ кН}; M_{відн}=5,712 \text{ кН}\cdot\text{м}; e_0=0,05 \text{ м};$$

Визначаємо критичну силу, що сприймається колоною:

$$N_{cr} = 0,15 \cdot \frac{E_b \cdot A}{\left(\frac{l_0}{h}\right)^2} = 0,15 \cdot \frac{27 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,4}{\left(\frac{2,85 \cdot 0,7}{0,2}\right)^2} = 6512 \text{ (кН)}$$

Гранична висота стиснутої зони бетону:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,758}{1 + \frac{365}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,758}{1,1}\right)} = 0,62$$

де: ω – характеристика стиснутої зони бетону, визначається по формулі

$$\omega = \alpha_1 - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 11,5 = 0,758;$$

α_1 – коефіцієнт, для важкого бетону 0,85;

σ_{sr} - напруження в арматурі, яке приймається розрахунковому опору

арматури на розтяг $R_s = 365$ МПа.

Виконуємо розрахунок крайньої колони по 1-й комбінації.

Визначаємо коефіцієнт, що враховує вигін елементу:

$$\eta = \left(\frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \right) = \left(\frac{1}{1 - \frac{9,907}{6512}} \right) = 1$$

Визначаємо висоту стиснутої зони бетону:

$$x = \frac{N}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b} = \frac{9,907}{0,9 \cdot 11500 \cdot 0,3} = 0,003 \text{ (м)}$$

Перевіряємо умову:

$$x = 0,003 < \xi_R \cdot h_0 = 0,62 \cdot 0,18 = 0,11$$

Визначаємо відносну величину повздовжньої сили:

$$\alpha_n = \frac{N}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0} = \frac{9,907}{0,9 \cdot 11500 \cdot 0,3 \cdot 0,18} = 0,018 < \xi_R = 0,62$$

Визначаємо площу арматури:

$$A_s = A'_s = \frac{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n \cdot \left(1 - \frac{\alpha_n}{2}\right)}{1 - \delta} =$$

$$A_s = A'_s = \frac{0,9 \cdot 11500 \cdot 0,3 \cdot 0,18}{365000} \cdot \frac{0,06 - 0,018 \cdot \left(1 - \frac{0,018}{2}\right)}{1 - 0,11} = 0,73 \text{ (см}^2\text{)}$$

в даній формулі

$$\alpha_{m1} = \frac{N \cdot \left(e_0 \cdot \eta + \frac{h_0 - a'}{2}\right)}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{9,907 \cdot \left(0,54 \cdot 1 + \frac{0,18 - 0,02}{2}\right)}{0,9 \cdot 11500 \cdot 0,3 \cdot 0,18^2} = 0,06$$

$$\delta = \frac{a'}{h_0} = \frac{0,02}{0,18} = 0,11$$

приймаємо у колоні робочу повздовжню арматуру 4Ø8 А400С.

Перевіряємо міцність колони по 2-й комбінації зусиль:

Висота стиснутої зони бетону:

$$x = \frac{N}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b} = \frac{14,929}{0,9 \cdot 11500 \cdot 0,3} = 0,005 \text{ (м)}$$

Визначаємо коефіцієнт, що враховує вигін елементу:

$$\eta = \left(\frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \right) = \left(\frac{1}{1 - \frac{14,929}{6512}} \right) = 1$$

Визначаємо ексцентриситет:

$$e = e_0 \cdot \eta + \frac{h_0 - a'}{2} = 0,33 \cdot 1 + \frac{0,18 - 0,02}{2} = 0,41$$

Перевіряємо умову:

$$N \cdot e \leq \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a')$$

$$14,929 \cdot 0,41 = 6,12 < 0,9 \cdot 11500 \cdot 0,3 \cdot 0,005 \cdot (0,18 - 0,5 \cdot 0,005) + 36,5 \cdot 1,01 \cdot (0,18 - 0,02) = 2,76 + 5,9 = 8,66$$

умова виконується, міцність колони забезпечена.

Перевіряємо міцність колони по 3-й комбінації зусиль:

Висота стиснутої зони бетону:

$$x = \frac{N}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b} = \frac{16,221}{0,9 \cdot 11500 \cdot 0,3} = 0,005 \text{ (м)}$$

Визначаємо коефіцієнт, що враховує вигін елементу:

$$\eta = \left(\frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \right) = \left(\frac{1}{1 - \frac{16,221}{6512}} \right) = 1$$

Визначаємо ексцентриситет:

$$e = e_0 \cdot \eta + \frac{h_0 - a'}{2} = 0,3 \cdot 1 + \frac{0,18 - 0,02}{2} = 0,38$$

Перевіряємо умову:

$$N \cdot e \leq \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a')$$

$$16,221 \cdot 0,38 = 6,16 < 0,9 \cdot 11500 \cdot 0,3 \cdot 0,005 \cdot (0,18 - 0,5 \cdot 0,005) + 36,5 \cdot 1,01 \cdot (0,18 - 0,02) = 2,76 + 5,9 = 8,66$$

умова виконується, міцність колони забезпечена.

Виконуємо розрахунок середньої колони по 2-й комбінації.

Визначаємо коефіцієнт, що враховує вигін елементу:

$$\eta = \left(\frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \right) = \left(\frac{1}{1 - \frac{14,199}{6512}} \right) = 1$$

Визначаємо висоту стиснутої зони бетону:

$$x = \frac{N}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b} = \frac{14,199}{0,9 \cdot 11500 \cdot 0,3} = 0,005 \text{ (м)}$$

Перевіряємо умову:

$$x = 0,005 < \xi_R \cdot h_0 = 0,62 \cdot 0,18 = 0,11$$

Визначаємо відносну величину повздовжньої сили:

$$\alpha_n = \frac{N}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0} = \frac{14,199}{0,9 \cdot 11500 \cdot 0,3 \cdot 0,18} = 0,025 < \xi_R = 0,62$$

Визначаємо площу арматури:

$$A_s = A'_s = \frac{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n \cdot \left(1 - \frac{\alpha_n}{2}\right)}{1 - \delta} =$$

$$A_s = A'_s = \frac{0,9 \cdot 11500 \cdot 0,3 \cdot 0,18}{365000} \cdot \frac{0,07 - 0,018 \cdot \left(1 - \frac{0,018}{2}\right)}{1 - 0,11} = 0,9 \text{ (см}^2\text{)}$$

в даній формулі

$$\alpha_{m1} = \frac{N \cdot \left(e_0 \cdot \eta + \frac{h_0 - a'}{2} \right)}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{14,199 \cdot \left(0,41 \cdot 1 + \frac{0,18 - 0,02}{2} \right)}{0,9 \cdot 11500 \cdot 0,3 \cdot 0,18^2} = 0,07$$

$$\delta = \frac{a'}{h_0} = \frac{0,02}{0,18} = 0,11$$

приймаємо у колоні робочу повздовжню арматуру 4Ø8 А400С.

Перевіряємо міцність колони по 1-й комбінації зусиль:

Висота стиснутої зони бетону:

$$x = \frac{N}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b} = \frac{19,067}{0,9 \cdot 11500 \cdot 0,3} = 0,006 \text{ (м)}$$

Визначаємо коефіцієнт, що враховує вигін елементу:

$$\eta = \left(\frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \right) = \left(\frac{1}{1 - \frac{19,067}{6512}} \right) = 1$$

Визначаємо ексцентриситет:

$$e = e_0 \cdot \eta + \frac{h_0 - a'}{2} = 0,32 \cdot 1 + \frac{0,18 - 0,02}{2} = 0,4$$

Перевіряємо умову:

$$N \cdot e \leq \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a')$$

$$19,067 \cdot 0,4 = 7,63 < 0,9 \cdot 11500 \cdot 0,3 \cdot 0,006 \cdot (0,18 - 0,5 \cdot 0,006) + 36,5 \cdot 1,01 \cdot (0,18 - 0,02) = 3,3 + 5,9 = 9,2$$

умова виконується, міцність колони забезпечена.

Перевіряємо міцність колони по 3-й комбінації зусиль:

Висота стиснутої зони бетону:

$$x = \frac{N}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b} = \frac{125,244}{0,9 \cdot 11500 \cdot 0,3} = 0,04 \text{ (м)}$$

Визначаємо коефіцієнт, що враховує вигін елементу:

$$\eta = \left(\frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \right) = \left(\frac{1}{1 - \frac{125,244}{6512}} \right) = 1$$

Визначаємо ексцентриситет:

$$e = e_0 \cdot \eta + \frac{h_0 - a'}{2} = 0,05 \cdot 1 + \frac{0,18 - 0,02}{2} = 0,13$$

Перевіряємо умову:

$$N \cdot e \leq \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a')$$

$$125,244 \cdot 0,13 = 16,3 < 0,9 \cdot 11500 \cdot 0,3 \cdot 0,04 \cdot (0,18 - 0,5 \cdot 0,04) + 36,5 \cdot 1,01 \cdot (0,18 - 0,02) = 19,9 + 5,9 = 25,8$$

умова виконується, міцність колони забезпечена.

2.2.5. Розрахунок міцності ригелів 1-го поверху

Згідно отриманих даних (табл. 2.2.1) вибираємо найбільш не вигідні розрахункові сполучення зусиль:

- для ригеля Р-3:

на опорі $M_{max} = -8,985$ кН·м;

в прольоті $M_{max} = 3,499$ кН·м;

- для ригеля Р-4:

на опорі $M_{max} = -22,131$ кН·м;

в прольоті $M_{max} = 13,852$ кН·м;

РИГЕЛЬ Р-3

Виконуємо підбір робочої арматури. Для цього спочатку визначаємо коефіцієнти для розрахунку елементів, що згинаються:

у прольоті

$$\alpha_m = \frac{\dot{I}}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{3,499}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,18^2} = 0,035$$

при $\alpha_m = 0,035$ знаходимо $\zeta = 0,982$.

Розрахунковий переріз арматури:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{3,499}{365 \cdot 10^3 \cdot 0,982 \cdot 0,18} = 0,54 \text{ см}^2$$

приймаємо у ригелі робочу прольотну арматуру 2Ø6 А400С.

на опорі

$$\alpha_m = \frac{\dot{I}}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{8,985}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,18^2} = 0,09$$

при $\alpha_m = 0,09$ знаходимо $\zeta = 0,952$.

Розрахунковий переріз арматури:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{8,985}{365 \cdot 10^3 \cdot 0,952 \cdot 0,18} = 1,44 \text{ см}^2$$

приймаємо у ригелі робочу опорну арматуру 2Ø10 А400С.

Виконуємо перевірочний розрахунок універсального елемента на стадії транспортування та монтажу від власної ваги.

При власній вазі універсального елемента 20 кг/м.п., згинальний момент при транспортуванні становить:

$$M = \frac{\gamma_{din} \cdot q \cdot l^2}{8} = \frac{1,6 \cdot 0,2 \cdot 2,55^2}{8} = 0,26 \text{ (кН·м)}.$$

Визначаємо необхідну площу арматури

$$\alpha_m = \frac{\dot{I}}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,26}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,02^2} = 0,32 \Rightarrow \zeta = 0,8$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{0,26}{365 \cdot 10^3 \cdot 0,8 \cdot 0,02} = 0,45 \text{ (см}^2\text{)}$$

в універсальному елементі на стадії транспортування згинальний момент сприймається стержнями 2Ø6 А400С, фактична площа арматури складає 0,57см², тому міцність універсального елемента на стадії транспортування забезпечена.

При власній вазі універсального елемента 20 кг/м.п., згинальний момент при монтажі становить:

$$M = \frac{\gamma_{din} \cdot q \cdot l^2}{8} = \frac{1,4 \cdot 0,2 \cdot 2,55^2}{8} = 0,23 \text{ (кН·м)}.$$

Визначаємо необхідну площу арматури

$$\alpha_m = \frac{\dot{I}}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,23}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,04 \cdot 0,18^2} = 0,02 \Rightarrow \zeta = 0,99$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{0,24}{365 \cdot 10^3 \cdot 0,99 \cdot 0,18} = 0,04 \text{ (см}^2\text{)}$$

в універсальному елементі на стадії монтажу згинальний елемент сприймається стержнем Ø6 А400С, фактична площа арматури складає 0,283 см², тому міцність універсального елемента на стадії монтажу забезпечена.

РИГЕЛЬ Р-4

Виконуємо підбор робочої арматури. Для цього спочатку визначаємо коефіцієнти для розрахунку елементів, що згинаються:

у прольоті

$$\alpha_m = \frac{\dot{I}}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{13,852}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,18^2} = 0,138$$

при $\alpha_m=0,138$ знаходимо $\zeta=0,925$.

Розрахунковий переріз арматури:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{13,852}{365 \cdot 10^3 \cdot 0,925 \cdot 0,18} = 2,28 \text{ см}^2$$

приймаємо у ригелі робочу прольотну арматуру 2Ø14 А400С.

на опорі

$$\alpha_m = \frac{\dot{I}}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{22,131}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,18^2} = 0,22$$

при $\alpha_m=0,22$ знаходимо $\zeta=0,875$.

Розрахунковий переріз арматури:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{22,131}{365 \cdot 10^3 \cdot 0,875 \cdot 0,18} = 3,85 \text{ см}^2$$

приймаємо у ригелі робочу опорну арматуру 2Ø16 А400С.

Виконуємо перевірочний розрахунок універсального елемента на стадії транспортування та монтажу від власної ваги.

При власній вазі універсального елемента 20 кг/м.п., згинальний момент при транспортуванні становить:

$$M = \frac{\gamma_{din} \cdot q \cdot l^2}{8} = \frac{1,6 \cdot 0,2 \cdot 2,55^2}{8} = 0,26 \text{ (кН·м)}.$$

Визначаємо необхідну площу арматури

$$\alpha_m = \frac{\dot{I}}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,26}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,02^2} = 0,32 \Rightarrow \zeta = 0,8$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{0,26}{365 \cdot 10^3 \cdot 0,8 \cdot 0,02} = 0,45 \text{ (см}^2\text{)}$$

в універсальному елементі на стадії транспортування згинальний момент сприймається стержнями 2Ø14 A400C, фактична площа арматури складає 3,08см², тому міцність універсального елемента на стадії транспортування забезпечена.

При власній вазі універсального елемента 20 кг/м.п., згинальний момент при монтажі становить:

$$M = \frac{\gamma_{din} \cdot q \cdot l^2}{8} = \frac{1,4 \cdot 0,2 \cdot 2,55^2}{8} = 0,23 \text{ (кН·м)}.$$

Визначаємо необхідну площу арматури

$$\alpha_m = \frac{\dot{I}}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,23}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,04 \cdot 0,18^2} = 0,02 \Rightarrow \zeta = 0,99$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{0,24}{365 \cdot 10^3 \cdot 0,99 \cdot 0,18} = 0,04 \text{ (см}^2\text{)}$$

в універсальному елементі на стадії монтажу згинальний елемент сприймається стержнем Ø14 A400C, фактична площа арматури складає 1,539 см², тому міцність універсального елемента на стадії монтажу забезпечена.

2.3. Розрахунок балки перекриття

2.3.1. Дані для проектування

Необхідно запроектувати перекриття індивідуального житлового будинку з розміром в осях 6,5 м.

Елементи з яких складається перекриття:

- збірно-монолітні залізобетонні балки (рис. 2.1.1);
- елементи заповнення (рис. 2.1.2);
- бетон замоноличування пазух і влаштування набетонки.

