

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

Центр перепідготовки та післядипломної освіти
(повна назва факультету)
Кафедра будівельної механіки
(повна назва кафедри)

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Магістра

(назва освітнього ступеня)

на тему: Реконструкція станції очиски води в Тернополі
з дослідженням роботи фундаментів.

Виконав: студент 2 курсу, групи МБд-2
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
(шифр і назва спеціальності)

Студент _____
(підпис) Стасюк О.М.
(прізвище та ініціали)

Керівник _____
(підпис) Чорномаз Н. Ю.
(прізвище та ініціали)

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

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

Рецензент _____
(підпис) Кошалко С.А.
(прізвище та ініціали)

Тернопіль
2022

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)

« »

20__ 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 Стасюку Олександр Миколайовичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Реконструкція станції очистки води в Тернополі
з дослідженням роботи фундаментів.

Керівник роботи Чорномаз Наталія Юріївна., к.т.н.
(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 _____

3. Вихідні дані до роботи _____

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

1. Архітектурний розділ. 2. Розрахунково-конструктивний розділ. 3. Науково-дослідна частина. 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)
8-12 листів формату А1

ЗМІСТ

ВСТУП	6
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ	8
1.1 Дані про район і ділянку будівництва	8
1.1.1 Коротка характеристика району та майданчика будівництва	8
1.1.2 Кліматичні умови	8
1.1.3 Інженерно-геологічні та гідрологічні умови ділянки	9
1.2 Генеральний план	9
1.2.1 Обґрунтування прийнятого рішення	9
1.2.2 Розпланування, забудова та організація рельєфу ділянки	10
1.2.3 Техніко-економічні показники	11
1.3 Архітектурно-планувальні рішення	13
1.3.1 Характеристика технологічного процесу	13
1.3.2 Опис прийнятого рішення та його обґрунтування	16
1.3.3 Забезпечення доступності маломобільних груп населення	16
1.4 Опорядження будинку	16
1.5 Енергоефективність	18
1.6 Конструктивні рішення	27
1.7 Інженерні мережі і обладнання	28
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ	29
2.1 Прив'язка проекрованої будівлі до існуючого рельєфу будівельного майданчика	29
2.2 Оцінка інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов майданчика будівництва	30
2.2.1 Розрахунок характеристик ґрунтів	30
2.2.2 Інженерно-геологічні розрізи	31

	4
2.3 Розрахунок та проектування фундаментів дрібного закладення в перерізі II.....	31
2.3.1 Розрахунок ФМЗ-1	31
2.3.1.1 Визначення висоти фундаменту (ФМЗ-1)	32
2.3.1.2 Визначення глибини закладання фундаменту (ФМЗ-1).....	32
2.3.1.3 Визначення розмірів підшви фундаменту (ФМЗ-1)	33
2.3.2 Розрахунок ФМЗ-2	36
2.3.2.1 Визначення висоти фундаменту (ФМЗ-2)	37
2.3.2.2 Визначення глибини закладання фундаменту (ФМЗ-2).....	37
2.3.2.3 Визначення розмірів підшви фундаменту (ФМЗ-2)	37
2.4 Обчислення можливого осідання фундаментів з урахуванням взаємного впливу	39
2.4.1 Обчислення можливого осідання фундаменту (ФМЗ-1).....	39
2.4.2 Обчислення можливого осідання фундаменту (ФМЗ-2).....	41
2.5 Розрахунок тіл фундаментів.....	45
2.5.1 Розрахунок ФМЗ-1	45
2.5.1.1 Конструювання фундаменту	45
2.5.1.2 Розрахунок міцності фундаменту для продавлювання	45
2.5.1.3 Розрахунок за міцністю на розколювання	45
2.5.1.4 Розрахунок міцності фундаменту на зминання.....	46
2.5.1.5 Розрахунок міцності фундаменту за поперечною силою	46
2.5.1.6 Визначення перерізу арматури плитної частини фундаменту....	46
2.5.1.7 Розрахунок міцності підколонника за нормальними перерізами	47
2.5.1.8 Розрахунок міцності підколонника по похилому перерізу	47
2.5.2 Розрахунок ФМЗ-2	48

	5
2.5.2.1 Конструювання фундаменту	48
2.5.2.2 Розрахунок міцності фундаменту для продавлювання	48
2.5.2.3 Розрахунок за міцністю на розколювання	48
2.5.2.4 Розрахунок міцності фундаменту на зминання.....	49
2.5.2.5 Розрахунок міцності фундаменту за поперечною силою	49
2.5.2.6 Визначення перерізу арматури плитної частини фундаменту....	49
2.5.2.7 Розрахунок міцності підколонника за нормальними перерізами	50
2.5.2.8 Розрахунок міцності підколонника по похилому перерізу	51
РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА	52
3.1 Моделювання роботи фундаментів	52
3.2 Результати обчислень.....	54
РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ	56
4.1 Основні положення щодо охорони праці.....	56
4.1.1 Інженерні рішення з охорони праці.....	56
4.1.2 Огородження території	58
4.1.3 Визначення небезпечних зон на будівельному майданчику	58
4.1.4 Організація безпечних умов праці земляних робіт	59
4.1.5 Організація безпечних умов праці бетонних робіт.....	59
4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях	63
4.2.1 Розрахунок забезпечення безпечної евакуації людей.....	63
4.2.2 Висновки за розділом	65
ВИСНОВОК.....	66
БІБЛІОГРАФІЯ	67

ВСТУП

В місті, що активно розвивається завжди є необхідність в модернізації об'єктів житлово-комунальної сфери. Зокрема, об'єктів якіщоденно використовують тисячі жителів. Це, особливо, стосується станцій очистки води.

Актуальність теми. Більшість житлових і громадських об'єктів побудовано в середині минулого століття. Велика кількість таких будівель не відповідають сучасним вимогам експлуатації та вичерпали свій фізичний ресурс. Реконструкція водних станцій покращить якість обслуговування. При цьому будуть створені сприятливі умови для надійної та довгострокової експлуатації.

Мета роботи: Розробка проекту реконструкції станції очистки води в Тернополі з дослідженням роботи фундаментів..

Об'єкт досліджень – несучі елементи промислових будівель.

Предмет дослідження – окреmostоячі фундаменти промислових будівель.

Доцільність проведення досліджень зумовлена тим, що отримані результати дадуть можливість підвищити економічність промислових будівель при їх експлуатації.

Завдання роботи:

- виявити кліматичні, геологічні та містобудівні умови об'єкта реконструкції;
- визначити реальний стан конструкцій об'єкта реконструкції;
- розробити основні конструктивні та архітектурні рішення реконструкції станції очистки;
- виконати моделювання підсилення стрічкових фундаментів котельні з використанням методу скінченних елементів;
- розробити скінченно-елементну підсилюваної колони для визначення деформацій та тріщиноутворення;
- розробити заходи по охороні праці та цивільному захисту населення.

Методи дослідження – скінченно-елементний з використанням прикладного програмного пакету ЛІРА.

