

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет інженерії машин, споруд і технологій
(повна назва факультету)
Кафедра будівельної механіки
(повна назва кафедри)

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Бакалавр

(назва освітнього ступеня)

на тему: Проект дев'ятиповерхового житлового будинку

Виконав: студент IV курсу, групи МБ-42
спеціальності _____

192 “Будівництво та цивільна інженерія”

(шифр і назва спеціальності)

Студент

(підпис) Рудницький А.М
(прізвище та ініціали)

Керівник

(підпис) Сорочак А.П.
(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

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

Завідувач кафедри

(підпис) Ясній В.П.
(прізвище та ініціали)

Рецензент

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

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет Факультет інженерії машин, споруд і технологій
(повна назва факультету)
Кафедра Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри

« _____ » (підпис)
« _____ » (прізвище та ініціали)
20__ р.

З А В Д А Н Н Я
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

на здобуття освітнього ступеня Бакалавр
(назва освітнього ступеня)
за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)
студенту Рудницькому Андрію Миколайовичу
(прізвище, ім'я, по батькові)
1. Тема роботи Проект дев'ятиповерхового житлового будинку

Керівник роботи Сорочак Андрій Петрович, кандидат технічних наук, доцент кафедри БМ
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від «22» січня 2026 року № 4/9-53.

2. Термін подання студентом завершеної роботи _____

3. Вихідні дані до роботи _____

Об'єкт проєктування - дев'ятиповерховий великопанельний житловий будинок у м. Харків із технічним підвалом, горищем і сходово-ліфтовим вузлом.

Вихідні умови - несучі зовнішні та внутрішні залізобетонні стіни, плити перекриттів, тришарові стінові панелі; пальові фундаменти з монолітними ростверками; розрахунок у ПК SCAD.

4. Зміст роботи (перелік питань, які потрібно розробити)

Розробити архітектурно-планувальні та функціональні рішення дев'ятиповерхового житлового будинку.

Обґрунтувати великопанельну конструктивну систему, рішення стін, перекриттів, покриття та сходово-ліфтового вузла.

Зібрати навантаження, розрахувати плиту перекриття у ПК SCAD, визначити армування та перевірити її за граничними станами.

Виконати розрахунок внутрішньої несучої стінової панелі з урахуванням розподілених і зосереджених навантажень.

Проаналізувати інженерно-геологічні умови, запроектувати та порівняти фундаменти із забивних і буронабивних паль.

Розробити розділ «Безпека життєдіяльності, Основи охорони праці».

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

Креслення графічної частини - не менше 6 аркушів формату А1 (594 x 841 мм).

6. Консультанти розділів роботи

[illegible]

7. Дата видачі завдання 22.01.2026

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

[illegible]

Студент

(підпис)

Рудницкий А.М.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Сорочак А.П.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП	5
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНІ РІШЕННЯ	9
1.1 Опис та обґрунтування зовнішнього та внутрішнього вигляду будівлі, її просторової, планувальної та функціональної організації	9
1.2 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-художніх рішень	9
1.3 Опис та обґрунтування використаних композиційних х прийомів при оформленні фасадів та інтер'єрів	11
1.4 Опис рішень щодо оздоблення приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення	11
1.5 Опис архітектурно-будівельних заходів для захисту приміщень від шуму, вібрації та інших впливів	13
1.6 Опис рішень щодо світлозахисту об'єкта, що забезпечують безпеку польоту повітряних суден	14
1.8 Опис рішень щодо декоративно-художнього та колірного оздоблення інтер'єрів	14
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ	15
2.1. Вихідні дані	15
2.2. Збір навантажень	17
2.3 Розрахунок плити перекриття	19
2.4 Армування плити	21
2.5 Перевірочний розрахунок плити перекриття	22

2.6. Розрахунок внутрішньої несучої стіни	32
РОЗДІЛ 3 ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ.....	40
3.1 Вихідні дані	40
3.2 Сума навантажень на фундамент	42
3.3 Проектування пальового фундаменту із забивних паль	44
3.3.1 Визначення несучої здатності паль.....	45
3.3.2 Проектування ростверку	46
3.3.3 Підбір пальового обладнання та розрахунок відмови	48
3.4 Проектування буронабивних паль	49
3.4.1 Визначення несучої здатності палі	49
3.4.2 Розміщення паль у фундаменті	51
3.4.3 Армування ростверку	52
3.5 Порівняння варіантів влаштування фундаментів.....	52
РОЗДІЛ 4 БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ ТА ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ	53
4.1 Заходи з охорони праці та техніки безпеки.....	53
4.2 Заходи щодо охорони навколишнього середовища та раціонального використання природних ресурсів	54
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	56
БІБЛІОГРАФІЯ	58

ВСТУП

Житлове будівництво є одним із визначальних напрямів розвитку міського середовища, оскільки забезпечує потребу населення у безпечному, функціональному та комфортному житлі. Проектування багатоквартирних житлових будинків потребує комплексного врахування архітектурно-планувальних, конструктивних, експлуатаційних, санітарно-гігієнічних і протипожежних вимог. Особливе значення має раціональна організація квартир, вертикальних комунікацій, технічних приміщень, інженерного обладнання та прибудинкової інфраструктури.

Актуальність бакалаврської кваліфікаційної роботи зумовлена необхідністю розроблення проєкту дев'ятиповерхового житлового будинку, який забезпечує належні умови для постійного проживання мешканців, функціональне зонування квартир і громадських приміщень, надійність несучих конструкцій та безпечну експлуатацію будівлі. Для багатоповерхового житла важливими є просторові характеристики будівлі, енергоефективність зовнішніх огорожувальних конструкцій, доступність вертикальних комунікацій, довговічність конструкцій і обґрунтований вибір фундаментної системи.

Об'єктом проєктування є дев'ятиповерховий житловий будинок із технічним підвальним приміщенням, горищем, сходово-ліфтовим вузлом та приміщеннями громадського призначення на нижньому рівні. Будівля призначена для розміщення одно- та двокімнатних квартир, у складі яких передбачено житлові кімнати, кухні, передпокої та санітарно-побутові приміщення. Для обслуговування мешканців запроектовано необхідні технічні та допоміжні приміщення, зокрема електрощитову, приміщення для інвентарю, приміщення ОСББ і ліфтерну.

Об'ємно-планувальне рішення житлового будинку прийнято з урахуванням вимог до зручності проживання, раціонального використання площі та функціонального розділення житлових, громадських і технічних зон. Вертикальний

зв'язок між поверхами забезпечується сходовою кліткою та пасажирським ліфтом. Планування квартир передбачає логічний взаємозв'язок житлових і підсобних приміщень, а окремий доступ до приміщень громадського та технічного призначення забезпечує їх автономну експлуатацію.

Конструктивна схема будинку прийнята великопанельною із несучими зовнішніми та внутрішніми залізобетонними стінами. Просторова жорсткість і стійкість будівлі забезпечуються спільною роботою поздовжніх і поперечних стін, плит перекриттів, покриття та сходово-ліфтового вузла. Зовнішні стіни передбачено з тришарових керамзитобетонних панелей, внутрішні несучі стіни — із залізобетонних панелей, перекриття — зі збірних або монолітних залізобетонних плит. Для покриття прийнято збірну залізобетонну конструкцію з внутрішнім водовідведенням.

Метою кваліфікаційної роботи є розроблення архітектурних, розрахунково-конструктивних і фундаментних рішень дев'ятиповерхового житлового будинку з урахуванням функціонального призначення, умов експлуатації, вимог пожежної безпеки, надійності несучих елементів, довговічності огорожувальних конструкцій та безпеки виконання будівельних робіт.

Для досягнення поставленої мети у роботі вирішено такі завдання:

- розроблено архітектурно-планувальне рішення житлового будинку, визначено склад квартир, технічних, громадських та допоміжних приміщень.
- прийнято конструктивну схему будівлі з несучими зовнішніми і внутрішніми стінами, плитами перекриттів, елементами сходово-ліфтового вузла, покриттям та фундаментами.
- розглянуто рішення щодо фасадів, світлопрозорих конструкцій, внутрішнього оздоблення, інженерного обладнання, природної вентиляції, опалення та водопостачання.

- передбачено архітектурно-будівельні заходи щодо захисту приміщень від шуму, вібрацій та інших експлуатаційних впливів.
- виконано збір постійних і тимчасових навантажень на міжповерхові, підвальні та горищні перекриття.
- проведено розрахунок плити перекриття у програмному комплексі scad з перевіркою прогинів, визначенням необхідного армування та оцінкою роботи конструкції за граничними станами.
- виконано перевірочний розрахунок плити за міцністю, тріщиностійкістю та деформативністю.
- проведено розрахунок внутрішньої несучої стінової панелі з урахуванням розподілених і зосереджених навантажень.
- розглянуто інженерно-геологічні умови майданчика та виконано проєктування пальових фундаментів.
- порівняно два варіанти фундаментного рішення: із забивними та буронабивними палями, із визначенням несучої здатності паль, параметрів ростверку та армування фундаментних конструкцій.
- розроблено заходи з охорони праці, техніки безпеки, охорони навколишнього середовища та раціонального використання природних ресурсів.

Вихідними даними для проєктування є функціональне призначення об'єкта як багатоквартирного житлового будинку, великопанельна конструктивна система, застосування тришарових зовнішніх панелей, залізобетонних внутрішніх стін, плит перекриттів, сходово-ліфтового вузла, технічного підвалу, горища та пальових фундаментів із монолітними залізобетонними ростверками.

Методи виконання роботи включають аналіз архітектурно-планувальних і конструктивних рішень, збір навантажень, розрахунок залізобетонних плит і стінових панелей у програмному комплексі SCAD, перевірку конструкцій за

граничними станами, розрахунок пальових фундаментів та техніко-економічне порівняння варіантів фундаментних рішень.

Практичне значення роботи полягає у розробленні технічно обґрунтованого проектного рішення дев'ятиповерхового житлового будинку. Прийняті рішення забезпечують раціональне планування квартир, просторову стійкість великопанельної системи, надійність перекриттів і стінових елементів, обґрунтований вибір фундаментів та належні умови експлуатації будівлі.

Ключові слова: ДЕВ'ЯТИПОВЕРХОВИЙ ЖИТЛОВИЙ БУДИНОК, ВЕЛИКОПАНЕЛЬНА СИСТЕМА, ПЛИТА ПЕРЕКРИТТЯ, ПАЛЬОВИЙ ФУНДАМЕНТ.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНІ РІШЕННЯ

1.1 Опис та обґрунтування зовнішнього та внутрішнього вигляду будівлі, її просторової, планувальної та функціональної організації

Об'єкт будівництва — дев'ятиповерховий панельний житловий будинок в місті Харків.

За відносну відмітку 0,000 прийнято відмітку чистої підлоги першого поверху будівлі.

Проектована будівля — дев'ятиповерхова, прямокутна у плані. Основна частина будівлі в осях 1 – 7, А-В, з розмірами в плані в осях 21 × 12 метрів — поверховістю 9 поверхів. Висота 32,28 метра.

1.2 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-художніх рішень

Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових та архітектурних рішень здійснено, зокрема, щодо дотримання граничних параметрів дозволеного будівництва об'єктів капітального будівництва.

Об'ємно-просторове рішення прийнято на підставі затвердженого Завдання на проектування та узгодженого ескізного проекту.

У будинку передбачені всі необхідні приміщення для функціонування житлового будинку: сходово-ліфтовий вузол, сміттєва камера, вхід у технічне підвальне приміщення.

Висота поверху — 2,8 м. Висота від рівня підлоги до стелі: першого поверху — 2,56 м ; типового поверху — 2,64 м .

Планувальні рішення житлового будинку забезпечують функціональні взаємозв'язки між:

- окремими приміщеннями кожної квартири;
- квартирами та комунікаціями житлового будинку безпосередньо.

Квартири однокімнатні та двокімнатні. У квартирах передбачені житлові кімнати та підсобні приміщення: кухня, передпокій, ванна та туалетна кімнати.

У будинку запроектовані приміщення громадського призначення, розташовані на першому поверсі: електрощитова, кімната для прибирального інвентарю, ТСЖ та ліфтерна, для яких передбачено окремий вхід.

Проектований житловий будинок має горище та технічне підвальне приміщення, обладнується сміттєпроводом із механізмами очищення та промивання стволів, пасажирським ліфтом вантажопідйомністю 1000 кг.

Таблиця 1.1 — Техніко-економічні показники

/п	Назва показника	Одиниця виміру	Значення показника
1	Кількість квартир	кв.	38
2	Площа житлового будинку	м ²	3197,66
3	Площа квартир	м ²	2 365,31
4	Загальна площа квартир	м	2 411,16
5	Кількість поверхів	поверх	9
6	Площа балконів	м ²	153,07
7	Площа забудови будинку	м ²	366,8
8	Площа вбудованих офісних приміщень ОСББ	м ²	74,12
9	Обсяг будівництва нижче 0,000	м ³	728,46
10	Обсяг будівництва вище 0,000	м ³	9626,66

Основним функціональним призначенням проектованого багатоквартирного житлового будинку є постійне проживання громадян.

Район будівництва — м. Харків. Ступінь вогнестійкості — II.

1.3 Опис та обґрунтування використаних композиційних х прийомів при оформленні фасадів та інтер'єрів

Фасад оздоблений кахельною плиткою у заводських умовах.

