

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

магістр

(назва освітнього ступеня)

на тему: Готель у м. Збараж з дослідженням НДС
монолітного перекриття

Виконав(ла): студент(ка) 2 курсу, групи МБд-2
спеціальності 192 Будівництво та цивільна

інженерія

(шифр і назва спеціальності)

Ганущак Т.Б.
(підпис) (прізвище та ініціали)

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

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

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

Рецензент Шпінталь М.Я.
(підпис) (прізвище та ініціали)

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

Факультет Центр перепідготовки та післядипломної освіти
(повна назва факультету)

Кафедра будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

« ___ » _____ 2022 р.

З А В Д А Н Н Я
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

на здобуття освітнього ступеня магістр
(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)

студенту Ганущак Тарас Богданович
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Готель у м. Збараж з дослідженням НДС
монолітного перекриття

Керівник роботи к.т.н., доц. Сорочак Андрій Петрович
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від « 14 » листопада 2022 року № 4/7-907

2. Термін подання студентом завершеної роботи 19 грудня 2022

3. Вихідні дані до роботи Район будівництва – місто Збараж Тернопільської області.
Температурна зона – 1. Вітровий район – 4.

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

Архітектурно-будівельна частина. Розрахунково-конструктивна частина.

Науково-дослідна частина. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

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

Фасади. Генплан. План 1-го поверху. План типового поверху. План горища. Розрізи.

Плита перекриття. Розкладка арматури. Колона К-1. Схема розташування фундаментів.

Фундамент Ф-1. Сходовий марш. Арматурні вироби.

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Архітектурно-будівельний	к.т.н., доц. Сорочак А.П.		
Розрахунково-конструктивний	к.т.н., доц. Сорочак А.П.		
Науково-дослідний	к.т.н., доц. Сорочак А.П.		
Охорона праці	к.т.н., доц. Каспрук В.Б.		
Безпека в надзв. ситуаціях	ст. викл. Стручок В.С.		

7. Дата видачі завдання 14 листопада 2022 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів роботи	Термін виконання етапів роботи	Примітка
1	Архітектурно-будівельний розділ	25.11.22	
2	Розрахунково-конструктивний розділ	02.12.22	
3	Науково-дослідна частина	10.12.22	
4	Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях	16.12.22	

Студент

(підпис)

Ганущак Т.Б.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Сорочак А.П.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП.....	5
Розділ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА.....	7
1.1. Вихідні дані на проектування готелю в м. Збараж.....	7
1.2. Генеральний план	7
1.3. Побудова рози вітрів	9
1.4. Об’ємно-планувальне рішення готелю.....	9
1.5. Конструктивні рішення елементів будівлі готелю.....	10
1.5.1. Фундаменти проєктованого готелю	10
1.5.2. Зовнішні та внутрішні стіни будівлі готелю	11
1.5.3. Перегородки.....	11
1.5.4. Перемички.....	11
1.5.5. Конструкція підлоги готелю	12
1.5.6. Перекриття будівлі готелю.....	12
1.5.7. Сходи	12
1.5.8. Вікна і двері в будівлі готелю	13
1.5.9. Зовнішнє оздоблення готелю	13
1.5.10. Внутрішнє оздоблення приміщень готелю.....	13
1.5.11. Дах.....	14
1.5.12. Вказівки щодо захисту дерев’яних конструкцій.....	14
1.5.13. Інженерне обладнання будівлі готелю.....	14
1.5.14. Протипожежні заходи в проєкті готелю в м. Збараж	14
1.6. Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни готелю	15
Розділ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА.....	19
2.1. Оцінка ґрунтових умов будівельного майданчика готелю в м. Збараж....	19
2.2. Визначення механічних та фізичних характеристик шарів ґрунту	20
2.3. Визначення розрахункових площ та збір навантаження на стіни готелю	22

2.4. Визначення снігового навантаження на конструкції готелю.....	27
2.5. Збір навантаження на фундаменти готелю по розрахункових перетинах	28
2.6. Визначення глибини закладання фундаментів готелю	32
2.7. Врахування дії вітрового навантаження на конструкції проєктованого готелю	32
2.8. Розрахунок стрічкових фундаментів готелю по розрахункових перерізах	38
2.8.1. Переріз 1-1.....	38
2.8.2. Переріз 2-2.....	41
2.8.3. Переріз 3-3.....	43
2.9. Розрахунок фундаментів готелю на осідання.....	46
Розділ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА	50
3.1. Проблема визначення напружено-деформівного стану монолітного перекриття.....	50
3.2. Методика дослідження НДС монолітного залізобетонного перекриття готелю в м. Збараж.....	51
3.3. Аналіз результатів визначення НДС монолітної плити перекриття готелю	53
Розділ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА У НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ	59
4.1. Вимоги охорони при праці при арматурних і бетонних роботах	59
4.2. Зовнішня безпека будівлі готелю в м. Збараж.....	61
4.3. Заходи запобігання виникненню надзвичайних ситуацій і захист людей.....	62
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	64
БІБЛІОГРАФІЯ.....	65

ВСТУП

Актуальність теми роботи. У 2020 році частка готельно-ресторанного бізнесу в структурі ВВП України склала близько 5% [1] та демонструвала стійке зростання порівняно з попередніми періодами. Подальший розвиток та розширення діяльності в даній галузі потребують спорудження нових комфортних готелів, причому не тільки у великих туристичних центрах, а й в менших населених пунктах, що знаходяться поблизу основних автомобільних магістралей.

При проектуванні громадських будівель типу готельних комплексів дуже часто застосовують монолітні залізобетонні перекриття, які володіють рядом важливих переваг, зокрема високою технологічністю виготовлення, економічною ефективністю, можливістю легко отримати конструкції довільних розмірів та форми, хорошими механічними властивостями. Хоч даний тип перекриття добре відомий та широко використовується, для кожної будівлі потрібний індивідуальний розрахунок та дослідження його напружено-деформованого стану з метою забезпечення необхідної міцності та жорсткості. Отже, тема даної роботи є актуальною.

Метою даної кваліфікаційної роботи є уточнення методики визначення напружено-деформованого стану монолітного залізобетонного перекриття та її апробація для будівлі готелю в м. Збараж.

Основні задачі:

- уточнити методику визначення напружено-деформованого стану монолітного залізобетонного перекриття;
- виконати розрахунок та аналіз напружено-деформованого стану монолітного залізобетонного перекриття проектного готелю.

В даній роботі для дослідження НДС монолітного перекриття використовується метод кінцевих елементів (МКЕ).

Предметом дослідження є напружено-деформівний стан монолітного залізобетонного перекриття готелю в м. Збараж.

Об'єктом дослідження в роботі виступає монолітне залізобетонне перекриття готелю.

На основі отриманих результатів можемо сформулювати наукову новизну:

1. Отримала подальший розвиток методика визначення напружено-деформованого стану монолітного залізобетонного перекриття.

Практична цінність даної роботи є достатньо високою, оскільки одержані результати використані безпосередньо в розроблено у проекті конструкції готелю в м. Збараж. За потреби запропонована методика може бути перенесена на конструкції інших будівель.

Результати роботи доповідались на Міжнародній науково-технічній конференції «Міцність і довговічність сучасних матеріалів та конструкцій» в ТНТУ ім. І. Пулюя та були висвітлені в наступній публікації:

В. Плисюк, Т. Ганущак. Визначення і підбір міцнісних характеристик залізобетонної плити // Міцність і довговічність сучасних матеріалів та конструкцій. Праці Міжнародної науково-технічної конференції (Тернопіль, 10-11 листопада 2022 року). – Т. : ФОП Паляниця В.А., 2022. – С. 54-55.

Ключові слова: НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМІВНИЙ СТАН, МОНОЛІТНЕ ПЕРЕКРИТТЯ.

Розділ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

1.1. Вихідні дані на проектування готелю в м. Збараж

Готель запроектований для м. Збараж Тернопільської області.

Збараж відноситься до I-ої температурної зони [2].

За сніговим районуванням (карта районування території України за характеристичними значеннями ваги снігового покриву [3] м. Збараж Тернопільської області відноситься до 4-го снігового району (характеристичне значення навантаження становить 1400 Па).

Збараж відноситься до 4-го вітрового району згідно [3], характеристичне значення навантаження становить 550 Па.

Використано інженерно-геологічні вишукування із 3-ох свердловин.

Сейсмічність площадки будівництва – 6 балів [4].

Геологічні умови:

- поверхневий родючий шар. Глибина прошарку 1 – $h_1 = 0,3$ м;
- суглинок важкий, пілуватий, м'якопластичний. Глибина прошарку 2 – $h_2 = 2$ м;
- супісок піщаний, пластичний. Глибина прошарку 3 – $h_3 = 1,7$ м;
- суглинок легкий, пілуватий, твердий. Глибина прошарку 4 – $h_4 = 2,8$ м;
- глина легка, пілувата, м'якопластична. Глибина прошарку 5 – $h_5 = 3,5$ м;
- супісок піщаний твердий. Глибина прошарку 6 – $h_6 = 5$ м.

Згідно інженерно-геологічних вишукувань підземних вод на відмітці до 15 м від поверхні землі не виявлено.

1.2. Генеральний план

Генеральний план розроблений для проектованого готелю з торговими приміщеннями, що зводитиметься в західній частині міста Збараж на вулиці

І. Франка на вільному місці. Перед будівлею проходить дорога, якою на час будівництва будуть постачатися будівельні матеріали. Генеральний план повністю ув'язаний з існуючою забудовою й генпланом прилягаючих магістралей.

Ділянка під будівництво розташована на місцевості з невеликими пагорбами та схилами, найбільший перепад висот в плані становить 3,45 м.

Перед початком робіт необхідно очистити територію забудови від сміття.

Ділянка під будівництво має під'їзд із південної сторони будівлі.

Необхідні комунікації, а саме: водопровідна магістраль, каналізація побутова, теплотраса, газопровід, лінія електропостачання, лінія зв'язку – проходять близько до проєктованого об'єкта. Будівлю буде підключено до цих мереж.

Відвід поверхневих вод від будинків і споруджень передбачений по природному ухилу і спланованій поверхні ділянки й твердому покриттю проїздів у знижені місця.

Для досягнення проєктних планових відміток поверхні ділянки необхідно виконати комплекс земляних робіт з застосуванням землерійно-транспортних машин по зрізанні, завантаженні, транспортуванні рослинного шару.

Головний фасад будинку виходить на південний захід.

Техніко – економічні показники генплану:

1. Загальна площа ділянки – 5230 м².
2. Площа забудови – 1187 м².
3. Загальна площа – 5460 м².
4. Будівельний об'єм – 22604м³.
в т.ч. нижче відм. ±0,000 – 3340 м³.
5. Площа мощення – 2374 м².
6. Площа озеленення – 1669 м².
7. Коефіцієнт озеленення – 32%.

1.3. Побудова рози вітрів

Будуємо розу вітрів для міста Збараж (рис. 1.1) згідно даних [3] (табл. 1.1).

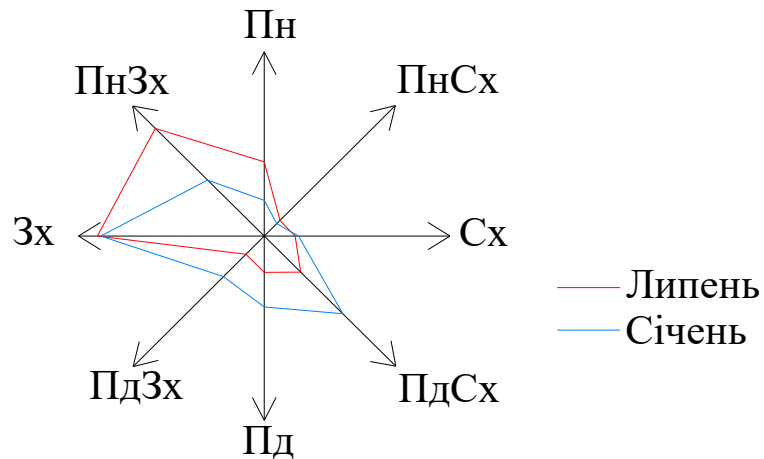


Рисунок 1.1 – Рози вітрів у липні та січні для м. Збараж

Таблиця 1.1 – Повторюваність напрямку вітру, %

Місяць	Напрямки (сторони світу)							
	Пн	ПнСх	Сх	ПдСх	Пд	ПдЗх	Зх	ПнЗх
липень	13,1	3,9	5,4	9,0	6,4	6,1	29,2	26,9
січень	6,3	3,1	6,0	19,4	12,5	10,1	28,6	14,0

1.4. Об'ємно-планувальне рішення готелю

Запроектований готель має складну геометричну форму в плані. Загальна площа цокольного і першого поверху становить 841 м^2 , площа другого поверху 826 м^2 , площа наступних поверхів 738 м^2 . Проектований об'єкт складається з цокольного поверху, шести експлуатованих поверхів та технічного поверху.

За відмітку 0,000 прийнято рівень чистої підлоги першого поверху, що відповідає абсолютній відмітці 323,05 на генплані. Загальна висота будівлі від поверхні землі до найвищої точки (верх комина) становить 27,0 м.

Даним проектом передбачається будівництво багатофункціонального готелю, а саме:

- на плані цокольного поверху розташовано набір приміщень допоміжного призначення та дискотека з загальною кількістю 64 посадкових місць;
- на плані першого поверху розташовано універсальний магазин з відділенням кулінарії, перукарня, лазня сухого жару, вестибюльна група з санвузлами, гардеробом та камерою зберігання речей;
- на плані другого поверху розташовано кафе загального типу з обідніми залами загальною кількістю 96 посадкових місць та більярдною залом;
- на планах третього, четвертого, п'ятого та шостого поверхів – кімнати для гостей та необхідні обслуговуючі приміщення.

1.5. Конструктивні рішення елементів будівлі готелю

Розрахункова схема будівлі – безкаркасна із несучими цегляними стінами.

Основними несучими конструкціями, які забезпечують міцність і стійкість будинку є цегляні стіни, монолітні перекриття, залізобетонний фундамент [5].

Просторова жорсткість і стійкість будинку забезпечується перев'язкою перекриття з поперечними зовнішніми і внутрішніми стінами.

1.5.1. Фундаменти проєктованого готелю

В будівлі запроектований стрічковий фундамент із збірних залізобетонних блоків по [6], шириною подушки 1,6 м, 1,4 м, а також є монолітні ділянки з бетону В15.

Глибина закладання фундаментів прийнята з урахуванням призначення і конструктивних особливостей об'єкту, рельєфу існуючого і після інженерної підготовки території забудови (планованого), інженерно-геологічних умов ділянки будівництва, глибини сезонного промерзання ґрунту. Прийнята глибина закладання фундаменту –1,55 м та –3,25 м від спланованої земляної поверхні, що спричинено змінним рельєфом ділянки.

Фундаментні плити вкладають на вирівняну піщану основу. За відмітку 0,000 прийнято рівень чистої підлоги першого поверху, що відповідає абсолютній відмітці 323,05 на генплані.

Гідроізоляція горизонтальна виконується по периметру зовнішніх стін із двох шарів гідроізолу на бітумній мастиці. Вертикальна гідроізоляція виконується шляхом нанесення на зовнішню поверхню гарячого бітуму 2 рази.

1.5.2. Зовнішні та внутрішні стіни будівлі готелю

Зовнішні і внутрішні стіни виконуються з рядової повнотілої керамічної цегли пластичного пресування марки М125 згідно стандарту [7] на цементно-піщаному розчині М100 з ефективним зовнішнім утеплювачем. Повздовжні та поперечні зовнішні стіни виконують несучі та огорожувальні функції. Товщина кладки зовнішніх стін без врахування утеплювача та вапняно-піщаного розчину приймається 510 мм. Товщина внутрішніх стін становить 380 мм. Утеплювач – пінополістирольні екструзійні плити $\delta = 100$ мм.

У місцях спряження стін в кладку закласти горизонтальні арматурні сітки вічком $40 \times 40 \text{ } \varnothing 4 \text{ Вр-I}$ довжиною 120 см в кожную сторону через 12 рядів кладки по висоті [8].

1.5.3. Перегородки

Перегородки влаштовуються з рядової порожнистої керамічної цегли по марки М75 згідно стандарту [7] на цементно-піщаному розчині марки М50 у $1/2$ та $1/4$ цегли армовані $2 \varnothing 4 \text{ Вр-I}$ через 3 ряди кладки по висоті.

1.5.4. Перемички

Над віконними та дверними прорізами влаштовують збірні залізобетонні перемички по серії 1.038.1 – 1 випуск 1 і 2.

1.5.5. Конструкція підлоги готелю

1. Цокольний поверх

Керамічна плитка на клеєвому розчині – 15 мм ;

Вирівнююча цементно-піщана стяжка – 40 мм ;

Утеплювач – пінополістерол ПСБ-С-25 – 50 мм ;

Гідроізоляція – 1 шар руберойду насухо ;

Шар бетону класу С8/10 – 60 мм ;

Утрамбований щебенем ґрунт.

2. 1–6 поверхи

Керамічна плитка на клеєвому розчині – 15 мм ;

Вирівнююча цементно-піщана стяжка – 30 мм ;

Монолітна залізобетонна плита перекриття – 200 мм .

3. Горище

Покриття – штучний паркет – 10 мм ;

Вирівнююча цементно-піщана стяжка – 40 мм ;

Гідробар'єр ;

Утеплювач з мінераловатних плит – 50 мм ;

Пароізоляційна плівка ;

Монолітна залізобетонна плита перекриття – 200 мм .

1.5.6. Перекриття будівлі готелю

Перекриття виконане з монолітного залізобетону із опиранням на стіни, товщиною 200 мм. Влаштовуються арматурні сітки з окремих арматурних стержнів Ø10 А400С з кроком 300 мм. Далі виконується замонолічування перекриття. По нижній стороні влаштовується затирочний шар. Зверху влаштовується підлога.

1.5.7. Сходи

Сходи проектованої споруди – збірний залізобетонний марш і майданчики.

Ухил маршу складає 1:1,25, розмір проступня 300 мм, висота сходинки 150 мм, ширина сходової клітки 1500 мм, ширина маршу 1200 мм [9].

1.5.8. Вікна і двері в будівлі готелю

Металопластикові енергозберігаючі двокамерні із склопакетами відповідно до стандарту [10]. Розміри 1,6×0,7 м, 1,2×1,5 м, 1,5×1,8 м, 1,2×2,4 м, 1,5×2,4 м, 1,8×2,4 м, 2,1×2,4 м.