Галуззю застосування результатів роботи є проектування нових, реконструкція та експлуатація існуючих промислових будівель.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в тому, що отримала подальший розвиток методика моделювання роботи окремостоячої фундаментів.

Практичне значення отриманих результатів. Отримані в роботі результати досліджень можуть бути використані для зведення нових та реконструкції промислових будівель.

Апробація результатів магістерської роботи виконана роботи виконана на міжнародній науково-технічній конференції присвяченій 70 - річчю від дня народження член-кореспондента НАН України, проф. Яснія Петра Володимировича «Міцність і довговічність сучасних матеріалів та конструкцій» (Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 10-11 листопада 2022 року).

Публікація результатів магістерської роботи здійснена у збірнику тез вищезазначеної конференції.

Робота виконана згідно з тематикою науково-дослідних робіт кафедри будівельної механіки ТНТУ та державними програмами надійності і економічності будівельних виробів, матеріалів і конструкцій.

Ключові слова: моделювання, промислова будівля, скінченні елементи.

РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1 Дані про район і ділянку будівництва

1.1.1 Коротка характеристика району та майданчика будівництва

У рамках реконструкції станції очистки води в Тернополі передбачено спорудження лабораторно-побутового-виробничого корпусу для розміщення хіміко-бактеріологічної лабораторії контролю питної води. Майданчик для розміщення лабораторно-побутового-виробничого корпусу розташований на існуючій земельній ділянці станції III підйому КП «ТЕРНОПІЛЬВОДОКАНАЛ» м.Тернопіль. Територія підприємства захищена суцільною огорожею із залізобетонних плит і обладнана шлагбаумом. Рельєф майданчика спокійний з пониженням в північно-західному напрямку.

1.1.2 Кліматичні умови

Місто Тернопіль відноситься до I району архітектурно-будівельного кліматичного районування території України - північно-західному.

У фізико-географічному відношенні місто Тернопіль знаходиться на Тернопільському плато Подільської височини Східно-Європейської рівнини. Належить до помірного поясу зони широколистих лісів. Рельєф переважно рівнинний.

Кліматичні умови міста Тернопіль характеризуються наступними температурами зовнішнього повітря, прийнятими за даними ДСТУ-Н.Б В. 1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія»:

- період із середньодобовою температурою повітря $+ 8^{\circ}\text{C}$ - 184 доби;
- середня температура опалювального періоду $-0,2^{\circ}\text{C}$;
- температура повітря найхолоднішої п'ятиденки забезпеченістю 0,92 - 20°C ;
- характеристичне значення ваги снігового покриву на 1 м^2 горизонтальної поверхні землі для 4-го району складає 1400 Па;
- характеристичне значення вітрового тиску складає 550 Па.

1.1.3 Інженерно-геологічні та гідрологічні умови ділянки

За результатами інженерно-геологічних вишукувань сейсмічність майданчика будівництва складає 6 балів, категорія ґрунтів за сейсмічними властивостями - II. Ґрунти шарів ІГЕ-3 (супісок пластичний, карбонатизований), ІГЕ-4 (суглинок тугопластичний), ІГЕ-5 (пісок середньозернистий) не просадні, починаються з глибини 1,4 ... 1,7 м від поверхні землі.

Підземні води свердловинами на досліджену глибину не виявлені.

1.2 Генеральний план

1.2.1 Обґрунтування прийнятого рішення

Генеральний план об'єкта "Реконструкція насосної станції третього підйому з будівництвом лабораторно-побутового-виробничого корпусу в м.Тернополі", розроблений на підставі наступних матеріалів:

- завдання на проектування;
- містобудівних умов та обмеження забудови земельної ділянки;
- матеріалів топо-геодезичних вишукувань, виконаних ТОВ «СМП Геодезія».

Робота виконана з урахуванням та дотриманням діючих нормативно технічних документів, Законів України та інших нормативно-правових документів щодо містобудівного та природоохоронного регулювання питань при розміщенні та проектуванні об'єктів містобудування, зокрема:

- ДБН Б.2.2-12:2018 «Планування і забудова територій».
- НАПБ А.01.001-2014 «Правила пожежної безпеки України».
- ДСП 173-96 «Державні санітарні правила планування і забудови населених пунктів».
- ДСТУ Б.А.2-4-6:2009 «Правила виконання робочої документації генеральних планів»

1.2.2 Розпланування, забудова та організація рельєфу ділянки

Ділянка об'єкта будівництва розміщена в промисловій зоні на території діючої насосної станції III-го підйому КП «Тернопільводоканал» у м. Тернопіль.

Під'їзд на ділянку здійснюється по існуючій асфальтованій дорозі з вул.15 Квітня.

Цільове призначення земельної ділянки — для будівництва та обслуговування насосної станції третього підйому централізованого водопостачання м. Тернополя.

Власник земельної ділянки КП «Тернопільводоканал».

Рельєф ділянки з ухилом на північ, сейсмічність ділянки забудови - 6 балів, перепад висот по ділянці складає 6,5 метрів. Рельєф майданчика спокійний з пониженням в північно-західному напрямку.

Вертикальне планування вирішене в ув'язці з прилеглою територією та автодорогами. В'їзд на ділянку існуючий через КПП. До всіх проєктованих споруд, забезпечений під'їзд по дорогах з твердим покриттям. Навколо виробничого корпусу забезпечений кільцевий об'їзд. Прилеглу під'їзну внутрішню майданчикову дорогу передбачено виконати із асфальтобетонним покриттям. Тротуари і прилеглу пішохідну зону передбачено виконати з асфальтобетону. Вільні від забудови, тротуарів і доріг, ділянки території підлягають озелененню шляхом посадки чагарнику і влаштуванням газонів. Для збору сміття використовуються існуючі сміттєві контейнери.

Компонування генплану прийнята з урахуванням вимог ДБН Б.2.2-12:2018 «Планування і забудова територій», забезпечуючи при цьому нормовані протипожежні розриви між будівлями. Проектом прийнята суцільна система вертикального планування. Вертикальне планування вирішене в ув'язці з прилеглою територією і міськими вулицями. Відведення зливостоків здійснюється в існуючу дощову каналізацію. Розміщення будівель і споруд виконане з урахуванням ув'язки напряму основних вантажопотоків і забезпеченням

протипожежних розривів до існуючих будівель з урахуванням їх ступеня вогнестійкості і категорії виробництва.

Проїзд пожежних автомобілів здійснюється по дорогах з твердим покриттям з усіх боків будівлі.

Конструкція дорожнього покриття проїздів обумовлена вимогами міцності та забезпечення санітарно-гігієнічних вимог при русі транспорту. Збереження і обслуговування дорожніх знаків, дорожньої розмітки, турнікетної огорожі, очистка від снігу і ожеледиці, посипка території протиожеледними матеріалами в зимовий період, прибирання і ремонт дорожнього полотна під'їзних шляхів здійснюється замовником.

Для безпечного руху на території підприємства передбачені пішохідні тротуари вздовж доріг.