Кольорове рішення прийнято відповідно до першої черги будівництва;

Зовнішні двері службового призначення — сталеві з порошковим фарбуванням; з полівінілхлоридних профілів; протипожежні вогнестійкі.

Внутрішні двері в технічних приміщеннях — сталеві протипожежні; у санітарно-побутових та адміністративних приміщеннях — дерев'яні; з полівінілхлоридних профілів.

Двері головного входу виготовлені з алюмінієвих сплавів із заповненням склопакетами. Зовнішні вітражі виготовлені з алюмінієвих сплавів із заповненням однокамерними склопакетами.

1.4 Опис рішень щодо оздоблення приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення

Конструктивна схема будівлі розроблена з урахуванням застосування виробів високої заводської готовності. Конструктивна схема будинку вирішена з несучими поперечними та поздовжніми стінами, при кроці поперечних стін 3,0 та 4,5 м з опорою перекриття на стіни по контуру. Модульна сітка 1,5 × 1,5 м.

Міцність і стійкість конструкцій забезпечується роботою коробки блок-секції як просторової незмінної системи, утвореної жорсткими вертикальними та горизонтальними діафрагмами, розташованими у трьох взаємно перпендикулярних напрямках і з'єднаними між собою у місцях їхнього взаємного перетину.

За відносну відмітку 0,000 прийнято лицьову поверхню майданчика сходово-ліфтового холу 1-го поверху, що відповідає абсолютній відмітці 223,300.

Фундаменти прийняті пальові з паль «30 × 30 » см за серією 1.011.1-10, вип. 1.

Ростверки — монолітні залізобетонні, бетон класу C12/15, F50.

Зовнішні цокольні панелі — керамзитобетонні, марка бетону M200, F50

Внутрішні цокольні панелі — залізобетонні товщиною 160 мм, клас бетону C12/15.

Зовнішні стіни надземної частини будівлі — тришарові керамзитобетонні панелі з дискретними зв'язками, несучі, марка керамзитобетону M200, товщина несучого шару 110 мм, спроектовані з урахуванням наведеного опору теплопередачі огорожувальних конструкцій.

Внутрішні стіни надземної частини будівлі — несучі, залізобетонні панелі товщиною 160 мм, клас бетону C12/15.

Перекрыття — плоскі залізобетонні плити товщиною 160 мм, клас бетону C12/15.

Балкони — залізобетонні плоскі плити товщиною 120 мм, клас бетону C20/25.

Внутрішні перегородки — залізобетонні панелі товщиною 60 мм, клас бетону C12/15.

Сходи — збірні залізобетонні марші та майданчики, клас бетону C20/25.

Ліфтові шахти — самонесучі залізобетонні тюбінги, клас бетону C20/25.

Дах збірний, безрулонний, залізобетонний з внутрішнім відведенням води роздільної конструкції з прохідним підпокрівельним простором. Попередньо напружені ребристі покрівельні панелі, коритоподібні водозбірні лотки, клас бетону C25/30.

Козирок над входом — залізобетонна плита, клас бетону C20/25, F75. Плита входу — залізобетонна плита з мозаїчним покриттям, клас бетону C20/25, F75.

Конструкції житлового будинку виконані з матеріалів, стійких до впливу навколишнього середовища та таких, що відповідають II ступеню вогнестійкості будівлі. Монтажні елементи з'єднань зовнішніх стін між собою, з внутрішніми стінами, балконних плит з плитами перекриттів та плит перекриття між собою покриваються протекторною ґрунтовкою та закладаються цементно-піщаним розчином. Усі металеві вироби покриваються емаллю ПФ-133 у 2 шари після нанесення ґрунтовки ПФ-021.

Світлопрозорі заповнення (вікна та балконні двері) виконані з пластиковими рамами із заповненням, дво- та трикамерними склопакетами, з дистанційними рамками з алюмінію. Заделка монтажною піною.

У будівлі — водяне опалення, гаряче водопостачання, підключення до системи централізованого теплопостачання. Система опалення одноконтурна, перевернута, тупикова, з П-подібними стояками та розведенням подавальної й зворотної магістралей по технічному підвалу.

Вентиляція з природним витягом із кухонь та санвузлів через канали вентиляційних блоків. Вентиляція у приміщенні ІТП — природна, через отвори в цокольних панелях.

1.5 Опис архітектурно-будівельних заходів для захисту приміщень від шуму, вібрації та інших впливів

Головний фасад будівлі виходить на міську магістраль. На 1 ÷ 9 -х поверхах розташовані квартири. Допустимий рівень звуку проникаючого шуму в житлових приміщеннях не повинен перевищувати 45 дБА. Значення рівня шуму від зовнішніх джерел не перевищують допустимих.

Максимальний рівень звуку проникаючого шуму від трудової діяльності в кімнатах приміщень повинен становити не більше 50 дБА. Значення рівнів шуму від внутрішніх джерел не перевищують допустимих.

1.6 Опис рішень щодо світлозахисту об'єкта, що забезпечують безпеку польоту повітряних суден

Рішення щодо світлозахисту об'єкта для забезпечення безпеки польотів повітряних суден не потрібне.

1.8 Опис рішень щодо декоративно-художнього та колірного оздоблення інтер'єрів

Внутрішній інтер'єр приміщень витриманий у конструктивному стилі із застосуванням однотонних кольорів у забарвленні стін та перегородок, неяскравих «приглушених» відтінків. При цьому всі елементи інтер'єру виконані із застосуванням сучасних матеріалів та конструкцій і відповідають усім вимогам щодо пожежної та іншої безпеки. Деталі та ескізи інтер'єру розробляються за окремим дизайн-проектом і затверджуються замовником.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1. Вихідні дані

Конструктивна схема каркаса будівлі сформована відповідно до вихідних даних та з урахуванням технічних, експлуатаційних та економічних вимог, що висуваються до будівель.

Об'єкт будівництва — 9-поверховий великопанельний залізобетонний житловий будинок.

Місце будівництва — м. Харків. Вид будівництва — нове.

Ступінь вогнестійкості — II [16]. Будівельна кліматична зона — II. Зона вологості — 3 (суха), [2]. Розрахункова зимова температура зовнішнього повітря — мінус 20°C , [2]. Розрахункова температура внутрішнього повітря — $+21^{\circ}\text{C}$. Розрахункове снігове навантаження — 180 кгс/м^2 . Нормативне значення вітрового тиску — 38 кгс/м^2 , [4]. Переважний напрямок вітру — Південь. Підземні води залягають на глибині 7,8 м від поверхні землі. Сейсмічність — 6 балів.

За відносну відмітку 0,000 прийнято лицьову поверхню майданчика сходово-ліфтового холу 1-го поверху, що відповідає абсолютній відмітці 223,300.

У проєкті прийнято такі конструкції: фундаменти — пальові, з паль «30 × 30 см». ростверки — монолітні залізобетонні, бетон класу C12/15, F50. Зовнішні цокольні панелі — керамзитобетонні, марка бетону M200, F50.

Внутрішні цокольні панелі — залізобетонні товщиною 160 мм, клас бетону C12/15. Зовнішні стіни надземної частини будівлі — тришарові керамзитобетонні панелі з дискретними зв'язками, несучі, марка керамзитобетону M200, товщина несучого шару 110 мм, спроектовані з урахуванням наведеного опору теплопередачі огорожувальних конструкцій.

Внутрішні стіни надземної частини будівлі — несучі, залізобетонні панелі товщиною 160 мм, клас бетону C12/15. Перекриття — плоскі залізобетонні плити товщиною 160 мм, клас бетону C12/15. Балкони — залізобетонні плоскі плити товщиною 120 мм, клас бетону C20/25. Внутрішні перегородки — залізобетонні панелі товщиною 60 мм, клас бетону C12/15. Сходи — збірні залізобетонні марші та майданчики, клас бетону C20/25. Ліфтові шахти — самонесучі залізобетонні тюбінги, клас бетону C20/25.

Дах — збірний безрулонний залізобетонний з внутрішнім відведенням води роздільної конструкції з прохідним підпокрівельним простором. Попередньо напружені ребристі покрівельні панелі, коритоподібні водозбірні лотки, клас бетону C25/30. Козирок над входом — залізобетонна плита, клас бетону C20/25, F75.

Плита входу — залізобетонна плита з мозаїчним покриттям, клас бетону C20/25, F75. Конструктивна схема будівлі з несучими зовнішніми та внутрішніми великопанельними стінами.

Просторова жорсткість і стійкість будівлі забезпечуються поздовжніми та поперечними стінами, сходовою кліткою у вертикальних площинах та залізобетонними плитами покрівлі та переkritтя.

Конструкції житлового будинку прив'язані до Серії 1.100.1-7 «Індустріальні виробни великопанельних 5 — 9 -поверхових будівель з висотою поверху 2,8 м та з будівельним модулем 15 М.

Конструкція переkritтя — залізобетонна плита суцільного перерізу. Товщина плити прийнята рівною 160 мм. Як матеріал залізобетонних конструкцій використано бетон C20/25 F75 W6, для армування — арматуру класу A400 та A240.

Конструкція зовнішніх стін складається з тришарових панелей з важкого бетону з утеплювачем згідно.

2.2. Збір навантажень

Виконаємо перевірочний розрахунок плити перекриття з П1 товщиною 160 мм.

Підбір навантажень проводиться відповідно до ДБН «Навантаження та впливи».

$\gamma_n = 0,95$ - коефіцієнт надійності за призначенням;

$\gamma_f > 1$ - коефіцієнт надійності за навантаженням.

Розрахунок проводимо за I групою граничних станів при перевірці на міцність по нормальних, похилих перерізах та II групою граничних станів при перевірці деформацій, утворенні та розкритті тріщин.

Таблиця 2.1 — Сума навантажень на міжповерхове перекриття

№	Навантаження	Нормативне навантаження, кН/м^2	Коефіцієнт навантаження за зка, γ_f	Розрахункова навантаження, кН/м^2
1	Цементно-піщана стяжка $\delta = 40 \text{ мм}$, $\gamma_n = 0,95$ Залізобетонна плита перекриття $\delta = 160 \text{ мм}$, $\gamma_n = 0,95$ ($0,16 \cdot 25$), $\gamma_n = 0,95$	Постійні навантаження Лінолеум $\delta = 5 \text{ мм}$, $\gamma_n = 1800 \text{ кг/м}^2$, $\gamma_n = 0,95$	1,3	0,12
	Разом	4,57		5,12
1	Тимчасові експлуатаційні міжповерхові перекриття	1,5	1,3	1,95
	Разом	6,07		7,07

Таблиця 2.2 — Сума навантажень на перекриття підвалу

	Навантаження	Нормативна величина, кН/м^2	Коефіцієнт навантаження за зка, γ_f	Розрахункова навантаження, кН/м^2
	Постійні навантаження Лінолеум $\delta = 3,6 \text{ мм}$, $\gamma = 1800 (0,0036 \cdot 18)$, $\gamma_n = 0,95$	0,06	1,3	0,08
	Цементно-піщана стяжка $\delta = 80$, $1800 \text{ кг/м}^3 (0,08 \cdot 18)$, $\gamma_n = 0,95$	1,37	1,1	1,51
	Залізобетонна плита перекриття « $\delta = 160$ » мм $00 \text{ кг/м}^3 (0,16 \cdot 25)$, $\gamma_n = 0,95$ Утеплювач $\delta = 50$ мм $\frac{\gamma_n}{\text{м}^3 (0,05 \cdot 0,3)}$, $\gamma_n = 0,95$	3,8	1,1	4,18
		0,02	1,2	0,024
	Разом	5,25		5,794
	Тимчасові - експлуатаційні витрати	2,0	1,3	2,6
	Разом	7,25		8,394

Таблиця 2.3 — Сума навантажень на горищне перекриття

№	Навантаження	Нормативна величина, кН/м^2	Коефіцієнт навантаження, γ_f	Розрахункова навантаження, кН/м^2
1	Постійні навантаження Цементно-піщана стяжка $\delta = 50$ $1800 \text{ кг/м}^3 (0,05 \cdot 18)$, $\gamma_n = 0,95$ Залізобетонна плита перекриття $\delta = 160$ мм $2500 \text{ кг/м}^3 (0,16 \cdot 25)$, $\gamma_n = 0,95$	0,85 3,8	1,1 1,1	0,94 4,18
	Разом	4,65		5,12
1	Тимчасові - експлуатаційні на горищне риття	0,5	1,3	0,65
	Разом	5,15		5,77

Розрахунковий проліт

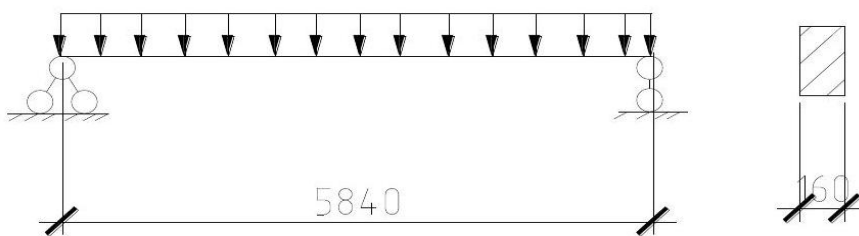


Рисунок 2.1 — Розрахункова схема плити перекриття П1

2.3 Розрахунок плити перекриття

Навантаження визначаємо згідно з ДБН «Навантаження та впливи». Розрахунок навантажень наводимо в таблиці 2.4.