Двері зовнішні металопластикові відповідно до стандарту [10] розмірами 2,1×1,0 м, 2,1×1,2 м, 2,1×1,5 м; внутрішні – дерев'яні по серії 1.136–10 розмірами 2,1×1,5 м, 2,1×1,3 м, 2,1×0,9 м, 2,1×0,7 м.

1.5.9. Зовнішнє оздоблення готелю

Зовнішнє оздоблення будівлі підбирається в комплексі, кольорове рішення підібране з врахуванням кращого візуального сприйняття будівлі в цілому, психологічного впливу на людей, з врахуванням архітектурних рішень оточуючих будівель і споруд [5]. В оздобленні будівлі застосовані передові матеріали з найкращими фізичними і експлуатаційними показниками, а також з врахуванням їх вартісних показників.

1.5.10. Внутрішнє оздоблення приміщень готелю

В залежності від призначення приміщень стіни в них облаштовуються листами гіпсокартону або покриваються декоративною штукатуркою з наступним фарбуванням. В санвузлах і кімнатах для куріння стіни обкладаються керамічною плиткою. Стелі фарбуються водоемульсійною фарбою з попередньою затиркою швів. Внутрішні оздоблювальні роботи виконують тільки після влаштування покрівлі і прокладання всіх комунікацій.

1.5.11. Дах

Дах запроектований шатровий з дерев'яних конструкцій, оброблених антисептиками та антипіренами. Покрівля – металочерепиця.

Водостік зовнішній, організований.

1.5.12. Вказівки щодо захисту дерев'яних конструкцій

Захист деревини від горіння виконати глибоким просякненням амонієм фосфорно-кислим або всі дерев'яні елементи наситити розчином наступного складу: 20% розчин бури та борної кислоти при співвідношенні 1:1 з наступним додаванням антисептика – фтористий натрій з концентрацією не меншою 4% .

Дерев'яні елементи, що дотикаються до бетону або цегляної кладки ретельно обробити антисептиком та ізолювати 2-ма шарами руберойду [11].

1.5.13. Інженерне обладнання будівлі готелю

Водопровід – господарсько-питний від міської мережі.

Каналізація – господарсько-побутова в міську мережу.

Вентиляція – природна та примусова – механічна.

Гаряче водопостачання – від внутрішнього джерела.

Електропостачання – від зовнішньої мережі. Напруга 220 В. Освітлення – світлодіодні лампи.

1.5.14. Протипожежні заходи в проєкті готелю в м. Збараж

Згідно норм [12] за умовною висотою будинок класифікують як багатоповерховий – висотою $9\text{ м} < H \leq 26,5\text{ м}$. Умовна висота будинку визначається висотою розташування верхнього поверху, без врахування верхнього технічного поверху, а висота розташування поверху визначається різницею позначок поверхні проїзду для пожежних машин і підлоги верхнього поверху. Ступінь вогнестійкості проєктованого будинку – II.

Для другого ступеня вогнестійкості мінімальні межі вогнестійкості будівельних конструкцій (у хвиликах) та максимальні межі поширення вогню по них згідно [12]:

- стіни:
 - а) несучі та сходових кліток – REI120 / M0 ;
 - б) зовнішні ненесучі – EI15 / M0 ;
 - в) внутрішні ненесучі (перегородки) – EI15 / M0 ;
- перекриття міжповерхові (у т. ч. горищні та над підвалами) – REI45 / M0;
- сходові площадки, марші сходових кліток – R60 / M0 .

Проектом передбачені евакуаційні виходи через внутрішні головні сходи та евакуаційну драбину. Сходи відгороджені від коридорів дверними блоками.

Ширина коридорів, сходових маршів і площадок відповідає нормативній.

Внутрішнє пожежогасіння здійснюється на кожному поверсі від 2-х пожежних кранів та засобів первинного пожежогасіння.

1.6. Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни готелю

Місце будівництва – м. Збараж. Відноситься до першої температурної зони за [2]. Конструкція зовнішньої стіни – цегляна кладка з утеплювачем із зовнішньої сторони стіни. Товщину цегляної кладки несучої стіни приймаємо 510 мм конструктивно, за вимогами міцності. Розрахункова схема буде мати вигляд, представлений на рисунку 1.2.

Вологісний режим приміщення – нормальний, температура $t_B = 20^\circ\text{C}$.

Теплотехнічний розрахунок виконується згідно норм [2].

Для зовнішніх огорожувальних конструкцій опалюваних будинків обов'язкове виконання умови:

$$R_{\text{заг}} > R_{q\text{min}}$$

де $R_{\text{заг}}$ – приведений опір теплопередачі огорожувальної конструкції, $\text{м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$;

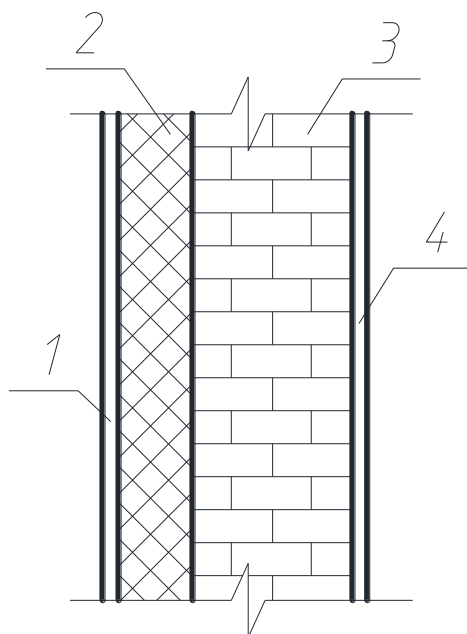


Рисунок 1.2 – Розрахункова схема зовнішньої стіни:

1 – зовнішнє опорядження, 2 – утеплювач,
3 – цегляна кладка, 4 – внутрішнє опорядження

$R_{q \min}$ – мінімально допустиме значення опору теплопередачі огорожувальної конструкції, $\text{м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$;

$$R_{q \min} = 3,3 \frac{\text{м}^2 \text{К}}{\text{Вт}} \text{ – для температурної зони I, згідно [2].}$$

Загальний опір теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції визначається за формулою:

$$R_{\text{заг}} = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + \sum_{i=1}^n R_i + \frac{1}{\alpha_{\text{з}}} = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + \sum_{i=1}^n \frac{\delta_i}{\lambda_{i \text{ п}}} + \frac{1}{\alpha_{\text{з}}}$$

де $\alpha_{\text{в}}$, $\alpha_{\text{з}}$ – коефіцієнти тепловіддачі внутрішньої і зовнішньої поверхонь огорожувальної конструкції;

R_i – термічний опір i -го шару конструкції, $\text{м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$;

$\sum_{i=1}^n \frac{\delta_i}{\lambda_i}$ – сума термічних опорів конструктивних шарів огорожувальної конструкції, $\text{м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$;

δ_i – товщина і-го шару огороження, м;

λ_i – коефіцієнт теплопровідності і-го шару конструкції, приймаємо залежно від виду матеріалу та умов його експлуатації, $\text{м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$.

Таблиця 1.2 – Розрахункові дані

№ шару	Найменування шару	Густина $\rho_0, \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$	Товщина $\delta, \text{м}$	Теплопровідність $\lambda_{ip}, \frac{\text{Вт}}{\text{м} \cdot \text{К}}$
1	Цементно-піщаний тиньк	1800	0,02	0,93
2	Плити пінополістирольні екструзійні	20	x	0,039
3	Кладка з цегли глиняної звичайної на цементно-піщаному розчині	1800	0,51	0,81
4	Вапняно-піщаний тиньк	1600	0,02	0,81

Записуємо формулу опору теплопередачі для цієї чотиришарової конструкції:

$$R_{\text{заг}} = \frac{1}{\alpha_в} + \frac{\delta_1}{\lambda_{1p}} + \frac{\delta_2}{\lambda_{2p}} + \frac{\delta_3}{\lambda_{3p}} + \frac{\delta_4}{\lambda_{4p}} + \frac{1}{\alpha_з}, \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}}$$

Приймаючи $R_{\text{заг}} = R_{q\text{min}}$, знаходимо товщину утеплювача

$$\delta_3 = \left(R_{q\text{min}} - \frac{1}{\alpha_в} - \frac{\delta_1}{\lambda_{1p}} - \frac{\delta_2}{\lambda_{2p}} - \frac{\delta_4}{\lambda_{4p}} - \frac{1}{\alpha_з} \right) \cdot \lambda_{3p},$$

де $\alpha_6 = 8,7 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}}$ – коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні;

$\alpha_3 = 23 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{К}}$ – коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні.

Тоді

$$\delta_3 = \left(3,3 - \frac{1}{8,7} - \frac{0,02}{0,93} - \frac{0,51}{0,81} - \frac{0,02}{0,81} - \frac{1}{23} \right) \cdot 0,039 = (3,3 - 0,115 - 0,022 - 0,63 - 0,025 - 0,043) \cdot 0,039 = 2,465 \cdot 0,039 = 0,0961 \text{ м}$$

Згідно з розрахунком можна запропонувати утеплювач товщиною 100 мм, як найближчу за мінімально необхідну його уніфіковану товщину.

Опір теплопередачі з урахуванням запропонованої товщини утеплювача становить:

$$R_{\text{заг}} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,93} + \frac{0,51}{0,81} + \frac{0,1}{0,039} + \frac{0,02}{0,81} + \frac{1}{23} =$$

$$= 0,115 + 0,022 + 0,63 + 2,564 + 0,025 + 0,043 = 3,399 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}}.$$

Умова $R_{\text{заг}} > R_{q \text{ min}}$ виконується. Товщина утеплювача прийнята правильно.

Розділ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1. Оцінка ґрунтових умов будівельного майданчика готелю в м. Збараж

Геологічний розріз ділянки по трьох свердловинах показано на рис. 2.1.

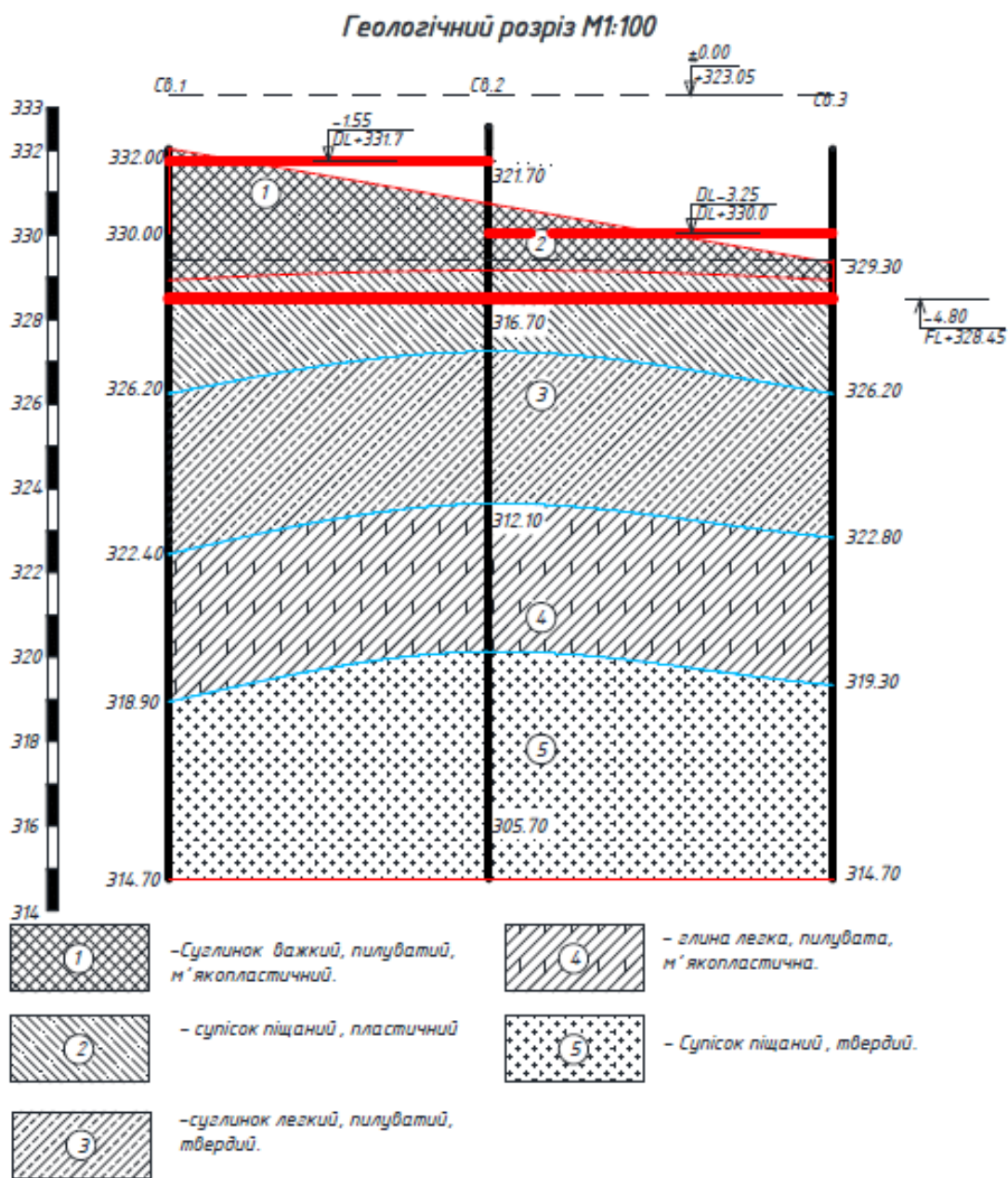


Рисунок 2.1 – Геологічний розріз

2.2. Визначення механічних та фізичних характеристик шарів ґрунту

1 – суглинок важкий пілуватий, м'якопластичний, немає ніяких включень.

Згідно [13] цей шар ґрунту має такі механічні та фізичні властивості:

- питома вага – $\gamma = 18,6 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$;
- число пластичності – $I_p = 12$;
- показник текучості – $I_L = 0,58$;
- коефіцієнт пористості – $e = 0,89$;
- значення питомого зчеплення – $c_n = 16,2 \text{ кПа}$;
- кут внутрішнього тертя – $\varphi_n = 15,2^\circ$;
- модуль деформації – $E_n = 7,2 \text{ МПа}$;
- умовний розрахунковий опір ґрунту – $R_0 = 129,3 \text{ кПа}$.

2 – супісок піщанистий, пластичний, немає ніяких включень. Згідно [13] цей шар ґрунту має такі механічні та фізичні властивості:

- питома вага – $\gamma = 19,2 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$;
- число пластичності – $I_p = 5$;
- показник текучості – $I_L = 0,2$;
- коефіцієнт пористості – $e = 0,46$;
- значення питомого зчеплення – $c_n = 21,2 \text{ кПа}$;
- кут внутрішнього тертя – $\varphi_n = 22^\circ$;
- модуль деформації – $E_n = 24,3 \text{ МПа}$;
- умовний розрахунковий опір ґрунту – $R_0 = 280 \text{ кПа}$.

3 – суглинок легкий пілуватий, твердий, немає ніяких включень. Згідно [13] цей шар ґрунту має такі механічні та фізичні властивості:

- питома вага – $\gamma = 16,3 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$;
- число пластичності – $I_p = 7$;

- показник текучості – $I_L = 1,14$;
- коефіцієнт пористості – $e = 0,81$;
- значення питомого зчеплення – $c_n = 23,2$ кПа ;
- кут внутрішнього тертя – $\varphi_n = 22,4^\circ$;
- модуль деформації – $E_n = 15,2$ МПа ;
- умовний розрахунковий опір ґрунту – $R_0 = 231,7$ кПа .

4 – глина легка пилувата, м'якопластична, немає жодних включень. Згідно [13] цей шар ґрунту має такі механічні та фізичні властивості:

- питома вага – $\gamma = 19 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$;
- число пластичності – $I_p = 18$;
- показник текучості – $I_L = 0,52$;
- коефіцієнт пористості – $e = 0,86$;
- значення питомого зчеплення – $c_n = 33,4$ кПа ;
- кут внутрішнього тертя – $\varphi_n = 11^\circ$;
- модуль деформації – $E_n = 10,6$ МПа ;
- умовний розрахунковий опір ґрунту – $R_0 = 155$ кПа .

5 – супісок піщанистий, твердий, немає ніяких включень. Згідно [13] цей шар ґрунту має такі механічні та фізичні властивості:

- питома вага – $\gamma = 18,6 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$;
- число пластичності – $I_p = 2$;
- показник текучості – $I_L = 13$;
- коефіцієнт пористості – $e = 0,58$;
- значення питомого зчеплення – $c_n = 16,4$ кПа ;
- кут внутрішнього тертя – $\varphi_n = 28,4^\circ$;
- модуль деформації – $E_n = 21,6$ МПа ;

- умовний розрахунковий опір ґрунту – $R_0 = 280$ кПа .