Розрахункові характеристики матеріалів:

а) для бетону класу B20

- розрахунковий опір на стиск $R_b = 11,5$ МПа;
- розрахунковий опір на розтяг $R_{bt} = 0,9$ МПа;
- модуль пружності $E_b = 27 \cdot 10^3$ МПа;

б) для арматури класу A400C:

- розрахунковий опір повздовжньої арматури на розтяг при діаметрі 6 ... 8 мм $R_s = 355$ МПа, при діаметрі 10 ... 40 мм - $R_s = 365$ МПа;
- модуль пружності арматури $E_b = 2 \cdot 10^5$ МПа;
- в) для арматури класу A240C:
- розрахунковий опір поперечної арматури на розтяг $R_s = 175$ МПа;
- модуль пружності арматури $E_b = 2,1 \cdot 10^5$ МПа;

2.3.2. Визначення навантажень та зусиль

Визначення навантажень, що діють на 1 м.п. балки перекриття виконано в розділі 2.2.1 пояснювальної записки.

Збірно-монолітна залізобетонна балка перекриття розраховується як вільно оперта балка. Розрахунковий проліт балки перекриття, визначається як відстань між центрами опор балки:

$$L_{\delta} = 6,5 - \frac{0,15}{2} \cdot 2 = 6,35 \text{ (м)}$$

Визначаємо максимальний згинальний момент, що виникає в середині прольоту балки від постійного та тимчасового навантаження:

$$M_{\max} = \frac{(g + V) \cdot L_p^2}{8} = \frac{(2,4 + 1,1) \cdot 6,35^2}{8} = 18,36 \text{ (кН} \cdot \text{м)}$$

де: g – постійне навантаження на 1 м.п. балки, кН/м.п.;

V – тимчасове навантаження на 1 м.п. балки, кН/м.п.;

L_p розрахунковий проліт балки перекриття, м.

Максимальна поперечна сила, що виникає в опорній частині балки від постійного та тимчасового навантаження складає:

$$Q_{\max} = \frac{(g + V) \cdot L_p}{2} = \frac{(2,4 + 1,1) \cdot 6,35}{2} = 11,84 \text{ (кН)}$$

На рис. 2.3.1 зображено розрахункову схему та зусилля, що виникають в балці перекриття в стадії експлуатації.

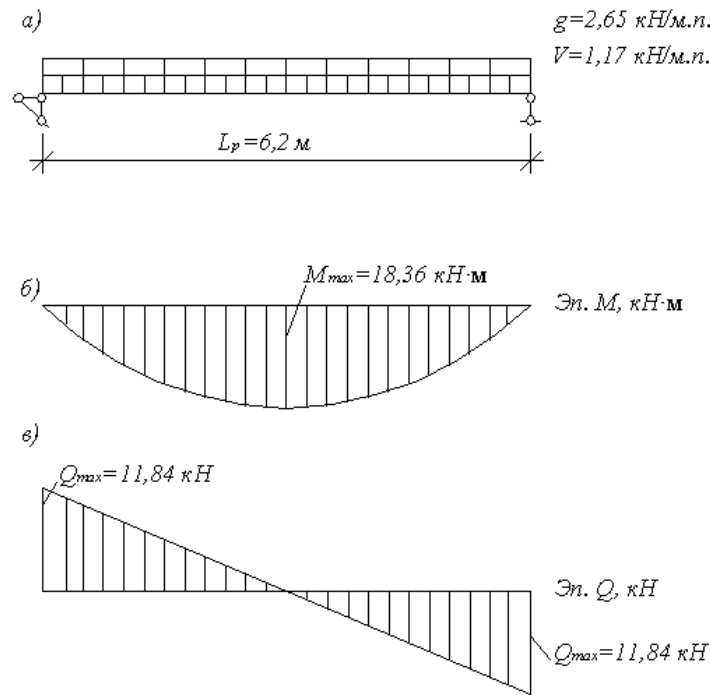


Рис. 2.3.1 Розрахункова схема та зусилля що виникають в збірно – монолітній балці перекриття в стадії експлуатації: а) розрахункова схема; б) епюра згинальних моментів; в) епюра поперечних сил.

2.3.3. Розрахунок міцності збірно-монолітних балок на стадії експлуатації по перерізам нормальним до повздовжньої осі елемента

Розрахунковий переріз збірно – монолітної залізобетонної балки перекриття в стадії експлуатації приведено на рис. 2.3.2.

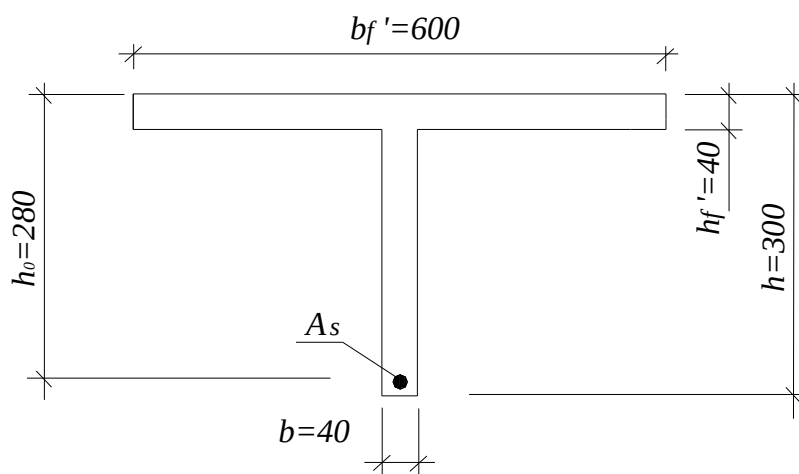


Рис. 2.3.2 Розрахунковий переріз збірно - монолітної залізобетонної балки перекриття в стадії експлуатації.

Визначаємо положення границі зжатої зони бетону з умови:

$$M \leq \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h_f')$$

де: M – максимальний згинальний момент, що виникає в балці від повного навантаження, кН·м;

γ_{b2} – коефіцієнт умови роботи бетону;

R_b – розрахунковий опір бетону на стиск, МПа;

b_f' – ширина полки балки, м;

h_f' – висота полки балки, м;

h_0 – робоча висота розрахункового перерізу балки, м.

Перевіряємо умову:

$$18,36 < 0,9 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,6 \cdot 0,04 \cdot (0,28 - 0,5 \cdot 0,04) = 64,58 \text{ (кН·м)}$$

умова виконується, тому, границя зжатої зони знаходиться в полиці, і балки розраховуємо як прямокутну шириною $b_f' = 0,6$ м.

Визначаємо площу повздовжньої робочої арматури. Для цього знаходимо коефіцієнт для визначення статичного моменту площі зжатої зони:

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b_f' \cdot h_0^2} \quad \alpha_m = \frac{18,36}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,6 \cdot 0,28^2} = 0,038 \Rightarrow \xi = 0,04$$

Визначаємо висоту зжатої зони бетону:

$$x = \xi \cdot h_0 = 0,04 \cdot 0,28 = 0,0112 \text{ (м)}$$

Висота зжатої зони бетону складає 1,12 см, тому, нейтральна ось проходить в зжатій полиці.

При $\alpha_m = 0,038$ коефіцієнт $\eta = 0,981$.

Площа повздовжньої робочої арматури визначається по формулі:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{18,36}{355 \cdot 10^3 \cdot 0,981 \cdot 0,28} = 1,88 \cdot 10^{-4} \text{ (м}^2\text{)}$$

де: η - коефіцієнт для визначення відстані між рівнодіючими зусиль в зжатій і розтягнутій зонах перерізу;

R_s – розрахунковий опір арматури на розтяг, МПа.

По сортаменту арматури приймаємо 2Ø12 А400С, фактична площа арматури $A_s^f = 2,26 > 1,88 \text{ см}^2$.

2.3.4. Підбір монтажної арматури і похилих стержнів в збірно-монолітних балках

При монтажі збірно - монолітних балок перекриття необхідно встановити одну тимчасову проміжну опору.

Відповідно до рекомендацій, приймаємо:

- діаметр монтажної арматури – 10 мм;
- діаметр похилих стержнів – 6 мм.

2.3.5. Перевірка міцності збірно-монолітних балок перекриття в стадії експлуатації по перерізам похилим до повздовжньої осі елемента

Похилі стержні встановлюємо під кутом 60° до повздовжньої осі балки (рис. 2.3.3). При перевірці міцності балки по перерізам похилим до повздовжньої осі враховуємо тільки ті стержні, які розташовані перпендикулярно напрямку можливого виникнення похилої тріщини.

Визначаємо крок похилих стержнів, що враховуються у розрахунку. Як видно з рис. 2.3.3 крок похилих стержнів визначається по формулі:

$$S = 2 \cdot a = 2 \cdot \frac{260}{\text{tg} 60^\circ} = 300 \text{ (мм)}$$

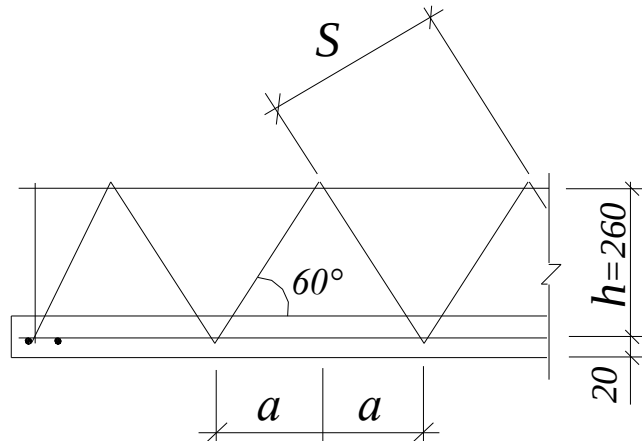


Рис. 2.3.3 Схема для визначення кроку похилих стержнів

Площа поперечної арматури

$$A_{sw} = 2 \cdot 0,283 = 0,566 \text{ (см}^2\text{)}$$

Визначаємо коефіцієнт армування

$$\mu_{sw} = \frac{A_{sw}}{b \cdot S} = \frac{0,566}{4 \cdot 30} = 0,0047$$

Зусилля в поперечних стержнях:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S} = \frac{175000 \cdot 0,566 \cdot 10^{-4}}{0,3} = 33 \text{ (кН/м)}$$

Довжина проекції небезпечної похилої тріщини

$$c_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 0,9 \cdot 1000 \cdot 0,04 \cdot 0,28^2}{33}} = 0,41 \text{ (м)}.$$

Перевіряємо умову:

$$c_0 = 0,41 \text{ м} < 2 \cdot h_0 = 2 \cdot 0,28 = 0,56 \text{ м, тому приймаємо } c_0 = 0,41 \text{ (м)}.$$

Визначаємо коефіцієнт, який враховує вплив стиснутих полицок в таврових елементах:

$$\varphi_f = 0,75 \cdot \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{b \cdot h_0} = 0,75 \cdot \frac{(0,16 - 0,04) \cdot 0,04}{0,04 \cdot 0,28} = 0,32 < 0,5$$

$$\text{де } b'_f = b + 3 \cdot h'_f = 0,04 + 3 \cdot 0,04 = 0,16 \text{ (м)}$$

Перевіряємо умову:

$$q_{sw} = 33 > \frac{\varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot b}{2} = \frac{0,6 \cdot (1 + 0,32) \cdot 0,9 \cdot 1000 \cdot 0,04}{2} = 14,3 \text{ (кН/м)}$$

умова виконується.

Максимальна поперечна сила в балці складає $Q_{\max} = 11,84$ кН.

1 етап. Розрахунок міцності балки перекриття на дію поперечної сили по похилій смузі між похилими тріщинами.

Перевірка достатності розмірів поперечного перерізу, щоб запобігти руйнування бетону від дії стискуючих зусиль:

$$Q_{\max} \leq 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0$$

Визначаємо коефіцієнти:

$$\alpha = E_s / E_b = 210000 / 27000 = 7,78$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_w = 1 + 5 \cdot 7,78 \cdot 0,0047 = 1,18$$

$$\varphi_{b1} = 1 - 0,01 \cdot R_b = 1 - 0,01 \cdot 11,5 = 0,885$$

Перевіряємо умову

$$11,84 < 0,3 \cdot 1,18 \cdot 0,885 \cdot 11500 \cdot 0,04 \cdot 0,28 = 40,4 \text{ (кН)}$$

умова виконується – розміри поперечного перерізу балки достатні.

2 етап. Розрахунок міцності балки перекриття на дію поперечної сили по похилій тріщині:

$$Q_{\max} \leq Q_b + Q_{s,inc}$$

Поперечна сила, яка сприймається бетоном зжатої зони:

$$Q_b = \frac{2 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c_0} = \frac{2 \cdot 900 \cdot 0,04 \cdot 0,28^2}{0,41} = 13,7 \text{ (кН)}$$

при цьому значення Q_b приймаємо таким, що перевищує

$$Q_{b\min} = \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot (1 + 0,32) \cdot 900 \cdot 0,04 \cdot 0,28 = 7,9 \text{ (кН)}$$

приймаємо $Q_b = 13,7$ кН.

Поперечна сила, яка сприймається поперечною арматурою

$$Q_{s,inc} = R_{sw} \cdot A_{sw} \cdot \sin 60^\circ = 225 \cdot 10^3 \cdot 0,566 \cdot 10^{-4} \cdot 0,87 = 11,1 \text{ (кН)}$$

Перевіряємо умову

$$Q_{\max} \leq Q_b + Q_{s,inc}$$

$$11,84 < 13,7 + 11,1 = 24,8 \text{ (кН)}$$

умова виконується, тому, міцність балки перекриття по похилому перерізу забезпечено.

2.4. Розрахунок фундаментної балки

2.4.1. Дані для проектування

Необхідно запроектиувати фундаментної балки (ФБ-8) індивідуального житлового будинку з розміром в осях 5,0 м.

Фундаментна балка є збірною – монолітною залізобетонною конструкцією, яка складається з двох збірних залізобетонних універсальних елементів (рис. 2.1.1) та монолітного бетону.

Розрахункові характеристики матеріалів:

а) для бетону класу В20

- розрахунковий опір на стиск $R_b = 11,5 \text{ МПа}$;
- розрахунковий опір на розтяг $R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}$;
- модуль пружності $E_b = 27 \cdot 10^3 \text{ МПа}$;

б) для арматури класу А400С:

- розрахунковий опір повздовжньої арматури на розтяг при діаметрі 6 ... 8 мм $R_s = 355 \text{ МПа}$, при діаметрі 10 ... 40 мм - $R_s = 365 \text{ МПа}$;
- модуль пружності арматури $E_b = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$;

в) для арматури класу А240С:

- розрахунковий опір поперечної арматури на розтяг $R_s = 175 \text{ МПа}$;
- модуль пружності арматури $E_b = 2,1 \cdot 10^5 \text{ МПа}$;

2.4.2. Визначення навантажень та зусиль

Розрахункові навантаження, що діють на фундаментну балку індивідуального житлового будинку визначалися у відповідності до ДБН В.1.2.2-2006 «Навантаження і впливи» з урахуванням коефіцієнта надійності по призначенню будинку $\gamma_n = 0,9$.

На погонний метр фундаментної балки діють наступні навантаження:

- власна вага балки

$$g_1 = b \cdot h \cdot \rho \cdot \gamma_n = 0,3 \cdot 0,2 \cdot 25 \cdot 0,9 = 1,35 \text{ (кН/м.п.)}$$

- власна вага зовнішньої стіни

$$g_2 = b \cdot h \cdot \rho \cdot \gamma_n = 0,3 \cdot 5,6 \cdot 6 \cdot 0,9 = 9,07 \text{ (кН/м.п.)}$$

- від навантаження, що передається від конструкцій покрівлі.

Навантаження на покриття

Навантаження, що діють на 1 м² покриття, приведені в табл. 2.4.1.