Організація рельєфу приймалась виходячи з умов:

- максимального збереження існуючого рельєфу та проїздів;
- урахування відміток рельєфу, проїздів та тротуарів на прилеглих територіях;
- забезпечення організованого відводу поверхневого стоку відкритою системою дощової каналізації з подальшим відводом в закриту систему дощової каналізації. Схема вертикального планування виконана з урахуванням таких основних вимог:

- мінімального обсягу земляних робіт;
- мінімального дебалансу земляних мас;
- відведення поверхневих вод із швидкостями, які виключають ерозію ґрунтів;
- максимального збереження ґрунтів і існуючих деревних насаджень;
- створення нормальних умов для руху транспорту та пішоходів.

1.2.3 Техніко-економічні показники

В результаті ухвалених планувальних рішень генерального плану ділянки визначені наступні техніко-економічні показники:

Загальна площа ділянки - 37491 м².

Площа забудови - 1795 м².

Площа покриття проїздів, тротуарів, майданчиків - 3946 м².

Площа озеленення - 5304 м².

Коефіцієнт забудови - 5,62 %.

СИТУАЦІЙНИЙ ПЛАН

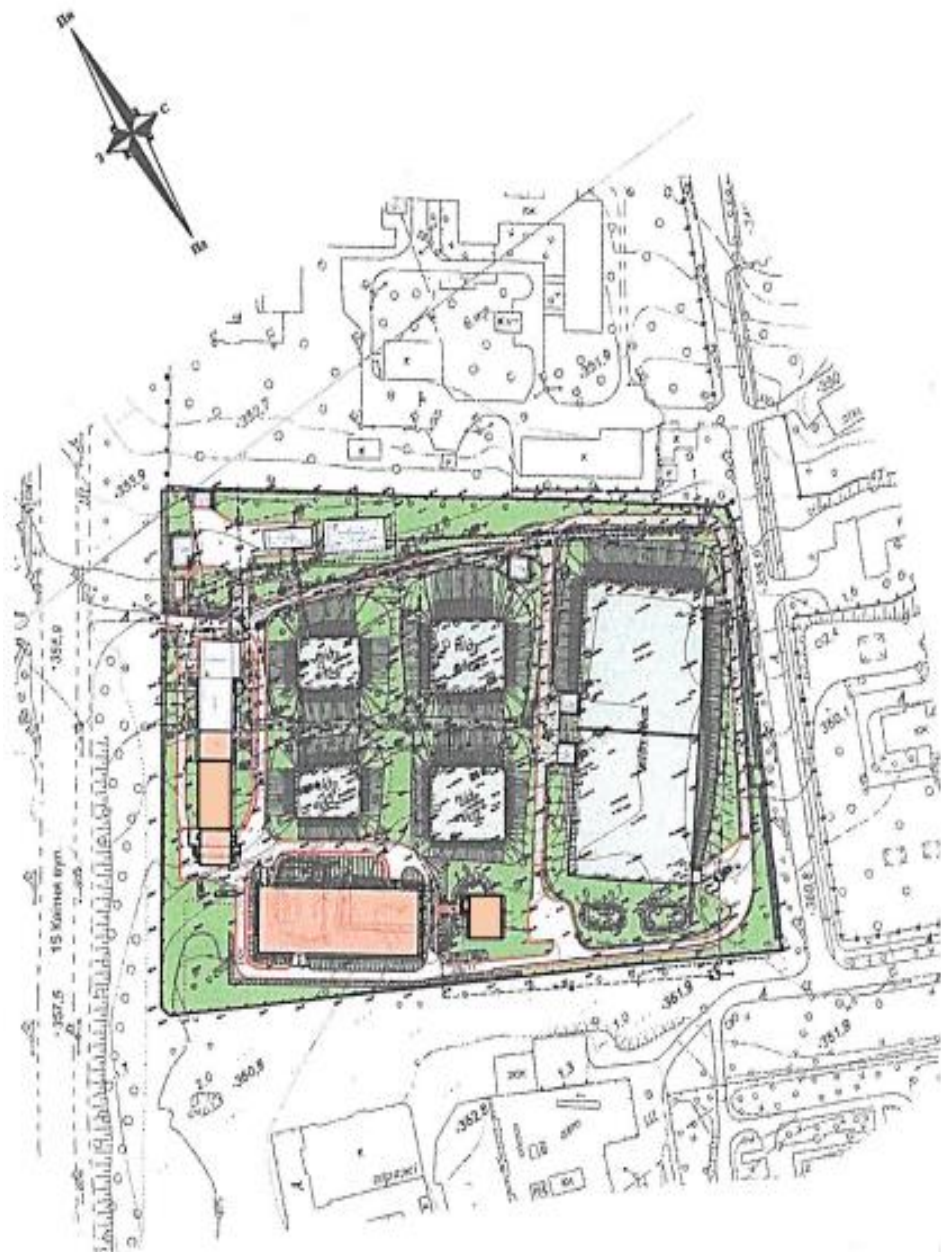


Рисунок 1.1 - Ситуаційний план

1.3 Архітектурно-планувальні рішення

1.3.1 Характеристика технологічного процесу

Джерелом централізованого питного водопостачання міста є підземна вода верхньо-крейдового водоносного горизонту. В даний час в експлуатації знаходяться два водозабори: «Тернопільський» та «Верхньо-Івачівський». Водозабір «Тернопільський» розташований на лівому березі р. Серет північно-західніше центральної частини міста, поблизу с. Біла. Згідно протоколу №6005 ДКЗ СРСР від 8.07.1970 р. затверджені запаси підземних вод по ділянці становлять 31,6 тис. м³ /добу. Перші вишукувальні та проектні роботи по водозабору були здійснені в 1946 році Харківським інститутом інженерів комунального будівництва. Водозабір потужністю 15 тис. м³ /добу введений до експлуатації в 1948 р. В комплекс водозабору входили:

- артезіанські свердловини - 7 шт.;
- резервуари чистої води (РЧВ) - 2 шт. об'ємом 500 м³ кожний;
- хлораторна; - насосна станція.

В 1961 - 1962 роках для збільшення продуктивності водозабору вишукувальною партією Одеського філіалу інституту «Укргідрокومنбуд» на підставі проведених гідрогеологічних вишукувальних робіт було пробурено ще 7 свердловин. Для очищення води від надлишкової кількості сполук заліза в 1969 році було збудовано і введено в експлуатацію станцію знезалізнення, проектною потужністю 32 тис. м³ /добу. В 1992 році - збудовано додатковий РЧВ, об'ємом 2000 м³ та хлораторну продуктивністю 10 кг хлору/год.

В теперішній час до комплексу водоочисних споруд водозабору «Тернопільський» входять:

- 14 свердловин глибиною 29-32 м, розташованих в ряд на відстані 50-100 м; станція знезалізнення води продуктивністю 32 тис. м³ /добу;
- 3 РЧВ (1 x V=2000 м³ + 2 x V=500 м³);
- хлораторна (М-20, модель 203);
- насосна станція II підйому з насосами Д630-90 - 4 шт.