Розрахунок виконуємо в програмному комплексі «SCAD».

Таблиця 2.4 — Армування за міцністю (загальні дані)

Модуль армування	Відстань до центру ваги арматури, см				Розрахункові довжини, м		Ознака статичної визначеності	Випадковий ексцентриситет, см		Коефіцієнт	
										врахування сейсмічного впливу	
	A1	A2	A3	A4	Ly	Lz		Eay	Eaz	МКР	МКР1
Плита.	3.	3.	0	0	0	0	невизначена	0	0	1,2	0,9

Таблиця 2.5 — Армування за міцністю (бетон)

Клас бетону	Вид бетону	Коефіцієнти		
		Умов твердіння	умов роботи	
			ГБ1	ГБ
C20/25	Важкий	1	0,9	1

Таблиця 2.6 — Армування за міцністю (арматура)

Клас арматури		Коефіцієнти умов експлуатації арматури		Максимальний відсоток армування
поздовжнього	поперечного	поздовжнього	поперечна	%
A400	A240	1	1	10

Таблиця 2.7 — Армування за тріщиностійкістю

Категорія тріщинності.		Допустима ширина розкриття тріщин, мм	при	Діаметр арматури, мм	стрижнів	Вимоги щодо ширини розкриття тріщин
	непрод.	трив.		поздовж.	поперечна	
Обмежена ширина розкриття тріщин	0,4	0,3		12	8	3 умови збереження арматури

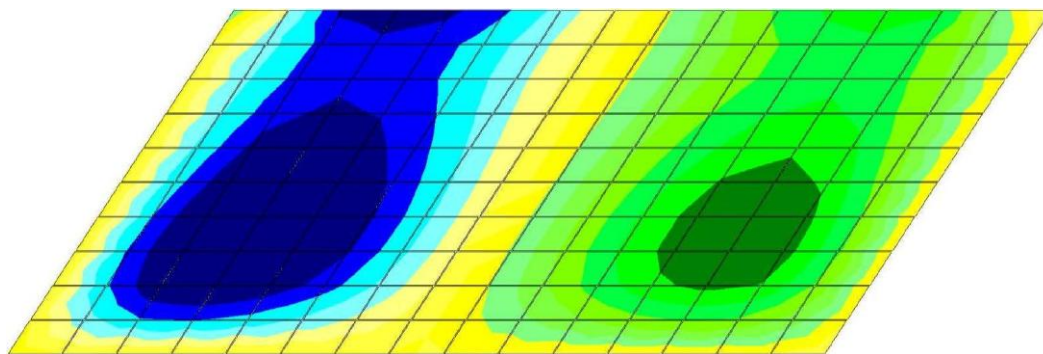
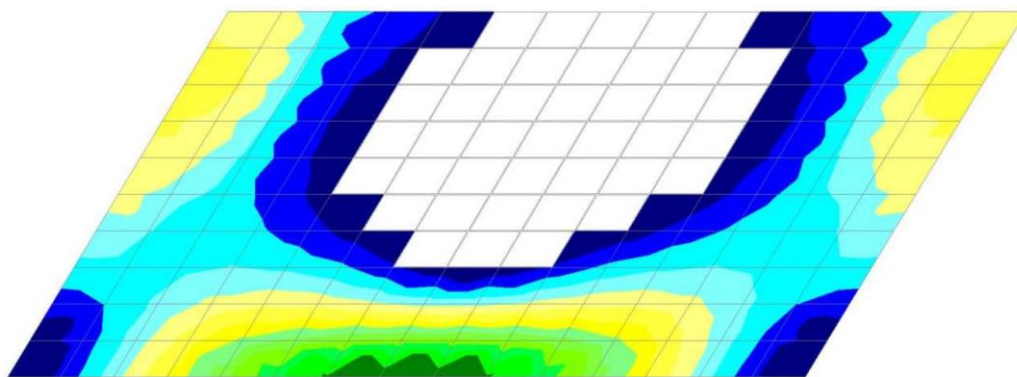
Рисунок 2.2 — Прогини. Ізополі переміщень по U_{xy} 

Рисунок 2.3 — Верхня арматура по осі Y

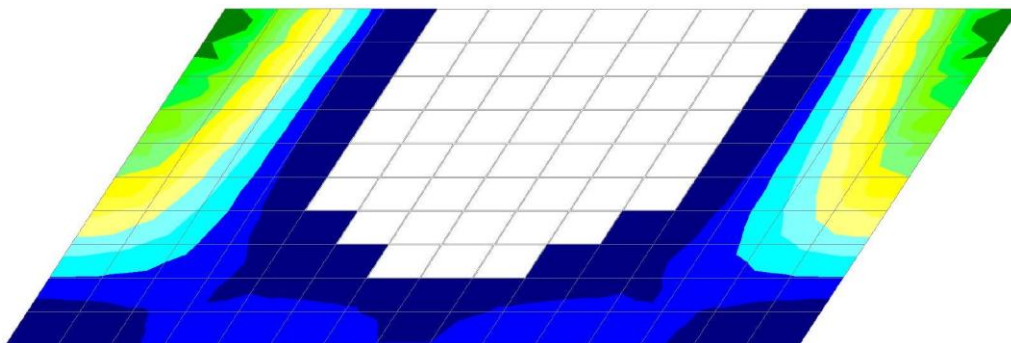


Рисунок 2.4 — Верхня арматура по осі X

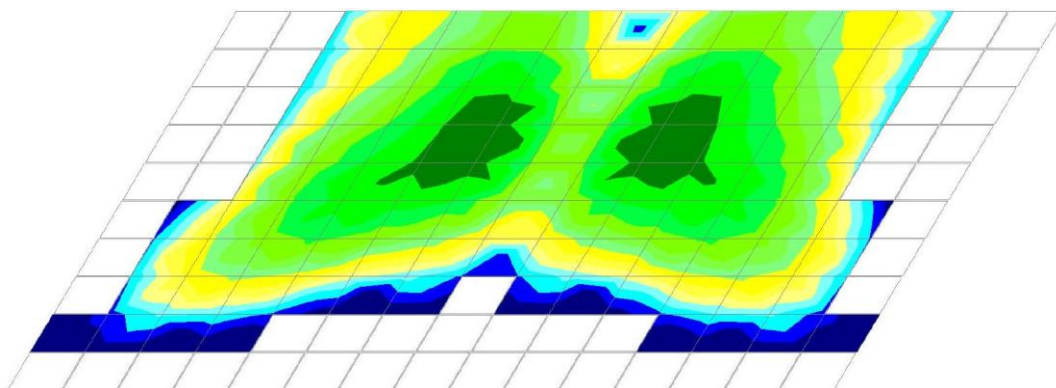


Рисунок 2.5 — Нижня арматура по осі Y

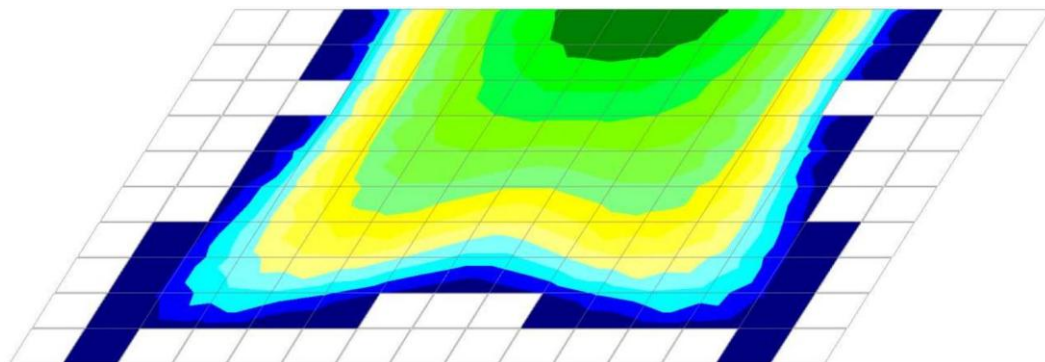


Рисунок 2.6 — Нижня арматура по осі X

2.4 Армування плити

Плиту армуємо стрижнями:

- верхня поздовжня арматура — Ø12 A400;
- верхня поперечна арматура — Ø8 A240;
- нижня поздовжня арматура — Ø12 A400;
- нижня поперечна арматура — Ø8 A400.

Схеми розташування арматурних стрижнів, їхні специфікації та вedomість витрат сталі наведено на аркуші 4.

2.5 Перевірочний розрахунок плити перекриття

Визначення внутрішніх зусиль

Розрахунковий проліт: $6000 - 80 - 80 = 5840$ мм.

Залізобетонна плита працює як однопролітна шарнірно-опорна балка (рис. 2.1). Навантаження, яке сприймає ділянка, наведено в таблиці 2.2.

Зусилля від розрахункових навантажень:

Згинальні моменти та поперечні сили:

- від навантаження q
- $M = \frac{ql^2}{8} = \frac{8,394 \cdot 5,84^2}{8} = 35,78 \text{ кН} \cdot \text{м};$
- $Q = \frac{ql}{2} = \frac{8,394 \cdot 5,84}{2} = 24,51 \text{ кН};$

Розрахунок плити за I групою граничних станів

Розрахунок плити за I групою граничних станів включає:

- розрахунок міцності згинаємого елемента за нормальним перерізом;
- розрахунок міцності згинаємого елемента за похилим перерізом.

Розрахунок міцності за нормальним перерізом

Розрахунок прямокутних перерізів згинальних елементів здійснюється за умовою:

$$M \leq R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0.5x) + R_{sc} \cdot A_s^1 \cdot (h_0 - a^1)$$

за умови: $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi \cdot R$ (п. 3,15 [4]), де

x — висота стиснутої зони.

$$x = \frac{R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A_s^1}{R_b \cdot b} \quad (2.1)$$

Підбираємо розміри перерізу $b \times h$.

Ширина перерізу $b = 5840$ мм, враховуючи, що $\xi \leq \zeta \cdot R$, де

$$\zeta \cdot R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{sc.n}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} [4], \text{ де}$$

ω - характеристика стиснутої зони бетону, що визначається за формулою

$$\omega = \alpha - 0.008 R_b, \text{ де}$$

$\alpha = 0.85$ - коефіцієнт для важкого бетону

$$\omega = 0.85 - 0.008 \cdot 11.5 = 0.758.$$

$$\sigma_{sr} = R_s = 365 \text{ МПа}$$

$\sigma_{sc.n} = 500$ - граничне напруження в арматурі стиснутої зони.

$$\zeta \cdot R = \frac{0.758}{1 + \frac{365}{500} \cdot \left(1 - \frac{0.758}{1.1}\right)} = 0.616$$

$$\alpha_m = 0.46$$

Обчислюємо $b h_0$

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m \cdot R_b \cdot b}} = \sqrt{\frac{35,78}{0.46 \cdot 0.9 \cdot 11.5 \cdot 10^3 \cdot 5,84}} = 0.036 \text{ , м}$$

$$h = h_0 + a = 1 + 15 = 160 \text{ мм.}$$

приймаємо $h = 160$ мм.

Підбираємо переріз арматури

$$h_0 = h - a = 160 - 15 = 145 \text{ мм}$$

$$A_0 = \frac{M}{b \cdot h_0^2 \cdot R_b} = \frac{35,78}{1 \cdot 0,145^2 \cdot 11,5 \cdot 10^3} = 0,15$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot A_0^2} = \frac{35,78}{11,5 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0,15^2} = 0,138$$

$$\xi = 0,45, \text{ Тоді}$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \xi \cdot h_0} = \frac{35,78}{365 \cdot 10^3 \cdot 0,45 \cdot 0,145} = 0,000502 \text{ м}^2 = 5,02 \text{ см}^2$$

Приймаємо мінімально можливий діаметр:

$$5\emptyset 12 \text{ A400 з } A_s = 5,65 \text{ см}^2, \text{ крок } 200 \text{ мм.}$$

$$R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x) + R_s \cdot A_s^1 \cdot (h_0 - a), \text{ де}$$

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b} = \frac{365 \cdot 5,65}{11,5 \cdot 1} = 1,79 \text{ см}$$

$$11500 \cdot 1 \cdot 0,017 \cdot (0,145 - 0,5 \cdot 0,017) + 365 \cdot 10^3 \cdot 5,65 \cdot 10^{-4} \cdot (0,145 - 0,015) \\ = 77,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M = 35,78 < 77,6 \text{ кНм}$$

Умова виконується.

Підбираємо арматуру в зоні стиснення

$$x \leq \xi \cdot R \cdot x \cdot h_0$$

$$x = 0,017 \text{ м}$$

$$\xi \cdot h_0 = 0,616 \cdot 0,205 = 0,126$$

$$0,017 < 0,126$$

$$R_{sc} \cdot A_s^1 = R_s \cdot A_s - R_b \cdot b \cdot x$$

$$A_s^1 = \frac{R_s \cdot A_s - R_b \cdot b \cdot x}{R} = \frac{365 \cdot 5,65 - 11,5 \cdot 100 \cdot 1,79}{365} \leq 0,101$$

$$\text{Приймаємо } 5 \emptyset 12 \text{ A400 з } A_s = 5,65 \text{ см}^2, \text{ крок } 200 \text{ мм.}$$

Розрахунок міцності по похилому перерізу:

Розрахунок залізобетонних елементів на дію поперечної сили для забезпечення міцності по похилій смузі між похилими тріщинами проводиться за умовою:

$$Q \leq 0.3 \cdot \varphi_{n1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0, \text{ де}$$

$\varphi_{m1} = 1$ - коефіцієнт, що враховує вплив хомутів, нормальних до поздовжньої осі елемента, визначається за формулою:

$$\varphi_{n1} = 1 + 5\alpha \cdot \mu_n$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{27000} = 7,41$$

$$\mu_n = \frac{A_{sw}}{b \cdot \chi \cdot S} = 0$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot 7,41 \cdot 0 = 1$$

φ_{b1} – коефіцієнт, що визначається за формулою:

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b, \text{ де}$$

$$\beta = 0.01 -$$

$$\varphi_{b1} = 1 - 0.01 \cdot 11.5 = 0.9$$

$$0.3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0.3 \cdot 1 \cdot 0.9 \cdot 11.5 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0.205 = 388,125 \text{ kN}$$

$$Q = 24,51 \text{ kN} \leq 388,125 \text{ kN}$$

Умова виконується.