Таблиця 2.4.1

Навантаження, що діють на 1 м² покриття

Навантаження	Характеристичне навантаження, кПа	Коеф. надійн. γ_f	Граничне розрахункове навантаження, кПа
<u>Постійна</u>			
а) металочерепиця, $\delta=1,5$ мм, $\rho=7850$ кг/м ³	0,118	1,05	0,111
б) гідроізоляція, $\delta=3$ мм, $\rho=600$ кг/м ³	0,018	1,2	0,020
в) суцільної дерев'яний настил, $\delta=25$ мм, $\rho=700$ кг/м ³	0,175	1,1	0,173
г) мінераловатні плити, $\delta=200$ мм, $\rho=200$ кг/м ³	0,4	1,2	0,432
д) крокви дерев'яні, 75 x 200 мм, $\rho=700$ кг/м ³	0,105	1,1	0,104
е) підшивна стеля, $\delta=12$ мм, $\rho=800$ кг/м ³	0,096	1,2	0,104
Разом:			$g^{покp}=0,95$
<u>Тимчасова снігова</u>	1,4	1,14	$V^{сн} = 1,6$
Усього:			$q^{покp}=2,55$

Навантаження на погонний метр фундаментної балки від конструкцій покриття з вантажної смуги шириною 4,8 м складають

$$g_3 = q_{\text{н}} \cdot 3,8 \cdot \gamma_n = 2,55 \cdot 4,8 \cdot 0,9 = 11,02 \text{ (кН/м.п.)}$$

Тоді повне рівномірно розподілене навантаження, що діє на 1 м.п. фундаментної балки становить

$$g = g_1 + g_2 + g_3 = 1,35 + 9,07 + 11,02 = 21,5 \text{ (кН/м.п.)}$$

Збірно-монолітна залізобетонна фундаментна балка розраховується як вільно оперта балка. Розрахунковий проліт фундаментної балки, визначається як відстань між центрами опор балки:

$$L_{\delta} = 5 - 0,15 \cdot 2 - \frac{0,1}{2} \cdot 2 = 4,6 \text{ (м)}$$

Визначаємо максимальний згинальний момент, що виникає в середині прольоту фундаментної балки від постійного та тимчасового навантаження:

$$M_{\text{max}} = \frac{g \cdot L_{\delta}^2}{8} = \frac{21,5 \cdot 4,6^2}{8} = 47 \text{ (кН·м)}$$

де: g – повне навантаження на 1 м.п. фундаментної балки, кН/м.п.;

L_{δ} розрахунковий проліт фундаментної балки, м.

Максимальна поперечна сила, що виникає в опорній частині фундаментної балки від постійного та тимчасового навантаження складає:

$$Q_{\text{max}} = \frac{g \cdot L_{\delta}}{2} = \frac{21,5 \cdot 4,6}{2} = 38,3 \text{ (кН)}$$

На рис. 2.4.1 зображено розрахункову схему та зусилля, що виникають в фундаментній балці в стадії експлуатації.

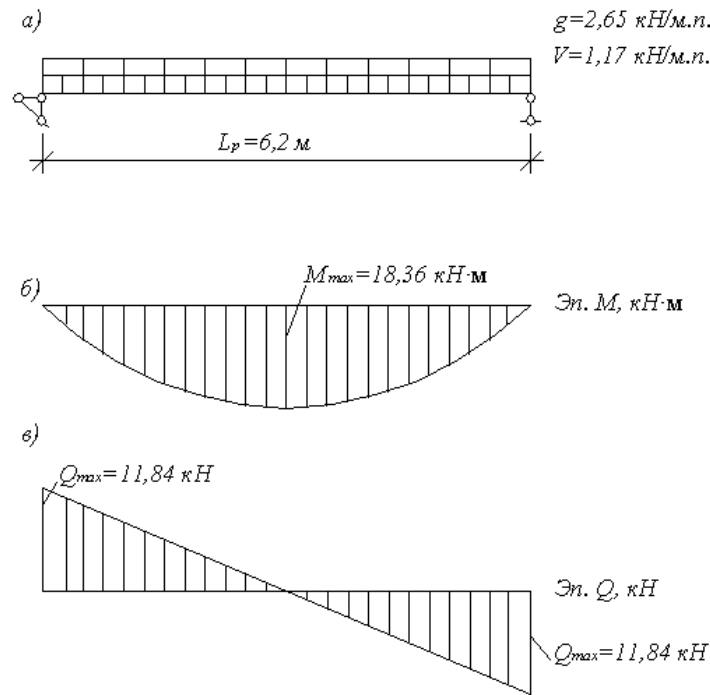


Рис. 2.4.1 Розрахункова схема та зусилля що виникають в збірно – монолітній фундаментній балці в стадії експлуатації: а) розрахункова схема; б) епюра згинальних моментів; в) епюра поперечних сил.

2.4.3. Розрахунок міцності збірно-монолітних балок на стадії експлуатації по перерізам нормальним до повздовжньої осі елемента

Гранична висота стиснутої зони бетону:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,758}{1 + \frac{365}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,758}{1,1}\right)} = 0,62$$

де: ω – характеристика стиснутої зони бетону, визначається по формулі

$$\omega = \alpha_1 - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 11,5 = 0,758;$$

α_1 – коефіцієнт, для важкого бетону 0,85;

σ_{sr} - напруження в арматурі, яке приймається розрахунковому опору

арматури на розтяг $R_s = 365 \text{ МПа}$.

Визначаємо площу повздовжньої робочої арматури. Для цього знаходимо коефіцієнт для визначення статичного моменту площі зжатої зони:

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2}$$

$$\alpha_m = \frac{47}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,18^2} = 0,365 \Rightarrow \xi = 0,48 < \xi_R = 0,62$$

При $\alpha_m = 0,365$ коефіцієнт $\eta = 0,76$.

Площа повздовжньої робочої арматури визначається по формулі:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{47}{365 \cdot 10^3 \cdot 0,76 \cdot 0,18} = 9,42 \cdot 10^{-4} \text{ (м}^2\text{)}$$

де: η - коефіцієнт для визначення відстані між рівнодіючими зусиль в зжатій і розтягнутій зонах перерізу;

R_s – розрахунковий опір арматури на розтяг, МПа.

По сортаменту арматури приймаємо 3ø20 А400С, фактична площа арматури $A_s^f = 9,42 \text{ см}^2$.

2.4.4. Підбір монтажної арматури і похилих стержнів в збірно-монолітних балках

При монтажі збірно - монолітних балок перекриття необхідно встановити одну тимчасову проміжну опору.

Відповідно до рекомендацій, приймаємо:

- діаметр монтажної арматури – 8 мм;
- діаметр похилих стержнів – 5 мм.

2.4.5. Перевірка міцності збірно-монолітних фундаментних балок в стадії експлуатації по перерізам похилим до повздовжньої осі елемента

Похилі стержні встановлюємо під кутом 60° до повздовжньої осі балки (рис. 2.4.2). При перевірці міцності балки по перерізам похилим до

повздовжньої осі враховуємо тільки ті стержні, які розташовані перпендикулярно напрямку можливого виникнення похилої тріщини.

Визначаємо крок похилих стержнів, що враховуються у розрахунку. Як видно з рис. 2.4.2 крок похилих стержнів визначається по формулі:

$$S = 2 \cdot a = 2 \cdot \frac{260}{\operatorname{tg} 60^{\circ}} = 300 \text{ (мм)}$$

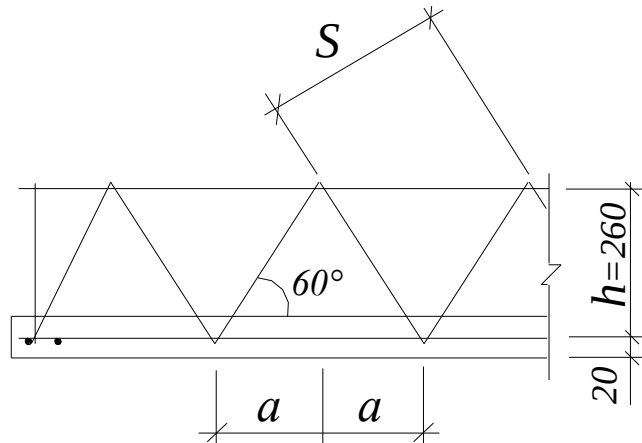


Рис. 2.4.2 Схема для визначення кроку похилих стержнів

Площа поперечної арматури

$$A_{sw} = 4 \cdot 0,198 = 0,792 \text{ (см}^2\text{)}$$

Визначаємо коефіцієнт армування

$$\mu_{sw} = \frac{A_{sw}}{b \cdot S} = \frac{0,729}{30 \cdot 30} = 0,0008$$

Зусилля в поперечних стержнях:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S} = \frac{260000 \cdot 0,729 \cdot 10^{-4}}{0,3} = 63,2 \text{ (кН/м)}$$

Довжина проекції небезпечної похилої тріщини

$$c_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 0,9 \cdot 1000 \cdot 0,3 \cdot 0,18^2}{63,2}} = 0,53 \text{ (м)}.$$

Перевіряємо умову:

$$c_0 = 0,53 \text{ м} < 2 \cdot h_0 = 2 \cdot 0,18 = 0,36 \text{ м, тому приймаємо } c_0 = 0,36 \text{ (м)}.$$

Перевіряємо умову:

$$q_{sw} = 63,2 > \frac{\varphi_{b3} \cdot \gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b}{2} = \frac{0,6 \cdot 0,9 \cdot 1000 \cdot 0,3}{2} = 62,9 \text{ (кН/м)}$$

умова виконується.

Максимальна поперечна сила в балці складає $Q_{\max} = 38,3$ кН.

1 етап. Розрахунок міцності балки перекриття на дію поперечної сили по похилій смузі між похилими тріщинами.

Перевірка достатності розмірів поперечного перерізу, щоб запобігти руйнування бетону від дії стискуючих зусиль:

$$Q_{\max} \leq 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0$$

Визначаємо коефіцієнти:

$$\alpha = E_s / E_b = 170000 / 27000 = 6,3$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_w = 1 + 5 \cdot 6,3 \cdot 0,0008 = 1,02$$

$$\varphi_{b1} = 1 - 0,01 \cdot R_b = 1 - 0,01 \cdot 11,5 = 0,885$$

Перевіряємо умову

$$38,3 < 0,3 \cdot 1,02 \cdot 0,885 \cdot 0,9 \cdot 11500 \cdot 0,3 \cdot 0,18 = 151,4 \text{ (кН)}$$

умова виконується – розміри поперечного перерізу балки достатні.

2 етап. Розрахунок міцності балки перекриття на дію поперечної сили по похилій тріщині:

$$Q_{\max} \leq Q_b + Q_{s,inc}$$

Поперечна сила, яка сприймається бетоном зжатої зони:

$$Q_b = \frac{2 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c_0} = \frac{2 \cdot 900 \cdot 0,3 \cdot 0,18^2}{0,36} = 48,6 \text{ (кН)}$$

при цьому значення Q_b приймаємо таким, що перевищує

$$Q_{bmin} = \varphi_{b3} \cdot \gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot 0,9 \cdot 900 \cdot 0,3 \cdot 0,18 = 26,2 \text{ (кН)}$$

приймаємо $Q_b = 48,6$ кН.

Поперечна сила, яка сприймається поперечною арматурою

$$Q_{s,inc} = R_{sw} \cdot A_{sw} \cdot \sin 60^\circ = 26 \cdot 0,729 \cdot 0,87 = 16,5 \text{ (кН)}$$

Перевіряємо умову

$$Q_{\max} \leq Q_b + Q_{sw}$$

$$38,3 < 48,6 + 16,5 = 65,1 \text{ (кН)}$$

умова виконується, тому, міцність фундаментної балки по похилому перерізу
забезпечено.

РОЗДІЛ 3. ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

3.1. Аналіз інженерно-геологічних умов площадки

Інженерно - геологічний переріз по будівельній площадці приведений в графічній частині дипломного проекту в розділі «Основи та фундаменти». В основі індивідуального житлового будинку, що проектується, залягають наступні ґрунтові шари:

- рослинний шар - 0,5 м
- суглинок гумусований - 0,4 м
- суглинок лесовий - 4,9 м
- суглинок лесовий коричнево – жовтий - 2,1 м
- лес палевий - 5,0 м
- суглинок лесовий – 2,3 м
- суглинок красно – бурий.

Рівень ґрунтових вод знаходиться на глибині 11,0 м.

По основним фізичним характеристикам и класифікаційним показникам ґрунтів площадки визначаємо фізико – механічні характеристики ґрунтів площадки, що забезпечують можливість визначення розрахункового опору ґрунту і деформацій основи, детальніше:

1) число пластичності ґрунту по показникам вологості на межі текучості та розкатування

$$I_p = W_L - W_p$$

- для другого шару $I_{p2} = 0,29 - 0,19 = 0,10$
- для третього шару $I_{p3} = 0,28 - 0,18 = 0,10$
- для четвертого шару $I_{p4} = 0,30 - 0,19 = 0,11$
- для п'ятого шару $I_{p5} = 0,26 - 0,19 = 0,07$
- для шостого шару $I_{p6} = 0,28 - 0,18 = 0,10$
- для сьомого шару $I_{p7} = 0,35 - 0,20 = 0,15$

2) коефіцієнт пористості ґрунту

$$e = (1 + W) \cdot \frac{\rho_s}{\rho} - 1$$

де: ρ_s – щільність мінеральних речовин;

W – природна вологість;

ρ – природна щільність

$$e_2 = (1 + 0,17) \cdot \frac{26,9}{16,8} - 1 = 0,87$$

$$e_3 = (1 + 0,14) \cdot \frac{26,7}{16,2} - 1 = 0,88$$

$$e_4 = (1 + 0,16) \cdot \frac{27,0}{16,7} - 1 = 0,88$$

$$e_5 = (1 + 0,15) \cdot \frac{26,7}{16,4} - 1 = 0,87$$

$$e_6 = (1 + 0,17) \cdot \frac{26,8}{16,9} - 1 = 0,92$$

$$e_7 = (1 + 0,21) \cdot \frac{27,1}{19,6} - 1 = 0,67$$

3) показник текучості ґрунту

$$I_L = \frac{W - W_P}{I_P}$$

$$I_{L2} = \frac{0,17 - 0,19}{0,10} = -0,2$$

$$I_{L3} = \frac{0,14 - 0,18}{0,10} = -0,4$$

$$I_{L4} = \frac{0,16 - 0,19}{0,11} = -0,3$$

$$I_{L5} = \frac{0,15 - 0,19}{0,07} = -0,57$$

$$I_{L6} = \frac{0,17 - 0,18}{0,10} = -0,1$$

$$I_{L8} = \frac{0,21 - 0,20}{0,15} = -0,06$$

4) вологість ґрунту при повному водонасищенні

$$W_{sat} = \frac{e \cdot \rho}{\rho_s}$$

$$W_{sat2} = \frac{0,87 \cdot 16,8}{26,9} = 0,54$$

$$W_{sat3} = \frac{0,88 \cdot 16,2}{26,7} = 0,53$$

$$W_{sat4} = \frac{0,88 \cdot 16,7}{27,0} = 0,54$$

$$W_{sat5} = \frac{0,87 \cdot 16,4}{26,7} = 0,53$$

$$W_{sat6} = \frac{0,92 \cdot 16,9}{26,8} = 0,58$$

$$W_{sat7} = \frac{0,67 \cdot 19,6}{27,1} = 0,48$$

5) показник текучості водонасиченого ґрунту

$$I_{Lsat} = \frac{W_{sat} - W_p}{I_p}$$

$$I_{Lsat2} = \frac{0,54 - 0,19}{0,10} = 3,5$$

$$I_{Lsat3} = \frac{0,53 - 0,18}{0,10} = 3,5$$

$$I_{Lsat4} = \frac{0,54 - 0,19}{0,11} = 3,6$$

$$I_{Lsat5} = \frac{0,53 - 0,19}{0,07} = 4,9$$

$$I_{Lsat6} = \frac{0,58 - 0,18}{0,10} = 4,0$$

$$I_{Lsat7} = \frac{0,48 - 0,20}{0,15} = 1,9$$

Визначені фізико – механічні характеристики ґрунтів площадки занесені в таблицю, яка приведена в графічній частині дипломного проекту в розділі «Основи та фундаменти».