Водозабір «Верхньо-Івачівський» розташований на правому березі р. Серет в 12 км північно-західніше м. Тернопіль. Згідно протоколу №6005 ДКЗ СРСР від 8.07.1970 р. затверджені експлуатаційні запаси підземних вод по категоріям А=В становлять 87,6 тис. м³ /добу. Перші вишукувальні роботи по водозабору були здійснені в 1966-1969 рр. гідрологічною експедицією ГРУ «Укрзахідгеологія». Водозабір потужністю 35 тис. м³/добу було введено в експлуатацію у 1976 р. В комплекс водозабору входили:

- артезіанські свердловини - 8 шт.,
- РЧВ - 2 шт. об'ємом по 1000 м³ ;
- насосна станція II-го підйому (4 насосних агрегати);
- водогін діаметром 800 мм; - РЧВ насосної станції I II-го підйому (2 x V=2000 м³ + 2 x V=3000 м³);
- хлораторна з складом хлору;
- насосна станція III-го підйому.

У 1989 році було завершено реконструкцію по розширенню водопостачання м. Тернополя, розроблену Харківським інститутом «УкркомунНІПроект» з доведенням потужності водозабору до 87,5 тис. м³/добу. У теперішній час до комплексу водозабору «Верхньо-Івачівський» входять:

- 16 артезіанських свердловин; - 3 РЧВ НС II-го підйому (2 x V=2000 м³ + 1 x V=6000 м³);
- насосна станція II-го підйому (насоси Д1250-125 - 5 шт.);
- водогони Д800 мм та ?1000 мм;
- 6 РЧВ НС III-го підйому (2 x V=2000 м³ + 2 x V=3000 м³ + 2 x V=10000м³);
- хлораторна зі складом хлору (АДВАНС-200);
- насосна станція III-го підйому (ВНС-4).

Коротка характеристика об'єкта. На сьогоднішній день водопостачання з «Верхньо-Івачівського» водозабору реалізується за схемою: підземна вода з 16 свердловин (№№ 27-41, 31 А) подається глибинними насосами у 3 РЧВ об'ємом 1000 м³ - 2 шт. та 6000 м³ - 1 шт. насосної станції II-го підйому.

Вода з насосної станції подається на майданчик ВНС-4 (на 6 резервуарів загальним об'ємом 30 тис. м³) двома водогонами: сталевим Д 800 мм та залізобетонним 1000 мм в нерівномірному режимі. Знезараження здійснюється хлорною водою, що надходить в резервуари з хлораторної. Знезаражена вода подається насосною станцією в місто. Майданчик ВНС-4 розташований в південно-східній частині міста та має розміри в плані 225 x 180 м. На ньому розміщені 6 резервуарів, промислова будівля, насосна станція III-го підйому з трансформаторною, відкрита електрична підстанція.

Для організації технологічного процесу передбачено будівництво виробничих споруд в складі

- станції знезалізнення води;
- лабораторно-побутово-виробничого корпусу;
- РП-10 кВ з ТП - 10/0,4 кВ;
- насосній станції оборотної води з резервуаром ємністю 500 м³.

До початку виконання основних будівельних робіт передбачено виконання підготовчих робіт по вертикальному плануванні території, огороження будівельного майданчика, зносу частини існуючого корпусу №6, існуючих фундаментів, підземного резервуару в межах забудови фільтрувальної станції.

Площа земельної ділянки складає 3,7491 га.

В'їзд на ділянку запроектований через існуючу прохідну. До всіх запроектованих будівель та споруд забезпечений під'їзд по дорогам з твердим покриттям. Навколо виробничого корпусу забезпечений круговий об'їзд. Внутрішні дороги території передбачено виконати з бруківки. Тротуари і прилеглу пішохідну зону у головного входу та входу в адміністративно-побутову частину корпусу передбачено виконати з бруківки.

Вільні від забудови, тротуарів і доріг ділянки території підлягають озелененню шляхом влаштування газонів. Вибір порід насаджень для озеленення та їх раціональне розміщення на ділянці передбачено зважаючи на використання місцевого асортименту по кліматичним і ґрунтовим умовам та їх сумісності між собою. Для засіву газонів травною використано такий склад: тонконіг луговий,

костриця червона, костриця червона змінена, половиця тонка. Проектом прийнята суцільна система вертикального планування. Відведення дощових вод здійснюється в дощову каналізацію та в понижені місця рельєфу.

1.3.2 Опис прийнятого рішення та його обґрунтування

Архітектурні і планувальні рішення розроблено відповідно до:

функціонального призначення об'єкту;

об'ємно-планувальних вимог викладених в «Містобудівних умовах і обмеженнях»;

«Завдання на проектування» та завдань розробників суміжних розділів проекту з урахуванням узгоджених із Замовником планувальних рішень.

Архітектурне вирішення фасадів будівель, об'ємно-просторові рішення визначилися, головним чином, функціональним призначенням комплексу, розміщенням в існуючій забудові, а також конструктивними рішеннями.

1.3.3 Забезпечення доступності маломобільних груп населення

Проект розроблено з урахуванням доступності для осіб з інвалідністю та інших маломобільних груп населення, а саме: ширина руху в коридорах лабораторно-побутово-виробничий корпусу у чистоті при зустрічному русі коляски більше ніж 1,8 м.

1.4 Опорядження будинку

Згідно з завдання на проектування у осях «4 - 9» та «Б - Г» в прибудові до існуючої насосної станції III підйому розміщено лабораторно-побутово-виробничий корпус для хіміко-бактеріологічної лабораторії контролю питної води та приміщення для обслуговуючого персоналу насосної станції.

В лабораторно-побутово-виробничому корпусі передбачені приміщення для обслуговуючого персоналу площадки водопровідної станції:

лаборантів – 7 осіб на добу,

ІТР – 7 осіб на добу,

робочих – 11 осіб на добу.

Евакуація з приміщень виконується через коридор назовні. Сполучення з виробничим корпусом насосної здійснюється через протипожежні двері з класом вогнестійкості EI 60.

Усі приміщення забезпечені природнім освітленням через вікна, які мають опір теплопередачі $0,75 \text{ м}^2 \text{ }^\circ\text{K}/\text{Вт}$ згідно з вимогами табл. 3 ДБН В.2.6-31-2016.

Побутові приміщення забезпечені розрахунковою кількістю шафок для робочого і домашнього одягу, душовими, санвузлами і вмивальними.

В санвузлах та душових запроектована вентиляційна система для запобігання утворення грибкових і пліснявих уражень стін, підлоги і стелі.

Підлога оздоблена гідроізоляційною стяжкою Ceresit CR 65 – 20 мм, а зверху керамогранітною плиткою. Стіни оздоблено керамічною плиткою на висоту 3,0 м від рівня підлоги, далі – гідроізоляційною штукатуркою Ceresit CR 65 – 20 мм. Стеля підвісна з вологостійкого гіпсокартону. До початку монтажу стель плити перекриття оздоблено гідроізоляційною сумішшю Ceresit CR 65 – 20 мм за 2-3 рази товщиною 2,5 - 3,5 мм. Змонтовані стелі оброблені акриловою ґрунтовкою та пофарбовані інтер'єрними фарбами для вологих приміщень.