2.3. Визначення розрахункових площ та збір навантаження на стіни готелю

Навантаження на 1 м.п. стіни від покриття й міжповерхових перекриттів (табл. 2.1 – 2.5) збираємо із площі (рис. 2.2):

$$A_{1-1} = 2,7 \cdot 1 = 2,7 \text{ м}^2$$

$$A_{2-2} = (3,03 + 2,25) \cdot 1 = 5,28 \text{ м}^2$$

$$A_{3-3} = 2,7 \cdot 1 = 2,7 \text{ м}^2 .$$

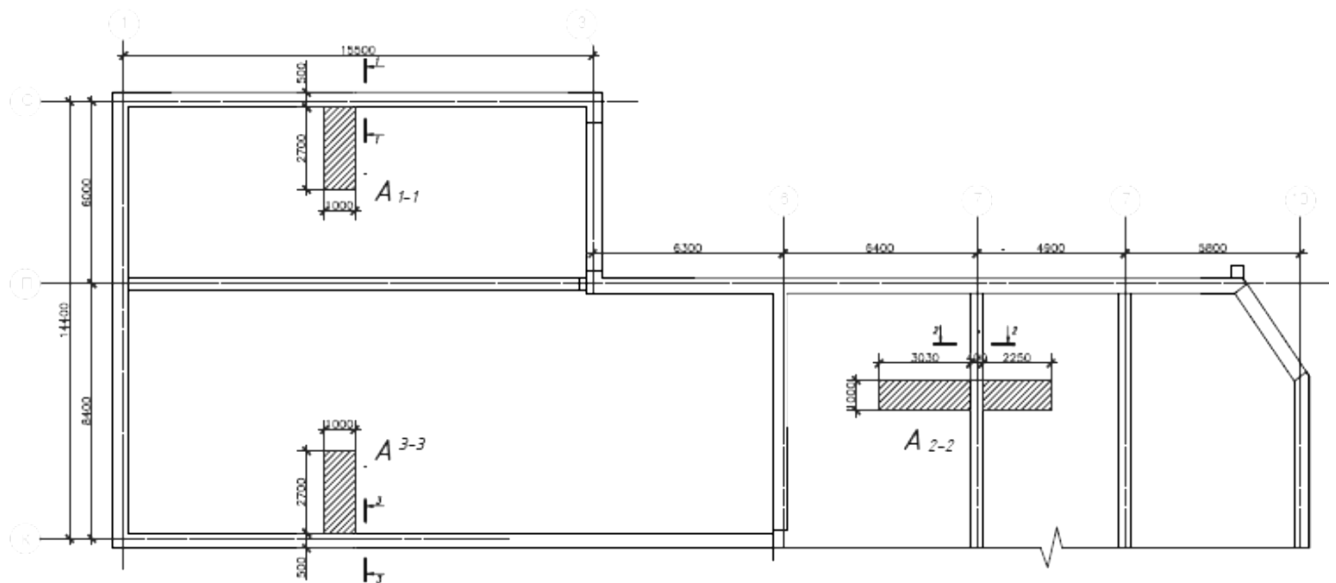


Рисунок 2.2 – Визначення навантаження від перекриття для розрахунку фундаментів

Таблиця 2.1 – Навантаження на 1 м² покриття для перерізу 1–1

Вид навантажень	Нормативне навантаження, $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	Коеф. на- дійності по нав-ню γ_f	Розрахункове навантаження, $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$
1	2	3	4
Постійне:			
- металочерепиця	0,07	1,1	0,077
- дерев'яні бруски 60*60мм, крок 500 мм ($\rho=500 \text{ кг/м}^3$) $\frac{0,06 \cdot 0,06 \cdot 5}{0,5 \cos 27^\circ}$	0,04	1,1	0,044
- дерев'яні крокви 200*100мм, крок 1,5 м, $\rho=500 \text{ кг/м}^3$ $\frac{0,2 \cdot 0,1 \cdot 5}{1,5 \cdot \cos 27^\circ}$	0,075	1,1	0,082
РАЗОМ:	0,185	-	0,203
Тимчасове			
- снігове	1,39	-	1,98
Повне навантаження:	1,575	-	2,183

Таблиця 2.2 – Навантаження на 1 м² покриття для перерізу 2–2

Вид навантажень	Нормативне навантаження $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	Коеф. на- дійності по нав-ню γ_f	Розрахункове навантаження $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$
1	2	3	4
Постійне:			
- металочерепиця	0,07	1,1	0,077
- дерев'яні бруски 60*60мм, крок 500 мм ($\rho=500 \text{ кг/м}^3$) $\frac{0,06 \cdot 0,06 \cdot 5}{0,5 \cdot \cos 22^\circ}$	0,039	1,1	0,042
-дерев'яні крокви 200*100мм, крок 1,5м, $\rho=500 \text{ кг/м}^3$ $\frac{0,2 \cdot 0,1 \cdot 5}{1,5 \cdot \cos 22^\circ}$	0,072	1,1	0,079
РАЗОМ:	0,181	-	0,198
Тимчасове			
- снігове	1,39	-	1,98
Повне навантаження:	1,571	-	2,178

Таблиця 2.3 – Навантаження на 1 м² горіщного перекриття

Вид навантажень	Норматив. навантаження $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	Коеф. на- дійності по нав-ні γ_f	Розрахункова навантаження $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$
1	2	3	4
Постійне:			
- стяжка цементна (t=0,02 м, ρ=1600 кг/м ³)	0,48	1,3	0,576
- гідробар'єр – плівка ЮФД	0,02	1,2	0,024
- утеплювач з мінераловатних плит (t=0,2 м, ρ=200 кг/м ³)	0,4	1,2	0,48
- пароізоляція – плівка НАЛ 170 СП	0,02	1,2	0,024
- монолітна залізобетонна плита (t=0,2 м, ρ=2500 кг/м ³)	5	1,1	5,5
РАЗОМ:	5,92		6,604
Тимчасове:	0,7	1,3	0,91
Повне навантаження:	6,62		7,514

Таблиця 2.4 – Навантаження на 1 м^2 перекриття першого-п'ятого поверхів

Вид навантажень	Норматив. навантаження $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	Коеф. на- дійності по нав-ні γ_f	Розрахункова навантаження $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$
1	2	3	4
Постійне:			
- плитка мозаїчна глазурована ($t=0,01 \text{ м}$, $\rho=2300 \text{ кг/м}^3$)	0,23	1,2	0,276
- стяжка цементна ($t=0,03 \text{ м}$, $\rho=1600 \text{ кг/м}^3$)	0,48	1,3	0,576
- монолітна залізобетонна плита ($t=0,2 \text{ м}$, $\rho=2500 \text{ кг/м}^3$)	5	1,1	5,5
РАЗОМ:	5,71		6,352
Тимчасове:	1,5	1,3	1,95
Повне навантаження:	7,21		8,302

Таблиця 2.5 – Навантаження на 1 м² перекриття над підвалом

Вид навантажень	Норматив. навантаження $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	Коеф. на- дійності за навантажен- ням γ_f	Розрахункова навантаження $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$
1	2	3	4
Постійне:			
-плитка мозаїчна глазурована (t=0,01 м, ρ=2300 кг/м ³)	0,23	1,2	0,276
- стяжка цементна (t=0,03 м, ρ=1600 кг/м ³)	0,48	1,3	0,576
- гідробар'єр – плівка ЮФД	0,02	1,2	0,024
-утеплювач з мінераловатних плит (t=0,1 м, ρ=200 кг/м ³)	0,2	1,2	0,24
- пароізоляція – плівка НАЛ 170 СП	0,02	1,2	0,024
- монолітна залізобетонна плита	5	1,1	5,5
РАЗОМ:	5,95	-	6,64
Тимчасове:	1,5	1,3	1,85
Повне навантаження:	7,45	-	8,49

2.4. Визначення снігового навантаження по конструкції готелю

Згідно [14] $S_0 = 1390$ Па – характеристичне значення снігового навантаження для м. Збарж.

Експлуатаційне значення снігового навантаження:

$$S_e = \gamma_{fe} S_0 C,$$

де $\gamma_{fe} = 0,49$ – для будівель масового будівництва при $\eta = 0,02$.

Коефіцієнт C визначається за формулою:

$$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt} = 1,25 \cdot 1 \cdot 1 = 1,25;$$

де $\mu = 1,25$ – коеф. виду покрівлі (схема 1);

$C_e = 1$ – коеф. режиму експлуатації;

$C_{alt} = 1$ – коеф. географічної висоти.

Отже,

$$S_e = \gamma_{fe} S_0 C = 0,49 \cdot 1,39 \cdot 1,25 = 0,851 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

Розрахункове значення снігового навантаження:

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C = 1,14 \cdot 1,39 \cdot 1,25 = 1,98 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням снігового навантаження. $\gamma_{fm} = 1,14$ – для терміну служби 100 років.

Квазіпостійне розрахункове значення снігового навантаження:

$$S_p = (0,4 S_0 - \bar{S}) \cdot C = (0,4 \cdot 1,39 - 0,16) \cdot 1,25 = 0,495 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

де $\bar{S} = 160$ Па.

2.5. Збір навантаження на фундаменти готелю по розрахункових перетинах

Навантаження на фундаменти для даного готелю будемо збирати по формулі [15]:

$$\begin{aligned} F_{(v,n)} = & (g_{(v,n)}^{покp} + P_{(v,n)}^{покp}) \cdot A + (g_{(v,n)}^{пер} + \psi_{n1} \cdot P_{(v,n)}^{пер}) \cdot n \cdot A + \\ & + (g_{(v,n)}^{горшца} + \psi_{A1} \cdot P_{(v,n)}^{горшца}) \cdot A + (g_{(v,n)}^{нидв} + \psi_{A1} \cdot P_{(v,n)}^{нидв}) \cdot A + \\ & + (B \cdot (\delta_{cm} \cdot H_{cm} \cdot \gamma_{cm} + \delta_{ym} \cdot H_{ym} \cdot \gamma_{ym}) \cdot k); \end{aligned}$$

де $g_{(v,n)}^{покp}$, $g_{(v,n)}^{пер}$, $g_{(v,n)}^{горшца}$, $g_{(v,n)}^{нидв}$ – постійне навантаження від покриття, міжповерхового, горіщного перекриття і перекриття над підвалом;

$P_{(v,n)}^{покp}$, $P_{(v,n)}^{пер}$, $P_{(v,n)}^{горища}$, $P_{(v,n)}^{ниде}$ – тимчасове від покриття, міжповерхового, горищного перекриття і перекриття над підвалом;

A – вантажна площа;

ψ_{A1} – коефіцієнт сполучення [14];

ψ_{n1} – понижуючий коефіцієнт сполучень навантажень [14];

n – кількість перекриттів;

$\gamma_{ст}$ – об'ємна вага цегляної кладки;

$\gamma_{ут}$ – об'ємна вага утеплювача;

B , δ , H – геометричні розміри огорожуючих конструкцій;

k – понижуючий коефіцієнт для стінового навантаження, що враховує наявність віконних та дверних прорізів у стінах.

Збір розрахункових навантажень (з врахуванням коефіцієнта надійності по навантаженні $\gamma_f = 1,1$) та нормативних:

Переріз 1–1:

Повне розрахункове:

$$\begin{aligned} F_v^{1-1} &= (g_v^{покp} + P_v^{покp}) \cdot A^{1-1} + (g_v^{пер} + \psi_{n1} \cdot P_v^{пер}) \cdot n \cdot A^{1-1} + (g_v^{горища} + \psi_{A1} \cdot P_v^{горища}) \cdot A^{1-1} + \\ &+ (g_v^{ниде} + \psi_{A1} \cdot P_v^{ниде}) \cdot A^{1-1} + \gamma_{fm} \cdot (B \cdot (\delta_{cm} \cdot H_{cm} \cdot \gamma_{cm} + \delta_{ym} \cdot H_{ym} \cdot \gamma_{ym}) \cdot k) + F_v^{покp1} = \\ &= (0,203 + 1,98) \cdot 2,7 + (6,352 + 0,668 \cdot 1,95) \cdot 5 \cdot 2,7 + (6,604 + 0,91) \cdot 2,7 + (6,64 + 1,85) \cdot 2,7 + \\ &+ 1,1 \cdot (0,51 \cdot 24,1 \cdot 18 + 0,1 \cdot 24,1 \cdot 0,4) \cdot 0,734 + 4,8 = 336,65 \text{ кН}; \end{aligned}$$

Нормативне:

$$\begin{aligned} F_{(v,n)}^{1-1} &= (g_{(v,n)}^{покp} + P_{(v,n)}^{покp}) \cdot A^{1-1} + (g_{(v,n)}^{пер} + \psi_{n1} \cdot P_{(v,n)}^{пер}) \cdot n \cdot A^{1-1} + (g_{(v,n)}^{горища} + \psi_{A1} \cdot P_{(v,n)}^{горища}) \cdot A^{1-1} + \\ &+ (g_{(v,n)}^{ниде} + \psi_{A1} \cdot P_{(v,n)}^{ниде}) \cdot A^{1-1} + (B \cdot (\delta_{cm} \cdot H_{cm} \cdot \gamma_{cm} + \delta_{ym} \cdot H_{ym} \cdot \gamma_{ym}) \cdot k) + F_{(v,n)}^{покp1} = \\ &= (0,185 + 1,39) \cdot 2,7 + (5,71 + 0,668 \cdot 1,5) \cdot 2,7 \cdot 5 + (5,92 + 0,7) \cdot 2,7 + (5,95 + 1,5) \cdot 2,7 + \\ &+ (1 \cdot (0,51 \cdot 24,1 \cdot 18 + 0,1 \cdot 24,1 \cdot 0,4) \cdot 0,734) + 4,07 = 300,02 \text{ кН}; \end{aligned}$$

де $\psi_{n1} = 0,4 + \frac{\psi_{A1} - 0,4}{\sqrt{n}} = 0,4 + \frac{1 - 0,4}{\sqrt{5}} = 0,668$ – понижуючий коефіцієнт за [14];

$H_{cm} = 24,1 \text{ м}$ – висота цегляної кладки по осі «С»;

$$k = \frac{A_{cm} - A_{eik}}{A_{cm}} = \frac{390,79 - 103,84}{390,79} = 0,734 \quad - \quad \text{понижуючий коефіцієнт для}$$

стінового навантаження, що враховує наявність віконних та дверних прорізів у стінах [16];

$$A_{cm} = 16,19 \cdot 24,1 = 390,79 \text{ м}^2 \quad - \quad \text{сумарна площа стіни по осі «С»};$$

$$A_{eik} = (2 \cdot (2,09 + 1,21) \cdot 1,2 + 2 \cdot (2,09 + 1,21) \cdot 2,4 \cdot 4 + 2 \cdot 4 \cdot 1,85 \cdot 2,2) = 103,84 \text{ м}^2 \quad -$$

сумарна площа віконних та дверних прорізів в стіні по осі «С»;

$$B = 1 \text{ м} \quad - \quad \text{розрахункова ширина фундаменту};$$

$$\delta_{cm} = 0,51 \text{ м} \quad - \quad \text{товщина цегляної кладки},$$

$$\gamma_{cm} = 18 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \quad - \quad \text{об'ємна вага цегляної кладки};$$

$F_v^{нокр1}$ – навантаження від частини покриття, що опирається на стіну по осі «С» (табл. 2.6).

Нормативне навантаження, яке діє на стіну:

$$F_{(v,n)}^{нокр1} = \frac{g_{(v,n)}^{нокр1} \cdot A}{\cos \alpha} = \frac{0,732 \cdot 1,44 \cdot 1}{\cos 75} = 4,07 \text{ кН};$$

Розрахункове:

$$F_v^{нокр1} = \frac{g_v^{нокр1} \cdot A}{\cos \alpha} = \frac{0,862 \cdot 1,44 \cdot 1}{\cos 75} = 4,8 \text{ кН};$$

Переріз 2–2:

Розрахункове:

$$\begin{aligned} F_v^{2-2} &= (g_v^{нокр} + P_v^{нокр}) \cdot A^{2-2} + (g_v^{неп} + \psi_{n1} \cdot P_v^{неп}) \cdot n \cdot A^{2-2} + (g_v^{зорища} + \psi_{A1} \cdot P_v^{зорища}) \cdot A^{2-2} + \\ &+ (g_v^{ниде} + \psi_{A1} \cdot P_v^{ниде}) \cdot A^{2-2} + \gamma_{fm} \cdot (B \cdot \delta_{cm} \cdot H_{cm} \cdot \gamma_{cm} \cdot k) = \\ &= (0,203 + 1,98) \cdot 5,28 + (6,352 + 0,668 \cdot 1,95) \cdot 5 \cdot 5,28 + (6,604 + 0,91) \cdot 5,28 + (6,64 + 1,85) \cdot 5,28 + \\ &+ 1,1(1 \cdot 0,4 \cdot 22,6 \cdot 18 \cdot 0,471) = 382,41 \text{ кН}; \end{aligned}$$

Таблиця 2.6 – Навантаження на 1 м² покриття по осі «С»

Вид навантажень	Нормативне навантаження $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	Коеф. надійності по нав-ню γ_f	Розрахункове навантаження $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$
1	2	3	4
Постійне:			
- металочерепиця	0,07	1,1	0,077
- дерев'яні бруски 60*60 мм, крок 500 мм ($\rho=500 \text{ кг/м}^3$) $\frac{0,06\text{м} \cdot 0,06\text{м} \cdot 5 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}}{0,5\text{м}}$	0,036	1,1	0,04
- гідробар'єр – плівка ЮФД	0,02	1,2	0,024
- утеплювач з мінераловатних плит ($t=0,2 \text{ м}$, $\rho=200 \text{ кг/м}^3$)	0,4	1,2	0,48
- пароізоляція – плівка НАЛ 170СП	0,02	1,2	0,024
- дерев'яні крокви 200*100 мм, крок 1,5 м, $\rho=500 \text{ кг/м}^3$ $\frac{0,2 \cdot 0,1 \cdot 5}{1,5}$	0,066	1,1	0,073
- лист гіпсокартону ($t=0,01 \text{ м}$, $\rho=1200 \text{ кг/м}^3$)	0,12	1,2	0,144
Повне навантаження:	0,732	-	0,862

Нормативне:

$$\begin{aligned}
 F_{(v,n)}^{2-2} &= (g_{(v,n)}^{\text{покp}} + P_{(v,n)}^{\text{покp}}) \cdot A^{2-2} + (g_{(v,n)}^{\text{неp}} + \psi_{n1} \cdot P_{(v,n)}^{\text{неp}}) \cdot n \cdot A^{2-2} + (g_{(v,n)}^{\text{гopищa}} + \psi_{A1} \cdot P_{(v,n)}^{\text{гopищa}}) \cdot A^{2-2} + \\
 &+ (g_{(v,n)}^{\text{нiдe}} + \psi_{A1} \cdot P_{(v,n)}^{\text{нiдe}}) \cdot A^{2-2} + (B \cdot \delta_{cm} \cdot H_{cm} \cdot \gamma_{cm} \cdot k) = \\
 &= (0,185 + 1,39) \cdot 5,28 + (5,71 + 0,668 \cdot 1,5) \cdot 5,28 \cdot 5 + (5,92 + 0,7) \cdot 5,28 + (5,95 + 1,5) \cdot 5,28 + \\
 &+ (1 \cdot 0,4 \cdot 22,6 \cdot 18 \cdot 0,471) = 336,44 \text{ кН};
 \end{aligned}$$

де $H_{cm} = 22,6 \text{ м}$ – висота цегляної кладки по осі «7»;

$$k = \frac{A_{cm} - A_{eik}}{A_{cm}} = \frac{464,66 - 245,96}{464,66} = 0,471 \quad - \quad \text{понижуючий коефіцієнт для}$$

стінового навантаження, що враховує наявність віконних та дверних прорізів у стінах;

$$A_{cm} = 20,56 \cdot 22,6 = 464,66 \text{ м}^2 \quad - \quad \text{сумарна площа стіни по осі «7»};$$

$$A_{eik} = 2 \cdot (5,33 \cdot 3,3) \cdot 4 + 2 \cdot 1,3 \cdot 2,2 + 2 \cdot (5,33 \cdot 2,2) \cdot 4 + 1,3 \cdot 2,2 \cdot 2 = 245,96 \text{ м}^2 \quad -$$

сумарна площа віконних та дверних прорізів в стіні по осі «С».