У результаті підбираємо плити товщиною 160 мм. Повний перелік та специфікацію див. у кресленнях.

Розрахунок плити за II групою граничних станів

Розрахунок плити за II групою граничних станів включає:

- розрахунок утворення тріщин, перпендикулярних до поздовжньої осі;
- розрахунок щодо розкриття тріщин, перпендикулярних до поздовжньої осі;
- розрахунок на деформації.

Геометричні характеристики наведених перерізів

Співвідношення модулів пружності:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{19 \cdot 10^4}{30 \cdot 10^3} = 6,33.$$

Площа зведеного перерізу:

$$A_{\text{red}} = A + \alpha \cdot A_s = 584 \cdot 16 + 6,33 \cdot 5,65 = 9379,8 \text{ см}^2.$$

Статичний момент площі зведеного перерізу відносно нижньої грані:

$$S_{\text{red}} = b'_f \cdot h'_f \cdot \left(h - \frac{h'_f}{2}\right) + A_s \cdot \alpha \cdot a;$$

$$S_{\text{red}} = 584 \cdot 16 \cdot \left(16 - \frac{16}{2}\right) + 5,65 \cdot 6,33 \cdot 3 = 74859,3 \text{ см}^3;$$

Відстань від нижньої грані до центру ваги зведеного перерізу:

$$y_0 = \frac{S_{\text{red}}}{A_{\text{red}}} = \frac{74859,3}{9379,8} = 7,98 \text{ см} \approx 8 \text{ см}.$$

Момент інерції зведеного перерізу:

$$I_{\text{red}} = \frac{b_f(h_f)^3}{12} + b'_f h'_f \left(h - y_0 - \frac{h'_f}{2}\right)^2 + \alpha \cdot A_s (y_0 - a)^2, I_{\text{red}} = \frac{584 \cdot 16^3}{12} + 584 \cdot 16 \left(16 - 7,98 - \frac{16}{2}\right)^2 + 6,33 \cdot 5,65 (7,98 - 3)^2 = 200229,37 \text{ см}^4.$$

Момент опору приведенного перерізу у нижній зоні:

$$W_{\text{red}} = \frac{I_{\text{red}}}{y_0} = \frac{200229,37}{7,98} = 25091,4 \text{ см}^3.$$

Момент опору зведеного перерізу у верхній зоні:

$$W_{\text{red}}^1 = \frac{I_{\text{red}}}{h - y_0} = \frac{200229,37}{16 - 7,98} = 24966,25 \text{ см}^3.$$

Відстань від ядрової точки, найбільш віддаленої від зони розтягування (верхньої), до центру ваги зведеного перерізу:

$$r = \varphi_n \cdot \frac{W_{\text{red}}}{A_{\text{red}}} = 1 \cdot \frac{25091,4}{9379,8} = 2,67 \text{ см}.$$

Відстань від ядрової точки, що знаходиться найближче до зони розтягування (нижньої), до центру ваги зведеного перерізу:

$$r_{\text{inf}} = \varphi_n \cdot \frac{W_{\text{red}}^1}{A_{\text{red}}} = 1 \cdot \frac{24966,25}{9379,8} = 2,66 \text{ см}.$$

$$\text{де } \varphi_n = 1,6 - \frac{\sigma_b}{R_{b, \text{ser}}} = 1,6 - 0,75 = 0,85 \approx 1.$$

$$\text{приймаємо } \frac{\sigma_b}{R_{b, \text{ser}}} = 0,75$$

$$\chi = \frac{R_s \cdot A_s}{b \cdot R_b} = \frac{510 \cdot 5,65}{584 \cdot 14,5} = 0,34 \approx 1 \text{ см}.$$

Відношення напружень у бетоні від нормативних навантажень і зусилля стиснення до розрахункового опору бетону $R_{b,ser}$ для граничних станів II групи попередньо приймаємо рівним 0,58.

Пружно-пластичний момент опору по зоні розтягу $W_{pl} = \gamma \cdot W_{red} = 1,75 \cdot 25091,4 = 43909,95 \text{ см}^3$, $\gamma = 1,75$ для прямокутного перерізу в зоні стиснення.

Пружно-пластичний момент опору по зоні розтягування на стадії виготовлення та стиснення елемента:

$W'_{pl} = \gamma \cdot W_{red}^1 = 1,5 \cdot 24966,25 = 37449,37 \text{ см}^3$, $\gamma = 1,5$ для прямокутного перерізу в зоні розтягу при $\frac{b_f}{b} > 2$; $\left(\frac{584}{16} = 36,5 > 2\right)$

Втрати попереднього напруження арматури

Втрати від релаксації напружень в арматурі при електротермічному способі натягування:

$$\sigma_1 = 0,03 \cdot \sigma_{sp} = 0,03 \cdot 354 = 10,62 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{sp} = 0,6 \cdot R_{s,ser} = 0,6 \cdot 590 = 354 \text{ МПа}.$$

Втрати від температурного перепаду між натягнутою арматурою та упорами $\sigma_2 = 0$, оскільки форма, що пропарюється, разом з упорами нагрівається разом із виробом. Зусилля обтиснення:

$$P_{об} = A_s (\sigma_{sp} - \sigma_1) = 5,65 \cdot (354 - 10,62) \cdot 100 = 194009 \text{ Н}.$$

Ексцентриситет цього зусилля відносно центру ваги наведеного перерізу: $e_{op} = y_0 - a = 7,98 - 3 = 4,98 \text{ см}$.

Напруження в бетоні при стисканні, п. 2.4.6 [13]:

$$\sigma_{br} = \frac{P_{об}}{A_{red}} + \frac{P_{об} \cdot e_{op} \cdot y_0}{I_{red}} = \left(\frac{194009}{9379,8} + \frac{194009 \cdot 4,98 \cdot 7,98}{200229,37} \right) \cdot \left(\frac{1}{100} \right) = 0,59 \text{ МПа};$$

Визначаємо величину передавальної міцності бетону з умови табл. 5 [2]:

$$\frac{\sigma_{br}}{R_{bp}} \leq 0,75$$

$$R_{bp} = \frac{\sigma_{br}}{0,75} = \frac{0,59}{0,75} = 0,79 < 0,5 \cdot B25 = 12,5$$

Приймаємо $R_{bp} = 12,5$ МПа.

Обчислюємо стискаюче напруження в бетоні на рівні центру ваги арматури, що напружується, від зусилля стискання $P_{об}$ та з урахуванням згинального моменту від ваги плити.

$$M = \frac{2500 \cdot 5,84^2 \cdot 1,45 \cdot 100}{8} = 1545410 \text{ Н} \cdot \text{см} = 1,55 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Тоді напруження в бетоні при стисканні:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{обж}}{A_{red}} + \frac{P_{обж} \cdot e_{op} - M}{I_{red}} \cdot e_{op}; \quad (2.2)$$

$$\sigma_{bp} = \left(\frac{194009}{9379,8} + \frac{194009 \cdot 4,98 - 1545410}{200229,37} \cdot 4,98 \right) \cdot \left(\frac{1}{100} \right) = 6,27 \text{ МПа};$$

Втрати від швидкопротікаючої повзучості бетону при:

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{6,27}{12,5} \leq 0,5 < \alpha = 0,56 \text{ за табл. 5 [1],}$$

$$\text{де } \alpha = 0,25 + 0,025 \cdot R_{bp} = 0,25 + 0,025 \cdot 12,5 = 0,56 ;$$

$$\sigma_6 = 40 \cdot 0,85 \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 40 \cdot 0,85 \cdot \frac{6,27}{12,5} = 17,05 \text{ МПа};$$

Перші втрати:

$$\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_6 = 10,62 + 17,05 = 27,67 \text{ МПа};$$

З урахуванням перших втрат визначаємо:

$$P_1 = A_s(\sigma_{sp} - \sigma_{los1}) = 5,65(354 - 27,67) \cdot 100 = 184376,45 \text{ Н};$$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{op} - M}{I_{red}} \cdot e_{op}; \quad (2.3)$$

$$\sigma_{bp} = \left(\frac{184376,45}{9379,8} + \frac{184376,45 \cdot 4,98 - 1545410}{200229,37} \cdot 4,98 \right) \cdot \left(\frac{1}{100} \right) = 4,05 \text{ МПа};$$

Втрати від усадки бетону — $[6]\sigma_8 = 35 \text{ МПа}$.

Втрати від повзучості бетону при

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{4,05}{12,5} = 0,324 \leq 0,75; \sigma_9 = 150 \cdot \alpha \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq 0,75 ,$$

($\alpha = 0,85$ — при термічній обробці та атмосферному тиску);

$$\sigma_9 = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,324 = 41,31 \text{ МПа}.$$

Другі втрати:

$$\sigma_{\text{los } 2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 41,31 = 76,31 \text{ МПа};$$

Повні втрати:

$$\sigma_{\text{los}} = \sigma_{\text{los } 1} + \sigma_{\text{los } 2} = 27,67 + 76,31 = 103,98 > 100 \text{ МПа, більше}$$

встановленого мінімального значення втрат, у межах 30% початкового попереднього напруження.

Зусилля стиснення з урахуванням повних втрат:

$$P_2 = A_s (\sigma_{sp} - \sigma_{\text{los}}) = 5,65 \cdot (354 - 103,98) \cdot 100 = 141261,3 \text{ Н}.$$

Розрахунок утворення тріщин, перпендикулярних до поздовжньої осі

Розрахунок залізобетонних елементів щодо утворення тріщин виконується з метою виявлення необхідності перевірки розкриття тріщин та визначення випадку розрахунку за деформаціями.

Розрахунок згинальних елементів щодо утворення тріщин, нормальних до поздовжньої осі елементів, виконують за умовою

$$M_{q,ser} \leq M_{crc} . \quad (2.4)$$

Момент утворення тріщин M_{crc} обчислюємо за наближеним методом ядрових моментів за формулою [5].

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} + M_{rp} = 1,6 \cdot 43909,95 \cdot 100 + 833180,33 = 2858772,34 \text{ Н} \cdot \text{см} = 28,59 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Ядерний момент зусилля стиснення за формулою [5].

$$M_{rp} = \gamma_{sp} \cdot P_2(e_{op} + r) = 0,771 \cdot 141261,3(4,98 + 2,67) = 833180,33 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

Де γ_{sp} — коефіцієнт точності натягу за сприятливого впливу попереднього напруження,

$$\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0,229 = 0,771$$

де $\Delta\gamma_{sp}$ — граничне відхилення попереднього напруження, обчислюється за формулою:

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \cdot \frac{p}{\sigma_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right) = 0,5 \cdot \frac{94,9}{354} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{2}} \right) = 0,229.$$

де $n_p = 2$ — кількість напружених стрижнів у перерізі елемента.

Попереднє напруження арматури:

$$\sigma_{sp} = 0,6 \cdot R_{s,ser} = 0,6 \cdot 590 = 354 \text{ МПа}.$$

Перевіряємо виконання умови $\sigma_{sp} + p < R_{s,ser}$; при електротермічному способі натягу $p = 30 + \frac{360}{l} = 30 + \frac{360}{5,55} = 94,9$ МПа. $\sigma_{sp} + p = 354 + 94,9 = 448,9 \text{ МПа} < R_{s,ser} = 590 \text{ МПа}$ — умова виконується.

У формулі [5] $e_{op} = 4,98$ см (з розрахунку втрат попереднього напруження); r — відстань від центру ваги приведенного перерізу до ядрової точки, найбільш віддаленої від зони розтягування, $r = 2,67$ см.

$$M_{q,ser} = 35,78 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Оскільки $M_{q,ser} = 35,78 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{crc} = 28,59 \text{ кН} \cdot \text{м}$, тріщини у зоні розтягування на стадії експлуатації утворюються, необхідний розрахунок щодо розкриття тріщин.

Перевіримо, чи утворюються початкові тріщини у верхній зоні плити під час її стискання на етапі виготовлення, якщо значення коефіцієнта точності натягу $\gamma_{sp} = 1 + \Delta\gamma_{sp} = 1 + 0,229 = 1,229$, [5].

Згинальний момент від ваги плити $M = 1,55 \text{ кН} \cdot \text{м}$ (розрахунок попереднього напруження).

Розрахункова умова:

$$\gamma_{sp} \cdot P_{об} (e_{op} - r_{inf}) - M = 1,229 \cdot 194009 \cdot (4,98 - 2,67) - 155000 = 395789,61 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

$$R_{bt} \cdot W'_{pl} = 1,05 \cdot 37449,37 \cdot 100 = 3932183,85 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

$$395789,61 \text{ Н} \cdot \text{см} < 3932183,85 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

Умова виконується, початкові тріщини не утворюються.