У підвалі для запобігання утворення грибкових і пліснявих уражень стін, підлоги і стелі влаштовано вентиляційну систему. Зовні фундамент гідроізолюваний. Стіни і плити перекриття підвалу оздоблено гідроізоляційною стяжкою Ceresit CR 65 – 20 мм на всю висоту підвалу, а також оброблені протигрибковим засобом. Фінішне покриття підлоги виконано композиційним просоченням Консолід-1. У венткамері та котельні підлога оздоблена гідроізоляційною стяжкою Ceresit CR 65 - 20мм, а зверху керамогранітною плиткою. Стеля утеплена ЕППС «Стіродур» та оздоблена гідроізоляційною сумішшю Ceresit CR 65, на фініші оброблена акриловою ґрунтовкою та пофарбована інтер'єрними фарбами для вологих приміщень.

Вікна металопластикові енергозберігаючі з заповненням склопакетами. Зовнішні двері металеві утеплені вогнестійкістю EI 60, з опором теплопередачі не менше $0,6 \text{ м}^2 \text{ }^\circ\text{K}/\text{Вт}$ згідно з вимогами табл. 3 ДБН В.2.6-31-2016. Внутрішні двері

в лабораторні приміщення металеві, та алюмінієві EI 60, та металопластикові в приміщеннях не лабораторного призначення.

Приміщення 2.1 та 2.2 розділені напівпрозорою офісною перегородкою з металопластиковими дверима. Стіни в лабораторних приміщеннях та санвузлах повністю облицьовані керамічною плиткою. Стіни в інших приміщеннях облицьовані керамічною плиткою на висоту 1,5 м. Підлога в приміщеннях лабораторно-побутово-виробничого корпусу запроектована з керамічної плитки. В усіх приміщеннях окрім тамбурів, сходових кліток і підвальних приміщень запроектована підвісна стеля типу «Армстронг».

Оздоблення зовнішніх стін передбачено застосуванням «легкої штукатурки» по системі Ceresit з подальшим фарбуванням фасадними фарбами згідно кольорового рішення.

1.5 Енергоефективність

Теплофізичні характеристики будівельних матеріалів приймаються згідно додатку А ДСТУ Б В.2.6-189:2013 або за протоколом випробування теплофізичних властивостей.

Зовнішня стіна по осі Б в осях 4-9

- вапняно-піщана штукатурка, густина 1600 кг/м^3 , $\delta=0,01 \text{ м}$, $\lambda_B=0,81 \text{ Вт/(м}\cdot\text{К)}$;
- керамічна повнотіла цегла, густина 1800 кг/м^3 , $\delta=0,38 \text{ м}$, $\lambda_B=0,81 \text{ Вт/(м}\cdot\text{К)}$;
- мінераловатні плити ТЕХНОФАС ЕФЕКТ (протокол № 49-16/20 від 05.01.16р. ДП «Український науково-дослідний і проектно-конструкторський інститут будівельних матеріалів і виробів (ДП «НДІБМВ»)), густина 129 кг/м^3 , $\delta=0,15 \text{ м}$, $\lambda_B=0,041 \text{ Вт/(м}\cdot\text{К)}$;
- легка декоративна штукатурка, густина 1700 кг/м^3 , $\delta=0,01 \text{ м}$, $\lambda_B=0,87 \text{ Вт/(м}\cdot\text{К)}$; Для багатошарової конструкції опір теплопередачі розраховуємо за формулою (2) ДСТУ Б В.2.6-189:2013.

$$R_{\Sigma} = \frac{1}{\alpha_B} + \sum_{i=1}^n R_i + \frac{1}{\alpha_3} = \frac{1}{\alpha_B} + \sum_{i=1}^n \frac{\delta_i}{\lambda_i} + \frac{1}{\alpha_3}$$

$$=1/8,7+0,01/0,81+0,38/0,81+0,15/0,041+0,01/0,87+1/23=4,31(\text{м}^2\cdot\text{К})/\text{Вт}.$$

$$R_{\Sigma} \geq R_{q \text{ min}}$$

$$[R_{\Sigma}=4,31 (\text{м}^2\cdot\text{К})/\text{Вт}] \geq [R_{q \text{ min}}=3,3 (\text{м}^2 \text{ К})/\text{Вт}] - \text{умова виконується.}$$

Визначаємо характерні ділянки та типи теплопровідних включень.

Розміри фрагменту фасаду, що розглядається, становить

$$32,5 \text{ м} \times 6,7 \text{ м} = 217,75 \text{ м}^2.$$

$$\text{Розміри віконного прорізу } 1,5 \text{ м} \times 1,5 \text{ м} = 2,25 \text{ м}^2.$$

Кількість віконних прорізів: 8 шт.

$$\text{Розміри віконного прорізу } 0,9 \text{ м} \times 1,5 \text{ м} = 1,35 \text{ м}^2.$$

Кількість віконних прорізів: 8 шт.

$$\text{Розміри віконного прорізу } 2,4 \text{ м} \times 1,5 \text{ м} = 3,6 \text{ м}^2.$$

Кількість віконних прорізів: 1 шт.

$$\text{Розміри віконного прорізу } 2,4 \text{ м} \times 3,0 \text{ м} = 7,2 \text{ м}^2.$$

Кількість віконних прорізів: 2 шт.

$$\text{Розміри віконного прорізу } 1,5 \text{ м} \times 1,0 \text{ м} = 1,5 \text{ м}^2.$$

Кількість віконних прорізів: 2 шт.

$$\text{Сумарна площа віконних прорізів: } 49,8 \text{ м}^2.$$

Площа непрозорої частини фрагменту фасаду дорівнює

$$217,75 - 49,8 = 167,95 \text{ м}^2.$$

Ширина віконного відкосу становить: 0,15 м.

$$\text{Площа віконних відкосів: } (29,4+29,4+67) \times 0,15 = 18,87 \text{ м}^2.$$