2.6. Визначення глибини закладання фундаментів готелю

Середньодобова температура всередині підвальних приміщень $+20^\circ\text{C}$.

Ґрунт основи – супісок піщаний, пластичний.

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту:

$$d_{fn} = d_0 \cdot \sqrt{M_t} = 0,28 \cdot 3,44 = 0,962 \text{ м}$$

де $d_0 = 0,28$ – для супісків;

$\sqrt{M_t}$ – безрозмірний коефіцієнт, що чисельно дорівнює сумі абсолютних

значень середньомісячних негативних температур за зиму в даному районі [16].

$$\text{Для м. Збараж} \quad \sqrt{M_t} = \sqrt{5 + 3,7 + 3,1} = 3,44.$$

Розрахункова глибина сезонного промерзання ґрунту:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn} = 0,4 \cdot 0,962 = 0,384 \text{ м}$$

де $k_h = 0,4$ – коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди, приймаємо за [13].

Приймаємо глибину закладання фундаменту $-1,55 \text{ м}$ та $-3,25 \text{ м}$ від спланованої земляної поверхні.

2.7. Врахування дії вітрового навантаження на конструкції проєктованого готелю

Граничне значення середньої складової вітрового навантаження на висоті z над поверхнею землі:

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

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження, визначений за [14];

$$W_0 = 520 \frac{\text{Н}}{\text{м}^2} \text{ – характеристичне значення вітрового тиску для м. Збараж;}$$

C – коефіцієнт, визначений за [14];

$$\gamma_{fm} = 1,14 \text{ – для періоду повторюваності } T = 100 \text{ років.}$$

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

де C_{aer} – аеродинамічний коефіцієнт, що визначається за [14];

$$C_{aer} = c_n + c_h = 0,6 + 0,8 = 1,4 \text{ – для вертикальних стін;}$$

$$c_n = 0,6 \text{ – для підвітряної сторони будівлі;}$$

$$c_h = 0,8 \text{ – для надвітряної сторони будівлі;}$$

$C_h = 0,2; 0,4; 0,65; 1,0$ – коефіцієнт висоти споруди, для висоти 5 м, 10 м, 20 м і 40 м відповідно над поверхнею землі z , що визначається за [14];

$C_{alt} = 1$ – коефіцієнт географічної висоти, оскільки будівля знаходиться на висоті менше ніж 0,5 км над рівнем моря;

$$C_{rel} = 1 \text{ – коефіцієнт рельєфу;}$$

$$C_{dir} = 1 \text{ – коефіцієнт напрямку;}$$

$$C_d = 1 \text{ – коефіцієнт динамічності.}$$

$$C = 1,4 \cdot C_h \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1,4 C_h;$$

Граничне значення середньої складової вітрового навантаження на відповідній висоті:

$$W_m^5 = 1,14 \cdot 0,52 \cdot 1,4 \cdot 0,2 = 0,166 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

$$W_m^{10} = 1,14 \cdot 0,52 \cdot 1,4 \cdot 0,4 = 0,332 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

$$W_m^{20} = 1,14 \cdot 0,52 \cdot 1,4 \cdot 0,65 = 0,539 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

$$W_m^{24,56} = 1,14 \cdot 0,52 \cdot 1,4 \cdot 0,73 = 0,606 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Горизонтальне вітрове навантаження замінимо зосередженими силами, прикладеними в вузлах будинку.

Граничні значення сил визначаємо за формулою:

$$F_{m,i} = W_{m,i} \cdot A_i$$

$$F_{1,m} = 0,166 \cdot 5,31 = 0,881 \text{ кН} \quad W_{1,m} = W_m^5 = 0,166 \text{ кПа};$$

$$F_{2,m} = 0,241 \cdot 3,9 = 0,94 \text{ кН} \quad W_{2,m} = 0,166 + \frac{0,332 - 0,166}{10 - 5} \cdot (7,26 - 5) = 0,241 \text{ кПа}$$

$$F_{3,m} = 0,356 \cdot 3,9 = 1,39 \text{ кН} \quad W_{3,m} = 0,332 + \frac{0,539 - 0,332}{20 - 10} \cdot (11,16 - 10) = 0,356 \text{ кПа};$$

$$F_{4,m} = 0,437 \cdot 3,9 = 1,7 \text{ кН} \quad W_{4,m} = 0,332 + \frac{0,539 - 0,332}{20 - 10} \cdot (15,06 - 10) = 0,437 \text{ кПа};$$

$$F_{5,m} = 0,517 \cdot 3,35 = 1,73 \text{ кН} \quad W_{5,m} = 0,332 + \frac{0,539 - 0,332}{20 - 10} \cdot (18,96 - 10) = 0,517 \text{ кПа};$$

$$F_{6,m} = 0,565 \cdot 2,8 = 1,58 \text{ кН} \quad W_{6,m} = 0,539 + \frac{0,606 - 0,539}{24,56 - 20} \cdot (21,76 - 20) = 0,565 \text{ кПа};$$

$$F_{7,m} = 0,606 \cdot 1,4 = 0,85 \text{ кН} \quad W_{7,m} = 0,606 \text{ кПа}$$

Розрахункові площі:

$$A_1 = 1 \cdot 5,31 = 5,31 \text{ м}^2;$$

$$A_2 = A_3 = A_4 = 1 \cdot 3,9 = 3,9 \text{ м}^2;$$

$$A_5 = 1 \cdot 3,35 = 3,35 \text{ м}^2;$$

$$A_6 = 1 \cdot 2,8 = 2,8 \text{ м}^2;$$

$$A_7 = 1 \cdot 1,4 = 1,4 \text{ м}^2.$$

Експлуатаційне значення середньої складової вітрового навантаження на відповідній висоті визначається за формулою:

$$W_e = \gamma_{fe} W_0 C$$

де $\gamma_{fe} = 0,21$ – коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням вітрового навантаження для будинків масового будівництва при $\eta = 0,02$.

Експлуатаційне значення середньої складової вітрового навантаження на відповідній висоті:

$$W_e^5 = 0,21 \cdot 0,52 \cdot 1,4 \cdot 0,2 = 0,031 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

$$W_e^{10} = 0,21 \cdot 0,52 \cdot 1,4 \cdot 0,4 = 0,061 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

$$W_e^{20} = 0,21 \cdot 0,52 \cdot 1,4 \cdot 0,65 = 0,099 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

$$W_e^{24,56} = 0,21 \cdot 0,52 \cdot 1,4 \cdot 0,73 = 0,119 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Експлуатаційні значення сил визначаємо за формулою:

$$F_{e,i} = W_{e,i} \cdot A_i$$

$$F_{1,e} = 0,031 \cdot 5,31 = 0,165 \text{ кН} \quad W_{1,e} = W_e^5 = 0,031 \text{ кПа};$$

$$F_{2,e} = 0,045 \cdot 3,9 = 0,176 \text{ кН} \quad W_{2,e} = 0,031 + \frac{0,061 - 0,031}{10 - 5} \cdot (7,26 - 5) = 0,045 \text{ кПа};$$

$$F_{3,e} = 0,065 \cdot 3,9 = 0,254 \text{ кН} \quad W_{3,e} = 0,061 + \frac{0,099 - 0,061}{20 - 10} \cdot (11,16 - 10) = 0,065 \text{ кПа};$$

$$F_{4,e} = 0,08 \cdot 3,9 = 0,312 \text{ кН} \quad W_{4,e} = 0,061 + \frac{0,099 - 0,061}{20 - 10} \cdot (15,06 - 10) = 0,08 \text{ кПа};$$

$$F_{5,e} = 0,095 \cdot 3,35 = 0,318 \text{ кН} \quad W_{5,e} = 0,061 + \frac{0,099 - 0,061}{20 - 10} \cdot (18,96 - 10) = 0,095 \text{ кПа};$$

$$F_{6,e} = 0,107 \cdot 2,8 = 0,3 \text{ кН} \quad W_{6,e} = 0,099 + \frac{0,119 - 0,099}{24,56 - 20} \cdot (21,76 - 20) = 0,107 \text{ кПа};$$

$$F_{8,e} = 0,119 \cdot 1,4 = 0,167 \text{ кН} \quad W_{7,e} = 0,119 \text{ кПа}$$

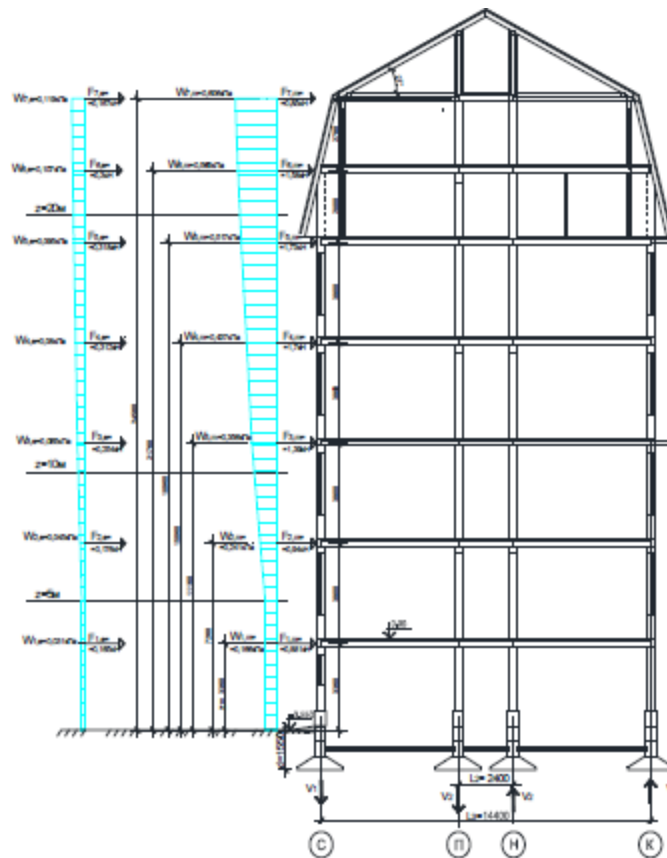


Рисунок 2.3 – Схема прикладання вітрового навантаження

Для забезпечення стійкості будинку, сума моментів зосереджених сил F_i відносно підшови фундаменту (рис. 2.3) повинна дорівнювати відповідній сумі моментів утримуючих сил (опорних реакцій) під підшовою фундаменту:

$$\sum_i^n F_{i,n}(h_i + d) = V_2 \cdot l_2 + V_1 \cdot l_3.$$

При цьому повинна задовольнятися умова $\frac{l_2}{2} : V_2 = \frac{l_3}{2} : V_1$

$$\text{Звідки } V_1 = \frac{l_3 \cdot V_2}{l_2} = \frac{14,4 \cdot V_2}{2,4} = 6 \cdot V_2.$$

Знаходимо значення V_2 .

$$\sum_i^n F_{i,n}(h_i + d) = V_2 \cdot l_2 + 6V_2 \cdot l_3$$

$$\sum_i^n F_{i,n}(h_i + d) = V_2(l_2 + 6l_3)$$

$$V_2^{1-1} = \frac{\sum_i^n F_{i,n}(h_i + d)}{(l_2 + 6l_3)} = \frac{0,881 \cdot (3,36 + 1,55) + 0,94 \cdot (7,26 + 1,55) + 1,39 \cdot (11,16 + 1,55) + 1,7 \cdot (15,06 + 1,55) + 1,73 \cdot (18,96 + 1,55) + 1,58 \cdot (21,76 + 1,55) + 0,85 \cdot (24,56 + 1,55)}{(2,4 + 6 \cdot 14,4)} = 1,72 \text{ кН}.$$

$$V_1^{1-1} = 6 \cdot V_2 = 6 \cdot 1,72 = 10,32 \text{ кН}$$

Для розрахункового перерізу 2–2:

$$V_1 = \frac{l_3 \cdot V_2}{l_2} = \frac{17,1 \cdot V_2}{4,9} = 3,489 \cdot V_2$$

$$\sum_i^n F_{i,n}(h_i + d) = V_2 \cdot l_2 + 3,489 V_2 \cdot l_3$$

$$\sum_i^n F_{i,n}(h_i + d) = V_2(l_2 + 3,489 l_3)$$

$$V_2^{2-2} = \frac{\sum_i^n F_{i,n}(h_i + d)}{(l_2 + 3,489 l_3)} = \frac{0,881 \cdot (3,36 + 1,55) + 0,94 \cdot (7,26 + 1,55) + 1,39 \cdot (11,16 + 1,55) + 1,7 \cdot (15,06 + 1,55) + 1,73 \cdot (18,96 + 1,55) + 1,58 \cdot (21,76 + 1,55) + 0,85 \cdot (24,56 + 1,55)}{(4,9 + 3,489 \cdot 17,1)} = 2,35 \text{ кН}.$$

$$V_1^{2-2} = 3,489 \cdot V_2 = 3,489 \cdot 2,35 = 8,2 \text{ кН}.$$

2.8. Розрахунок стрічкових фундаментів готелю по розрахункових перерізах

2.8.1. Переріз 1-1

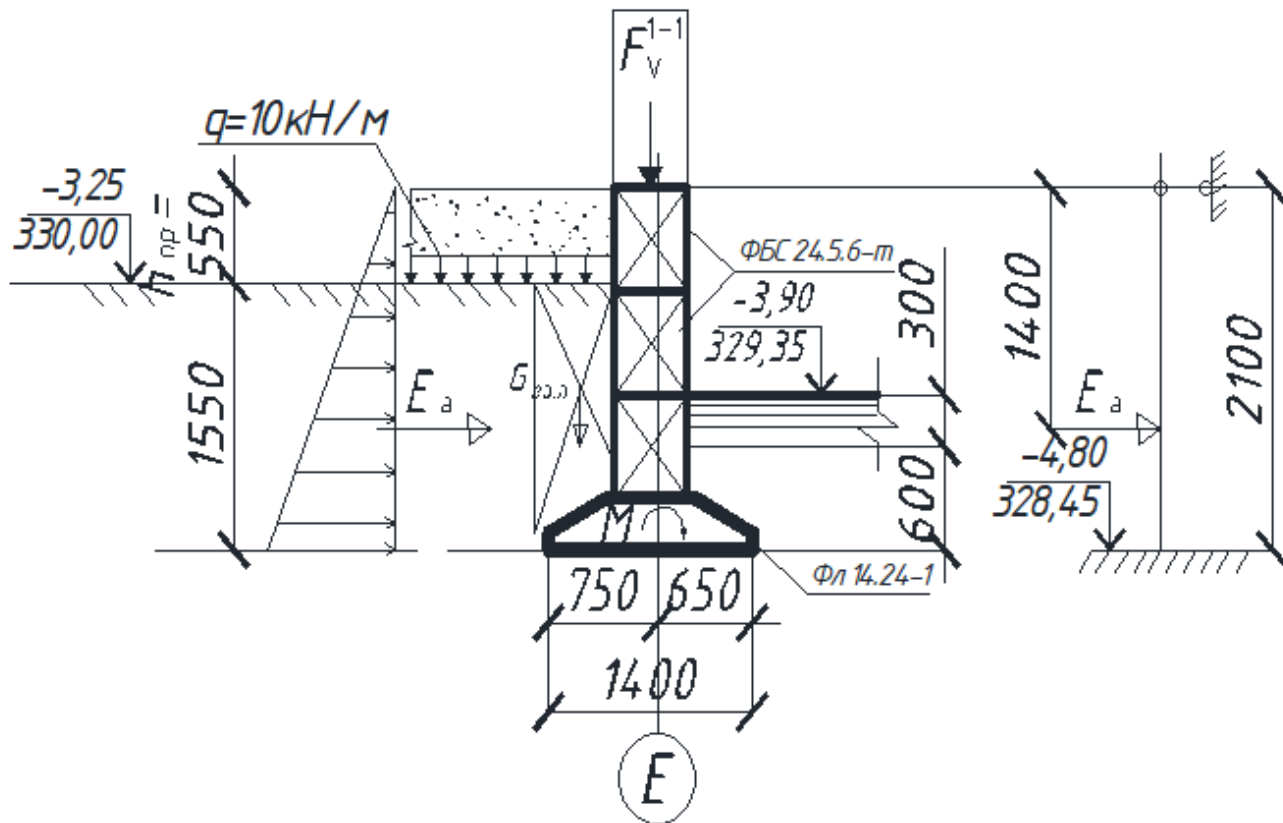


Рисунок 2.4 – Розрахунковий переріз 1–1

Ґрунт, що залягає безпосередньо під подошвою фундаменту – супісок піщанистий, пластичний, немає ніяких включень.

Визначення площі подушки фундаменту:

$$A = \frac{\sum F_{v,n}^{1-1}}{R_0 - \gamma \times \beta \times d};$$

де $\sum F_{v,n}^{1-1}$ – сумарне вертикальне навантаження в даному перерізі;

R_0 – умовний розрахунковий опір ґрунту [13];

γ – питома вага залізобетону;

$\beta = 0,8$ – коефіцієнт;

d – глибина закладання фундаменту.

$$A = \frac{300,02}{280 - 25 \cdot 0,8 \cdot 1,55} = 1,35 \text{ м}$$

Для даного перерізу приймаємо розміри подушки фундаменту 1,4 м.