Розрахунок за розкриттям тріщин, нормальних до поздовжньої осі

Встановимо граничну ширину розкриття тріщин, що забезпечують збереження арматури при $\gamma_{sp} = 1, \Delta\gamma_{sp} = 0$;

- короткочасне $a_{crc} = 0,4 \text{ мм}$,
- тривале навантаження $a_{crc2} = 0,3 \text{ мм}$.

Розглянемо дію постійного та тривалого навантаження $M = 35,78 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Ширина розкриття тріщин від нетривалої дії повного навантаження:

$$\Delta a_{crc1} = \delta \cdot \varphi_1 \cdot \eta \cdot \left(\frac{\sigma_{s1}}{E_s} \right) \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot \mu) \sqrt[3]{d} =$$

$$= 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \left(\frac{35,78 \cdot 10^5 / (0,85 \cdot 11,5 \cdot 10^2)}{20 \cdot 10^4} \right)$$

$$- 20(3,5 - 100 \cdot 0,0067) \cdot \sqrt[3]{12} = 0,158 \text{ мм},$$

де $\delta = 1$ для згинальних елементів;

$\varphi_1 = 1$ - коефіцієнт, що враховує тривалість дії навантажень;

$\eta = 1$ - коефіцієнт, що приймається для стрижневої арматури періодичного профілю;

$$\mu = A_s / b \cdot h_0 = 5,65 / (584 \cdot 14,5) = 0,0067 \text{ - коефіцієнт армування перерізу;}$$

d — діаметр перерізу розтягнутої арматури.

Ширина розкриття тріщин від дії постійних і тривалих навантажень:

$$\Delta a_{\text{crc2}} = \delta \cdot \varphi_1 \cdot \eta \cdot (\sigma_s / E_s) \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot \mu) \cdot \sqrt[3]{d} =$$

$$1 \cdot 1,499 \cdot 1 \cdot \left(\frac{35,78 \cdot 10^5 / (0,85 \cdot 11,5 \cdot 10^2)}{20 \cdot 10^4} \right) \cdot 20 \cdot (3,5 -$$

$$- 100 \cdot 0,0067) \cdot \sqrt[3]{12} = 0,237 \text{ мм};$$

де $\varphi_1 = 1,6 - 15 \cdot \mu = 1,6 - 15 \cdot 0,0067 = 1,499$

Короткочасна ширина розкриття тріщин

$$a_{\text{crc}} = a_{\text{crc1}} = 0,158 \text{ мм} < [a_{\text{crc1}}] = 0,4 \text{ мм}.$$

Тривала ширина розкриття тріщин

$$a_{\text{crc}} = a_{\text{crc2}} = 0,237 \text{ мм} < [a_{\text{crc2}}] = 0,3 \text{ мм}.$$

Розрахунок за деформаціями

$$f = \frac{5}{384} \left(\frac{q \cdot l^2}{B} \right) = \frac{5}{384} \left(\frac{8,394 \cdot 5,84^2}{0,3 \cdot 10^9} \right) = 0,81 \cdot 10^{-7} \text{ м} = 0,81 \cdot 10^{-4} \text{ мм, де}$$

$$B = 0,85 E_b Y_{\text{req}} = 0,85 E_b \frac{bh^3}{12} = 0,85 \cdot 27 \cdot 10^9 \frac{5,84 \cdot 0,16^3}{12} = 0,046 \cdot 10^9 \text{ м}^4 -$$

жорсткість приведенного перерізу.

$$[f_{\text{lim}}] = \frac{l}{200} = \frac{5840}{200} = 2,92 \text{ см}$$

$$f = 0,81 \cdot 10^{-4} \text{ мм} < [f_{\text{lim}}] = 29,2 \text{ мм}.$$

2.6. Розрахунок внутрішньої несучої стіни

Вихідні дані

Проводимо розрахунок несучої внутрішньої стінової панелі, розмірами в плані $4500 \times 2600 \times 160$ мм (рисунок 2.2):

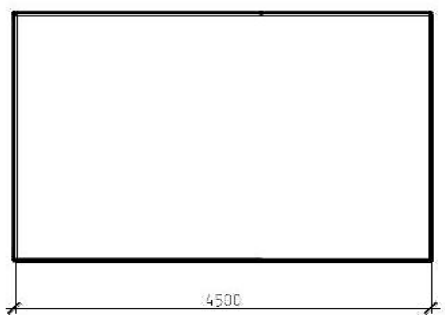


Рисунок 2.7 — Внутрішня несуча стінова панель В2

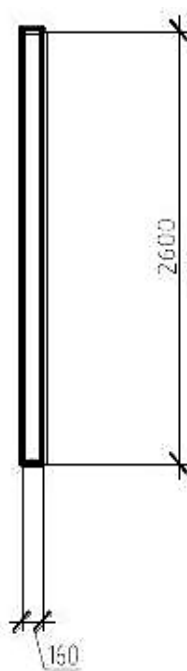
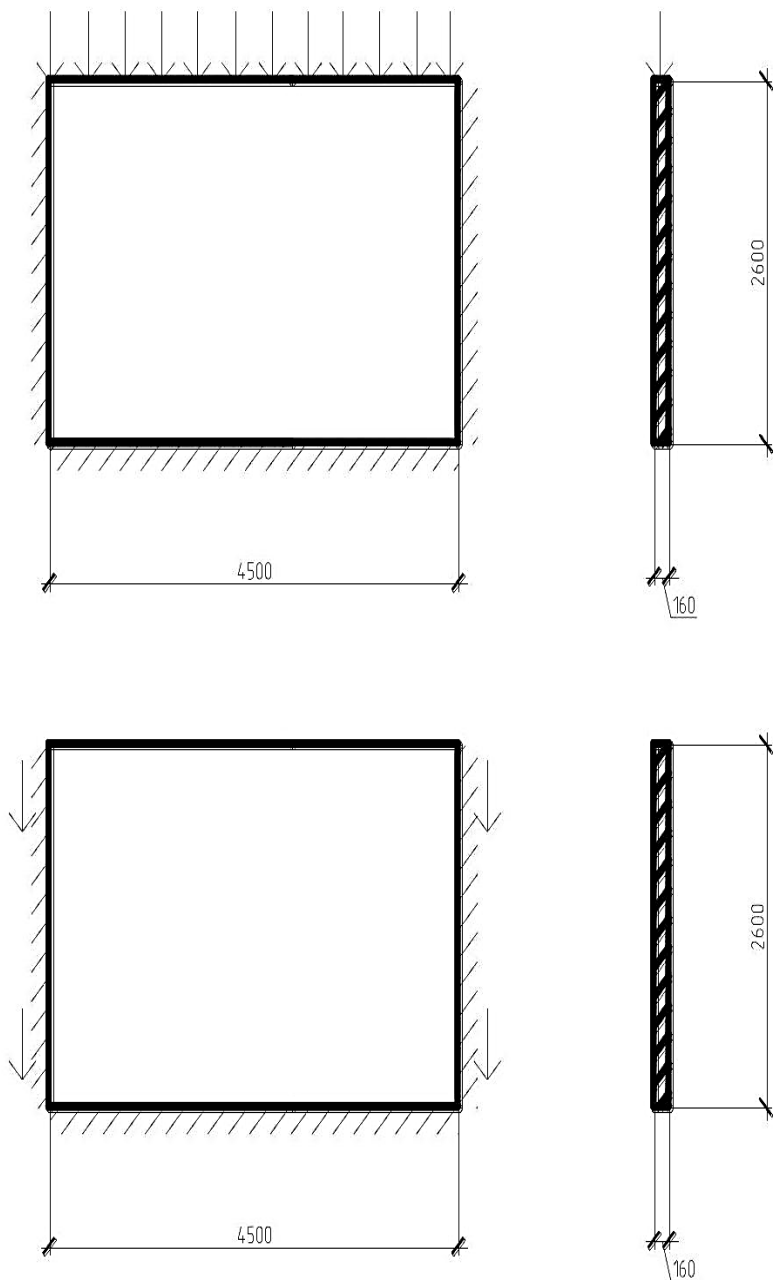


Рисунок 2.7 — Внутрішня несуча стінова панель В2



а - розподілене на плиту, б - зосереджене від закладних деталей.

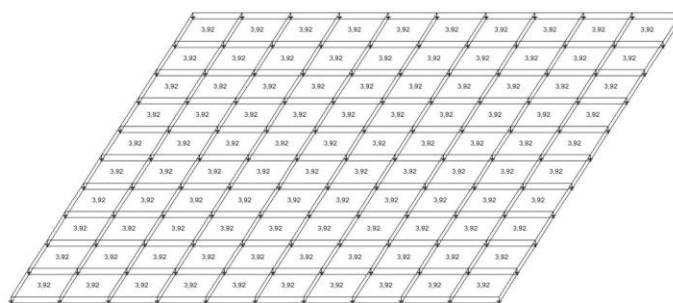
Рисунок 2.8 — Розрахункова схема

Розрахунок виконуємо в програмі SCAD, тип схеми — плита. На плиту діє власна вага, постійне навантаження (див. таблицю 2.1) та зосереджене навантаження від закладних деталей:

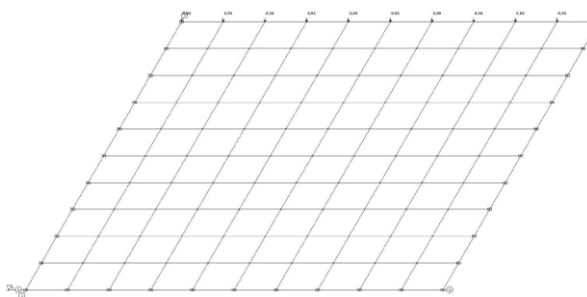
$$8,58 \cdot 7,54 = 64,69 \text{ кН};$$

$64,69/4 = 16,17 \text{ кН}$ - зосереджене навантаження від однієї закладної деталі.

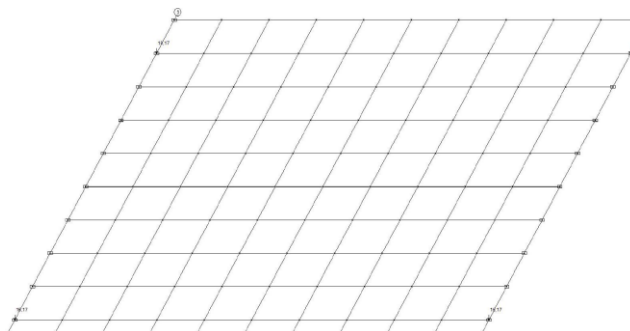
Розрахункові схеми прикладання навантажень наведено на рис. 2.8



а)



б)



в)

а — власна вага, б — розподілене на плиту, в — зосереджене від закладних деталей.

Рисунок 2.9 — Розрахункові схеми прикладання навантажень

Визначення розрахункових комбінацій зусиль

При врахуванні основних комбінацій, що включають постійні навантаження та одне тимчасове навантаження (тривале або короточасне), коефіцієнти ψ вводити не слід. У нашому випадку маємо лише постійні навантаження. Тому використовуємо саме цю комбінацію.

Розрахункові комбінації зусиль розраховані в програмному комплексі SCAD. Максимальні переміщення та напруження наведено на рис. 2.10

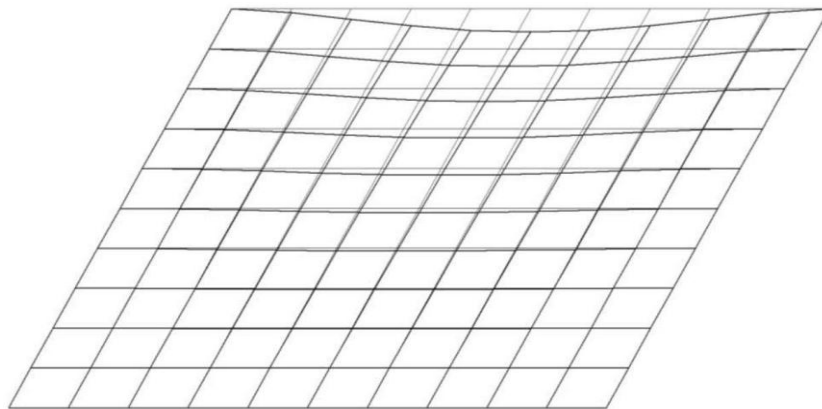


Рисунок 2.10 — Прогин плити — 3,8 мм

При розрахунку будівельних конструкцій за другою групою граничних станів щодо прогинів має бути виконана умова:

$$f \leq f_u, \quad (2.5)$$

де f — прогин конструкції, отриманий у результаті розрахунку в програмному комплексі SCAD, версія 11;

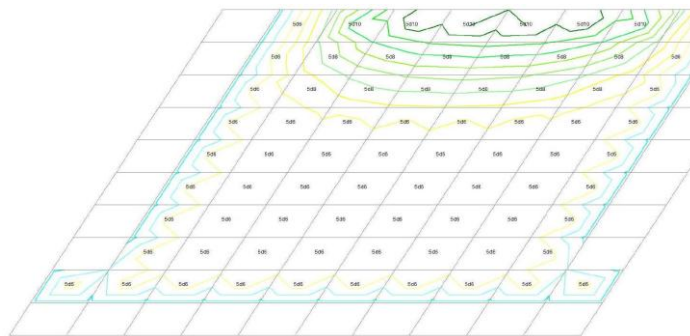
f_u - граничний прогин, що встановлюється відповідно до, для плити перекриття при $l = 2,9$ м дорівнює $\frac{l}{250} = \frac{2900}{250} = 11,6$ мм .

$$f = 3,8 \text{ мм} < f_u = 11,6 \text{ мм},$$

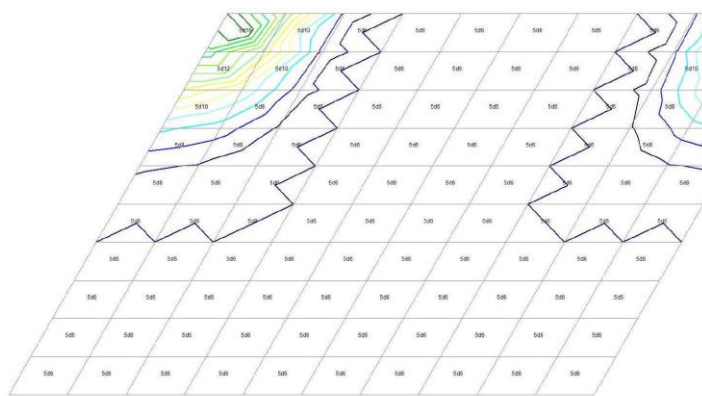
Розрахунковий прогин не перевищує граничного.