3.2. Визначення глибини закладання фундаменту

Глибина закладання фундаменту назначається в залежності від:

- а) конструктивних особливостей – 1,0 м;
- б) інженерно – геологічних особливостей – 0,5 м;
- в) глибини промерзання ґрунту – 0,9 м.

З них вибираємо найбільше значення та призначаємо глибину закладання фундаменту – 1,0 м.

3.3. Визначення розрахункового опору ґрунту

Розрахунковий опір ґрунту під подошвою фундаменту визначається за формулою:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot (M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_I \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II})$$

де: γ_{c1} та γ_{c2} – коефіцієнти умови роботи, приймаються в залежності від ґрунту та конструктивної особливості будинку, приймаємо 1,2 та 1,0 відповідно;

k – коефіцієнт, що приймається рівним 1, тому що характеристики ґрунту визначені при випробуваннях;

M_{γ} , M_q та M_c – коефіцієнти, що залежать від кута внутрішнього тертя ґрунту, приймаємо 0,69, 3,65 та 6,24, відповідно;

k_z - коефіцієнт, що приймається 1 при ширині подошви фундаменту менше 10 м;

b – ширина подошви фундаменту, попередньо приймаємо 1,2 м;

γ_{II} – осереднене розрахункове значення ваги ґрунту, що залягає нижче подошви фундаменту, складає 16,2 кН/м³;

γ'_{II} – осереднене розрахункове значення ваги ґрунту, що залягає вище подошви фундаменту, складає 16,8 кН/м³;

c_{II} – розрахункове зчіплення ґрунту, що залягає нижче подошви фундаменту, складає 30,0 кН/м²;

d_I – глибина закладання фундаменту, 1,0 м;

d_b – глибина підвалу.

З урахуванням вищенаведеного, розрахунковий опір ґрунту складає:

$$R = \frac{1,2 \cdot 1}{1} \cdot (0,69 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 16,2 + 3,65 \cdot 1 \cdot 16,8 + 0 + 6,24 \cdot 30) = 314 \text{ (кН/м}^2\text{)}$$

3.4. Конструювання окреморозташованих фундаментів в осях «В/1» (під крайню колону) та «В/3» (під середню колону)

3.4.1. Вихідні данні для проектування

Глибина підшви фундаменту індивідуального житлового будинку $h=1,0$ м. Розрахунковий опір ґрунту складає $R_0=0,314$ МПа.

Бетон класу В15 з характеристиками:

- розрахунковий опір бетону на стиск $R_b=8,5$ МПа;
- розрахунковий опір бетону на розтяг $R_{bt}=0,75$ МПа;

Робоча арматура плитної частини фундаменту та повздовжня арматура підколонника з стержнів класу А400С, розрахунковий опір арматури на розтяг $R_s = 365$ МПа.

Розрахункові зусилля в колонах на рівні обрізу фундаменту прийняті по результатам розрахунку просторового каркасу будинку за допомогою програмного комплексу «Ліра – 9.6».

Комбінації зусиль в колонах для розрахунку фундаментів приведені в табл. 3.4.1.

Таблиця 3.4.1

Розрахункові зусилля в колонах на рівні обрізу фундаменту (по модулю)

Зусилля	Крайня колона «В/1», (Фм2)	Середня колона «В/3», (Фм5)
N_{max} , кН	120,6	125,24
$M_{відн}$, кН·м	6,4	5,71
M_{max} , кН	0,1	6,09
$N_{відн}$, кН·м	119,4	19,07
M_{min} , кН	6,7	-5,73
$N_{відн}$, кН·м	95,5	14,2

Визначення геометричних розмірів фундаментів

Висота фундаменту $h_f = 1,0$ м.

Розміри підколінника в плані з конструктивних вимог з урахуванням площадки опирання фундаментних балок приймаємо $b_{нк} = 400$ мм, $l_{нк} = 500$ мм.

Попередньо визначаємо розмір меншої сторони підшви фундаментів при завантаженні максимальною повздовжньою силою:

- фундамент Фм2 під крайню колону

$$b_1 = \sqrt{\frac{N_f}{R_0 - \gamma_m \cdot h_f}} = \sqrt{\frac{120,6}{314 - 20 \cdot 1,0}} = 0,64 \text{ м}$$

приймаємо конструктивно $b_1 = 0,7$ м

- фундамент Фм5 під середню колону

$$b_8 = \sqrt{\frac{N_f}{R_0 - \gamma_m \cdot h_f}} = \sqrt{\frac{125,24}{314 - 20 \cdot 1,0}} = 0,66 \text{ м}$$

приймаємо $b_8 = 0,7$ м

Більша сторона підшви фундаменту:

- фундамент Фм2 під крайню колону

$$l_1 = b_1 / 0,8 = 0,7 / 0,8 = 0,875 \text{ м}$$

приймаємо $l_1 = 0,9$ м.

- фундамент Фм5 під середню колону

$$l_8 = b_8 / 0,8 = 0,7 / 0,8 = 0,875 \text{ м}$$

приймаємо $l_8 = 0,9$ м

Площа фундаменту:

- фундамент Фм2 під крайню колону

$$A_1 = b_1 \cdot l_1 = 0,7 \cdot 0,9 = 0,63 \text{ м}^2$$

- фундамент Фм5 під середню колону

$$A_8 = b_8 \cdot l_8 = 0,7 \cdot 0,9 = 0,63 \text{ м}^2$$

Момент опору підшви фундаменту:

- фундамент Фм2 під крайню колону

$$W_1 = \frac{b_1 \cdot l_1^2}{6} = \frac{0,7 \cdot 0,9^2}{6} = 0,095 \text{ м}^3$$

- фундамент Фм5 під середню колону

$$W_8 = \frac{b_8 \cdot l_8^2}{6} = \frac{0,7 \cdot 0,9^2}{6} = 0,095 \text{ м}^3$$

Визначаємо середній, максимальний та мінімальний крайовий тиск на ґрунт під подошвою фундаменту:

1). Фундамент Фм2 під крайню колону

$$P_n = \gamma_m \cdot h_f + \frac{N_f}{A} \pm \frac{M_f}{W} = 20 \cdot 1 + \frac{120,6}{0,63} \pm \frac{6,4}{0,095} = 20 + 191,4 \pm 67,6 \text{ кН/м}^2$$

$$\rho_{nm} = 20 + 191,4 = 211,4 \text{ кН/м}^2 = 0,2114 \text{ МПа} < R_0 = 0,314 \text{ МПа}$$

$$\rho_{n\max} = 20 + 191,4 + 67,6 = 279,0 \text{ кН/м}^2 = 0,279 \text{ МПа} < 1,2 \cdot 0,314 = 0,376 \text{ МПа}$$

$$\rho_{n\min} = 20 + 191,4 - 67,6 = 143,8 \text{ кН/м}^2 = 0,1438 \text{ МПа} > 0$$

Перевіряємо по комбінації №2:

$$P_n = 20 \cdot 1 + \frac{119,4}{0,63} \pm \frac{0,1}{0,095} = 20 + 190 \pm 1,3 \text{ кН/м}^2$$

$$\rho_{nm} = 20 + 190 = 210 \text{ кН/м}^2 = 0,21 \text{ МПа} < R_0 = 0,314 \text{ МПа}$$

$$\rho_{n\max} = 20 + 190 + 1,3 = 211,3 \text{ кН/м}^2 = 0,2113 \text{ МПа} < 1,2 \cdot 0,314 = 0,376 \text{ МПа}$$

$$\rho_{n\min} = 20 + 190 - 1,3 = 208,7 \text{ кН/м}^2 = 0,2087 \text{ МПа} > 0$$

Перевіряємо по комбінації №3:

$$P_n = 20 \cdot 1 + \frac{95,5}{0,63} \pm \frac{6,7}{0,095} = 20 + 151,6 \pm 70,5 \text{ кН/м}^2$$

$$\rho_{nm} = 20 + 151,6 = 171,6 \text{ кН/м}^2 = 0,1716 \text{ МПа} < R_0 = 0,314 \text{ МПа}$$

$$\rho_{n\max} = 20 + 151,6 + 70,5 = 242,1 \text{ кН/м}^2 = 0,2421 \text{ МПа} < 1,2 \cdot 0,314 = 0,376 \text{ МПа}$$

$$\rho_{n\min} = 20 + 151,6 - 70,5 = 100,1 \text{ кН/м}^2 = 0,1001 \text{ МПа} > 0$$

Умови виконуються, отже, остаточно приймаємо розміри подошви фундаменту Фм2:

$$b_1 = 0,7 \text{ м} \quad l_1 = 0,9 \text{ м}$$

1). Фундамент Фм5 під середню колону

$$P_n = \gamma_m \cdot h_f + \frac{N_f}{A} \pm \frac{M_f}{W} = 20 \cdot 1 + \frac{125,24}{0,63} \pm \frac{5,71}{0,095} = 20 + 203,7 \pm 2,1 \text{ кН/м}^2$$

$$\rho_{nm} = 20 + 203,7 = 223,7 \text{ кН} / \text{м}^2 = 0,223,7 \text{ МПа} < R_0 = 0,314 \text{ МПа}$$

$$\rho_{n\max} = 20 + 203,7 + 2,1 = 225,8 \text{ кН} / \text{м}^2 = 0,2258 \text{ МПа} < 1,2 \cdot 0,314 = 0,376 \text{ МПа}$$

$$\rho_{n\min} = 20 + 203,7 - 2,1 = 221,6 \text{ кН} / \text{м}^2 = 0,2216 \text{ МПа} > 0$$

Перевіряємо по комбінації №2:

$$P_n = 20 \cdot 1 + \frac{119,07}{0,63} \pm \frac{6,09}{0,095} = 20 + 202 \pm 1,3 \text{ кН/м}^2$$

$$\rho_{nm} = 20 + 202 = 222 \text{ кН} / \text{м}^2 = 0,222 \text{ МПа} < R_0 = 0,314 \text{ МПа}$$

$$\rho_{n\max} = 20 + 202 + 1,3 = 223,3 \text{ кН} / \text{м}^2 = 0,2233 \text{ МПа} < 1,2 \cdot 0,314 = 0,376 \text{ МПа}$$

$$\rho_{n\min} = 20 + 202 - 1,3 = 220,7 \text{ кН} / \text{м}^2 = 0,2207 \text{ МПа} > 0$$

Перевіряємо по комбінації №3:

$$P_n = 20 \cdot 1 + \frac{114,2}{0,63} \pm \frac{5,73}{0,095} = 20 + 201 \pm 72,6 \text{ кН/м}^2$$

$$\rho_{nm} = 20 + 201 = 221 \text{ кН} / \text{м}^2 = 0,221 \text{ МПа} < R_0 = 0,314 \text{ МПа}$$

$$\rho_{n\max} = 20 + 201 + 72,6 = 293,6 \text{ кН} / \text{м}^2 = 0,2936 \text{ МПа} < 1,2 \cdot 0,314 = 0,376 \text{ МПа}$$

$$\rho_{n\min} = 20 + 201 - 72,6 = 148,4 \text{ кН} / \text{м}^2 = 0,1484 \text{ МПа} > 0$$

Умови виконуються, отже, остаточно приймаємо розміри підшви фундаменту Фм5:

$$b_8 = 0,7 \text{ м} \quad l_8 = 0,9 \text{ м}$$

Вважаючи на те, що розміри фундаментів під крайню та середню колони не відрізняються, а максимальна повздовжня сила складають для крайнього та середнього фундаменту, відповідно 120,6 кН та 125,24 кН, то подальший розрахунок ведемо для одного фундаменту на повздовжню силу 125,24 кН

Висоту плитної частини фундаменту назначаємо 250 мм, тоді її робоча висота буде складати 200 мм.

При прийнятих розмірах фундаменту, піраміда продавлювання не виходить за межі фундаментної плити, тому фундамент розглядається як жорсткий і перевірку плитної частини на продавлювання не виконуємо.

3.4.2. Визначення перерізу арматури плитної частини фундаменту

Визначаємо реактивний тиск (отпор) ґрунту:

$$p = \frac{N}{A} = \frac{125,24}{0,63} = 203,7 \text{ кПа}$$

Визначаємо згинальні моменти в напрямку більшої та меншої сторони:

$$M_l^{I-I} = 0,125 \cdot p \cdot (l - l_1)^2 \cdot b = 0,125 \cdot 203,7 \cdot (0,9 - 0,4)^2 \cdot 0,7 = 4,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_b^{I-I} = 0,125 \cdot p \cdot (b - b_1)^2 \cdot l = 0,125 \cdot 203,7 \cdot (0,7 - 0,5)^2 \cdot 0,9 = 0,92 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Визначаємо необхідну площу арматури:

$$A_{sl}^{I-I} = \frac{M_l^{I-I}}{0,9 \cdot h_{0,1} \cdot R_s} = \frac{4,5}{0,9 \cdot 0,2 \cdot 365000} = 0,69 \text{ см}^2$$

$$A_{sb}^{I-I} = \frac{M_b^{I-I}}{0,9 \cdot h_{0,1} \cdot R_s} = \frac{0,92}{0,9 \cdot 0,2 \cdot 365000} = 0,14 \text{ см}^2$$

Конструктивно приймаємо в напрямку більшої та меншої сторони стержні діаметром 6 мм з арматури класу А400с з кроком 200 мм.

3.5. Визначення осадки фундаменту

Осадка основи s з використанням розрахункової схеми у вигляді лінійно-деформованого напівпростору визначалася методом пошарового складання по формулі

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_i}$$

де: β - безрозмірний коефіцієнт, що приймається 0,8;

$\sigma_{zp,i}$ - середнє значення додаткової вертикальної нормальної напруги в i -ому шарі ґрунту, дорівнює півсумі вказаних напруг на верхній z_{i-1} і нижній z_i межах шару по вертикалі, яка проходить через центр підшви фундаменту;

h_i і E_i - відповідно товщина і модуль деформації i -го шару ґрунту;

n - число шарів, на яке розбита товщина основи, що стискається.

Розподілення вертикальних нормальних напруг по глибині основи приймалося відповідно до схеми, що приведена на рис. 3.4.1.