Загальна площа непрозорої частини фрагменту фасаду дорівнює:

$$167,95 + 18,87 = 186,82 \text{ м}^2.$$

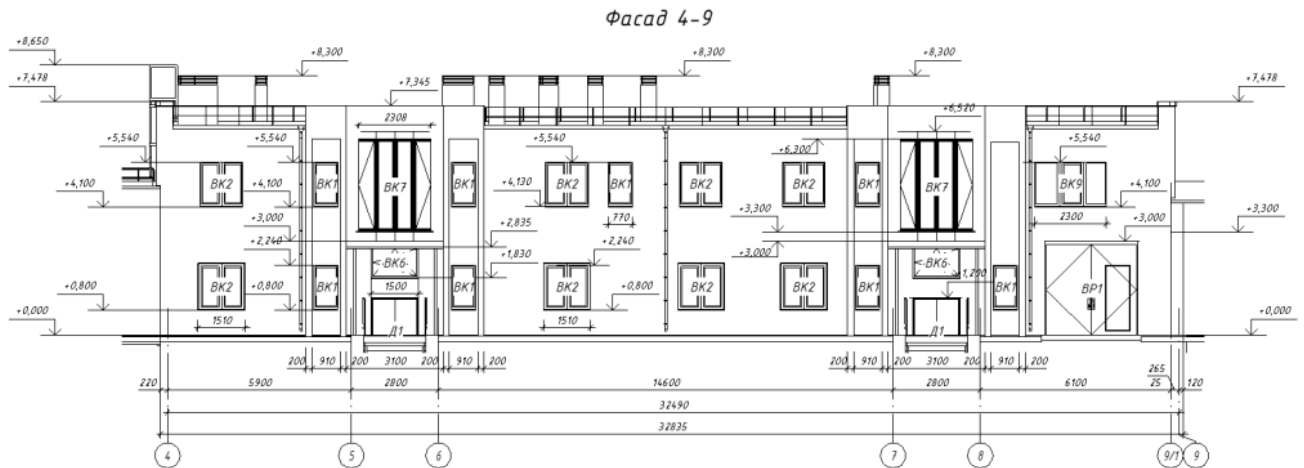


Рисунок 1.2 Фрагмент фасаду будівлі

На фрагменті, що розглядається присутні наступні теплопровідні включення, що відносяться до непрозорої огорожувальної конструкції:

- віконні відкоси в зоні надвіконної перемички, підвіконня, рядового примикання – лінійні елементи;
- дюбелі для кріплення мінераловатних плит – точкові елементи.

Для вказаних теплопровідних включень за проектними даними та даними Додатків Г та Д ДСТУ Б В.2.6-189:2013 визначають кількісні показники та характеристики лінійних та точкових коефіцієнтів теплопередачі.

Зведені дані наведені нижче:

- віконний відкіс в зоні перемички (протяжність 29,4 м) – 0,081 Вт/(м·К);
- віконний відкіс в зоні підвіконня (протяжність 29,4 м) – 0,064 Вт/(м·К);
- віконний відкіс в зоні рядового примикання (протяжність 67 м) – 0,071Вт/(м·К);
- дюбелі для кріплення мінераловатних плит (1680 шт.) – 0,005 Вт/К.

На підставі цих даних визначають приведений опір теплопередачі зовнішньої стіни згідно з формулою (3) ДСТУ Б В.2.6-189:2013:

$$R_{\Sigma np} = \frac{F_{\Sigma}}{\sum_{i=1}^I \frac{F_i}{R_{\Sigma i}} + \sum_{j=1}^J k_j L_j + \sum_{k=1}^K \psi_k N_k} =$$

$$= \frac{186,62}{\frac{167,95}{4,31} + 29,4 \cdot 0,081 + 29,4 \cdot 0,064 + 67 \cdot 0,071 + 1680 \cdot 0,005} = 3,31 (\text{m}^2 \cdot \text{K}) / \text{Вт}$$

$$R_{\Sigma} \geq R_{q \text{ min}}$$

$$[R_{\Sigma} = 3,31 (\text{m}^2 \cdot \text{K}) / \text{Вт}] \geq [R_{q \text{ min}} = 3,3 (\text{m}^2 \cdot \text{K}) / \text{Вт}] - \text{умова виконується.}$$

Визначаємо температуру на внутрішній поверхні стіни:

$$T_{\text{в min}} = t_{\text{вн}} - \frac{t_{\text{вн}} - t_{\text{зов}}}{R_{\Sigma \text{пр}} \cdot \alpha_{\text{в}}}$$

де $t_{\text{вн}}$ – температура внутрішнього повітря, в даному випадку 20°C згідно таблиці В.2 ДБН В.2.6-31:2016;

$t_{\text{зов}}$ – розрахункова температура зовнішнього повітря, для І температурної зони мінус 22°C згідно таблиці В.4 ДБН В.2.6-31:2016;

$$T_{\text{в min}} = 20 - \frac{20 - (-22)}{3,31 \cdot 8,7} = 18,54^{\circ}\text{C}$$

Оскільки коефіцієнт скління фасадів (фрагменту) становить $0,2(0,21)$ (розрахунок наведено у п. «Вікна»), що більше ніж $0,18$, тоді температурний перепад між внутрішньою температурою огороження та температурою внутрішнього повітря становить:

$$\begin{aligned} \Delta T_{\text{пр}} &= t_{\text{вн}} - \frac{\tau_{\text{в}} F_{\text{ст}} - \tau_{\text{всп}} F_{\text{сп}}}{F_{\text{ст}} + F_{\text{сп}}} = \\ &= 20 - \frac{18,54 \cdot 167,95 - 13,44 \cdot 49,8}{167,95 + 49,8} = 2,63^{\circ}\text{C} \end{aligned}$$

Допустима за санітарно-гігієнічними вимогами різниця між температурою внутрішнього повітря і приведеною температурою внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції для зовнішньої стіни становить $\Delta T_{\text{ст}} = 5,0^{\circ}\text{C}$ згідно таблиці 5 ДБН В.2.6-31:2016. $[\Delta T_{\text{пр}} = 2,63^{\circ}\text{C}] ? [\Delta T_{\text{ст}} = 5,0^{\circ}\text{C}]$. Отже умова виконується.

Вікна:

Визначаємо коефіцієнт скління фасадів всієї будівлі:

$$m_w = \frac{\sum A_{wi}}{\sum A_{wi} + \sum A_i + \sum A_{fdi}} =$$

$$M_w = 93,75 / (93,75 + 342,59 + 21,6) = 0,2.$$

Визначаємо коефіцієнт скління фрагменту фасаду, що розглядається:

$$m_{w(\text{фрагменту})} = 49,8 / (49,8 + 186,82 + 6,3) = 0,21.$$

Вікна, що приймаються до установки – REHAU Euro-Design 70 зі склопакетом 4-14-4-14арг-4EN2plus.

Приведений опір теплопередачі віконного блоку згідно даних виробника складає $0,8 \text{ м}^2 \text{ К/Вт}$.

$$R_{\Sigma \text{пр}} \geq R_{q \text{ min}}$$

$$[R_{\Sigma \text{пр}} = 0,8 \text{ (м}^2 \cdot \text{К)/Вт}] \geq [R_{q \text{ min}} = 0,75 \text{ (м}^2 \text{ К)/Вт}] \text{ – умова виконується.}$$

Розраховуємо температуру внутрішньої поверхні віконного блоку за формулою:

$$T_{B \text{ min}} = t_{\text{вн}} - \frac{t_{\text{вн}} - t_{\text{зов}}}{R_{\Sigma \text{пр}} \cdot \alpha_{\text{в}}}$$

де $t_{\text{вн}}$ – температура внутрішнього повітря, в даному випадку 20°C згідно таблиці В.2 ДБН В.2.6-31:2016;

$t_{\text{зов}}$ – розрахункова температура зовнішнього повітря, для I температурної зони мінус 22°C згідно таблиці В.4 ДБН В.2.6-31:2016;

$$T_{B \text{ min}} = 20 - \frac{20 - (-22)}{0,8 \cdot 8,0} = 13,44^\circ\text{C}$$

Перевіряємо можливість конденсації на внутрішній поверхні віконного блоку: при $t_{\text{в}} = 20^\circ\text{C}$; $\phi_{\text{в}} = 55\%$ температура точки роси для внутрішнього повітря становить $T_{\text{min}} = 10,7^\circ\text{C}$.