Визначення діаметра арматури в плиті

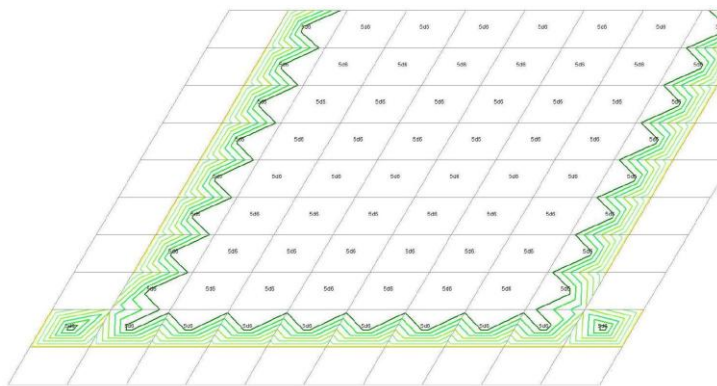
Підбір арматури виконано в програмному комплексі SCAD у постпроцесорі «Бетон». Результати армування плити наведено на рис. 2.5.



a)



b)



B)

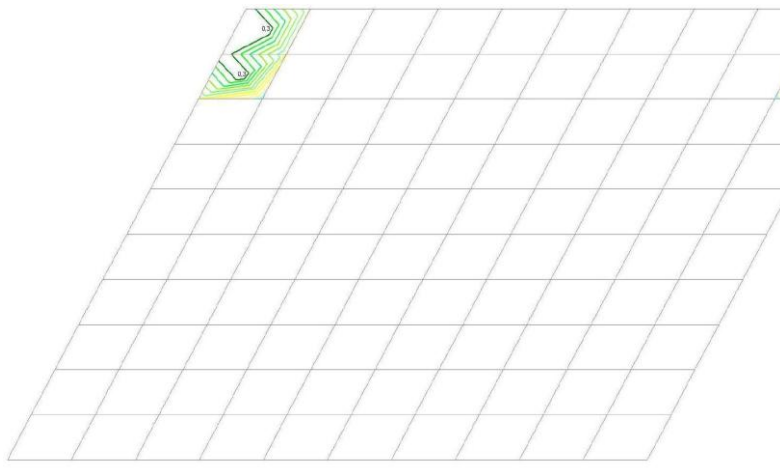


Рисунок 2.13 — Ширина короткочасного розкриття тріщин

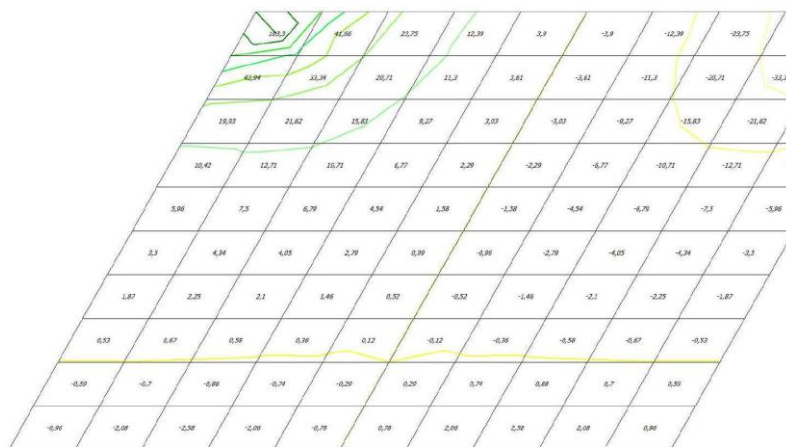


Рисунок 2.14 — Напруження, що виникають у плиті

Встановимо граничну ширину розкриття тріщин, що забезпечують збереження арматури;

- короткочасна $a_{\text{crc1}} = 0,4$ мм
- тривале розкриття $a_{\text{crc2}} = 0,4$ мм.

Нетривала ширина розкриття тріщина $a_{\text{crc}} = a_{\text{crc1}} = 0,3$ мм $< [a_{\text{crc1}}] = 0,4$ мм .

Тривала ширина розкриття тріщин $a_{\text{crc}} = a_{\text{crc2}} = 0,3$ мм $< [a_{\text{crc2}}] = 0,4$ мм .

РОЗДІЛ 3

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

3.1 Вихідні дані

Район будівництва — м. Харків. Житловий 9-поверховий панельний будинок.

Згідно з інженерно-геологічним розрізом (рис. 3.1) за основу для фундаментів беремо гравій із коефіцієнтом пористості $e = 0,38$, модулем деформації $E = 60$ МПа, кутом внутрішнього тертя $\varphi = 43$ та щільністю $\rho = 1,56 \text{ г/см}^3$.

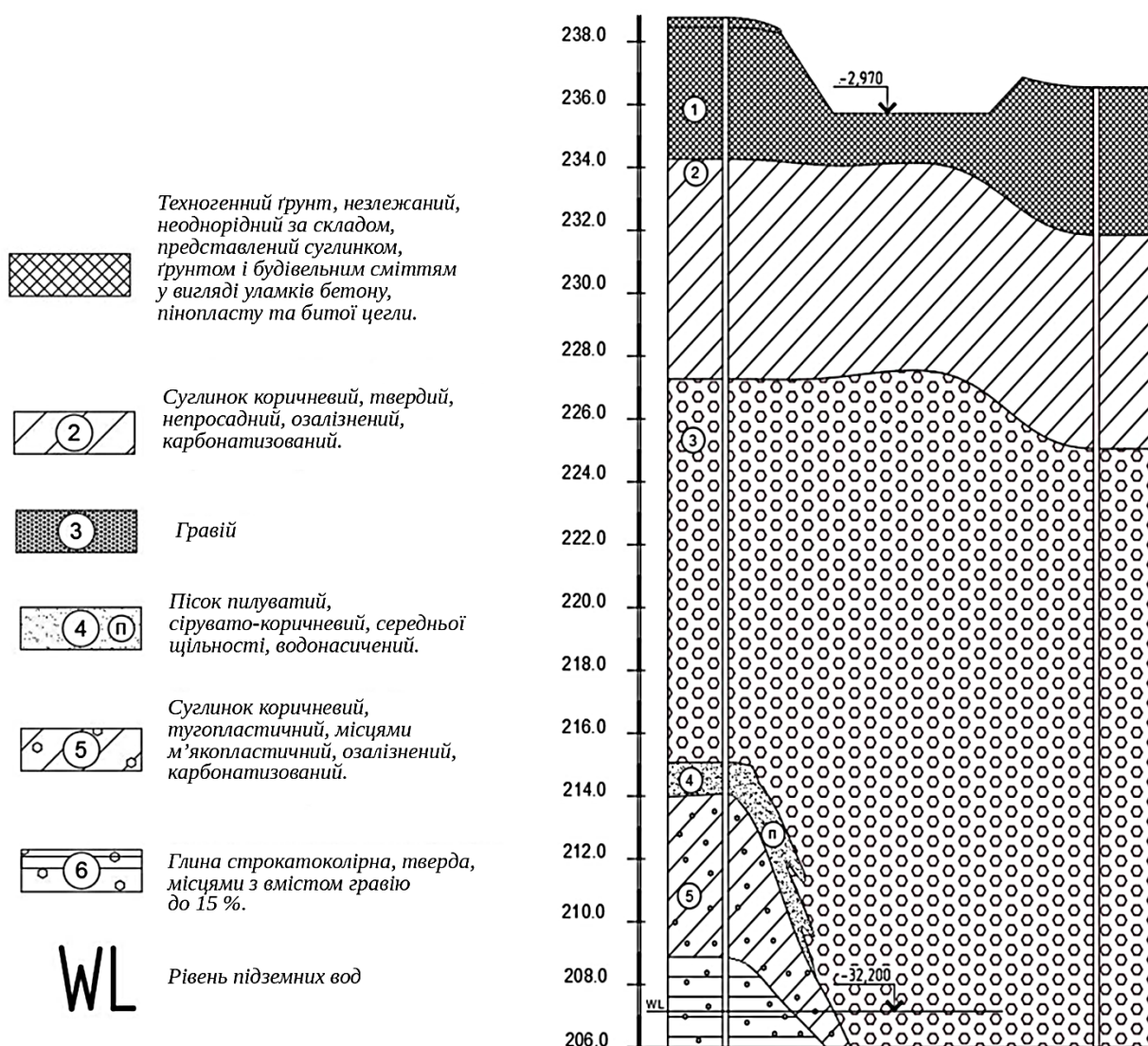


Рисунок 3.1 — Інженерно-геологічний розріз

Щільність сухого ґрунту ρ_d визначаємо за формулою

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + W} \quad (3.1)$$

де ρ — щільність ґрунту; W - вологість.

Коефіцієнт пористості e визначається за формулою

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} \quad (3.2)$$

де ρ_s — щільність твердих частинок ґрунту;

ρ_d - щільність сухого ґрунту.

Ступінь водонасичення S_r визначаємо за формулою

$$S_r = \frac{W \cdot \rho}{e \cdot \rho_w} \quad (3.3)$$

де e — коефіцієнт пористості;

ρ_w - щільність води дорівнює 1 т/м^3 .

Питома вага ґрунту γ визначається за формулою

$$\gamma = g \cdot \rho, \quad (3.4)$$

де g — прискорення вільного падіння, $= 9,81 \text{ м/с}^2$.

Показник плинності J_L визначаємо за формулою

$$J_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P}, \quad (3.5)$$

де W_L — вологість на межі плинності; W_p — вологість на межі пластичності.

Вологість W визначається за формулою

$$W = \frac{S_r \cdot e \cdot \rho_w}{\rho_s}, \quad (3.6)$$

де S_r — ступінь водонасичення; e - коефіцієнт пористості; ρ_w — густина води, приймаємо 1 т/м^3 ; ρ_s - щільність твердих частинок ґрунту.

Питома вага ґрунту, що знаходиться нижче рівня підземних вод γ_{sb} , визначається за формулою

$$\gamma_{sb} = \frac{\rho_s - \rho_w}{e + \rho_w} \cdot 10, \quad (3.7)$$

Результати розрахунків заносимо до таблиці 3.2

3.2 Сума навантажень на фундамент

Розрахунок проводимо для несучої стіни, що знаходиться на осі «А».

Таблиця 3.2 — Сума навантажень на 1 м^2 покрівлі

№ п/п	Найменування	Вантажна площа, м	Нормативне навантаження, т/м ²	γ_f	Розрахункове навантаження, т/м
	Постійні навантаження				
	Навантаження від конструкції покрівлі та даху				
1	Шлакобетон — 50 мм	1,5	0,09	1,1	0,15
2	Утеплювач — 200 мм	1,5	0,01	1,2	0,02
3	Залізобетонна плита — 160 мм	1,5	0,29	1,1	0,48
	Разом постійна				0,65
	Тимчасова				

Продовження таблиці 3.2

№ п/п	Найменування	Вантажна площа, м	Нормативне навантаження, т/м ²	γ_f	Розрахункове навантаження, т/м
	Снігова	1,5	0,2	1,4	0,42
	Разом тимчасова				0,42
	Разом				1,1

Таблиця 3.3 — Збір навантажень на 1 м² перекриттів поверхів

№ п/п	Найменування	Вантажна площа, м	Нормативне навантаження, т/ м ²	γ_f	Розрахункове навантаження, т/м
	Постійні навантаження				
	Навантаження від конструкцій поверху				
1	Стяжка з ЦПР — 100 мм	1,5	0,02	1,1	0,03
2	Утеплювач — 50 мм	1,5	0,01	1,2	0,02
3	Гідроізоляція	1,5	0,005	1,2	0,009
4	Залізобетонна плита — 160 мм	1,5	0,29	1,1	0,48
	Разом на горищний поверх				0,54
	Тимчасове				
	Корисне	1,5	0,07	1,2	0,126
	Разом тимчасове				0,126
	Разом				0,66

Таблиця 3.4 — Навантаження від стін поверху

№ п/п	Найменування	Нормативне навантаження, т/м	γ_f	Розрахункове навантаження, т/м
	Постійні навантаження			
	Навантаження від стін поверху			
1	Бетонна стіна, 160 мм	1,2	1,1	1,32
	Разом			1,32

Таблиця 3.5 — Навантаження від стін цокольного поверху

№ п/п	Найменування	Нормативне навантаження, т/м	γ_f	Розрахункове навантаження, т/м
	Постійні навантаження			
	Навантаження від стін поверху			
1	Бетонна стіна, 400 мм	2,6	1,1	2,86
	Разом			2,86

Сумарне навантаження на найбільш навантажену стіну на 1 м.п. становить $1,1 + 0,66 \times 9 + 1,32 \times 9 + 2,86 = 21,78 \text{ т/м} = 213 \text{ кН/м}$.