Вага 1 м фундаментної плити ФЛ 14.24 – 1 (1,400 × 2400 × 300)

$$G_{пл,n} = \frac{19,0}{2,4} = 7,92 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

Вага трьох фундаментних блоків ФБС 24.5.6-т

$$G_{фб} = 3 \cdot \frac{19,6}{2,38} = 24,7 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

Сумарна вага фундаменту:

$$G_{ф,n} = (G_{пл,n} + G_{фб,n}) = (7,92 + 24,7) = 32,62 \text{ кН};$$

Вага ґрунту, що діє на фундамент:

$$G_{сп,n} = (0,7 - 0,25) \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 18,76 = 11,82 \text{ кН}.$$

Висота зовнішнього навантаження q:

$$h_{прис} = \frac{q}{\gamma_{II}} = \frac{10}{18,13} = 0,55 \text{ м}$$

Визначення бокового тиску ґрунту:

$$E_{a,n} = \frac{\gamma}{2} (H^2 + 2Hh_{прис}) \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot 1 = \frac{18,13}{2} \cdot (1,55^2 + 2 \cdot 1,555 \cdot 0,55) \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{22}{2} \right) \cdot 1 = 14,97 \text{ кНм};$$

Відстань до місця, де боковий тиск ґрунту проектується в силу:

$$a = l - \frac{H + h_{прис}}{3} = 2,10 - \frac{1,55 + 0,55}{3} = 1,4 \text{ м};$$

Визначення моменту від бокового тиску ґрунту:

$$M_n = \frac{E_a (l^2 - a^2)}{2l^2} = \frac{8,65 \cdot (2,1^2 - 1,4^2)}{2 \cdot 2,1^2} = 4,16 \text{ кНм}$$

Ексцентриситет:

$$e = \frac{b - b_{бл}}{4} = \frac{1,4 - 0,5}{4} = 0,225 \text{ м}.$$

Сума моментів:

$$\Sigma M_n = M_n - G_{сп,n} e = 4,16 - 11,82 \cdot 0,225 = 1,5 \text{ кНм};$$

Визначення розрахункового опору ґрунту:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} (M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma_{II} + M_c C_{II})$$

R – розрахунковий опір ґрунту основи;

$\gamma_{c1} = 1,1$; $\gamma_{c2} = 1,1$ згідно [13] – коефіцієнти умов роботи ґрунтової основи і умов роботи споруди у відповідності з основою;

$k = 1,1$ – оскільки розрахункові характеристики отримані за табличними даними ДБН;

$\gamma_{II}, \gamma'_{II}$ – усереднені розрахункові значення питомої ваги ґрунтів, які залягають нижче і вище підошви фундаменту, відповідно.

$$\gamma_{II} = \frac{1,2 \cdot 18,6 + 0,43 \cdot 19,2}{1,2 + 0,43} = 18,76 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$$

$$\gamma'_{II} = \frac{2,25 \cdot 19,9 + 4,2 \cdot 16,3 + 3,5 \cdot 19 + 4,6 \cdot 18,6}{2,25 + 4,2 + 3,5 + 4,6} = 18,13 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$$

$M_\gamma = 0,61$; $M_q = 3,44$; $M_c = 6,04$ згідно [13] для супіску при $\varphi_{II} = 22^\circ$;

$k_z = 1$ при $b < 10$ м, де b – ширина підошви фундаменту;

$c_{11} = 21,2$ кПа – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підошвою фундаменту;

d_1 – розрахункове значення глибини закладання фундаменту:

$$d_1 = h_s + h_{cf} \frac{\gamma_{cp}}{\gamma_{II}} = 0,6 + 0,3 \frac{20}{18,76} = 1,04 \text{ м}$$

де h_s – товщина шару ґрунту вище підошви фундаменту, зі сторони підвалу, м;

h_{cf} – товщина конструкцій підлоги підвалу, м;

γ_{cp} – розрахункове значення питомої ваги конструкцій підлоги підвалу, кН/м³;

$d_b = 0,65$ м – глибина підвалу (відстань від рівня планування до підлоги підвалу);

$$R = \frac{1,1 \cdot 1,1}{1,1} \left(0,61 \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 18,76 + 3,44 \cdot 1,04 \cdot 18,13 + \right. \\ \left. + (3,44 - 1) \cdot 0,65 \cdot 18,13 + 6,04 \cdot 21,2 \right) = 253,95 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

Перевірку правильності підібраних розмірів подушки проведемо за формулою [16]:

$$P_{\max} = \frac{\sum F_v^{1-1} + G_{\text{сп}} + G_{\text{ф}} + N_1}{A} + \frac{\sum M_n}{W} \leq R;$$

де $W = \frac{1 \cdot b^2}{6} = \frac{1,4^2}{6} = 0,327 \text{ м}^3$ – момент опору подушки фундаменту.

$$P_{\max} = \frac{300,02 + 32,62 + 11,82 + 10,32}{1,4} + \frac{1,5}{0,327} = 248,43 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \leq 253,95 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

Недонапруження:

$$P_{\max} = \frac{253,95 - 248,43}{253,95} \cdot 100\% = 2,17\%$$

Отже, приймаємо плиту ФЛ 14.24 – 1 шириною $b = 1.4 \text{ м}$.

2.8.2. Переріз 2-2

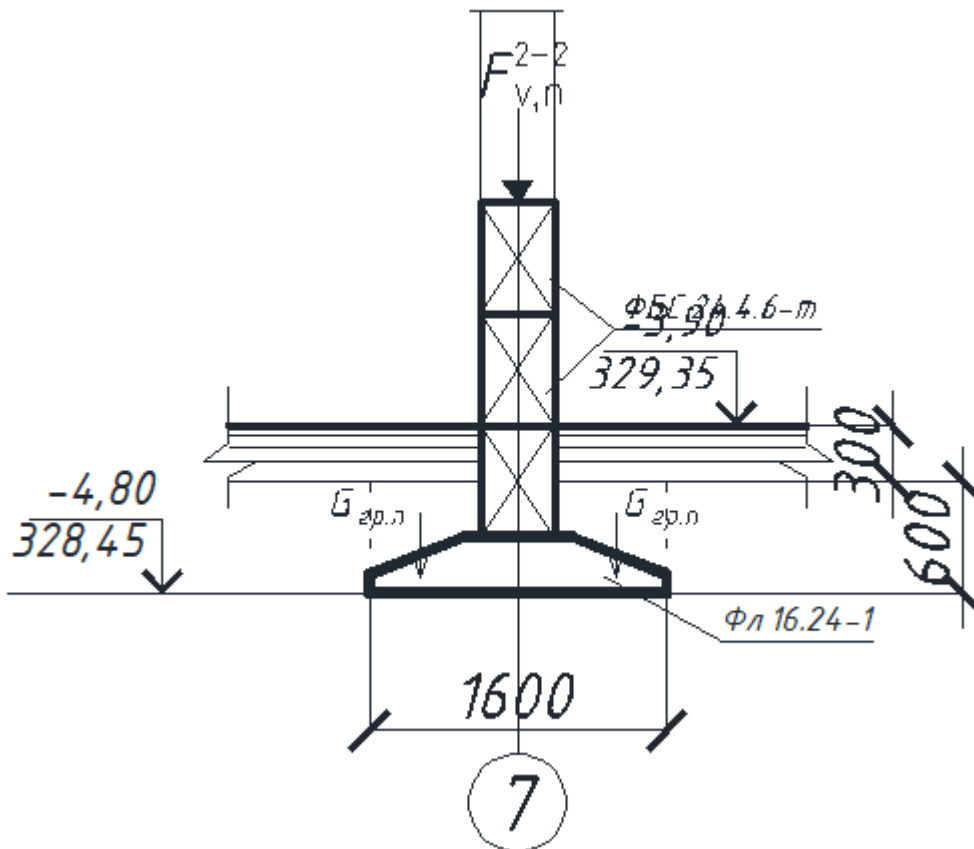


Рисунок 2.5 – Розрахунковий переріз 2–2

Визначення площі подушки фундаменту для перерізу 2–2 (рис. 2.5):

$$A = \frac{\sum F_{v,n}^{2-2}}{R_0 - \gamma \times \beta \times d};$$

де $\sum F_{v,n}^{2-2}$ – сумарне вертикальне навантаження в даному перерізі;

R_0 – умовний розрахунковий опір ґрунту [13];

γ – питома вага залізобетону;

$\beta = 0,8$ – коефіцієнт;

d – глибина закладання фундаменту.

$$A = \frac{336,44}{280 - 25 \cdot 0,8 \cdot 1,55} = 1,35 \text{ м}^2$$

Для даного перерізу приймаємо розміри подушки фундаменту 1,6 м.

Вага 1 м фундаментної плити ФЛ 16.24 – 4 (1600 × 2400 × 300):

$$G_{пл,n} = \frac{21,5}{2,4} = 8,96 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Вага трьох фундаментних блоків ФБС 24.4.6 – т

$$G_{фб,n} = 3 \cdot \frac{13}{2,38} = 16,38 \text{ кН};$$

Сумарна вага 1 м фундаменту:

$$G_{ф,n} = (G_{пл,n} + G_{фб,n}) = (8,96 + 16,38) = 25,34 \text{ кН};$$

Вага ґрунту, що діє з обох сторін на фундамент:

$$G_{сп,n} = ((1,6 - 0,4) \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 18,76) / 2 = 5,63 \text{ кН}.$$

Визначення розрахункового опору ґрунту:

$$R = \frac{1,1 \cdot 1,1}{1,1} \left(0,61 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 18,76 + 3,44 \cdot 1,04 \cdot 18,13 + \right. \\ \left. + (3,44 - 1) \cdot 0,65 \cdot 18,13 + 6,04 \cdot 21,2 \right) = 256,47 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Перевірку правильності підібраних розмірів подушки проведемо за формулою:

$$P_{max} = \frac{\sum F_{v,n}^{2-2} + G_{сп,n} + G_{ф,n} + N_2}{A} \leq R;$$

$$P_{max} = \frac{336,44 + 25,34 + 5,63 + 2,35}{1,6} = 235,87 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \leq 256,47 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

Недонапруження:

$$P_{max} = \frac{256,47 - 235,87}{256,47} \cdot 100\% = 8,03\%$$

2.8.3. Переріз 3-3

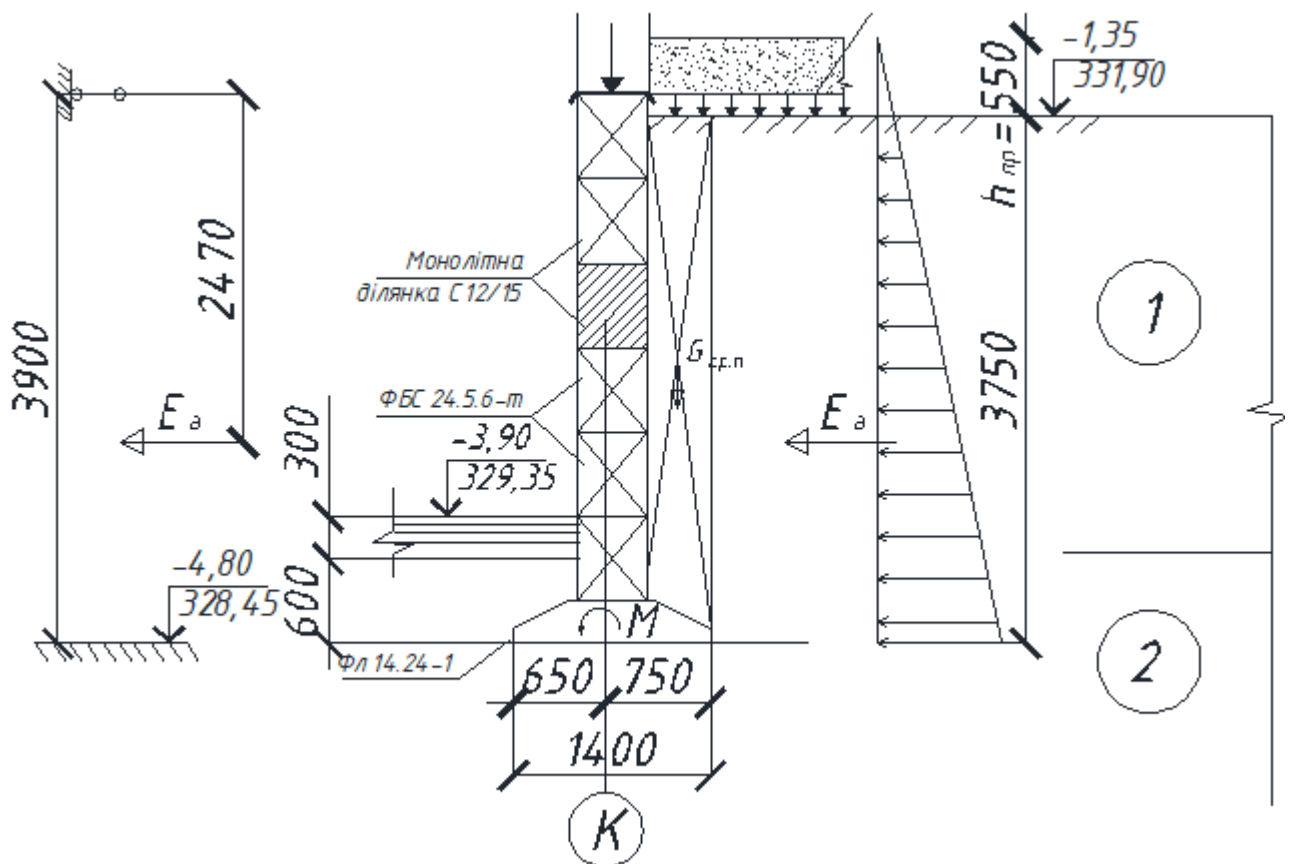


Рисунок 2.6 – Розрахунковий переріз 3–3

Грунт, що залягає безпосередньо під подошвою фундаменту (рис. 2.6) – супісок піщанистий, пластичний, немає ніяких включень.

Визначення площі подушки фундаменту:

$$A = \frac{\sum F_{v,n}^{3-3}}{R_0 - \gamma \times \beta \times d};$$

де ΣF_v^{3-3} – сумарне вертикальне навантаження в даному перерізі;

R_0 – умовний розрахунковий опір ґрунту [13];

γ – питома вага залізобетону;

$\beta = 0,8$ – коефіцієнт;

d – глибина закладання фундаменту.

$$A = \frac{300,02}{280 - 25 \cdot 0,8 \cdot 3,75} = 1,46 \text{ м}$$

Для даного перерізу приймаємо розміри подушки фундаменту 1,4 м.

Вага 1 м фундаментної плити ФЛ 14.24-1 (1400×2400×300)

$$G_{пл,n} = \frac{19,0}{2,4} = 7,92 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

Вага шести фундаментних блоків ФБС 24.5.6-т

$$G_{фб} = 6 \cdot \frac{19,6}{2,38} = 49,4 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

Сумарна вага 1 м фундаменту:

$$G_{ф,n} = (G_{пл,n} + G_{фб,n}) = (7,92 + 49,4) = 57,32 \text{ кН};$$

Вага ґрунту, що діє на фундамент:

$$G_{гр,n} = 0,55 \cdot 1 \cdot 3,75 \cdot 18,7 = 38,69 \text{ кН}.$$

Висота зовнішнього навантаження q :

$$h_{прив} = \frac{q}{\gamma_{II}} = \frac{10}{18,13} = 0,55 \text{ м}$$

Визначення бокового тиску ґрунту:

$$\begin{aligned} E_{a,n} &= \frac{\gamma}{2} (H^2 + 2Hh_{прив}) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot 1 = \\ &= \frac{18,7}{2} \cdot (3,75^2 + 2 \cdot 3,75 \cdot 0,55) \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{22^\circ}{2} \right) \cdot 1 = 66,31 \text{ кНм} \end{aligned}$$

Відстань до місця де боковий тиск ґрунту проектується в силу:

$$a = l - \frac{H + h_{прив}}{3} = 3,90 - \frac{3,75 + 0,55}{3} = 2,47 \text{ м};$$

Визначення моменту від бокового тиску ґрунту:

$$M_n = \frac{E_a(l^2 - a^2)}{2l^2} = \frac{66,31 \cdot (3,9^2 - 2,47^2)}{2 \cdot 3,9^2} = 19,83 \text{ кНм}$$

Ексцентриситет:

$$e = \frac{b - b_{0l}}{4} = \frac{1,4 - 0,5}{4} = 0,225 \text{ м.}$$

Сума моментів:

$$\sum M_n = M_n - G_{ep,n} e = 19,83 - 38,69 \cdot 0,225 = 11,12 \text{ кНм}$$

Визначення розрахункового опору ґрунту:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} \left(M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c C_{II} \right)$$

де R – розрахунковий опір ґрунту основи;

$\gamma_{c1} = 1,1$; $\gamma_{c2} = 1,1$ згідно [13] – коефіцієнти умов роботи ґрунтової основи і умов роботи споруди у відповідності з основою;

$k = 1,1$ – оскільки розрахункові характеристики отримані за табличними даними [13];

$\gamma_{II}, \gamma'_{II}$ – усереднені розрахункові значення питомої ваги ґрунтів, які залягають нижче і вище підошви фундаменту, відповідно

$$\gamma_{II} = \frac{3,1 \cdot 18,6 + 0,65 \cdot 19,2}{1,2 + 0,43} = 18,7 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$$

$$\gamma'_{II} = \frac{2,25 \cdot 19,9 + 4,2 \cdot 16,3 + 3,5 \cdot 19 + 4,6 \cdot 18,6}{2,25 + 4,2 + 3,5 + 4,6} = 18,13 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$$

$M_\gamma = 0,61$; $M_q = 3,44$; $M_c = 6,04$ згідно [13] для супіску при $\varphi_{II} = 22^\circ$;

$k_z = 1$ при $b < 10$ м де b – ширина підошви фундаменту;

$c_{11} = 21,2$ кПа – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підошвою фундаменту;

d_1 – розрахункове значення глибини закладання фундаменту:

$$d_1 = h_s + h_{cf} \frac{\gamma_{cp}}{\gamma_{II}} = 0,6 + 0,3 \frac{20}{18,7} = 0,92 \text{ м}$$

h_s – товщина шару ґрунту вище підошви фундаменту, зі сторони підвалу, м;

h_{cf} – товщина конструкцій підлоги підвалу, м;

γ_{cp} – розрахункове значення питомої ваги конструкцій підлоги підвалу, кН/м³;

$d_b = 2,85$ м – глибина підвалу (відстань від рівня планування до підлоги підвалу);

$$R = \frac{1,1 \cdot 1,1}{1,1} \left(0,61 \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 18,7 + 3,44 \cdot 0,92 \cdot 18,13 + \right. \\ \left. + (3,44 - 1) \cdot 2,85 \cdot 18,13 + 6,04 \cdot 21,2 \right) = 360,22 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

Перевірку правильності підібраних розмірів подушки проведемо за формулою:

$$P_{max} = \frac{\sum F_v^{3-3} + G_{gp} + G_{\phi} + N_1}{A} + \frac{\sum M_n}{W} \leq R;$$

де $W = \frac{1 \cdot b^2}{6} = \frac{1,4^2}{6} = 0,327$ м³ – момент опору подушки фундаменту.

$$P_{max} = \frac{300,02 + 57,32 + 38,69 + 10,32}{1,4} + \frac{11,2}{0,327} = 324,68 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \leq 360,22 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Недонапруження:

$$P_{max} = \frac{360,22 - 324,68}{253,95} \cdot 100\% = 8,87\%$$

Отже, приймаємо плиту ФЛ 14.24 – 1 шириною $b = 1,4$ м.