$[T_{B \text{ min}} = 13,44^\circ\text{C}] > [T_{\text{min}} = 10,7^\circ\text{C}]$. Отже, умова п. 6.4.2 ДБН В.2.6-31:2016 виконується відносно точки роси.

Стіна цоколя (на глибину 1,0 м нижче мощення):

- вапняно-піщана штукатурка, густина 1600 кг/м^3 , $\delta=0,01 \text{ м}$, $\lambda_{\text{Б}}=0,81 \text{ Вт/(м}\cdot\text{К)}$;
- залізобетон, густина 2500 кг/м^3 , $\delta=0,40 \text{ м}$, $\lambda_{\text{Б}}=2,04 \text{ Вт/(м}\cdot\text{К)}$;
- обмазочна гідроізоляція в 2 шари;
- клейовий розчин;
- екструдовані пінополістирольні плити, густина 35 кг/м^3 , $\delta=0,15 \text{ м}$, $\lambda_{\text{Б}}=0,037 \text{ Вт/(м}\cdot\text{К)}$;

- декоративна гідрозахисна штукатурка, густина 1400 кг/м³, $\delta=0,005$ м, $\lambda_B=0,22$ Вт/(м·К).

Для багатошарової конструкції опір теплопередачі розраховуємо за формулою (2) ДСТУ Б В.2.6-189:2013.

$$R_{\Sigma} = \frac{1}{\alpha_B} + \sum_{i=1}^n R_i + \frac{1}{\alpha_3} = \frac{1}{\alpha_B} + \sum_{i=1}^n \frac{\delta_i}{\lambda_i} + \frac{1}{\alpha_3} =$$

$$= 1/8,7 + 0,01/0,81 + 0,40/2,04 + 0,15/0,037 + 0,005/0,22 + 1/23 = 4,44 \text{ (м}^2 \cdot \text{К) / Вт}$$

$$R_{\Sigma} \geq R_{q \text{ min}}$$

$$[R_{\Sigma} = 4,44 \text{ (м}^2 \cdot \text{К) / Вт}] \geq [R_{q \text{ min}} = 3,3 \text{ (м}^2 \cdot \text{К) / Вт}] - \text{ умова виконується.}$$

Суміщене покриття:

- руберойд в 2 шари (підстиляючий і основний покрівельний).

- цементно-піщана стяжка, густина $\rho=1800$ кг/м³,

$$\delta=0,04 \text{ м,} \quad \lambda_B=0,93 \text{ Вт/(м} \cdot \text{К);}$$

- плівка розділяюча поліетиленова;

- мінераловатні плити ТЕХНОРУФ Н 30 (протокол № 16к/13 від 11.04.13р., ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій (ДП «НДІБК»), густина $\rho=115$ кг/м³, $\delta=0,24$ м, $\lambda_B=0,042$ Вт/(м·К);

- керамзитовий гравій, густина $\rho=600$ кг/м³, $\delta=0,03$ м, $\lambda_B=0,2$ Вт/(м·К);

- пароізоляція;

- залізобетонна плита перекриття, густина $\rho=2500$ кг/м³, $\delta=0,22$ м, $\lambda_B=2,04$ Вт/(м·К);

Для багатошарової конструкції опір теплопередачі розраховуємо за формулою (2) ДСТУ Б В.2.6-189:2013.

$$R_{\Sigma} = \frac{1}{\alpha_B} + \sum_{i=1}^n R_i + \frac{1}{\alpha_3} = \frac{1}{\alpha_B} + \sum_{i=1}^n \frac{\delta_i}{\lambda_i} + \frac{1}{\alpha_3} =$$

$$= 1/8,7 + 0,04/0,93 + 0,24/0,042 + 0,03/0,2 + 0,22/2,04 + 1/23 = 6,17 \text{ (м}^2 \cdot \text{К) / Вт.}$$

$$R_{\Sigma} \geq R_{q \text{ min}}$$

$$[R_{\Sigma} = 6,17 \text{ (м}^2 \cdot \text{К) / Вт}] \geq [R_{q \text{ min}} = 6,0 \text{ (м}^2 \cdot \text{К) / Вт}] - \text{ умова виконується.}$$

Температурний перепад між температурою внутрішнього повітря і приведеною температурою внутрішньої поверхні суміщеного покриття визначаємо за формулою:

$$\Delta T_{\text{пр}} = \frac{t_{\text{вн}} - t_{\text{зов}}}{R_{\Sigma \text{пр}} \cdot \alpha_{\text{в}}}$$

де $t_{\text{вн}}$ – температура внутрішнього повітря, в даному випадку 20°C згідно таблиці В.2 ДБН В.2.6-31:2016;

$t_{\text{зов}}$ – розрахункова температура зовнішнього повітря, для І температурної зони мінус 22°C згідно таблиці В.4 ДБН В.2.6-31:2016;

$$\Delta T_{\text{пр}} = \frac{20 - (-22)}{6,17 \cdot 8,7} = 0,78^{\circ}\text{C}$$

Допустима за санітарно-гігієнічними вимогами різниця між температурою внутрішнього повітря і приведеною температурою внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції для суміщеного покриття становить $\Delta T_{\text{сг}} = 4,0^{\circ}\text{C}$ згідно таблиці 5 ДБН В.2.6-31:2016.

$[\Delta T_{\text{пр}} = 0,78^{\circ}\text{C}] \leq [\Delta T_{\text{сг}} = 4,0^{\circ}\text{C}]$. Отже, умова виконується.

Перекриття над неопалюваним підвалом:

- покриття підлоги (керамічна плитка), густина $\rho=2000 \text{ кг/м}^3$, $\delta=0,01 \text{ м}$,

$\lambda=1,1 \text{ Вт/(м}\cdot\text{К)}$;

- шар клею для плитки, $\delta=0,01 \text{ м}$;

- гідроізоляція із заведенням на стіни;

- цементно-піщаний стяжка, густина $\rho=1800 \text{ кг/м}^3$, $\delta=0,02 \text{ м}$, $\lambda=0,93 \text{ Вт/(м}\cdot\text{К)}$;

- з/б плита покриття, густина $\rho=2500 \text{ кг/м}^3$, $\delta=0,22 \text{ м}$, $\lambda=2,04 \text{ Вт/(м}\cdot\text{К)}$;

- екструдовані пінополістирольні плити, густина $\rho=35 \text{ кг/м}^3$, $\delta=0,15 \text{ м}$,

$\lambda_{\text{б}}=0,037 \text{ Вт/(м}\cdot\text{К)}$;

- легка декоративна штукатурка, густина $\rho=1700 \text{ кг/м}^3$, $\delta=0,01 \text{ м}$,

$\lambda=0,87 \text{ Вт/(м}\cdot\text{К)}$.