3.3 Проектування пальового фундаменту із забивних паль

Висоту ростверку приймаємо $h_p = 0,6 \text{ м}$.

Відмітка підосви фундаменту — $d_p = -2,970 \text{ м}$.

Відмітку верхівки палі приймаємо $-2,800 \text{ м}$. Заглиблення палі в ростверк відбувається на 300 мм.

В якості несучого шару приймаємо ґрунт: галечник.

Заглиблення паль у галечник має становити не менше 0,5 м. Довжину паль приймаємо 10 м.

Відмітка нижнього кінця палі $-12,670 \text{ м}$.

Перетин палі $300 \times 300 \text{ мм}$.

3.3.1 Визначення несучої здатності паль

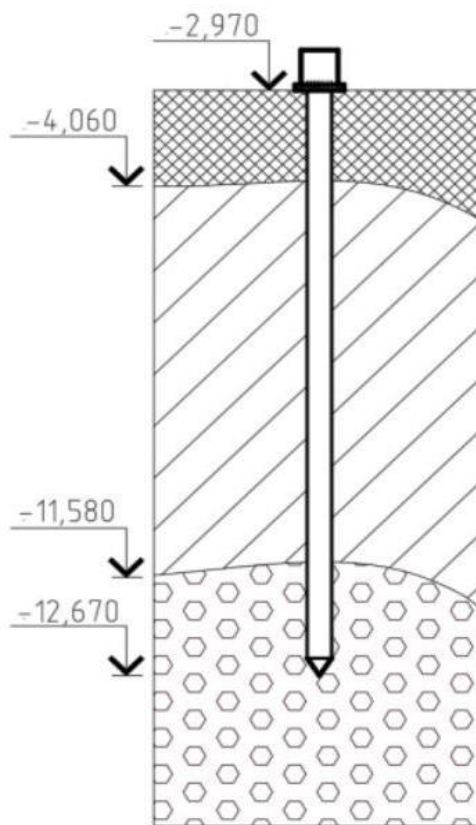


Рисунок 3.2 — Схема розташування забивної палі в ґрунті

Оскільки паля спирається на нестисливий ґрунт, вона є палевою стійкою, що працює лише за рахунок опору ґрунту під нижнім кінцем.

Несуча здатність палі-стійки визначається за формулою:

$$F_d = \gamma_c \cdot R \cdot A \quad (3.8)$$

$$F_d = 1,0 \cdot 20000 \cdot 0,09 = 1800 \text{ кН},$$

де γ_c — коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, який приймається рівним 1,0;

R — розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі-стійки, який приймається рівним 20000 кПа, згідно з [5];

$A = 0,09 \text{ м}^2$ — площа поперечного перерізу палі.

Допустиме навантаження на палю згідно з розрахунком становитиме $F_d/\gamma_k = 1800/1,4 = 1285,7$ кН, де $\gamma_k = 1,4$ — коефіцієнт надійності палі за навантаженням. Приймаємо обмеження щодо навантаження на палю — 600 кН.

Визначення кількості паль:

$$n = \frac{N}{F_d/\gamma} \quad (3.9)$$

$$n = \frac{213,4}{600} = 0,36 \approx 1 \text{ паля/пог.м.}$$

де N — фактичне навантаження;

F_d/γ - допустиме навантаження на палю.

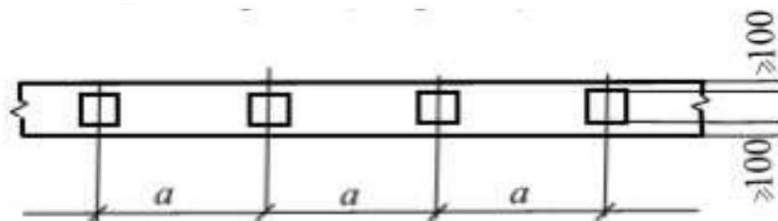


Рисунок 3.3 — Схема розташування паль у рядовому фундаменті

3.3.2 Проектування ростверку

Розміщення паль у фундаменті.

Розміщуємо палі в стрічці у два ряди. Відстань між палями:

$$a = \frac{\frac{\gamma_0 F_d}{\gamma_n \gamma_k} - 1,1 \cdot 10 \cdot g_{св}}{N_i + 1,1 \cdot 0,7 \cdot d_p \cdot \gamma_{ср}} = \frac{600 \cdot 1,4 - 1,1 \cdot 10 \cdot 1,38}{213,4 + 1,1 \cdot 0,7 \cdot 1,69 \cdot 20} = 3,45 \text{ м} \quad (3.10)$$

де N_i — погонне навантаження на рядовий фундамент, кН/м;

$0,7 \cdot d_p \cdot \gamma_{cp}$ — погонне навантаження від ростверку (0,7 м — усереднена ширина ростверку,

d_p — глибина закладення ростверку, м;

$\gamma_{cp} = 20 \text{ кН/м}^3$, 1,1 — коефіцієнт надійності за навантаженням,

$g_{пл}$ - маса паль, м.

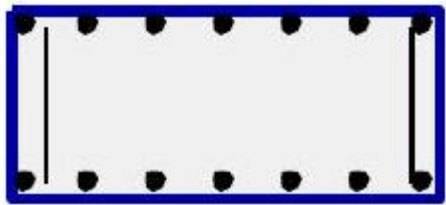
Максимальна відстань у світлі між забивними палями — 3,45 м. Однак з конструктивних міркувань (відстань приймається 3d–6d) приймемо відстань між палями 1,5 м .

Таблиця 3.6 — підбір арматури

Проліт	Ділянка	Тип	Несиметричне армування			Симетричне армування		Поперечна арматура	
			AS_1	AS_2	%				AS_1
			см^2	см^2		см^2		см^2	см^2
проліт 1	1	сумарна	3,155	2,828	0,214	3,155	0,225	0,486	200

Перевірка підібраної арматури

Таблиця 3.7 — Задана арматура

Проліт	Ділянка	Довжина (м)	Арматура	Перетин
проліт 1	1	1,47	$S_1 - 3d12$ $S_2 - 3d12$ $S_3 - 1d10$ Поперечна арматура вздовж осі Z 5d10, крок поперечної арматури 200 мм	

Таблиця 3.8 — Результати перевірки

Проліт	Ділянка	Коефіцієнт використання	Перевірка
проліт 1	1	0,756	Міцність за граничним моментом перерізу
		0,135	Деформації в стиснутому бетоні
		0,063	Деформації в розтягнутій арматурі
		0,185	Міцність по бетонній смузі між похилими перерізами
		0,408	Міцність по похилому перерізу

3.3.3 Підбір пальового обладнання та розрахунок відмови

Критеріями контролю несучої здатності паль під час забивання є глибина забивання та відмова.

Для забивання паль обираємо трубчастий дизельний молот С-995. Співвідношення маси ударної частини молота(m_4) до маси палі(m_2) має становити не менше 1,25 під час забивання паль-стійок. Оскільки маса палі $m_2 = 1,38$ т,

приймаємо масу молота $m_4 = 2,6$ т. Розрахункова межа міцності палі бажано повинна знаходитися в межах 0,005 – 0,01м .

Межу руйнування визначаємо за формулою:

$$S_a = \frac{E_d \cdot \eta \cdot A}{F_d(F_d + \eta \cdot A)} \cdot \frac{m_1 + 0,2(m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}; \quad (3.11)$$

де $E_d = 10 \cdot m_4 \cdot H_{\text{під}} = 10 \cdot 2,6 \cdot 1 = 26$ кДж — енергія удару для підвісних дизельних молотів, $m_4 = 2,6$ т — маса молота, $H_{\text{під}} = 1$ м — висота підйому молота; η — коефіцієнт, який для залізобетонних паль приймається рівним 1500кН/м²; $A = 0,09$ м² — площа поперечного перерізу палі; $F_d = 600 \cdot 1,4 = 840$ кН — несуча здатність палі; $m_1 = m_4 = 2,6$ т — повна маса молота для дизельного молота; $m_2 = 1,38$ т — маса палі; $m_3 = 0,2$ т — маса наголовника.

$$S_a = \frac{26 \cdot 1500 \cdot 0,09}{840(840 + 1500 \cdot 0,09)} \cdot \frac{2,6 + 0,2(1,38 + 0,2)}{2,6 + 1,38 + 0,2} = 0,003 \text{ м}$$

Розрахункова відмова палі має значення більше 0,002 м .

3.4 Проектування буронабивних паль

Використовуємо як несучий шар гравій, що залягає на глибині до 37,27 м .

Відмітка голів паль 235,80;

Відмітка нижньої частини кінця палі становитиме 225,80;

Переріз палі приймаємо $\varnothing 300$ мм з розширенням основи палі $\varnothing 600$ мм.

Довжина палі 10 м.

3.4.1 Визначення несучої здатності палі

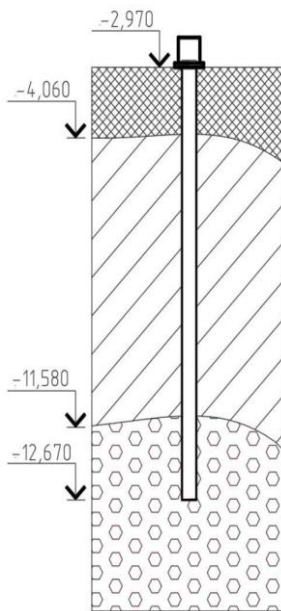


Рисунок 3.4 — Схема розташування буронабивної палі в ґрунті

Несуча здатність визначається за формулою :

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i) \quad (3.12)$$

де γ_c — коефіцієнт роботи палі в ґрунті, що приймається рівним 0,8;

γ_{cR} - коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі, = 1,0 ;

R — розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі

$R = 165,3 \text{ т/м}^2 = 1653 \text{ кПа}$;

A — площа перерізу палі (розширення), = $0,28 \text{ м}^2$;

u — периметр поперечного перерізу палі, = $1,05 \text{ м}$;

γ_{cf} - коефіцієнт умов роботи ґрунту по бічній поверхні палі, = 1,0 .

$$F_d = 1(1,0 \cdot 1653 \cdot 0,28 + 1,05 \cdot 1,0 \cdot 328,5) = 646,2 \text{ кН}$$

Допустиме навантаження на палю становитиме:

$$N_{пл} \leq \frac{F_d}{\gamma_k} \text{ кН} \quad (3.13)$$

де γ_k — коефіцієнт надійності, залежить від способу визначення несучої здатності палі;

F_d - несуча здатність палі, кН;

$N_{пл}$ - розрахункове навантаження на палю, кН;

$$N_{пл} \leq \frac{646,2}{1,4} = 461,6 \text{ кН}.$$

Несуча здатність буронабивної палі за матеріалом визначається за формулою:

$$F_{dm} = \gamma_{B3} \times \gamma_{B5} \times \gamma_{пл} \times R_B \times A_B + \gamma_S \times R_S \times A_S \quad (3.14)$$

де, γ_{B3} — коефіцієнт умов експлуатації бетону, що враховує бетонування у вертикальному положенні, який приймається рівним 0,85;

γ_{b5} - коефіцієнт умов роботи бетону для паль 300 мм і більше, що дорівнює 1,0;

γ_{cb} - коефіцієнт умов роботи бетону, що враховує вплив способу виконання пальових робіт, який приймається рівним 0,8;

$R_b = 14500 \text{ кПа}$ — розрахунковий опір бетону стиску;

A_b - площа поперечного перерізу палі, що в м^2 ;

γ_s — коефіцієнт умов експлуатації арматури, що приймається рівним 1,0;

R_s - розрахунковий опір арматури, кПа;

A_s - площа поперечного перерізу арматури, м;

$$F_{dm} = 0.85 \times 1.0 \times 0.9 \times 14500 \times 0.08 + 1.0 \times 365000 \times 0.000616 = 1112.2 \text{ кН}$$

При армуванні паль 4Ø14A400 та класі бетону C20/25.

Допустиме навантаження на буронабивну палю приймаємо виходячи з меншого значення величини F_d Приймаємо її 461,6кН .

3.4.2 Розміщення паль у фундаменті

Розміщуємо палі в стрічці двома рядами. Відстань між палями:

$$a = \frac{F_d / \gamma_k}{N_{rost}} = (461,6) / (812,26 / 2) = 1,14 \quad (3.15)$$

Приймаємо крок паль 1 м (при бурінні та бетонуванні свердловин через одну)

Навантаження на палю становитиме:

$$N_{пл} = (812,26 / 2) * 1 = 406,13 \text{ кН} < 461,6 \text{ кН} .$$

З урахуванням ваги ростверку (приймаємо розміри перерізу ростверку

1,6 * 0,6) навантаження становитиме:

$$N_{ростверк} = 812,26 + 1,6 \text{ м} * 0,6 \text{ м} * 25 \text{ т/м}^3 * 1,1 = 838,66 \text{ кН} .$$

Розміри ростверку див. на рисунку 2.6.