2.9. Розрахунок фундаментів готелю на осідання

Розрахунок проводимо на основі умови:

$$S \leq S_{max,u}$$

де S – сумарна деформація основи і споруди, яка визначається розрахунком.

$S_{max,u} = 0,12$ м – граничне значення сумарної деформації основи споруди згідно [13].

Визначення сумарної деформації будемо проводити методом пошарового додавання:

$$S = \beta \cdot \sum \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_{e,i}}$$

де $\beta = 0,8$ – безрозмірний коефіцієнт;

$\sigma_{zpi,сep}$ – середнє значення вертикального напруження від зовнішнього навантаження в i -му шарі ґрунту, яке рівне півсумі вказаних напружень на верхній z_{i-1} і нижній z_i границях шару по вертикалі, яка проходить через центр фундаменту.

$h_i, E_{e,i}$ – відповідно товщина і модуль деформацій i -го шару ґрунту.

Приймаємо товщину елементарного шару ґрунту

$$h_i = 0,4b = 0,4 \cdot 1,6 = 0,4 \text{ м.}$$

Додаткове вертикальне напруження на глибині z від подошви фундаменту:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p$$

Середній тиск під подошвою фундаменту:

$$p = \frac{300 + 32,84 + 14,44}{1,6} = 217,05 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

де α – коефіцієнт згідно [13], який залежить від відносної глибини: $\zeta = \frac{2z}{b}$

Вертикальне напруження від власної ваги ґрунту σ_{zgi} на границі шару, розміщеного на глибині z від подошви фундаменту:

$$\sigma_{zgi} = \gamma' \cdot d + \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i$$

де γ_i, h_i – відповідно питома вага і товщина i -го шару ґрунту.

Нижня границя стискання приймається на глибині $z = H_c$, де виконується умова

$$\sigma_{zp} = k \cdot \sigma_{zg} = 0,2\sigma_{zg}$$

де $k = 0,2$ згідно [13].

Всі розрахунки зводимо в табл. 2.7.

Сумарна деформація (рис. 2.7):

$$\sum S = 2,45 \text{ см} \leq S_{\text{max},u} = 12 \text{ см.}$$

Отже, розміри фундаментів підібрані правильно.

Таблиця 2.7 – Розрахунок осідання для перерізу 1–1

№ елементарного шару	№ шару ґрунту	Питома вага шару ґрунту, кН/м^3	Потужність шару h	E_0 , МПа	z , м	$z+d$, м	σ_{z0} , кПа	$0,2 \times \sigma_{z0}$, кПа	$\zeta = \frac{2z}{b}$	α	σ_{zp} , кПа	$\sigma_{zp,ср}$, кПа	S_i , см
0	1	18.6	1.12	7.2	0	1.12	20.83	4.17	0	1		-	-
01	2	19.2	0.43	24.3	0	1.55	29.09	5.82	0	1	217.05		
1	2	19.2	0.4	24.3	0.4	1.95	36.77	7.35	0.50	0.953	206.85	103.42	0.136
2	2	19.2	0.4	24.3	0.8	2.35	44.45	8.89	1.00	0.818	177.55	192.20	0.253
3	2	19.2	0.4	24.3	1.2	2.75	52.13	10.43	1.50	0.670	145.42	161.49	0.213
4	2	19.2	0.4	24.3	1.6	3.15	59.81	11.96	2.00	0.550	119.38	132.40	0.174
5	2	19.2	0.4	24.3	2	3.55	67.49	13.50	2.50	0.463	100.49	109.94	0.145
6	2	19.2	0.25	24.3	2.25	3.8	72.29	14.46	2.81	0.419	90.94	95.72	0.079
7	3	16.3	0.4	15.2	2.65	4.2	78.81	15.76	3.31	0.364	79.01	84.98	0.179
8	3	16.3	0.4	15.2	3.05	4.6	85.33	17.07	3.81	0.321	69.67	74.34	0.157
9	3	16.3	0.4	15.2	3.45	5	91.85	18.37	4.31	0.286	62.08	65.87	0.139
10	3	16.3	0.4	15.2	3.85	5.4	98.37	19.67	4.81	0.258	56.00	59.04	0.124
11	3	16.3	0.4	15.2	4.25	5.8	104.89	20.98	5.31	0.235	51.01	53.50	0.113
12	3	16.3	0.4	15.2	4.65	6.2	111.41	22.28	5.81	0.215	46.67	48.84	0.103
13	3	16.3	0.4	15.2	5.05	6.6	117.93	23.59	6.31	0.199	43.19	44.93	0.095
14	3	16.3	0.4	15.2	5.45	7	124.45	24.89	6.81	0.185	40.15	41.67	0.088
15	3	16.3	0.2	15.2	5.65	7.2	127.71	25.54	7.06	0.179	38.85	39.50	0.042
16	4	19	0.4	10.6	6.05	7.6	135.31	27.06	7.56	0.167	36.25	37.55	0.113
17	4	19	0.4	10.6	6.45	8	142.91	28.58	8.06	0.157	34.08	35.16	0.106
18	4	19	0.4	10.6	6.85	8.4	150.51	30.10	8.56	0.147	31.91	32.99	0.100
19	4	19	0.4	10.6	7.25	8.8	158.11	31.62	9.06	0.139	30.17	31.04	0.094
												Сума	2.450

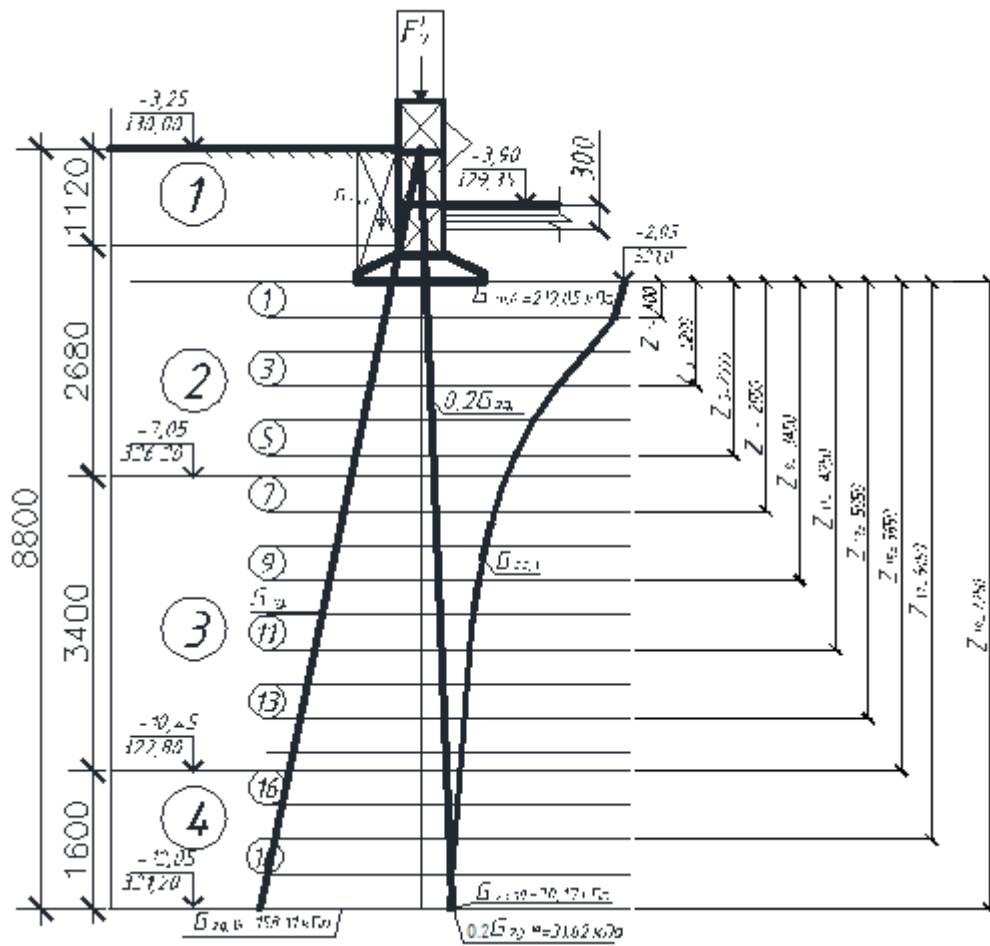


Рисунок 2.7 – Схема обчислення деформацій у розрахунковому перерізі 1–1

Розділ 3

НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

3.1. Проблема визначення напружено-деформівного стану монолітного перекриття

Проблема визначення напружено-деформованого стану елементів з монолітного залізобетону є надзвичайно поширеною та актуальною в інженерній практиці розрахунку будівельних конструкцій. Без детального аналізу НДС елементів неможливо виконати їх подальше проектування та підбір необхідної величини армування [17, 18].

Забезпечення високої достовірності результатів під час розв'язання даної проблеми є надзвичайно важливим, оскільки вони є основою для оцінки граничного стану конструкцій за параметрами міцності та деформативності. Від неперевикнення граничних значень залежить надійність конструкції під час експлуатації [19, 20].

В даній роботі ми детально досліджували та аналізували напружено-деформівний стан монолітної залізобетонної плити перекриття конструкції проєктованого готелю в м. Збараж Тернопільської області.

Монолітне безбалкове перекриття в осях $C - K$ та 1 – 5 являє собою суцільну плиту, оперту на стіни. Товщиною монолітної безбалкової плити задаються із умови достатньої її міцності:

$$h = (1 / 32 \dots 1 / 35)L,$$

$$h = (1 / 32 \dots 1 / 35) \cdot 6000 = 185 \dots 170 \text{ мм}$$

де L – розмір більшого прольоту.

Опалубочні розміри досліджуваної плити становлять $18,9 \times 15,0$ м. Плита має складну конфігурацію в плані, з виступами та прорізами під сходові клітки і ліфтові шахти.

3.2. Методика дослідження НДС монолітного залізобетонного перекриття готелю в м. Збараж

На практиці задачу визначення НДС конструкцій різного типу з монолітного залізобетону розв'язують, спираючись на ряд стандартів [18, 19]. Відповідно до них, такий тип розрахунків необхідно виконувати із врахуванням нелінійних властивостей деформування матеріалів. Це значно ускладнює процес розрахунку та робить ручний розрахунок складним, неефективним та недоцільним.

Саме тому в останні десятиліття абсолютна більшість задач даного типу розв'язуються з використанням обчислювальної техніки та розрахункового методу кінцевих елементів [18, 21-24].

Для вирішення задачі нашого дослідження було вирішено скористатися ПК Мономах 4.5. Його особливістю є орієнтація на розрахунок конструкцій з монолітного залізобетону, повна підтримка вітчизняних стандартів, швидкий та легкий процес побудови розрахункових моделей з автоматичною триангуляцією плит сіткою кінцевих елементів [24, 25].

Розрахункова схема проектованої плити перекриття, що була створена в ПК Мономах 4.5, показана на рис. 3.1.

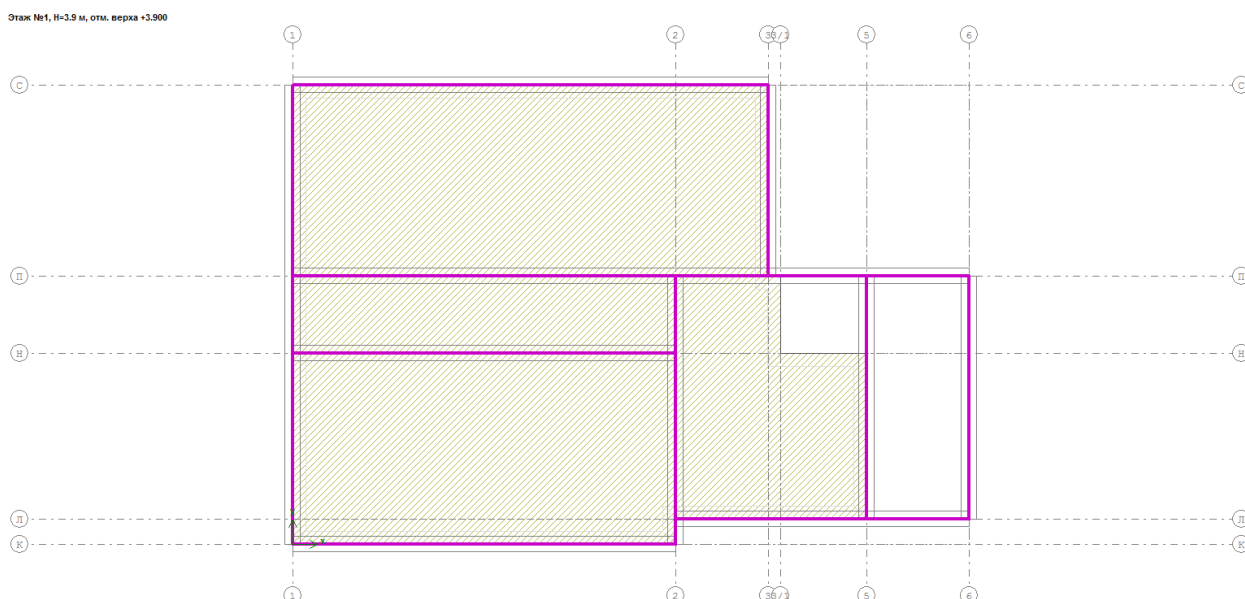


Рисунок 3.1 – Розрахункова схема монолітної плити перекриття

Матеріали плити - Бетон класу С16/20. Монолітна безбалкова плита армується окремими стержнями з арматур класу А400С та сітками. Пролітні моменти сприймаються нижніми робочими арматурами, а опорні моменти – верхніми робочими арматурами. Захисний шар до робочих арматур приймається не меншим 20 мм і не меншим діаметру робочих арматур.

Навантаження на проектувану плиту перекриття збирали у відповідності до [14]. Результати визначення навантажень наведено в табл. 3.1.

Відповідно до вимог діючих стандартів [14, 26], розрахунок виконуємо не на окремі завантаження, а на їх розрахункові сполучення. Коефіцієнти розрахункових сполучень зусиль, що були використані в даній моделі під час розрахунку, подано в таблиці 3.2.

Таблиця 3.1. – Навантаження на 1 м² перекриття

Вид навантажень	Характеристичне навантаження $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	Коеф. надійності γ_f	Розрахункове граничне навантаження $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$
1	2	3	4
Постійне:			
- плитка мозаїчна глазурована (t=0,01 м, $\rho=2300 \text{ кг/м}^3$)	0,23	1,2	0,276
- стяжка цементна (t=0,03 м, $\rho=1800 \text{ кг/м}^3$)	0,54	1,3	0,702
- монолітна залізобетонна плита (t=0,2 м, $\rho=2500 \text{ кг/м}^3$)	5	1,1	5,5
РАЗОМ:	5,77		6,478
Тимчасове:	1,5	1,3	1,95
Повне навантаження:	7,27		8,428

Таблиця 3.2 – Коефіцієнти розрахункових сполучень зусиль

Коефіцієнти поєднань					
	Постійне	Довготривале	Короткочасне	Сейсміка	Вітер
Надійність	1,1	1,2	1,3	1	1,4
Довготривалість	1,0	1,0	0,35	0	0
I осн. сумісність	1,0	1,0	1,1	0	1
II осн. сумісність	1,0	0,95	0,9	0	0,9
III осн. сумісність	0,9	0,8	0,5	1	0

3.3. Аналіз результатів визначення НДС монолітної плити перекриття готелю

Оптимальна товщина плити, запропонована ПК Мономах 4.5, складає 76 мм (рис. 3.2). З конструктивних міркувань було прийнято 200 мм.

Результати розрахунку напружень міжповерхової плити перекриття в осях С – К та 1 – 5 в ПК Мономах 4.5 наведено на рис. 3.3 – 3.5.

Максимальні деформації монолітної плити перекриття складають 0,5 мм (рис. 3.6), що є меншим від допустимих $1 / 250 \cdot l = 1 / 250 \cdot 6000 = 24$ мм.

Додатково за отриманими результатами НДС було виконано підбір необхідного армування міжповерхового перекриття (рис. 3.7 – 3.10)

У нижній та верхній зоні приймаємо робочу арматуру $\varnothing 10$ А400С з кроком 250 мм в обидвох напрямках. Додаткової арматури не потрібно.