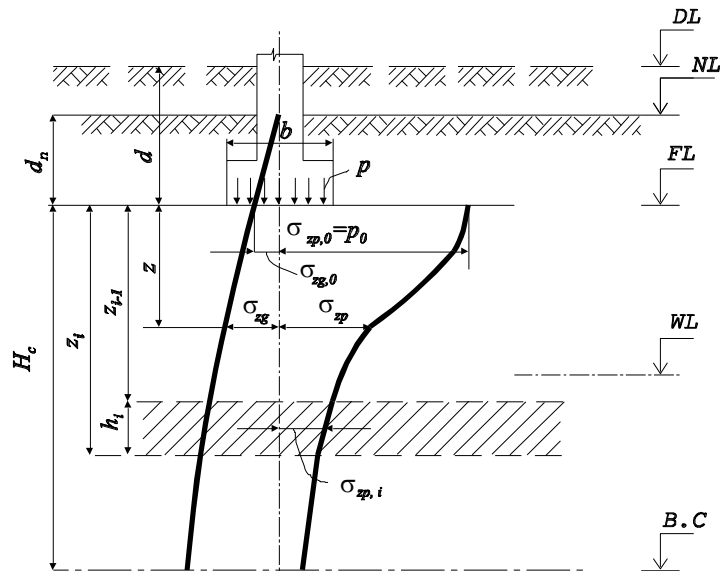


Рис. 3.4.1. Схема розподілення вертикальних напруг в лінійно - деформуємому напівпросторі

Додаткові вертикальні напруження на глибині z від підшви фундаменту: σ_{zp} - по вертикалі, що проходить через центр підшви фундаменту, та $\sigma_{zp,c}$ - по вертикали, що проходять через кутову точку прямокутного фундаменту, визначалися по формулам:

$$\sigma_{zp} = \alpha \rho_0$$

$$\sigma_{zp,c} = \alpha \rho_0 / 4$$

де: α - коефіцієнт, що залежить від форми підшви фундаменту, співвідношення сторін прямокутного фундаменту та відносної глибини, визначається за формулами:

$$\xi = 2z / b \text{ - при визначенні } \sigma_{zp}$$

$$\xi = z / b \text{ - при визначенні } \sigma_{zp,c} ;$$

$\rho_0 = p - \sigma_{zg,0}$ - додатковий вертикальний тиск на основу;

p - середній тиск під підшвою фундаменту;

$\sigma_{zg,0}$ - вертикальні напруження від власної ваги ґрунту на рівні підшви фундаменту.

Вертикальні напруження від власної ваги ґрунту σ_{zg} на межі шару, розташованого на глибині z від підшви фундаменту, визначаються по формулі

$$\sigma_{zg} = \gamma' d_n + \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i$$

де γ' - питома вага ґрунту, розташованого вище підшви фундаменту;

d_n - позначення див. рис. 3.4.1;

γ_i та h_i – власна питома вага та товщина i -го шару ґрунту.

Нижня межа товщі основи, що стискається приймалася на глибині $z = H_c$, де виконується умова $\sigma_{zp} = 0,2 \sigma_{zg}$

де: σ_{zp} – додаткові вертикальні напруження на глибині $z = H_c$ по вертикалі, яка проходить через центр підшви фундаменту;

σ_{zg} - вертикальні напруження від власної ваги ґрунту.

Визначення осадки основи виконувалося відповідно до вищенаведеного по розробленій програмі в «Microsoft Excel». Результати розрахунків наведені в табл. 3.4.2.

Відповідно до додатку 4 СНиП 2.02.01-83* максимальна осадка основи для промислових та цивільних одноповерхових та багатоповерхових будинків з повним каркасом з залізобетону складає 80 мм, що не перевищує осадки основи проектуємого індивідуального житлового будинку, вказаної в табл. 3.4.2.

[illegible]

РОЗДІЛ 4. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

4.1. Технологічна карта на виконання робіт по влаштуванню покрівлі з металочерепиці

4.1.1. Галузь застосування

Технологічна карта розроблена для зведення індивідуального жилого будинку з дрібно розмірних елементів.

Покрівельні листи металочерепиці - це профільовані листи з хвилястою формою гофри, що імітують конфігурацію натуральної черепиці.

Основою металочерепиці є гладкий гарячеоцинкований лист товщиною 0,5 мм із полімерними покриттями.

Якість полімерних покриттів повинна відповідати сертифікаційним документам заводів-виготовлювачів.

4.1.2. Підрахунок обсягів робіт

Довжина скату покрівлі і обсяги покрівельних робіт розраховують згідно до розмірів будівлі (рис. 4.1.1).

Обсяг покрівельних робіт складає:

$$\begin{aligned}\sum F &= F_1 + 2F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6 = \\ 81,22/\cos 45 + 15,26/\cos 45 + 10,13/\cos 30 + 21,46/\cos 45 + 17,95/\cos 45 + 22,63/\cos 45 &= \\ = 114,4 + 21,5 + 11 + 30,2 + 25,3 + 31,9 &= 234,3 \text{ м}^2\end{aligned}$$

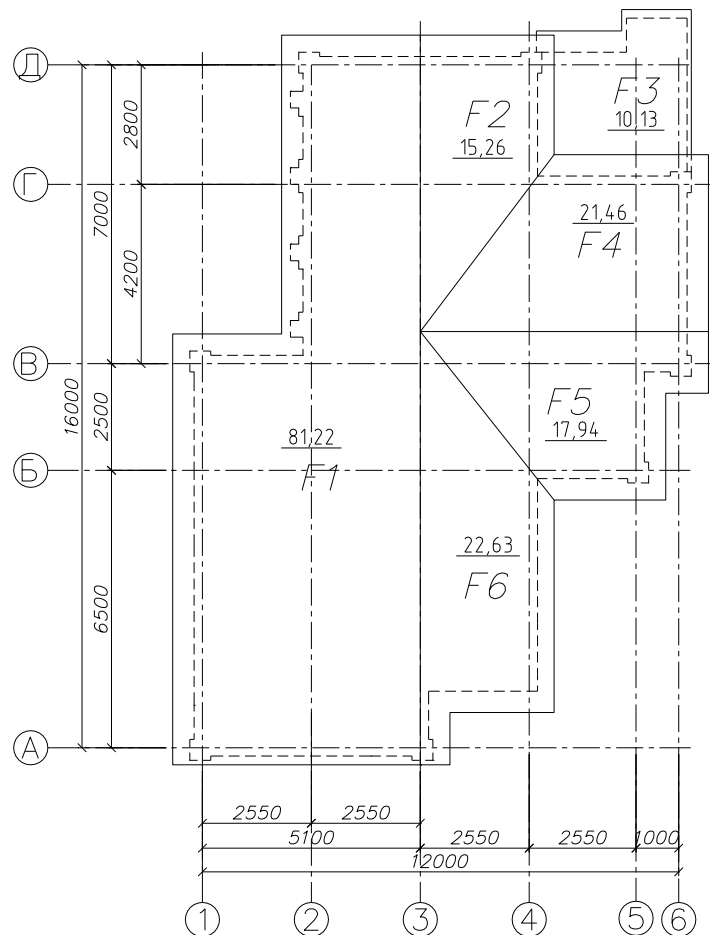


Рис. 4.1.1. Визначення площі покрівлі

4.1.3. Розрахунок трудомісткості виконання робіт

Трудомісткість провадження робіт визначається по формулі:

$$T = \frac{N_{вр} \cdot V}{t_{см} \cdot K},$$

де $N_{вр}$ – норма часу в чол.-г. або в маш.-г. при виконанні робіт;

V – обсяг робіт у відповідних одиницях;

$t_{см}$ – тривалість робочої зміни в годинах (при п'ятиденному робочому тижні $t_{см} = 8$ годин);

K – коефіцієнт при нормі часу.

Результати розрахунку трудомісткості робіт зводяться в таблицю 5.1.

4.1.4. Розрахунок заробітної плати робітників

На першому етапі здійснюється розрахунок умовно-постійних параметрів заробітної плати, що залежать від рівня цін і середньої зарплати в

регіоні, а також від середньої норми робочого часу за даними Міністерства праці України.

На другому етапі на базі умовно-постійних параметрів виробляється розрахунок заробітної плати для конкретних видів робіт калькуляції.

Розрахунок заробітної плати робітників здійснюється по усередненій вартості чол-години Дніпропетровської області, що визначається по формулі:

$$B_y = \frac{Z_m}{H_{pv}} \text{ грн},$$

де Z_m - середня заробітна плата в будівництві на 1 працівника в еквіваленті повної зайнятості в Дніпропетровській області $Z_m = 2300$ грн.

H_{pv} – середня норма робочого часу в годиннах за місяць на 1 працівника поточному році. (за даними Мінпраці і соціальної політики України), $H_{pv} = 166.83$ година.

$$\hat{A}_o = \frac{2300}{166.83} = 13,78 \text{ грн / год.}$$

Заробітна плата по видах робіт калькуляції трудових витрат визначається по формулі:

$$Z_n = B_{fy} * T_p * t_{cm}$$

де B_{fy} – фактична усереднена вартість чол-години конкретного виду робіт, що відповідає середньому розрядові ($P_{ср}$) цього виду робіт, грн;

T_p - трудомісткість виконання відповідного виду робіт, чол-дн.;

t_{cm} – тривалість робочої зміни в годинник ($t_{cm} = 8$ ч).

Фактична усереднена вартість чол-години, що розраховується по виду робіт, визначається по формулі:

$$B_{fy} = \frac{B_y \times K_M^{\phi}}{K_M^{ср}} \text{ грн/чел - час},$$

де B_y и $K_M^{ср}$ - умовно – постійні параметри, що визначені вище;

K^{ϕ}_m – міжрозрядний коефіцієнт для відповідного значення середнього розряду (P^{ϕ}_{cp}), що розраховується по виду робіт.

Результати розрахунку трудомісткості робіт зводяться в таблицю 4.1.1.

Таблиця 4.1.1

Калькуляція трудових витрат і зарплати робітників

№	Найменування будівельних процесів	Од. вим.	Обсяг робіт	Обґрунтування	Норма часу		Трудомісткість		Склад ланки	Середній розряд робіт	Вуф, грн.	Зарплата грн.
					ч-год	м-год	ч-дн	м-зм				
1	Укладка мауэрлатів з постановкой і закріпленням	100 м2	2,32	Е6-9	1,01	0	0,29		4р-1, 3р-1, 2р-2, 1р-1	2,4	13,78	32,29
2	Укладання мауерлатів	100 м2	2,32	Е6-9	1,4	0	0,41					44,76
3	Установка стропил	100 м3	0,73	Е6-9	13	0	1,19					130,77
4	Встановлення крокв	100 м2	2,32	Е6-9	13	0	3,77					415,60
5	Встановлення прогонів	100 м2	2,32	Е6-9	29,2	0	8,47					933,51
6	Укладання, вивірка обрешітки	100 м2	2,32	Е6-9	13,5	0	3,92					431,59
7	Підйом листів металочерепиці на покрівлю	100т	0,013	Е1-8	17	0	0,03					3,05
8	Укладання листів металочерепиці	100 м2	2,32	Е7-2	46	0	13,34					1470,60
Всього							29,93	0,00				3299,11

4.1.5. Технологія і організація виконання робіт

Дерев'яні крокви встановлюються строго відповідно до проекту. При пристрої крокв не повинно бути перекосів, схили повинні мати всі розміри відповідно до проекту. Подача всіх матеріалів на покрівлю здійснюється за допомогою лебідки.

Листи металочерепиці поставляються на об'єкт із заводу по попередньо заявлених розмірах, що встановлюються в результаті обмірювань схилю даху. При обмірюваннях схилю враховується неодмінна умова - листи металочерепиці укладають на решетування так, щоб край її виступав назовні не більше ніж на 40 мм. Перевищення цього розміру (40 мм) не допускається через можливу деформацію листа. У зв'язку з тим, що довжина схилів покрівлі не перевищує 7,5 м, листи металочерепиці укладаються без наложення одного листа на іншій по довжині.

Обрешітка під листі металочерепиці виконуються з антисептованих дошок перетином 32×100 мм. Відстань від крайньої лати до карниза - 350 мм, наступні відстані між осями - 400 мм. Вихідна на карниз дошка повинна бути на 10 - 15 мм товщі інших. Обрешітку варто укладати зверху на вільно покладений на крокви гідро-, пароізоляційний матеріал для забезпечення вентиляції під покрівельними листами (між гідроізоляційним матеріалом і металочерепицею) і запобігання конденсату з нижньої сторони покрівельного листа.

Гідропароізоляційний матеріал (прокладку) установлюють в накладанням одного листа на іншій (100 - 150 мм) від карниза до коника. Повітря для вентиляції попадає під профільний лист від карниза до коника (рис 4.1.2, 4.1.3).

Для запобігання просочування вологи на обрешітку під коника варто прибити смугу гідроізоляційного матеріалу.

Дошки на торцевих ділянках і дошки ребристого обшивання, що виходять на карнизи, повинні бути вище решетування на висоту профільного листа. Карнизна планка повинна бути закріплена до укладання листів металочерепиці оцинкованими цвяхами через 300 мм. Щоб конкова планка була добре закріплена, під неї по обох сторони прибивають дві додаткові дошки. Капілярна канавка кожного листа повинна бути накрита наступним листом (рис. 4.1.4).

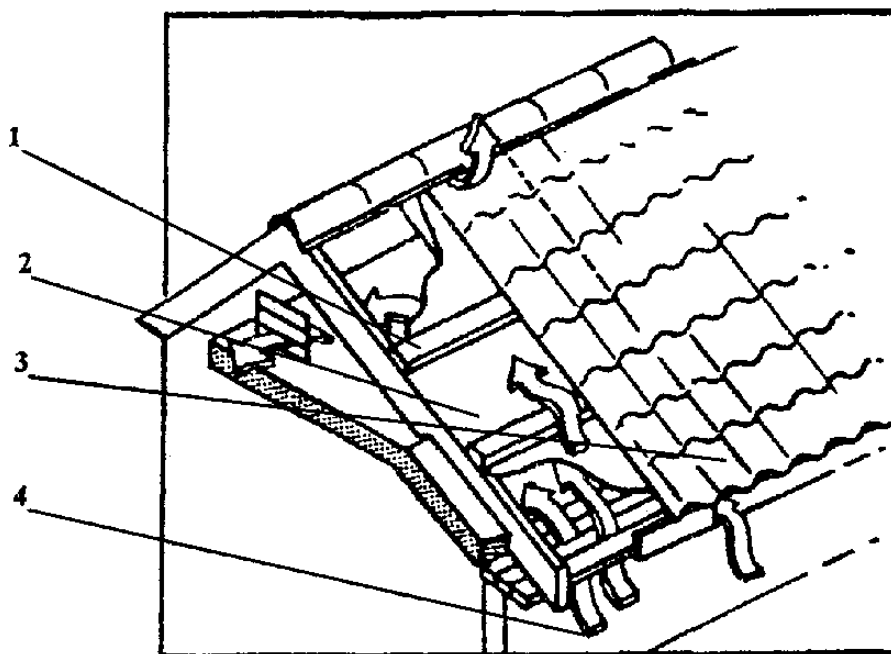


Рис. 4.1.2. Рух повітря від карниза до коника: 1 - обрешітка;
 2 - гідроізоляційний рулонний матеріал;
 3 - металочерепиця; 4 - напрямок руху повітря

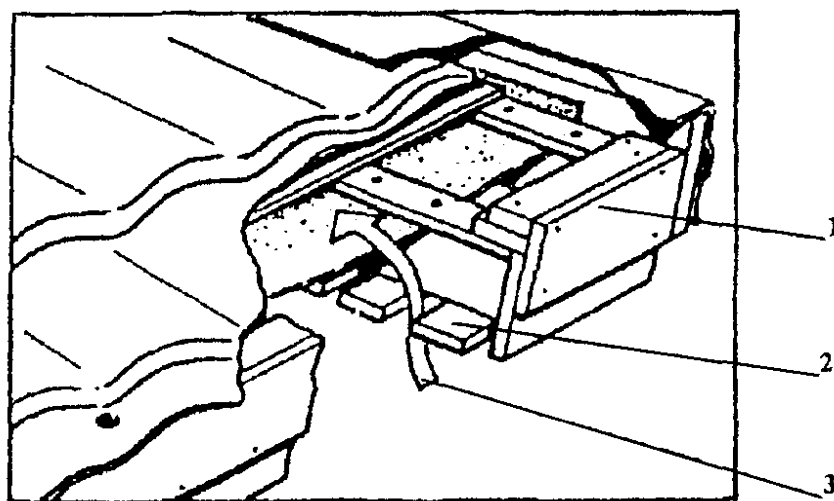


Рис. 4.1.3. Карнизна ділянка даху: 1 - захисна карнизна дошка;
 2 - захист карниза; 3 - напрямок руху повітря

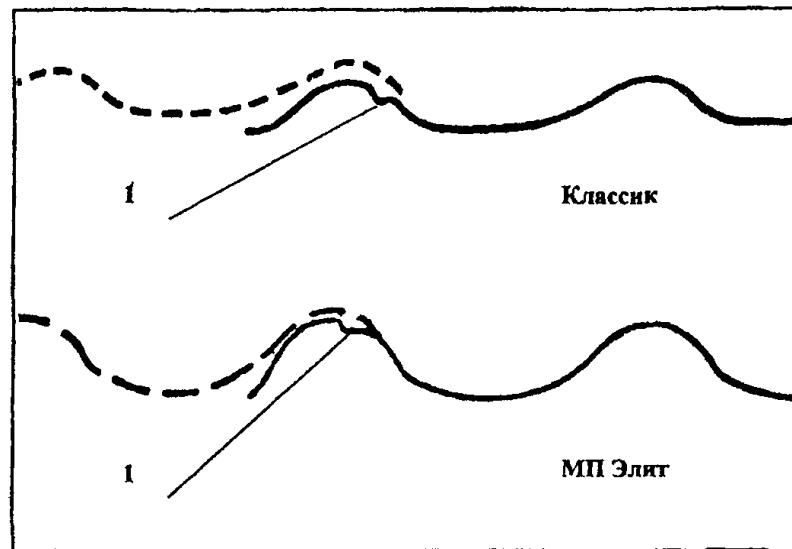


Рис. 4.1.4. Розміщення капілярної канавки: 1 - капілярна канавка

Монтаж покрівельних листів можна починати як з лівого, так і з правого торця. Коли монтаж починають з лівого краю, те наступний лист установлюють під останню хвилю попереднього листа. Край листа встановлюють по карнизі і кріплять з виступом від карниза на 40 мм.