3.4.3 Армування ростверку

Клас бетону ростверку за міцністю приймаємо С12/15.

Моменти, що виникають у ростверку, визначаємо за формулами

$$M_{оп} = N_* L_p^2 / 12 = (838,66/2) \cdot 0,714^2 / 12 = 17,81 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$L_p = 1,05(a - d) = 1,05(1 - 0,32) = 0,714 \text{ м}$$

Переріз арматури визначаємо за формулами:

$$\alpha_{on1} = \frac{M}{b \cdot h_{op}^2 \cdot R_{bt}} = \frac{17,81}{1,6 \cdot 0,53^2 \cdot 8500} = 0,0047, \zeta = 0,998$$

$$A_s = \frac{M}{\zeta \cdot h \cdot R_s} = \frac{17,81}{0,998 \cdot 0,53 \cdot 365000} = 0,000092 \text{ м}^2 = 0,92 \text{ см}^2$$

Приймаємо в обох напрямках арматуру класу 400 Ø16 з кроком 200.

3.5 Порівняння варіантів влаштування фундаментів.

Для влаштування фундаменту розглянуто 2 варіанти паль: забивні палі та буронабивні палі. Порівняння проводимо за техніко-економічними показниками.

Висновок: Порівнявши варіанти, з'ясували, що фундамент із забивних паль вимагає в 5 разів менше трудових затрат, ніж фундамент із буронабивних паль. Також фундамент із забивних паль є дешевшим.

Обираю фундамент із забивних паль.

РОЗДІЛ 4

БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ ТА ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ

4.1 Заходи з охорони праці та техніки безпеки

Повинен бути організований постійний контроль працівниками справності обладнання, пристосувань, інструменту, перевірка наявності та цілісності огорож, захисного заземлення та інших засобів захисту до початку робіт і в процесі роботи на робочих місцях згідно з інструкціями з охорони праці;

При виявленні порушень норм і правил охорони праці працівники повинні вжити заходів для їх усунення власними силами, а в разі неможливості цього припинити роботи та поінформувати посадову особу.

У разі виникнення загрози безпеці та здоров'ю працівників відповідальні особи зобов'язані припинити роботи та вжити заходів щодо усунення небезпеки, а за необхідності забезпечити евакуацію людей у безпечне місце.

Відповідно до законодавства на роботах зі шкідливими та (або) небезпечними умовами праці, а також на роботах, пов'язаних із забрудненням, роботодавець зобов'язаний безкоштовно забезпечити видачу сертифікованих засобів індивідуального захисту.

Проїзди, проходи на виробничих територіях, а також проходи до робочих місць і на робочих місцях повинні утримуватися в чистоті та порядку, очищатися від сміття та снігу, не захащуватися матеріалами та конструкціями, що складаються.

Місця проходу людей у межах небезпечних зон повинні мати захисні огорожі. Входи до будівель (споруд), що споруджуються, повинні бути захищені зверху козирком шириною не менше 2 м від стіни будівлі.

У місцях переходу через траншеї, ями, канави повинні бути встановлені перехідні містки шириною не менше 1 м, огорожені з обох боків поручнями

висотою не менше 1,1 м, із суцільною обшивкою вниз на висоту 0,15 м та з додатковою огорожувальною планкою на висоті 0,5 м від настилу.

На виробничих територіях, ділянках робіт і робочих місцях працівники повинні бути забезпечені питною водою, якість якої має відповідати санітарним вимогам.

Будівельні майданчики, ділянки робіт і робочі місця, проїзди та підходи до них у темний час доби повинні бути освітлені відповідно до вимог державних стандартів.

Небезпечні зони, вхід до яких заборонено особам, не пов'язаним з даним видом робіт, огорожуються та позначаються.

Тимчасові адміністративно-господарські та побутові будівлі та споруди розміщені поза небезпечною зоною від роботи монтажного крана.

Туалети розміщені таким чином, що відстань від найвіддаленішого місця поза будівлею не перевищує 200 м.

Питні установки розміщені на відстані, що не перевищує 75 м від робочих місць.

Позначено місця для куріння та розміщено пожежні пости, обладнані інвентарем для пожежогасіння.

4.2 Заходи щодо охорони навколишнього середовища та раціонального використання природних ресурсів

Передбачити заходи, що забезпечують збір та вивезення будівельного сміття, очищення виробничих та побутових стоків, охорону наявних на майданчику дерев і чагарників, захист ґрунту схилів від розмивання, запобігання загазованості повітря.

Передбачається встановлення меж будівельного майданчика, що забезпечує максимальне збереження за межами території будівництва дерев, чагарників, трав'яного покриву.

Унеможлиблюється безладний та неорганізований рух будівельної техніки та автотранспорту. Тимчасові автомобільні дороги та інші під'їзні шляхи облаштовуються з урахуванням вимог щодо запобігання пошкодженню деревно-чагарникової рослинності.

Бетонна суміш та будівельні розчини зберігаються у спеціальних ємностях. Організуються місця, на яких встановлюються ємності для сміття.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У бакалаврській кваліфікаційній роботі розроблено проєкт дев'ятиповерхового житлового будинку, призначеного для постійного проживання мешканців у межах міської житлової забудови. Прийняті архітектурні, конструктивні та фундаментні рішення спрямовані на забезпечення функціональності будівлі, зручності проживання, надійної роботи несучих конструкцій і безпечної експлуатації об'єкта.

Мету роботи досягнуто шляхом розроблення об'ємно-планувального рішення житлового будинку, обґрунтування його конструктивної системи, виконання розрахунку плити перекриття та внутрішньої несучої стіни, порівняння варіантів пальових фундаментів, а також опрацювання заходів з охорони праці, техніки безпеки й захисту навколишнього середовища.

Архітектурно-планувальне рішення будівлі сформовано з урахуванням потреб багатоквартирного житла. У складі будинку передбачено однокімнатні та двокімнатні квартири з необхідними житловими й підсобними приміщеннями, сходово-ліфтовий вузол, технічне підвальне приміщення, горище, сміттекамеру та приміщення обслуговуючого призначення на першому поверсі. Планування забезпечує зручний зв'язок між квартирами, вертикальними комунікаціями та технічними приміщеннями.

Для фасадів і внутрішніх приміщень прийнято матеріали, придатні для тривалої експлуатації в житловій будівлі. Передбачено світлопрозорі заповнення з енергоефективними склопакетами, внутрішні та зовнішні двері відповідно до функціонального призначення приміщень, а також нейтральне кольорове вирішення інтер'єрів. Природне освітлення квартир, застосування багатокамерних склопакетів і конструктивні заходи зі зниження шумового впливу сприяють забезпеченню належних умов проживання.

Конструктивну систему будинку прийнято великопанельною з несучими поздовжніми та поперечними залізобетонними стінами. Просторова жорсткість будівлі забезпечується спільною роботою стінових панелей, плит перекриттів, сходової клітки та покрівельних конструкцій. Зовнішні стіни передбачено тришаровими керамзитобетонними панелями з утеплювальним шаром, внутрішні стіни — залізобетонними, а перекриття — суцільними залізобетонними плитами.

У розрахунково-конструктивному розділі виконано перевірку плити перекриття товщиною 160 мм із урахуванням постійних та експлуатаційних навантажень. Розрахунок проведено за першою і другою групами граничних станів. За результатами розрахунку підібрано армування плити, перевірено її міцність, тріщиностійкість і деформативність. Максимальний прогин становить 3,8 мм та не перевищує допустимого значення.

Також виконано розрахунок внутрішньої несучої стінової панелі. У розрахунковій моделі враховано власну вагу панелі, постійне розподілене навантаження та зосереджені зусилля від закладних деталей. За отриманими результатами визначено напружено-деформований стан елемента, необхідне армування та перевірено роботу панелі за умовами міцності й тріщиностійкості.

У розділі основ і фундаментів проаналізовано інженерно-геологічні умови майданчика та розглянуто два варіанти пальового фундаменту: із забивних і буронабивних паль. Для кожного варіанта визначено несучу здатність паль, необхідну кількість елементів, параметри ростверку та його армування. За результатами техніко-економічного порівняння прийнято фундамент із забивних паль, оскільки він потребує менших трудових витрат і є економічно доцільнішим.

У розділі безпеки життєдіяльності та охорони праці передбачено заходи для безпечного виконання будівельно-монтажних робіт.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Ясній В.П., Конончук О.П., Мещерякова О.М., Коваль І.В., Сорочак А.П. Методичні вказівки для виконання кваліфікаційної роботи бакалавра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія”. Вид. ТНТУ, Тернопіль, 2025. – 59 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006 (зі змінами №1, чинними з 01.06.2020). – 68 с.
3. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010 (чинний з 01.11.2011)
4. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування.
5. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції.
6. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Конструкції сталезалізобетонні. Загальні технічні умови. – К.: Мінрегіон України, 2010. – 83 с.
7. ДБН В.1.1-12:2006 Будівництво у сейсмічних районах України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006. – 96 с
8. Биків, Н. З. (2020). Застосування сплавів з пам’яттю форми для підвищення стійкості конструкцій при динамічних навантаженнях. Збірник тез доповідей ІХ Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 1, 26-26.
9. Гудь, М. І., & Гиря, П. В. Властивості полімербетонів. Збірник тез доповідей ХІІ Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 28-28.
10. ДСТУ Б В.2.6-9:2008 Конструкції будинків і споруд. Профілі сталеві холодногнуті. Технічні умови. – К.: Мінрегіонбуд України, 2008. – 32 с.
11. Mykhailo, H., Ihnatieva, V., & Denys, B. (2024). Influence of mass distribution on natural vibrations of a reinforced concrete building frame. Конончук, О. П., Лещук, М. Р., Винницький, М. В., Лещишена, О. В., Бариш, С. В., & Антоняк, Я. В. (3.5). Вивчення

напружено-деформованого стану залізобетонних елементів таврового профілю. Матеріали XII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 20-20.

12. Конончук, О. П., Хома, І. Б., & Чайковський, А. С. (3.6). Дослідження деформацій і зусиль в елементах каркасу будівлі від різного роду зовнішніх навантажень. Матеріали XI Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 9-10.

13. Закон України "Про пожежну безпеку". – Київ: Верховна Рада України, 1993.

14. ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення.

15. ДБН В.2.2-15:2019 Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення.

16. ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. – К.: Мінрегіонбуд України, 2016. – 96 с.

17. ДБН В.1.2-7:2021 Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека. – К.: Мінрегіон, 2021.

18. ДСТУ Б В.2.2-29:2011 Будинки і споруди. Будівлі підприємств. Параметри.

19. ДСТУ Б В.2.7-233:2010 Будівельні матеріали. Склопакети клеєні. Технічні умови. – К.: Мінрегіон України, 2010. – 38 с.

20. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. – К.: Мінрегіон України, 2021 (чинний з 01.09.2022). – 23 с.

21. ДСТУ Б EN ISO 10077-1:2016 Теплотехнічні характеристики вікон, дверей та віконниць. Розрахунок коефіцієнта теплопередачі. Частина 1. Загальна методика. – К.: Мінрегіон України, 2016. – 37 с.

22. ДСТУ Б EN 15251:2011 Розрахункові параметри мікроклімату приміщень для проектування та оцінки енергетичних характеристик будівель з урахуванням якості повітря, теплового комфорту, освітлення та акустики (EN 15251:2007, IDT). –

К.: Мінрегіон України, 2011. – 72 с.

23. ДБН В.2.6-31:2016. Покриття підлог. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2016.
24. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд / Мінрегіонбуд України. — Київ: ДП «ДНДІБК», 2018. — Чинний з 01.01.2019.
25. ДСТУ 9208:2022 Бетони важкі. Технічні умови.
26. ДСТУ Б В.2.6-65:2008. Конструкції будинків і споруд. Палі залізобетонні забивні. Конструкція і розміри. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2008.
27. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2016. – 64 с.
28. Ясній, В. П., & Микитишин, Т. (3.7). Вплив форми та розміру зразків на міцність бетону за стиску. Вісник Тернопільського національного технічного університету, 111(3.8), 97-105.
29. Мариновський, В. М., Гудь, М. І., & Крамар, Г. М. (2020). Застосування монолітних багатопустотних перекриттів у громадських будівлях. *Збірник тез доповідей IX Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій “*, 1, 94-94
30. Hud, M., Meshcheryakova, O., Kachor, A., & Hud, V. (2023). DESIGN AND CALCULATION OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES. *Modern engineering and innovative technologies*, (30-01), 98-104.
31. Мещерякова, О. М., & Ясній, В. П. (2022). Вім: ефективний інструмент для реконструкції будівель та споруд. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*, 18, 61-70.
32. ДСТУ Б В.2.8-10-98:1999. Стропи вантажні. Класифікація, параметри та розміри. Технічні вимоги. — Київ: Держбуд України, 1999.
33. ДБН А.3.2-2:2009. Охорона праці та промислова безпека в будівництві. — Київ: Мінрегіон України, 2009. – 38 с.
34. ДБН В.1.2-5:2007. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2007. – 50 с.