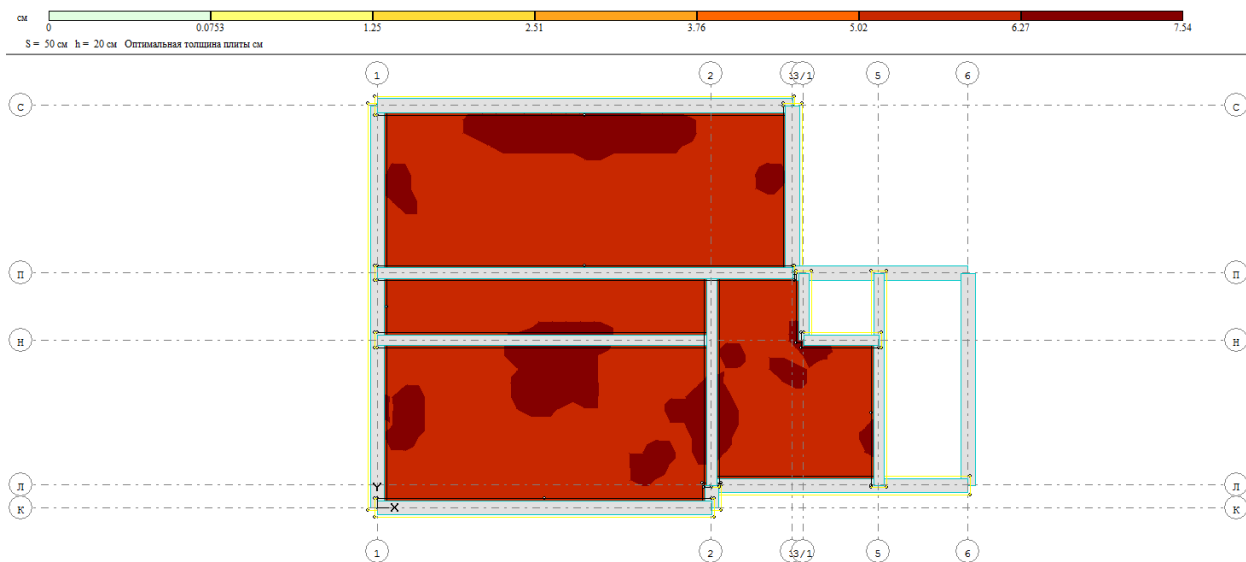


Рисунок 3.2 – Оптимальна товщина монолітного перекриття

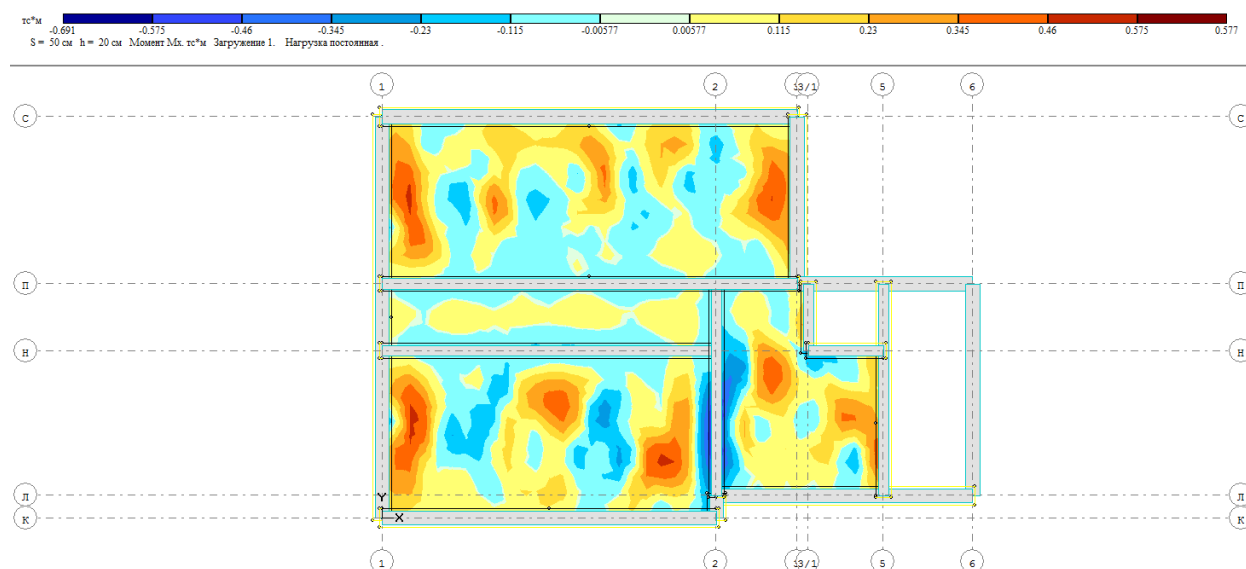


Рисунок 3.3 – Ізополі моментів у напрямку M_x від постійного навантаження

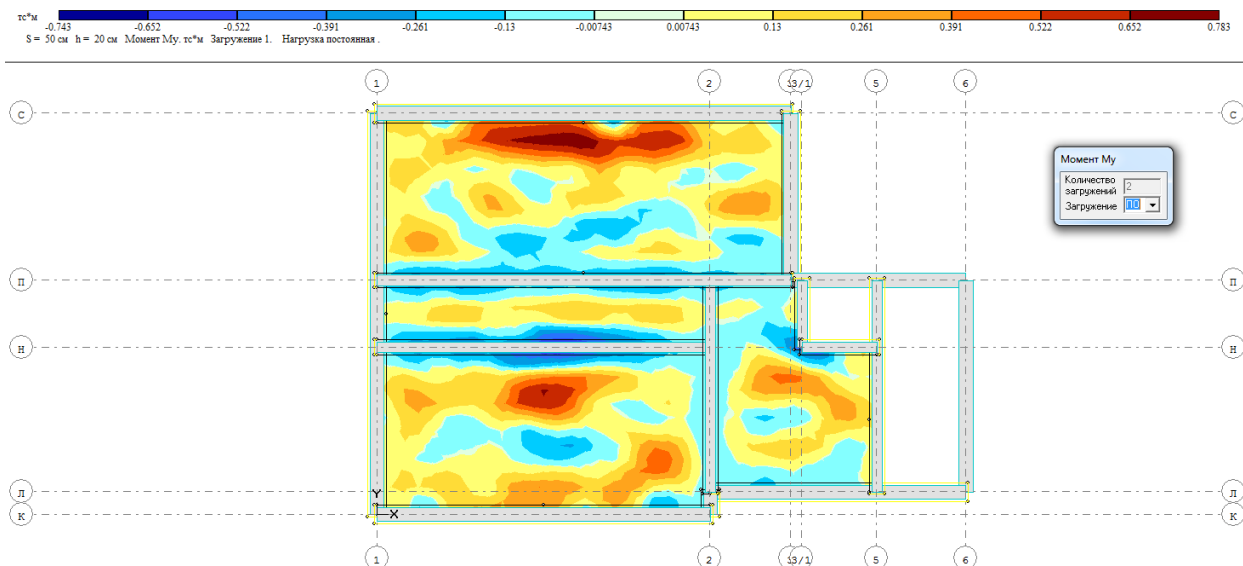


Рисунок 3.4 – Ізополі моментів у напрямку M_y від постійного навантаження

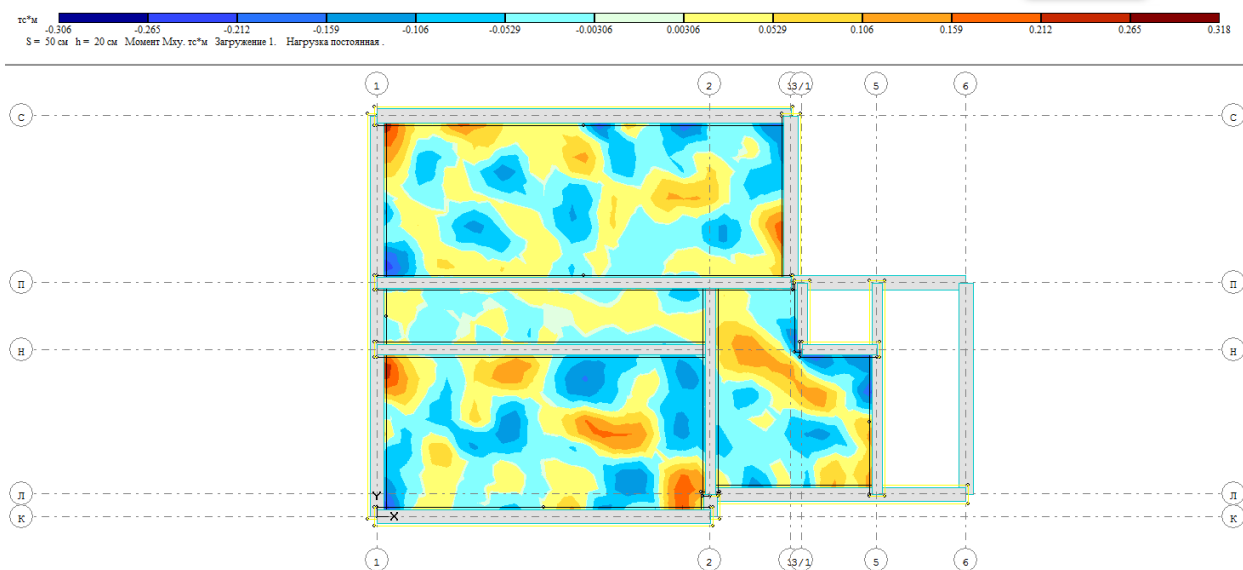


Рисунок 3.5 – Ізополі моментів M_{xy} від постійного навантаження

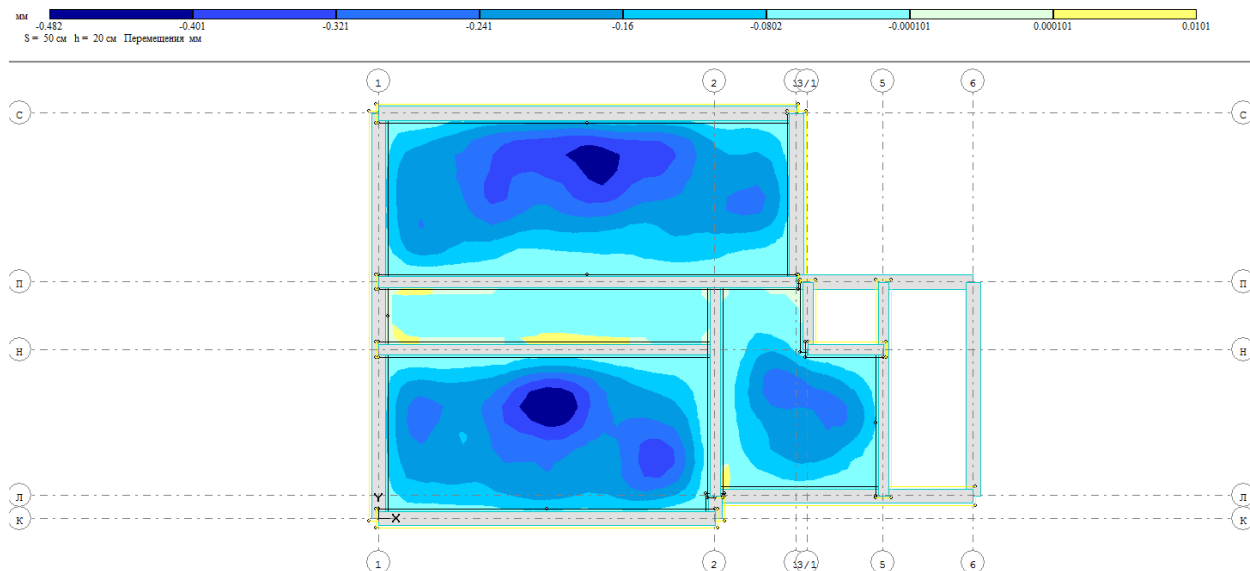


Рисунок 3.6 – Ізополя прогинів від постійного навантаження

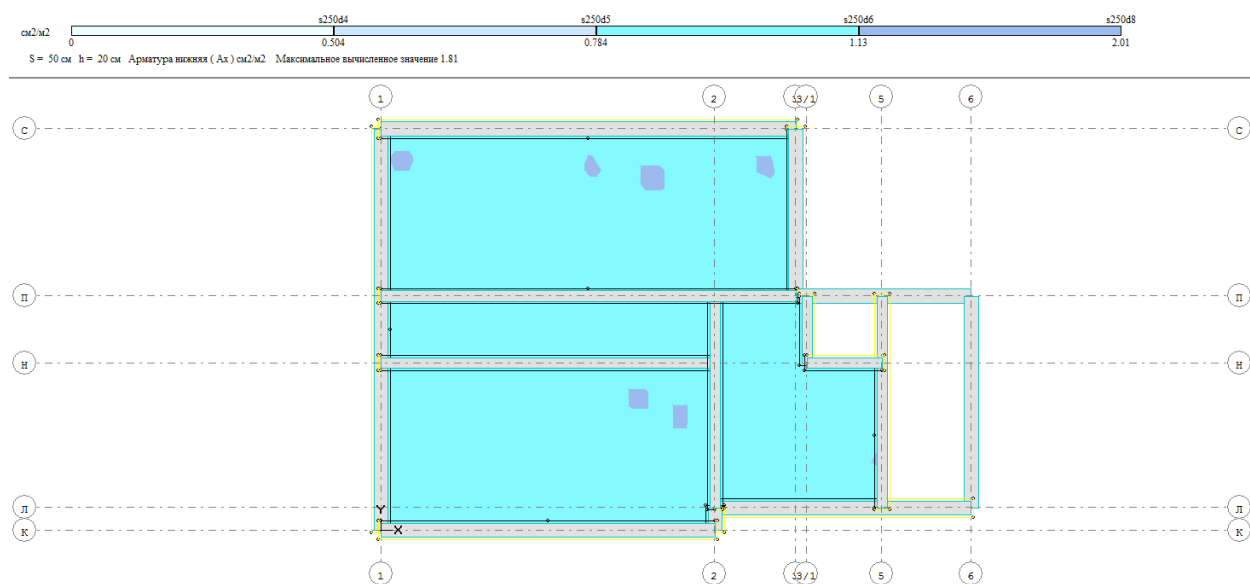
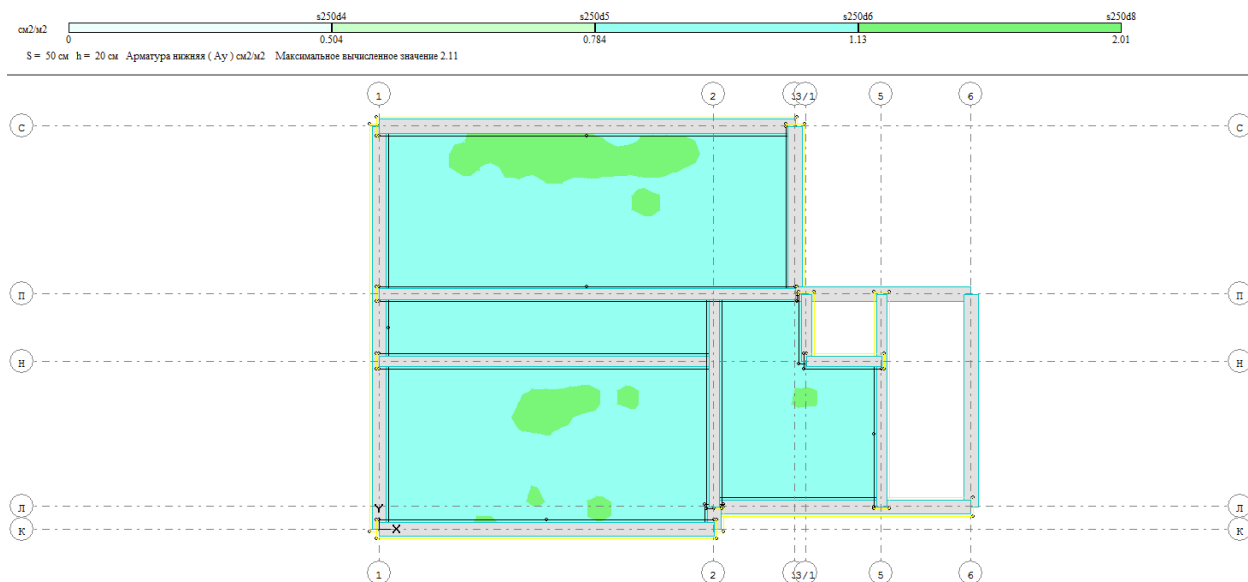
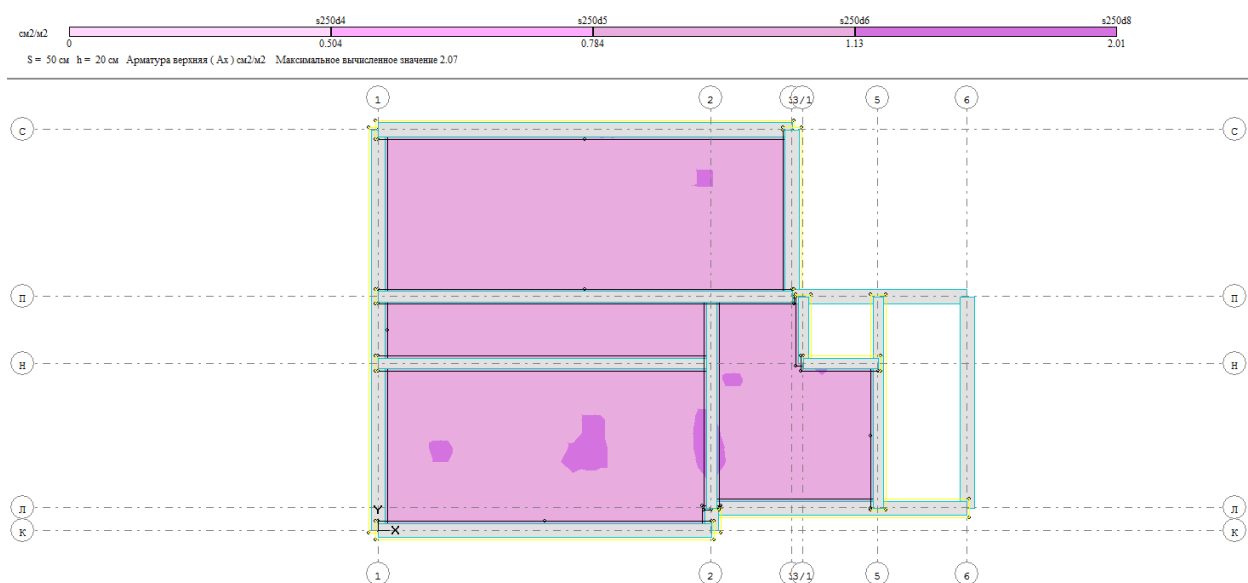


Рисунок 3.7 – Нижнє армування у напрямку осі X

Рисунок 3.8 – Нижне армування у напрямку осі Y Рисунок 3.9 – Верхне армування у напрямку осі X

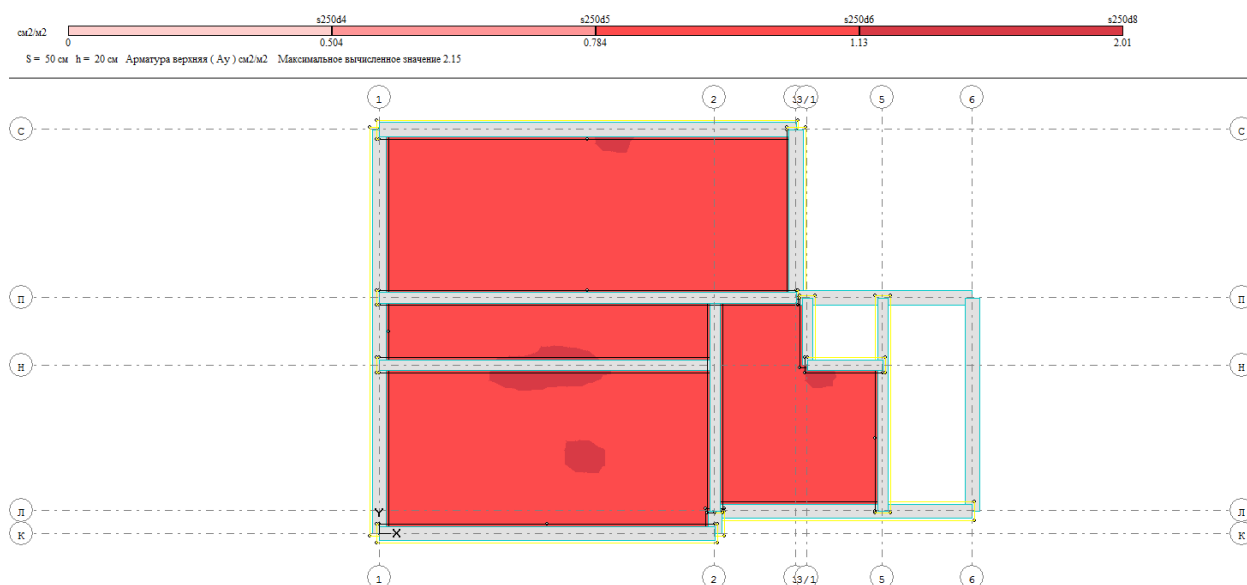


Рисунок 3.10 – Верхнє армування у напрямку осі Y

Армування верхньої зони представлено сітками у припорних ділянках на ширину 1,5 м (рис. 3.11). Приймаємо сітки з чарунками 250×250 , арматура класу $\text{Ø}10 \text{ A}400\text{C}$.