Кріплення листів металочерепиці починати з закріплення трьох-чотирьох листів гвинтом на конику, вирівняти їх строго по карнизі, потім кріпити остаточно по всій довжині. Для цього потрібно встановити перший лист і прикріпити його одним самонарізним гвинтом у коника. Потім укласти другий лист так, щоб нижні краї складали рівну лінію. Скріпити нахлест одним само нарізним гвинтом по верху хвилі, під першою поперечною складкою. Скріпити 3 - 4 листи між собою нижній край, що вийшов, вирівняти строго по карнизу, потім скріпити листи до обрешітки остаточно. Профільні листи кріпити само нарізними гвинтами з пофарбованою восьмигранною голівкою з ущільнювальною шайбою, що угвинчують у прогин хвилі профілю під поперечною хвилею перпендикулярно до листів. Використовуються, як правило, гвинти розмірами 4,5×19 мм і 4,8×25,35 мм (рис. 4.1.5).

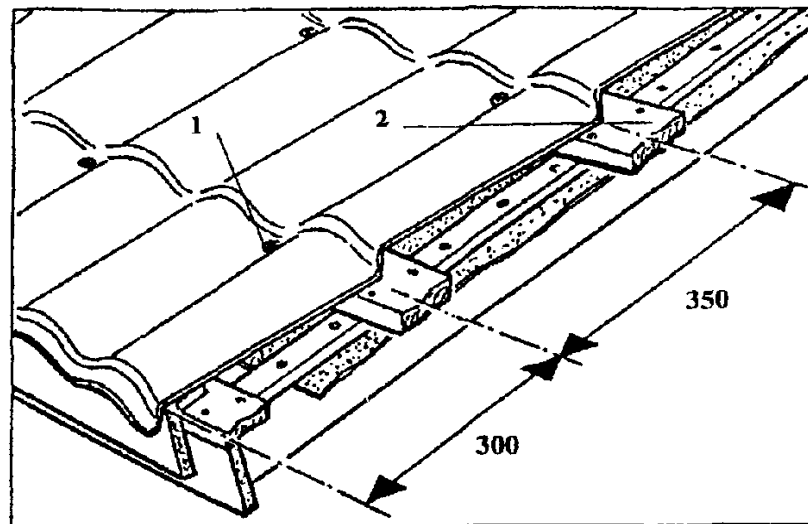


Рис. 4.1.5. Встановлення гвинтів у гофровані складки метало черепиці: 1 – само нарізний гвинт ; 2 - обрешітка

На кожен квадратний метр профілю встановлювати 7 гвинтів, з огляду на, що по краї лист кріпиться тільки в кожній другій хвилі. Після укладання листів металочерепиці установити зверху декоративну планку. Планку встановлювати строго по шнурі, крок гвинтів 200 - 300 мм.

Торцеву планку кріплять до дерев'яної підстави гвинтами, ця планка покриває торець поверх хвилі профілю. Планку встановлювати строго по шнурі, крок гвинтів 200 - 300 мм.

Коник даху повинний закриватися конковими елементами після установки всіх рядових листів металочерепиці і закріплення ущільнювальної прокладки. Конкові елементи повинні закріплюватися гвинтами на кожній другій профільній хвилі. Конкову планку встановлювати строго по шнурі, крок гвинтів 200 - 300 мм. Профільна ущільнювальна прокладка кріпиться до обрешітки тонкими оцинкованими цвяхами.

Таблиця 4.1.2

Перелік машин, механізмів і устаткування

Код	Найменування машин, механізмів і устаткування	Тип, марка	Призначення	Кількість на ланку (бригаду)
1	2	3	4	5
1	Електроножиці	С-424	Обрізка листів	1 шт.
2	Ручні ножиці	ДСТ 107-00.000	Підрізування кутів листа	1 шт.
3	Електропилка ручна		Обрізка листів	1 шт.
4	Ножівка по металу		Обрізка листів	1 шт.
5	Киянка по металу		Виправлення листів	4 шт.
6	Аерозольний балон з фарбою		Фарбування обпиляних і ушкоджених поверхонь	1 шт.
7	Електродріль з насадкою (гніздами) для гвинтів		Встановлення само нарізних гвинтів	1 шт.
8	Молоток	ДСТ 11042-72	Забивання цвяхів	4 шт.
9	Рулетка металева	РС-20	Виміри	1 шт.
10	Рейка універсальна, довжина 3 м	КОНДОР-3М	Перевірка ухилів, рівності елементів	1 шт.
11	Рівень		Перевірка горизонтальності	1 шт.
12	Кисть махова	ДСТ 10597-70	Змітання металевого пилу	2 шт.
13	Щітка волосяна		Збирання сміття й обпилювань	2 шт.
14	Каска для запобігання голови від ударів	ДСТ 9819-61	Захист від ударів	4 шт.
15	Пояс запобіжний	ДСТ 14185-69	Захист від падіння	4 шт.
16	Окуляри захисні	ОЗ-3, ДСТ 9802-61	Захист очей	4 шт.
17	Рукавиці		Захист рук	4 пари
18	Трап монтажний		Пересування по покрівлі	2 шт.
19	Мотузка монтажна		Прив'язка робітників до конструкцій	4 шт.
20	Цвяхи			по проекту

4.1.6. Вимоги до якості приймання робіт

У процесі підготовки і виконання покрівельних робіт перевіряють: якість листів металочерепиці; відсутність подряпин, деформацій, вигинів, надламів, розміри по довжині; якість виконання обрешіткит, наявність прокладочного гідроізоляційного матеріалу; наявність торцевих, конкових, карнизних планок; готовність усіх конструктивних елементів для виконання

покрівельних робіт; правильність виконання всіх примикань до виступаючих конструкцій; правильність виконання вентиляційного каналу; правильність виконання коника, розжолобка, карнизів; правильність встановлення і закріплення сходів, перехідних містків, сходи на даху, правильність пристрою системи водовідводу.

Виконана покрівля з металочерепиці повинна задовольняти наступним вимогам: на поверхні листів металочерепиці не повинне бути ушкоджень, зломів, ум'ятин, подряпин. Приймання виконаних робіт підлягає огляду актів схованих робіт, у тому числі виконаного гідроізоляційного шару.

4.1.7. Безпека праці при виконанні покрівельних робіт

Всі покрівельні роботи варто виконувати відповідно до вимог затвердженого проекту виконання робіт, з яким він повинний бути ознайомлений, проект виконання робіт повинний знаходитися на будівельному майданчику. Забороняється робити покрівельні роботи під час ожеледі, тумана, що виключає видимість у межах фронту робіт, грози і вітри швидкістю 15 м/с і більш.

При роботі на даху з ухилом більш 20° незалежно від вологості навколишнього повітря покрівельник повинний користуватися:

- запобіжними поясами товщиною не менш 15 мм; місця закріплення карабіна повинні бути зазначені майстром або виконробом; канати для закріплення поясів не повинні тертися на гострих гранях будівельних конструкцій, а в таких місцях варто укласти запобіжні підкладки;
- нековзним взуттям.

Допуск робітників на дахи здійснюється тільки після перевірки справності несучої основи.

У зв'язку з можливим падінням з даху інструмента, матеріалів необхідно влаштовувати уздовж зовнішніх стін будинків огороження зони.

Щодня по закінченні роботи дах варто очищати від залишків матеріалу і сміття, завантажуючи останні в контейнери або бачки, і опускати них на

землю за допомогою крана або лебідок. Скидати сміття з даху не допускається.

Елементи і деталі покрівель з металочерепиці подавати на робочі місця в заготовленому виді.

Під час перерв у роботі інструмент і матеріали повинні бути закріплені на даху або прибрані. Усі працюючі на об'єкті повинні бути забезпечені захисними касками.

При виконанні робіт, на які видається наряд-допуск, покрівельник повинний пройти поточний інструктаж, що реєструється в наряді-допуску.

Після кожного виду інструктажу покрівельник повинний пройти перевірку знань, засвоєних їм при інструктажі, що здійснює особу, що проводила інструктаж.

4.2. Календарний план будівництва

У графічній частині проекту наведено календарний план будівництва індивідуального житлового будинку, на якому вказані будівельно-монтажні роботи впорядковані за часом їх виконання в період будівництва, також наведено основні техніко-економічні показники будівництва та графік руху робітників (див. лист графічної частини проекту №).

4.3. Розрахунок будівельного генерального плану

У графічній частині будгенплану наведено будівельний майданчик, на якому наведено розміщення головних монтажних і вантажопідйомних механізмів, дороги, траси різного роду комунікацій, склади, тимчасові зони, що використовуються в період будівництва, небезпечні зони роботи монтажних механізмів (лист графічної частини проекту №).

4.3.1 Норми проектування буд генплану

1. Склади матеріалів, конструкцій і виробів розташовують, як правило, у місця їхнього споживання з метою мінімізації їхнього горизонтального переміщення.

1.1. Склади повинні бути організовані не менш 0,5 м від дороги.

1.2. Склади балонів з газами (кисень, ацетон і ін.) повинні бути розташовані не менш 20 м від будівель.

1.3. Ширина механізованих складів повинна бути не більш 10м.

1.4. При складуванні конструкцій і виробів необхідно передбачати подовжні і поперечні проходи. Ширина проходів не менш 0,7 м. Подовжні і поперечні проходи влаштовуються через 25 - 30 м.

2. Санітарно-побутові приміщення варто розташовувати у окрему групу.

2.1. Контора виконроба розташовується у входу на будівельний майданчик.

2.2. Центральний склад для збереження інструменту варто розташовувати максимально близько до об'єкту будівництва.

2.3. Відстань від робочого місця до пункту прийому їжі приймають:

- при обідній перерві 30 хвилин - < 300 метрів;
- при обідній перерві 1 година - < 600 метрів.

2.4. Побутові й адміністративні приміщення повинні бути віддалені від об'єктів, що виділяють пил і шкідливі гази, на відстані не менш 50 метрів і розташовувати їхній потрібно з навітряної сторони.

2.5. Туалети необхідно розташовувати так, щоб кожний з них був від місця роботи не більш 100 метрів.

3. Відстань ліній і пристроїв водо- і електропостачання повинні забезпечити на будівельному майданчику нормальні санітарні умови.

3.1. Тупикові лінії дозволяється прокладати довжиною не більш 200 метрів.

3.2. Пожежні гідранти розташовують, як правило, на постійному водопроводі на відстані не більш 100 метрів друг від друга, не менш 2,5 м від краю проїзної частини дороги і не більш 5 м від стін будинку.

3.3. Тимчасові трансформаторні підстанції (трансформатори) розташовують з радіусом не більш 400 - 500 метрів.

3.4. Повітряні лінії електропередач необхідно влаштовувати на дерев'яних або залізобетонних опорах через 25 - 40 метрів.

4. Для забезпечення пожежної безпеки варто витримувати вимог БНіП 2.09.02-85. «Протипожежні норми».

5. Відстань від краю автодоріг до стін будинків:

- при наявності автомобільного в'їзду > 8 метрів;
- при відсутності автомобільного в'їзду > 3 метри.

6. Найменші відстані по горизонталі у світлі:

6.1. водопроводу:

- до фундаментів - 5м;
- до опор висвітлення - 1,5 м;
- до краю дороги - 2м;

6.2. кабелі силові:

- до фундаментів - 0,6 м;
- до опор висвітлення - 0,5 м;
- до краю дороги - 1,5 м.

7. Найменша відстань у світлі між підземними мережами:

- водопровід і каналізація - > 2 м;
- водопровід силові кабелю - $> 0,5$ м;
- теплопроводи і водопроводи - $> 1,5$ м;

4.3.2. Тимчасові будинки і споруди

Тимчасові адміністративно-побутові будинки і споруди для побудови двоповерхового будинку приймаються на основі даних ПОБ і встановлюються за допомогою ПВР з урахуванням максимального використання ресурсів в період будівництва.

Для складування відходів будівництва, як правило використовуються контейнерні.

Розрахунок кількості працівників для зведення житлового будинку наведено у таблиці 4.3.1.

Таблиця 4.3.1

Кількість робітників у максимального завантажену зміну, R	Робітники неосновного виробництва, R ₁	ІТР, R ₂	Службовці, R ₃	Охорона, R ₄	Розрахункова кількість робітників, R _{роз}
R=0,7*R _{max}	R ₁ =0,1*R	R ₂ =0,12* (R ₁ +R)	R ₂ =0,2* (R ₁ +R ₂)	R ₂ =0,1* (R+R ₁ +R ₂ +R ₃)	R _{роз} = R+R ₁ +R ₂ +R ₃ +R ₄
11	1	1	1	2	16

R_{max} - максимальна кількість робітників зайнятих на виконанні будівельно-монтажних робіт, див. лист графічної частини № .

Розрахунок необхідного комплексу тимчасових адміністративно-побутових будинків розробляється в такій послідовності: знаходиться номенклатура і встановлюється необхідна кількість будинків. Після цього знаходимо раціональний тип інвентарних будівель. Розрахунок необхідного комплексу побутового містечка наведено у таблиці 4.3.2.

Таблиця 4.3.2

№ п/п	Найменування	Кількість робітників чіл.	Норма на од працівн., м ²	Розрахун. Площа, м ²	Розміри будинку, м	Кільк. будинків, шт	Прийнята площа м ²
1	Гардеробна	16	0,9	14,4	5*2,7	2	26
2	Душова	4	0,43	1,72	5*2,7	1	13
3	Туалет	1	0,07	0,07	1*1,2	1	1,2
4	Виконробська	2	-	-	5*2,7	1	13

4.3.3. Розрахунок тимчасового водопостачання

Розрахунок тимчасового водопостачання зводиться до розрахунку потреби води для будівництва – Q_в, господарства – Q_{гп}, пожежних – Q_п цілей, а також визначенню діаметру водопостачальної напірної мережі.