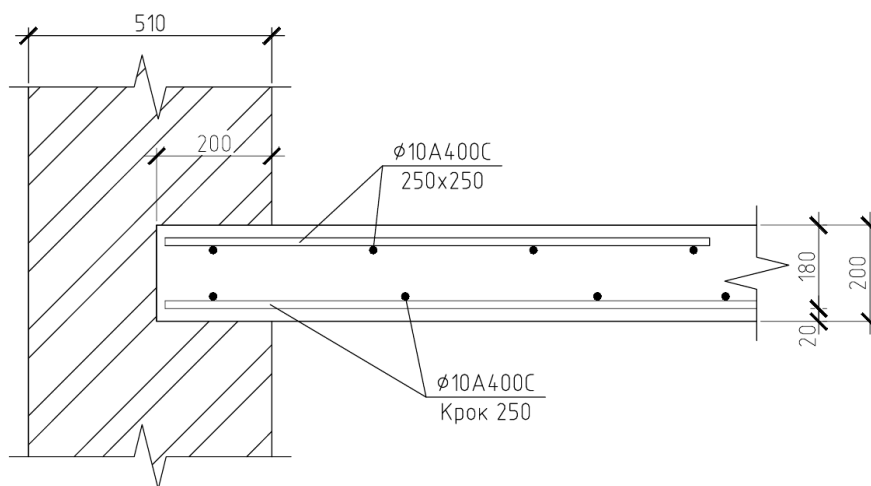


Рисунок 3.11 – Армування опорної частини плити перекриття

Розділ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА У НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

4.1. Вимоги охорони при праці при арматурних і бетонних роботах

До виконання арматурних і бетонних робіт допускаються особи, які мають посвідчення на право виконання робіт і визнані медичною комісією придатними для даної роботи. Приступаючи до роботи, робітники повинні пройти вступний інструктаж з охорони праці, а до початку роботи безпосередньо на робочому місці – первинний інструктаж з безпечних прийомів виконання робіт, виробничої санітарії, пожежної безпеки, прийомів та способів надання долікарської допомоги потерпілим [27].

На місці роботи повинна бути укомплектована аптечка з медикаментами і засобами першої допомоги.

Механізовані операції із заготівлі та обрубки арматури слід виконувати в відведеному для цього місці чи приміщенні. Підлога на робочому місці повинна бути рівна і не слизька, проходи навколо машини та окремих її вузлів – завширшки не менше 1 м. Довгомірні стрижні арматури, які виступають за габарити верстатів, слід обгородити стійкими переносними запобіжними пристроями.

Ручне очищення арматури дозволяється металевими щітками і молотками, при наявності захисних окулярів.

Різати і гнути арматуру вручну дозволяється тільки при малому діаметрі стрижнів і невеликому обсязі робіт. При різанні арматури малого діаметру або сіток з допомогою ручних ножиць необхідно користуватися ножицями, ріжуча кромка яких повинна бути правильно заточена і не мати тріщин. Всі інструменти і пристрої повинні бути справні. Забороняється робота на несправному обладнанні.

Ручна правка арматури виконується за допомогою правильної плити з косинцями або штирями, вигинанням стержня за кінець або за допомогою спеціального ключа. Ключі для рівняння треба виготовляти з міцної сталі розмірами відповідно до існуючих норм.

Ручне в'язання слід проводити на спеціальному майданчику на стелажах, козлах або стояках, висота яких повинна забезпечувати зручність під час роботи. Забороняється в'язати каркас, стоячи на стрижнях каркасу. При кантуванні і переміщенні каркасів забороняється перебувати перед каркасом.

Забороняється проводити арматурні роботи на необгороджених майданчиках, розміщених на висоті вище 1 м над підлогою або перекриттям, у неосвітлених чи затемнених місцях, а також стоячи на арматурі. Пересування по арматурі дозволяється тільки по ходових щитах [28].

При бетонних роботах необхідно працювати в спецодязі та спецвзутті, які передбачені нормами: бавовняному напівкомбінезоні, шкіряних черевиках, комбінованих рукавицях; при роботі з віброінструментом в гумових напівчоботах, антивібраційних рукавицях; на зовнішніх роботах взимку додатково в штанах і куртці на утеплювальній прокладці. Спецодяг повинен бути відповідного розміру, не ускладнювати рух, бути правильно заправлений і не мати вільних кінців і зав'язок. Забороняється працювати в розстебнутому одязі, а також без захисної каски.

Необхідно стежити за тим, щоб робоче місце, проходи і під'їзди до нього були очищені від сміття, бруду і сторонніх предметів. У зимовий час проходи необхідно посипати піском, шлаком.

Забороняється перебувати в небезпечній зоні підйомних механізмів, а також стояти під піднятим вантажем. Ходити над покладеною арматурою дозволяється тільки по спеціальних містках шириною не менше 600 мм, які опираються на опалубку.

У темний час доби проводити роботи дозволяється тільки при освітленні не менше 50 лк.

При роботі з хлористим кальцієм або при застосуванні вапна і хлорованих сумішей, які додаються до бетону, необхідно використовувати респіратор або протигаз, гумові рукавиці і фартух.

Перед укладанням бетонної суміші в опалубку необхідно перевірити справність замків і петель опалубки, а також правильність і надійність кріплення монтажних петель до арматури.

Укладати бетонну суміш в опалубку потрібно плавно, невеликими порціями, виключаючи можливість великих динамічних і ударних навантажень на опалубку й арматуру.

4.2. Зовнішня безпека будівлі готелю в м. Збараж

На конструкції монолітних перекриттів можуть впливати багато природних факторів, які несприятливо впливають на міцнісні характеристики об'єкта проектування. Якщо розглянути особливості проектного готелю в м. Збараж, то на нього можуть діяти такі небезпечні природні явища як:

- підтоплення споруд внаслідок тривалих дощів та злив;
- землетруси (до 7 балів (за шкалою МСК-64) у залежності від ґрунтових умов);
- зсуви і просідання ґрунту;
- аномальні температури повітря (мінімальна температура -35°C та максимальна $+35^{\circ}\text{C}$);
- вологість повітря ($\sim 90\%$);
- блискавки та інші небезпечні природні явища.

Землетрус — це сильні коливання земної кори, викликані тектонічними причинами, які призводять до руйнування споруд, пожеж та людських жертв. Коливання земної кори передається сейсмічними хвилями. Найсильніші вони в гіпоцентрі. З віддаленням від нього хвилі слабшають.

Зсуви виникають через ослаблення міцності ґрунтів та гірських порід внаслідок вивітрювання, вимивання опадами та підземними водами, систематичних поштовхів, нерозважливої господарської діяльності людини тощо. Тільки швидкі зсуви можуть спричинити катастрофи з людськими жертвами. Об'єм порід, які зміщуються при зсувах, перебуває в межах від декількох сот до багатьох мільйонів кубічних метрів. Найбільш дієвими заходами для запобігання зсувів є

відведення поверхневих вод, штучне перетворення рельєфу (зменшення навантаження на схили), фіксація схилу за допомогою підпорів.

Просідання – вертикальні переміщення поверхні ґрунтової товщі, основ фундаментів та на прилеглий території забудови в результаті замочування ґрунтів, що виникають від сумарних напружень від власної ваги ґрунту та зовнішнього навантаження системи фундаментів за рахунок переміщень частинок ґрунту, які супроводжуються корінною зміною його структури. Залізобетонні споруди мають велику вагу і тому сильно довантажують основу. Для захисту будівель від зсувів та осідань необхідно керуватися нормами [13].

Звісно крім природних явищ є і небезпека з боку джерела виникнення надзвичайних ситуацій техногенного характеру такі як: гідрологічні об'єкти; електроенергетичні установки; хімічно небезпечні об'єкти; нафто- і газопереробні об'єкти; нафто- і газогони; металургійні, хімічні і коксохімічні комбінати; залізничні станції і порти; автозаправні станції. Людський фактор у виникненні техногенної аварії також є цілком ймовірний.

4.3. Заходи запобігання виникненню надзвичайних ситуацій і захист людей

Для запобігання вказаних небезпек необхідні:

- перевірка цілісності ізоляції, захисних частин обладнання;
- наявність захисного заземлення (занулення) і автоматичного дистанційного відімкнення електромережі і електрообладнання, при загрозі ураження електричним струмом;
- наявність в приміщеннях готелю засобів пожежогасіння (вуглекислотних вогнегасників, ємностей з водою, піском, відра, лопати та лома) для запобігання виникнення пожежі та плану евакуації при її виникненні;
- перевірка справності обладнання перед початком використання;
- безпечність розташування людей у приміщеннях щодо зон руйнувань;

Організаційні заходи із захисту людини від небезпечних ситуацій:

- створення та розміщення комплексу інформаційних плакатів, з наведеними на них різного роду НС та причини їх виникнення;
- ознайомлення працівників готелю з наявними оповіщувальними засобами та правилами їх використання;
- перевірка наявності інструкцій по використанню біля всіх засобів праці, що знаходяться у виробничих приміщеннях;
- інформування про наявність засобів індивідуального захисту та своєчасна їх видача при проведенні небезпечних робіт.

Для того, щоб уникнути або зменшити рівень виникнення надзвичайних ситуацій, потрібно проектувати споруди відповідно заданих умов з врахуванням усіх небезпечних впливів; використовувати різного типу запобіжні заходи при різних несприятливих факторах та розміщення таких споруд в зонах з мінімальним ризиком; ну і звісно ж, дотримуватись техніки безпеки і охорони праці.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

В кваліфікаційній роботі було запроєктовано готель в місті Збараж Тернопільської області.

В архітектурно-будівельній частині проаналізовано вихідні дані до проєкту, розроблено генеральний план та об'ємно-планувальне рішення готелю, обрано основні конструктивні рішення елементів та заходи з енергозбереження.

Проєктований об'єкт складається з цокольного поверху, шести експлуатованих поверхів та технічного поверху. Схема будівлі – безкаркасна із несучими цегляними стінами.

В розрахунково-конструктивній частині виконано оцінку ґрунтових умов будмайданчика, збір навантажень на стіни та фундаменти будівлі готелю. Проведено детальний розрахунок стрічкових фундаментів по розрахункових перерізах, спрогнозовано їх осідання.

В науково-дослідній частині уточнено методику визначення напружено-деформованого стану монолітного залізобетонного перекриття, використовуючи метод кінцевих елементів. Методику апробовано для проєктованого перекриття будівлі готелю в м. Збараж.

Практична цінність даної роботи є достатньо високою, оскільки одержані результати використані безпосередньо в розроблено у проєкті конструкції готелю в м. Збараж. За потреби запропонована методика може бути перенесена на конструкції інших будівель.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. The total contribution of travel and tourism to GDP in individual countries of the world [Web-resource] // Statista Inc. – URL: <https://www.statista.com/statistics/292479/total-contribution-of-travel-and-tourism-to-gdp-in-selected-countries/>
2. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель : ДБН В.2.6-31:2021 [Текст]. — [Чинний від 2021-09-01]. – К.: Міністерство розвитку громад та територій України, 2022. – 23 с. — (Національний стандарт України).
3. Будівельна кліматологія : ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 [Текст]. — [Чинний від 2011-11-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 127 с. — (Національний стандарт України).
4. Будівництво в сейсмічних районах України : ДБН В.1.1-12:2014 [Текст]. — [Чинний від 2014-10-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2014. – 110 с. — (Національний стандарт України).
5. Гетун Г.В. Архітектура будівель та споруд. Книга 1: Основи проектування : підручник [Текст] / Г. В. Гетун. – К. : Кондор, 2012. – 380 с.
6. Конструкції будинків і споруд. Плити залізобетонні стрічкових фундаментів. Технічні умови : ДСТУ Б В.2.6-109:2010 [Текст]. — [Чинний від 2011-07-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 44 с. — (Національний стандарт України).
7. Будівельні матеріали. Цегла та камені керамічні рядові і лицьові. Технічні умови : ДСТУ Б В.2.7-61:2008 (EN 771-1:2003, NEQ) [Текст]. — [Чинний від 2010-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 27 с. — (Національний стандарт України).
8. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-162:2010 [Текст]. — [Чинний від 2011-09-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 97 с. — (Національний стандарт України).
9. Барашиков, А.Я. Будівельні конструкції [Текст]: підручник / А.Я. Барашиков, В. М. Колякова. – К.: Слово, 2011. – 256 с.

10. Вікна та двері. Вимоги. Частина 1. Вікна та зовнішні двері : ДСТУ EN 14351-1:2020 [Текст]. — [Чинний від 2020-01-01]. — К.: ДП «УкрНДНЦ», 2019. — 81 с. — (Національний стандарт України).
11. Дерев`яні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-161:2017 [Текст]. — [Чинний від 2018-01-01]. — К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2017. — 111 с. — (Національний стандарт України).
12. Пожежна безпека об'єктів будівництва : ДБН В.1.1-7:2016 [Текст]. — [Чинний від 2017-06-01]. — К.: Мінрегіонбуд України, 2017. — 40 с. — (Національний стандарт України).
13. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення: ДБН В.2.1-10:2018 [Текст]. — [Чинний від 2019-01-01]. — К.: Мінрегіон України, 2018. — 35 с. — (Національний стандарт України).
14. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування : ДБН В.1.2-2:2006 [Текст]. — [Чинний від 2007-11-01]. — К.: Мінбуд України, 2006. — 75 с. — (Національний стандарт України).
15. Настанова щодо проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів : ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013 [Текст]. — [Чинний від 2014-01-01]. — К.: Мінрегіонбуд України, 2013. — 88 с. — (Національний стандарт України).
16. Корнієнко, М.В. Основи і фундаменти [Текст]: Начальний посібник / М.В. Корнієнко. — К.: КНУБА, 2009. — 150 с.
17. Конончук О. П. Дослідження несучої здатності підсилених згинальних залізобетонних елементів [Текст] / О. П. Конончук, О. В. Жижін, С. Є. Дохтич // Збірник тез доповідей VII Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 28-29 листопада 2018 року. — Т. : ТНТУ, 2018. — Том 1. — С. 106. — (Сучасні технології в будівництві, машино- та приладобудуванні).

18. Сучасні методи діагностики стану будівельних конструкцій після їх тривалої експлуатації [Текст] / П. В. Ясній, О. П. Конончук, О. М. Якубишин, В. К. Зеленський // Праці конференції „Пошкодження матеріалів під час експлуатації, методи його діагностування і прогнозування“, 19-22 вересня 2017 року. — Т. : ТНТУ, 2017. — С. 222–225. — (Оцінювання залишкового ресурсу елементів конструкцій).
19. Барашиков, А.Я. Залізобетонні конструкції [Текст] / А.Я. Барашиков, Л.М. Буднікова, Л.В. Кузнєцов та ін.; за ред. А.Я. Барашикова. – К.: Вища школа, 1995. – 591 с.
20. Конончук О. П. Дослідження товщини захисного шару арматури магнітним методом [Текст] / О. П. Конончук, Т. М. Кривецький, М. Ф. Бітківський // Збірник тез доповідей IV Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 25-26 листопада 2015 року — Т. : ТНТУ, 2015 — Том 1. — С. 20-21. — (Фізико-технічні основи розвитку нових технологій).
21. Дослідження залізобетонних конструкцій методом скінченних елементів [Текст] / О. П. Конончук, Ю. І. Пиндус, М. Л. Вільк, О. В. Павлюк // Збірник тез доповідей VIII Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 27-28 листопада 2019 року. — Т. : ТНТУ, 2019. — Том 1. — С. 27. — (Нові матеріали, міцність і довговічність елементів конструкцій).
22. Застосування сучасних програмних комплексів при вивченні роботи підсилених залізобетонних конструкцій [Текст] / Ю. І. Пиндус, О. П. Конончук, А. Б. Ковбасник, І. В. Кузик, А. І. Красовський // Збірник тез доповідей VI Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 16-17 листопада 2017 року. — Т. : ТНТУ, 2017. — Том I. — С. 123–124. — (Сучасні технології в будівництві, машино- та приладобудуванні).
23. Дослідження напружено-деформованого стану монолітного залізобетонного каркасу будівлі МСЕ [текст] / О. П. Конончук, Б. В. Гаврилюк, М. Л. Дячук,

- О. Я. Прокопенко // Збірник тез доповідей X Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 24-25 листопада 2021 року. — Т. : ФОП Паляниця В. А., 2021. — Том I. — С. 14–15. — (Нові матеріали, міцність і довговічність елементів конструкцій).
24. Нога В. А. Особливості розрахунку монолітного каркасу житлового будинку в ПК «МОНОМАХ» [Текст] / В. А. Нога, Н. Ю. Черномаз // Збірник тез доповідей VIII Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 27-28 листопада 2019 року. — Т. : ТНТУ, 2019. — Том 1. — С. 122. — (Сучасні технології в будівництві, машино- та приладобудуванні).
25. Дослідження впливу різних видів навантаження на роботу каркасу будівлі методом скінченних елементів [Текст] / О. П. Конончук, Н. Б. Дідик, М. В. Кейса, О. О. Копач // Збірник тез доповідей X Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 24-25 листопада 2021 року. — Т. : ФОП Паляниця В. А., 2021. — Том I. — С. 16–17. — (Нові матеріали, міцність і довговічність елементів конструкцій).
26. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009 [Текст]. — [Чинний від 2011-06-01]. — К. : Мінрегіонбуд України, 2011. — 71 с. — (Національний стандарт України).
27. Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення : ДБН А.3.2-2-2009 [Текст]. — [Чинний від 2012-04-01]. — К.: Мінрегіонбуд України, 2012. — 116 с. — (Національний стандарт України).
28. Голінько, В.І. Основи охорони праці : підручник [Текст] / В.І. Голінько. — 2-ге вид. — Д.: НГУ, 2014. — 271 с.