Витрати води для виробничих цілей:

$$Q_{\text{в}} = 1,2 * \sum (Q_{\text{ср}} * K_1) / (8,2 * 3600) ,$$

Де 1,2 – коефіцієнт неврахованих витрат;

$Q_{\text{ср}}$ – середня виробнича витрата води в зміну, л.;

k_1 – коефіцієнт змінної нерівномірності витрат води.;

$$Q_{\text{ср}} = 150 + 200 + 7 + 1 + 15 + 15 = 338 \text{ л/хв.}$$

$$Q_{\text{В}} = 1,2 \cdot \sum (388 \cdot 1,6) / (8,2 \cdot 3600) = 0,02 \text{ л/сек.}$$

Витрати води для господарсько-побутових цілей:

$$Q_{\text{ГП}} = (R_{\text{max}} / 3600) \cdot ((n_1 \cdot k_1) / 8,2 + n_2 \cdot k_2), \text{ (л/сек)}$$

де R_{max} – найбільша кількість робітників у зміну;

n_1 – норма потреби води на 1 чоловік у зміну;

n_2 – норма потреби води на прийняття 1 душу;

k_2 – коефіцієнт, що враховує найбільшу кількість робітників у зміну, що користуються душем.

$$Q_{\text{ГП}} = (120 / 3600) \cdot ((10 \cdot 1,6) / 8,2 + 30 \cdot 0,3) = 0,3 \text{ л/сек.}$$

Витрати води для протипожежних цілей знаходяться з розрахунку одноразової дії не менш двох пожежних гідрантів з витратою води 5 л/сек.

$$Q_{\text{П}} = 2 \cdot 5 = 10 \text{ л/сек.}$$

Загальні витрати води:

$$Q_3 = (Q_{\text{В}} + Q_{\text{ГП}}) \cdot 0,5 + Q_{\text{П}} = (0,02 + 0,03) \cdot 0,5 + 10 = 10,02 \text{ л/сек.}$$

Потрібний діаметр тимчасового водопроводу для води знаходиться за формулою:

$$D = \sqrt{(4 \cdot Q_3) / (\pi \cdot V \cdot 1000)},$$

де V – швидкість руху води по трубах, приймаємо 1,2 м/с.

$$D = \sqrt{(4 \cdot 10,02) / (3,14 \cdot 1,2 \cdot 1000)} = 0,1 \text{ м}$$

Приймаємо діаметр труби $d = 100 \text{ мм}$.

4.3.4. Розрахунок тимчасового електропостачання

Розрахунок електричної напруги (P_n) виконується за похідними потужностями електроприймальників і коефіцієнтів попиту.

$$P_n = \alpha \left(\sum \frac{R_{1c} \cdot P_c}{\cos \varphi} + \sum \frac{R_{2c} \cdot P_{\Gamma}}{\cos \varphi} + \sum R_{oc} \cdot P_{BB} + \sum P_{OCB} \right),$$

де α – коефіцієнт враховуючої потреби в мережі, $\alpha = 1,05$;

R_{1C}, R_{2C}, R_{0C} – коефіцієнти попиту;

P_C – потужність силових споживачів, кВт;

P_T – потужність для технологічних споживачів;

P_{BB} – потужність приладів внутрішнього висвітлення;

P_{OCB} – потужність приладів освітлення будівельного майданчику;

$\cos\phi$ – коефіцієнти міцності, якій залежить від кількості силових споживачів.

$$P_n = 1,05 * ((0,5 * 160) / 0,7) + ((0,5 * 160) / 0,4) + ((0,1 * 160) / 0,4) = 235 \text{ кВт.}$$

Виходячи з розрахунку приймаємо трансформаторну підстанцію КТП-250, довжиною 2,9 м, шириною 1,5 м

РОЗДІЛ 5. ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

5.1. Задачі безпеки праці

Безпека праці – це система правових, санітарно-гігієнічних, соціально-економічних та лікувально-профілактичних заходів і засобів, які направлені на збереження здоров'я і працездатності людини в процесі праці.

Основна мета безпеки праці в будівництві – вивчення умов праці будівельного виробництва при зведенні та експлуатації споруд, а також розробка організаційних, технічних заходів щодо забезпечення безпеки праці.

Безпека праці в будівництві вирішує наступні задачі:

1. виявлення причин, які приводять до нещасних випадків в умовах виробництва і конкретно у будівництві;
2. створення засобів, які забезпечують сприятливі умови праці за допомогою наукових методів, які ґрунтуються на основі аналізу причин травматизму і професійних захворювань, досліджень способів і засобів виконання технологічних процесів з урахуванням безпеки і нешкідливості умов праці.

На створення безпечних умов праці впливають організаційні, технічні, санітарно-гігієнічні та лікувально-профілактичні чинники.

Організаційні чинники – впровадження наукової організації праці, перевірка знань з охорони праці, підвищення культури виробництва.

Технічні чинники – науково-технічна забезпеченість робочих місць, застосування вдосконалених технологічних процесів, усунення конструктивних недоліків.

Санітарно-гігієнічні чинники - поліпшення умов праці, застосування нешкідливих технологій, застосування засобів індивідуального захисту, організація побуту.

Лікувально-профілактичні чинники – регулярні медичні огляди, лікування у профілакторії, лікувальне харчування.

Задачами безпеки праці в будівництві є:

- вивчення впливу умов праці на здоров'я працівників;
- удосконалювання технологічного процесу на виробництві, заміна або усунення елементів, що роблять шкідливі впливи на організм людини;
- усунення нездорових умов середовища і навколишнього оточення (шум, вібрація, недолік освітлення, вентиляції);
- встановлення режиму праці і відпочинку;
- наукове обґрунтування питань безпеки праці, санітарного законодавства.

Безпека праці використовує методи і дані інженерної психології, санітарної статистики, фізики, хімії, медицини, техніки.

Складовою частиною заходів і засобів в області безпеки праці є охорона здоров'я працівників, згідно ДСТУ 2293-93 розглядається як комплекс заходів щодо збереження здоров'я працівників з урахуванням категорії виконуваних робіт і стану виробничого середовища.

Визначення робіт за категоріями виробляється органами охорони здоров'я на підставі «Гігієнічної класифікації умов праці по показниках шкідливості і небезпеки факторів виробничого середовища, вазі і напруженості трудового процесу».

5.2. Небезпечні і шкідливі фактори на будівельному майданчику

При веденні будівельних робіт необхідно працювати в умовах виділення шкідливих речовин при штукатурних, ізоляційних роботах, бетонуванні монолітних конструкцій, зварюванню, укладанню бетонної суміші з використанням віброукладники та ін. Робота супроводжується запиленістю робочої зони, шумом, фізичною перенапругою. При використанні ручних механізмів виникає небезпека поразки струмом. На працівника додатково впливає шум і вібрація при використанні в роботі компресорної установки. Отже, при проведенні будівельних робіт на працівників діє комплекс шкідливих і небезпечних виробничих факторів.

При різних умовах у процесі праці на організм людини діють ті або інші шкідливі виробничі фактори, основними з яких є шум, вібрація, недостатнє висвітлення, вплив шкідливих хімічних речовин, аерозолів, метеорологічних умов, недосконалість технологічних процесів.

Впливу на організм людини, особливо якщо вони діють постійно і регулярно, усі ці фактори знижують працездатність людини, викликають загальне погіршення здоров'я і є шкідливими.

Під шкідливим виробничим фактором розуміють фактор, вплив якого на працівника у визначених умовах приведе до травми або іншому раптовому різкому погіршенню здоров'я ДСТ 12.0.002-74. Розрізняють фізичні, хімічні, біологічні і психофізіологічні фактори впливу на організм людини.

Комплекс заходів, спрямованих на попередження захворювань на виробництві і поліпшення умов праці працівників на будівельному майданчику

Весь комплекс заходів охоплює наступні основні питання:

- проведення медичного огляду осіб, що надходять на роботу з професій, передбаченими списками Мінздраву України; підтримка санітарно-побутових і інших приміщень у відповідному стані, поліпшення роботи медпунктів;
- удосконалювання організації виробництва, механізація й автоматизація технологічних процесів; правильний вибір і забезпечення нормальних метеорологічних факторів (температури, вологості, швидкості повітря) при проектуванні виробничих будинків;
- усунення шкідливого впливу токсичних речовин, засобами вентиляції, заміни менш шкідливими, нешкідливими;
- зменшення або усунення шуму, вібрації шляхом пристрою звукоізоляційного захисту, застосування нових рішень по зниженню;
- спеціальний режим праці для професій з важкими умовами;
- пристрій раціонального природного і штучного освітлення в робочій зоні, підтримування параметрів близько до нормативного;
- профілактика професійних захворювань;

- застосування індивідуальних засобів захисту.

5.3. Безпека праці при виробництві земляних робіт

Земляні роботи трудомісткі, і безпечні методи їхнього ведення залежать від роду ґрунту, місцевості й виду спорудження. Відповідно до цього, для безпечного ведення робіт необхідні наступні вимоги:

1. ґрунт, вийнятий з котловану або траншеї, необхідно розміщувати на відстані не менш 0,5 м від брівки виїмки;
2. розробляти ґрунт у котловані й траншеях „підкопом” не допускається;
3. уривка котлованів і траншів з вертикальними стінками без кріплень у нескельних і не мерзлих ґрунтах вище рівня ґрунтових вод і при відсутності поблизу підземних споруджень допускається на глибину не більше 1,5м у суглинках і 1,25м у супісках;
4. риття котлованів і траншів з укосами без кріплень у нескельних і не мерзлих ґрунтах вище рівня ґрунтових вод (з урахуванням капілярного підняття), або в ґрунтах з використанням штучного водозниження, допускається при глибині виїмки 1,5м крутість укосу 1:0,67 для суглинків і 1:0 для насипних ґрунтів, при глибині виїмки 3м крутість укосу 1:1,05 для суглинків і 1:1 для насипних ґрунтів; при глибині виїмки 5м крутість укосу 1:1, 075м для суглинків і 1:1,25 для насипних ґрунтів.

При нашаруванні різних видів ґрунтів крутість укосу для всіх шарів визначають по найбільш слабкому виді ґрунту.

При неможливості використання інвентарних кріплень стінок котлованів або траншів варто використати кріплення по індивідуальних проектах, затвердженим у встановленому порядку.

Ведення робіт у котлованах і траншеях з укосами, підданими зволоженню дозволяється тільки після ретельного огляду виконавцем робіт (майстром) стану ґрунту укосів і обвалення нестійкого ґрунту в місцях, де виявлені тріщини або відшарування.

При неможливості застосування інвентарних кріплень стінок котлованів або траншів варто застосовувати кріплення, виготовлені по індивідуальним проектах, затвердженим у встановленому порядку.

При установці кріплень верхня частина їх винна виступати над брівкою виїмки не менш чим на 15 см. Установлювати кріплення необхідно в напрямку зверху вниз у міру розробки виїмки на глибину не більше 0,5 м.

Розбирання кріплень варто робити в напрямку знизу нагору в міру зворотного засипання виїмки. Провадження робіт у котлованах і траншеях з укосами, які підлягають зволоженню, дозволяється тільки після ретельного огляду виконавцем робіт (майстром) стану ґрунту укосів й обвалення нестійкого ґрунту в місцях, де виявлені „козирки” або тріщини (відшарування). Перед допуском робітників у котловани або траншеї глибиною більше 1,3 м винна бути перевірена стійкість укосів або кріплення стін. При витягу ґрунту з виїмок за допомогою бадей необхідно влаштовувати захисні навіси-козирки для вкриття працюючих у виїмці. При розробці виїмок у ґрунті екскаватором із прямою лопатою висоту вибою варто визначати з таким розрахунком, щоб у процесі роботи не утворювалися „козирки” із ґрунту.

При розробці, транспортуванні, розвантаженні, плануванні й ущільненні ґрунту двома й більше самохідними або причіпними машинами (скреперами, грейдерами, ковзанками, бульдозерами й ін.), що йдуть одна за іншою, відстань між ними повинне бути не менш 10м.

До основних причин травматизму в процесі провадження робіт при розробці ґрунту закритими способами відносять: порушення технології провадження робіт і безпечної організації, передбаченої в технічній документації; відсутність у проектно-технічній документації інженерних рішень по безпеці праці; зміна стану ґрунту в результаті збільшення або зменшення вологості; несподіваний вплив ґрунтових вод; монтаж і демонтаж щитів у шахтному стовбурі без належного монтажного оснащення; несправний стан експлуатованих машин і технологічного встаткування.

Одним з вирішальних факторів зниження рівня травматизму й аварій при розробці ґрунту закритим способом є розробка інженерних рішень по безпечній організації виробництва підземних робіт. Впровадження в проектно-технічну документацію наукових досягнень, прогресивних інженерних рішень і передової технології поліпшує якість будівництва й знижує виробничий травматизм.

5.4. Безпека праці при бетонних роботах

При улаштуванні монолітного каркасу використовують бетонну суміш. Бункера (бадді) для бетонної суміші повинні задовольняти ДСТ 21807-76. Переміщення завантажених або порожніх бункерів дозволяється тільки при закритому затворі.

Монтаж, демонтаж і ремонт бетоноводів, а також видалення з них бетону, що затримався, (пробок) допускається тільки після зниження тиску до атмосферного.

Під час очищення (іспиту, продувки) бетоноводів стисненим повітрям робітники, не зайняті безпосередньо виконанням цих операцій, повинні бути вилучені від бетоноводу на відстань не менш 10 м.

Щодня перед початком укладання бетону в опалубку необхідно перевіряти стан тари, опалубки і засобів підмоцнення. Виявлені несправності варто негайно усувати.

Перед початком укладання бетонної суміші віброхоботом необхідно перевіряти справність і надійність закріплення всіх ланок віброхобота між собою і до страхувального канату.

При укладанні бетону з бадей або бункера відстань між нижньою крайкою бадді або бункера і раніше покладеним бетоном або поверхнею, на яку укладається бетон, повинне бути не більш 1 м, якщо інші відстані не передбачені проектом провадження робіт.

При ущільненні бетонної суміші електровібраторами переміщати вібратор за струмоведучі шланги не допускається, а при перервах у роботі і при переході з одного місця на інше електровібратори необхідно виключати.

Робітники, що укладають бетонну суміш на поверхні, що мають ухил більш 20° , повинні користуватися запобіжними поясами.

Естакади для подачі бетонної суміші автосамоскидами повинні бути обладнані відбійними брусами. Між відбійним брусом і огороженням повинні бути передбачені проходи шириною не менш 0,6 м. На тупикових естакадах повинні бути встановлені поперечні відбійні бруси.

5.5. Безпека праці при муруванні стін

При переміщенні й подачі на робоче місце вантажопідйомними кранами газобетонних блоків варто застосовувати піддони, контейнери й вантажозахватні пристрої, що виключають падіння вантажу при підйомі.

При кладці стін будинків на висоту до 0,7 м від робочого настилу й відстані від його рівня за стіною, що зводиться, до поверхні землі (перекриття) більше 1,3 м необхідно застосовувати засобу колективного захисту (огорожуючи або уловлювальні пристрої) або запобіжні пояси.

Не допускається кладка зовнішніх стін товщиною до 0,75 м у положенні коштуючи на стіні. При товщині стіни більше 0,75 м дозволяється робити кладку зі стіни, застосовуючи запобіжний пояс, закріплений за спеціальне страхувальне обладнання.

Не допускається кладка стін будинків наступного поверху без установки несучих конструкцій міжповерхового переkritтя, а також площадок і маршів у сходових клітках.

При кладці стін висотою більше 7 м необхідно застосовувати захисні козирки по периметру будинку, що задовольняють наступним вимогам:

- ширина захисних козирків повинна бути не менш 1,5 м, і вони повинні бути встановлені з ухилом до стіни так, щоб кут, утворений між нижньою частиною стіни будинку й поверхнею козирка, був 110° , а зазор між стіною будинку й настилом козирка не перевищували 50 мм;
- захисні козирки повинні витримувати рівномірно розподілене снігове навантаження, установлену для даного кліматичного району, і зосереджене навантаження не менш 1600 Н (160 кгс), прикладену в середині прольоту;

перший ряд захисних козирків повинен мати суцільний настил на висоті не більше 6 м від землі й зберігатися до повного закінчення кладки стін, ряд, виготовлений суцільним або із сітчастих матеріалів осередком не більше 50X50 мм, - установлюватися на висоті 6-7 м над першим рядом, а потім по ходу кладки переставлятися через кожні 6-7 м. з. Робітники, зайняті на установці, очищень або знятті захисних козирків, повинні працювати із запобіжними поясами. Ходити по козирках, використати їх як риштування також складати на них матеріали не допускається.

Знімати тимчасові кріплення елементів карниза або оздоблення стін допускається після досягнення розчином міцності, установлення проектом.

Засоби підмащування повинні мати рівні робочі настили з зазором між дошками не більш 5мм, а при розміщенні настилу на висоті 1,3м і більш, необхідна огорожа та бортові елементи. З'єднання щитів настилів внахлестку дозволяється лише по довжині, причому кінці стикуємих елементів повинна бути розміщена на опорі та перекривати її не менш чим на 0,2 м у кожную сторону.

Поверхня ґрунту, на яку встановлюються риштування, необхідно спланувати, утрамбувати, та забезпечити відвід з неї ґрунтових вод. Риштування повинні бути закріплені к стіні будівельної споруди. Місця і засоби кріплення вказуються у проекті виконання робіт.

При відсутності особливих розпоряджень у проекті або в інструкції заводу виробника кріплення риштування к стінам споруди повинно здійснюватися не менш ніж через один ярус для крайніх стійок, через два пролети для верхнього ярусу та одного кріплення на кожні 50м² проекції поверхні риштування на фасад будівлі. Риштування та підмості висотою до 4м допускаються к експлуатації тільки після їх прийняття виробником робіт або майстром та реєструється в журналі робіт, а вище 4м - після прийняття комісією, назначеною керівником будівельно - монтажного підприємства, та оформлення акту.

При прийнятті риштування та подмостей повинні бути перевірені : наявність зв'язок та кріплень, забезпечуючи стійкість, вузли кріплення

від'ємних елементів, робочі настили та огороження, вертикальність стійок, надійність опорних майданчиків та заземлення (для металевих риштовок). У місцях підйому людей на риштовки та підмості потрібен висіти плакат із зазначенням величини та схеми розміщення навантажування.

Риштування у процесі експлуатації повинні оглядатися виконробом або майстром не менш ніж через кожні 10 діб.

Риштування, з яких зі збігом місячного терміну і більш роботи не проводились, перед поновленням робіт слід приймати у порядку, передбаченим ДБН А.3.2-2-2009. Додатковому огляду підлягають риштування після дощу або відлиги, які впливатимуть на відповідну здібність основи під ним, а також після механічних втручань . При виявленні деформації риштувань повинні бути виправлені та прийняті ще раз.

Зазор між стіною споруди що будується та робочим настилом риштування, встановлених біля будівлі не повинен бути більш ніж 30мм при кам'яній кладці та 150мм при оздоблених робіт.

При виробництві теплоізоляційних робіт зазор між ізолюючими поверхнями та робочим настилом не повинен перевищувати подвійну товщину ізоляції плюс 50мм. Вказаний зазор розміром більш 50мм усіх випадках, коли не проводяться роботи, необхідно зачиняють .

Підвісні риштування та підмості після їх монтажу допускаються до експлуатації тільки після того, як вони витримають іспити протягом однієї години статистичного навантаження, перевищуючи нормативну на 10%. Результати іспитів підвісних риштувань повинні бути відображені в акті їх приймання, або в загальному журналі робіт .

У випадках багаторазового використання підвісних риштувань вони можуть бути допущені до експлуатації без іспиту при умовах, що конструкція, на яку підвішується риштування (підмості), перевірена на навантаження перевищуючих розрахункову не менш чим у два рази, а закріплення риштування відбувається типовими вузлами (пристроями) які видержують необхідні іспити .

5.6. Електробезпека на будівельному майданчику

Одним з найнебезпечніших місць на будівельному майданчику є невисока підвіска проводів тимчасових електроліній у місцях проїзду машин. Небезпека поразки може виникнути при перевезенні вантажів з більшими габаритами, при русі по слизькій дорозі, що має ухил, з піднятим кузовом при русі й роботі автокранів.

Гаки й штирі ізоляторів фазних проводів на залізобетонних опорах повинні бути заземлені через сталеві арматури опори або через прокладені по опорах заземлення в мережах з ізольованої нейтраллю, а в мережах із заземленої нейтраллю арматури залізобетонних опор повинна бути з'єднана з нульовим заземленим проведенням.

Мінімальний перетин проводів з умови механічної міцності повинне бути не менш (мм^2): 16 — для алюмінієвих, однодротових; 5 — для оцинкованих сталевих однодротових; 25 — для сталевих багатодрових проводів.

Періодичний огляд повітряної лінії виробляється електромонтером один раз на місяць, а позачерговий - після аварій, ураганів, при морозі нижче 40°C , ожеледі, пожежі поблизу лінії.

Електродвигуни. Різні види робіт на будівельному майданчику виконують за допомогою електроустановок. При цьому пристрій електричних мереж здійснюється так, щоб можна було відключати всі електроустановки в межах ділянок робіт.

Електромонтажні роботи (приєднання й від'єднання проводів, ремонт, налагодження) виконує персонал, що має кваліфікаційну групу по техніці безпеки, після зняття напруги із всіх струмоведучих частин і їхнього заземлення. Зона провадження робіт захищається суцільним або сітчастим огороженням. На провадження робіт видається наряд-допуск, у якому вказуються заходи щодо електробезпеки. Перед допуском до роботи з діючими електроустановками робітників інструктують на робочому місці.

Робоча напруга на знову змонтовану електроустановку може бути подано тільки за рішенням робочої комісії.

Вимикачі, контактори, магнітні пускачі, рубильники, запобіжники повинні мати напису, що вказують, до якого двигуна вони ставляться.

При провадженні робіт по регулюванню вимикачів і роз'єднувачів, з'єднаних проводами, повинні бути вжиті заходи по попередженню непередбаченого включення. При кнопковому включенні й відключенні встаткування й механізмів кнопки повинні бути заглиблені на 3-5 мм за габарити пускової коробки.

Для попередження нещасних випадків кнопки пуску (апарати керування) варто розташовувати безпосередньо в механізмі й блокувати їх зі звуковою й світловою сигналізацією. При перевантаженні електродвигунів установлюється аварійний захист на їхнє відключення. Плавкі вставки запобіжників повинні бути калібровані із вказівкою на клеймі заводу-виготовлювача номінального струму вставки Іст.

Для спостереження за пуском і роботою електродвигунів механізмів на пусковому щитку встановлюється амперметр, що вимірює струм у ланцюзі статора електродвигуна.

Електродвигуни негайно відключаються, якщо створюється погроза нещасного випадку, з появою диму, вогню, вібрації вище припустимих норм, поломці механізму, що приводить, перегріві підшипників і електродвигуна.

Розподільні пристрої (щити, пульти, щитки) повинні відповідати вимогам ПУЕ й закриватися суцільними огороженнями. Якщо розподільні пристрої втримуються в приміщеннях, доступних для не електротехнічного персоналу, вони повинні перебувати на висоті не менш 2,5 м.

Всі щитки на будівельному майданчику повинні бути постачені написами, що вказують номер щитка, призначення або номер, кожної лінії, що відходить, положення «Включене» і «Відключено». При монтажі й експлуатації необхідно стежити, щоб відстані між укріпленими голими частинами різної полярності, а також між ними й неізолюваними металевими частинами були не менш 12 мм по повітрю, а плавкі калібровані вставки відповідали даному типу запобіжників.

Для попередження електротравматизму розподільні пристрої підлягають огляду й чищенню не рідше одного разу в три місяці, поточному ремонту не рідше одного разу в рік і капітальний ремонт не рідше одного разу в три роки.

Електроінструменти. На будівельному майданчику електроінструменти повинні зберігатися в сухому приміщенні.

Контроль зберігання й справності електроінструмента здійснюється спеціально призначеною особою, що має кваліфікаційну групу по техніці безпеки не нижче III.

Справність інструмента полягає: у швидкому включенні й відключенні (але не мимовільно) від електромережі, відсутності доступних для випадкового дотику струмоведучих частин і проводів, відсутності обриву заземлюючого проводу електроінструмента. Один раз на місяць необхідно переконатися у відсутності замикань на корпус інструмента, оглянути цілісність ізоляції проводів. Перед видачею електроінструмента робітникові перевіряється затягування болтів, що кріплять вузлів, окремих деталей, справність редуктора обертанням шпинделя рукою при відключеному електродвигуні, стан щіток і колектора, цілісність ізоляції, відсутність оголених проводів, справність заземлення. Видавати робітником інструмент, що має дефекти, категорично забороняється.

Основне силове електроустаткування (трансформатори, магнітні станції, розподільні щити) перевіряється й випробовується безпосередньо після установки на будівельному майданчику. Електронагрівники бункерів, самоскидів інвентарні щити опалубки, що гріє, перевіряються систематично не рідше одного разу в зміну. Ця перевірка полягає у візуальному огляді й контролі опору ізоляції кабелів, проводів, споживанням струму, тобто - у перевірці рівномірності завантаження трансформатора по фазах і відсутності перевантаження по контрольних амперметрах. Періодичні випробування ізоляції, що полягають у вимірах опору й електричної міцності ізоляції, є однієї з основних заходів попередження травматизму.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Архитектура гражданских и промышленных зданий: В 5-ти т. / Под ред. В.М. Предтеченского. М.: Стройиздат, 1977.
2. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс. – М.: Стройиздат, 1991. – 728 с.
3. ГОСТ 21.503-80. Конструкции бетонные и железобетонные. Рабочие чертежи. Введ. 01.07.81.
4. ГОСТ 2.105-79. Общие требования к текстовым документам. Взамен ГОСТ 2.105-68. Введ. 01.07.80.
5. ГОСТ 2.109-73. Основные требования к чертежам. Взамен ГОСТ 2.109-68. Введ. 01.07.74.
6. ДБН В.1.2-2-2006. Навантаження і впливи / Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України. – К.: Видавництво «Сталь», 2006. – 59 с.
7. ДБН 79-92. Житлові будинки індивідуальних забудовників України / Держбуд України. - Київ, 92.- 19 с.
8. ДБН В.2.6-31:2006. Конструкції будівель і споруд. Теплова ізоляція будівель / Мінбуд України Київ, 2006. – 66 с.
9. ДБН В.2.2-15-2005. Будинки та споруди. Житлові будинки. Загальні положення / Державний комітет України по Будівництву та архітектурі, - Київ, 2005. – 36 с.
10. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. –Мінрегіонбуд України,-Київ.- 2009. – 97 с.
11. ДБН В.2.1-10-2009. Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування
12. ДСТУ 3760:2006. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови / Державний стандарт України. – К.: Держстандарт України, 1998. – 30 с.

13. ДСТУ Б А.2.4.-7-95 (ГОСТ 21.501-93) Правила виконання архітектурно – будівельних креслень. Чинний від 195-07-01.
14. Железобетонные конструкции / Под. ред. Полякова Л.П., Лысенко Е.Ф. и Кузнецова Л.В. – К.: Вища школа. Главное изд-во, 1984. – 352 с.
15. Крикунов В.Г., Беликов А.С. Безопасность жизнедеятельности.
16. Крікунов, Резніченко. Охорона праці в будівництві.
17. Методические указания к курсовому проекту по курсу «ОиПСП» для студентов строительных специальностей / Сост.: Чернышук, Гуржов, Скибида.
18. Методичні вказівки до виконання дипломного проекту на кафедрі залізобетонних та кам'яних конструкцій для студентів спеціальностей: 6.092100 “Будівництво”, 7.092101, 8.092101 “Промислове та цивільне будівництво” денної і заочної форми навчання / Самбор Ю.В., Нагорна Т.Ф., Шляхов, К.В. - Дніпропетровськ, ПДАБА, 2007. - 21 с.
19. Мандриков А.П. Примеры расчета железобетонных конструкций: Учебн. пособие для техникумов. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1989. – 506 с.
20. Попов Н.Н., Забегаев А.В. Проектирование и расчет железобетонных и каменных конструкций: Учеб. для строит. спец. вузов. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. Шк., 1989. – 400 с.: ил.
21. Плоское сборно – монолитное перекрытие / Савицкий Н.В., Баташева К.В., Токар Е.Л. // Сб. научн. тр.: Строительство. Материаловедение. Машиностроение. №37 - Дн-ск: ПГАСиА – 2006. - С. 413 – 418. – рис. 5. – Библиогр.: (4 назв).
22. Рациональная система плоского сборно – монолитного перекрытия / Савицкий Н.В., Баташева К.В., Токар Е.Л., Никифорова Т.Д., Зінкевич А.Н., Зінкевич О.Г. // Сб. научн. тр.: Строительство. Материаловедение. Машиностроение. №47 - Дн-ск: ПГАСиА – 2008. - С. 521 – 525. – рис. 1. – Библиогр.: (3 назв).

23. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). М.: Стройиздат, 1977. 326 с.

24. Руководство по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона. М.: Стройиздат, 1977. 266 с.

25. Методичні вказівки до розрахунків та проектування круглопустотної плити перекриття для студентів спеціальностей: 6.092100 “Будівництво”, 7.092101 “Промислове та цивільне будівництво” денної і заочної форм навчання / Укладачі: Шляхов К.В., Матюшенко І.М. – Дніпропетровськ: ПДАБА, 2008. - 22 с.

АНОТАЦІЯ

Бедрик В.В. Проект будівництва будинку котеджного типу. –
Дипломний проект на правах рукопису.

Метою дипломного проекту є розробка та обґрунтування архітектурно-конструктивного рішення та основних заходів з технології виконання робіт при зведенні будинку котеджного типу. В результаті виконання дипломного проекту розроблено архітектурно-планувальне та конструктивне рішення, а також основні заходи з технології виконання робіт та охорони праці при зведенні будинку. На основі запропонованих рішень виконано пояснювальну записку та креслення розроблених архітектурно-планувальних, а також основних несучих конструкцій будинку котеджного типу.

Ключові слова: будинок котеджного типу, архітектурно-конструктивне рішення, залізобетонні конструкції, несуча здатність, енергоефективність.

ABSTRACT

Bedryk V.V. The construction project of a cottage-type house. –
Diploma project as a manuscript.

The purpose of the diploma project is to develop and substantiate the architectural and structural solution and the main measures for the technology of work in the construction of a cottage-type house. As a result of the diploma project, an architectural-planning and constructive solution was developed, as well as the main measures on the technology of work performance and labor protection during the construction of the house. On the basis of the offered decisions the explanatory note and drawings of the developed architectural and planning, and also the basic bearing designs of the house of cottage type are executed.

Key words: cottage type house, architectural and structural solution, reinforced concrete structures, bearing capacity, energy efficiency.