Для багатошарової конструкції опір теплопередачі розраховуємо за формулою (2) ДСТУ Б В.2.6-189:2013.

$$R_{\Sigma} = \frac{1}{\alpha_B} + \sum_{i=1}^n R_i + \frac{1}{\alpha_3} = \frac{1}{\alpha_B} + \sum_{i=1}^n \frac{\delta_i}{\lambda_i} + \frac{1}{\alpha_3} =$$

$$= 1/8,7 + 0,01/1,1 + 0,02/0,93 + 0,22/2,04 + 0,15/0,037 + 0,01/0,87 + 1/23 =$$

$$= 4,56 (\text{м}^2 \cdot \text{К}) / \text{Вт}.$$

$$R_{\Sigma} \geq R_{q \min}$$

$$[R_{\Sigma} = 4,56 (\text{м}^2 \cdot \text{К}) / \text{Вт}] \geq [R_{q \min} = 3,75 (\text{м}^2 \cdot \text{К}) / \text{Вт}] - \text{умова виконується.}$$

Розраховуємо мінімально допустиме значення опору теплопередачі над перекриттям над підвалом:

$$R_{g \min} = \frac{t_{B1} - t_{B2}}{\Delta T_{\text{сг}} \cdot \alpha_B}$$

де t_{B1} – температура внутрішнього повітря, в даному випадку 20°C згідно таблиці В.2 ДБН В.2.6-31:2016;

t_{B2} – температура внутрішнього повітря в підвалі, в даному випадку 5°C ;

$\Delta T_{\text{сг}}$ – допустима за санітарно-гігієнічними вимогами різниця між температурою внутрішнього повітря і приведеною температурою внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції, для перекриття над підвалом становить $2,5^{\circ}\text{C}$ згідно таблиці 5 ДБН В.2.6-31:2016

$$R_{g \min} = \frac{20 - 5}{2,5 \cdot 8,7} = 0,69^{\circ}\text{C}$$

$$R_{\Sigma} \geq R_{q \min}$$

$$[R_{\Sigma} = 4,56 (\text{м}^2 \cdot \text{К}) / \text{Вт}] \geq [R_{q \min} = 0,69 (\text{м}^2 \cdot \text{К}) / \text{Вт}] - \text{умова виконується.}$$

Коефіцієнт теплосасвоєння поверхонь підлоги:

Показник теплосасвоєння поверхонь підлоги визначається згідно п.6 ДСТУ-Н БВ.2.6-190:2013 при умовах експлуатації А згідно п.4.7 ДСТУ-Н Б В.2.6-190:2013.

Таблиця 1.1 - Теплофізичні характеристики конструкції перекриття

Номер шару	Матеріал	Товщина шару δ , м	Густина матеріалу в сухому стані ρ , кг/м ³	Розрахункові характеристики в умовах експлуатації А	
				теплопровідність λ , Вт/(м·К)	коефіцієнт теплосвоєння s , Вт/(м ² К)
1	Керамічна плитка	0,01	2000	0,96	11,63
2	Клей для плитки Ceresit CM11	0,01	1800	0,072	1,03
3	Цементно-піщана стяжка	0,02	1800	0,76	9,6
4	З/б плита перекриття пустотна	0,22	2500	1,92	17,98
5	Екструдовані пінополістирольні плити	0,15	35	0,036	0,37
6	Легка декоративна штукатурка	0,01	1700	0,7	8,95

- шар №1:

$$R_1 = \delta_1 / \lambda_1 = 0,01 / 0,96 = 0,01 \text{ (м}^2 \cdot \text{К)}/\text{Вт}$$

$$D_1 = R_1 \cdot s_1 = 0,01 \cdot 11,63 = 0,12.$$

- шар №2;

$$R_2 = \delta_2 / \lambda_2 = 0,01 / 0,072 = 0,139 \text{ (м}^2 \cdot \text{К)}/\text{Вт}$$

$$D_2 = R_2 \cdot s_2 = 0,139 \cdot 1,04 = 0,14.$$

- шар №3;

$$R_3 = \delta_3 / \lambda_3 = 0,02 / 0,76 = 0,03 \text{ (м}^2\cdot\text{К)/Вт}$$

$$D_3 = R_3 \cdot s_3 = 0,03 \cdot 9,6 = 0,25.$$

шар №4;

$$R_4 = \delta_4 / \lambda_4 = 0,22 / 1,92 = 0,11 \text{ (м}^2\cdot\text{К)/Вт}$$

$$D_4 = R_4 \cdot s_4 = 0,11 \cdot 17,98 = 2,06.$$

- шар №5;

$$R_5 = \delta_5 / \lambda_5 = 0,15 / 0,036 = 4,17 \text{ (м}^2\cdot\text{К)/Вт}$$

$$D_5 = R_5 \cdot s_5 = 4,17 \cdot 0,37 = 1,54.$$

- шар №6;

$$R_6 = \delta / \lambda_6 = 0,01 / 0,7 = 0,01 \text{ (м}^2\cdot\text{К)/Вт}$$

$$D_6 = R_6 \cdot s_6 = 0,01 \cdot 8,95 = 0,13.$$

Оскільки перші два внутрішні шари огороження в сумі мають теплову інерцію менше $D_1 + D_2 = 0,12 + 0,14 = 0,26 < 0,5$, а $D_1 + D_2 + D_3 = 0,12 + 0,14 + 0,25 = 0,51 > 0,5$, тоді коефіцієнт теплосвоєння поверхні визначається за формулою:

$$Y_2 = (2 \cdot R_2 \cdot s_2^2 + s_3) / (0,5 + R_2 \cdot s_3)$$

$$Y_2 = (2 \cdot 0,139 \cdot 1,03^2 + 9,6) / (0,5 + 0,139 \cdot 9,6) = 5,39 \text{ Вт/(м}^2\cdot\text{К)}.$$

$$Y_1 = (4 \cdot R_1 \cdot s_1^2 + Y_2) / (1 + R_1 \cdot Y_2)$$

$$Y_1 = (4 \cdot 0,01 \cdot 11,632 + 5,39) / (1 + 0,01 \cdot 5,39) = 10,24 \text{ Вт/(м}^2\cdot\text{К)}.$$

Перевірка умови п.6.8. ДБН В.2.6-31:2016 $Y_{п} ? Y_{п \max}$,

$Y_{п \max} = 14 \text{ Вт/(м}^2\cdot\text{К)}$ – для будівель даного типу.

$[Y_{п} = 10,24 \text{ Вт/(м}^2\cdot\text{К)}] ? [Y_{п \max} = 14 \text{ Вт/(м}^2\cdot\text{К)}]$. Отже умова виконується.

1.6 Конструктивні рішення

Будівля лабораторно-побутово-виробничого корпусу двоповерхова, розміром в плані 32,8 x 12,9 м, висотою 7,4 м. Зовнішні стіни цегляні з утепленням мінераловатними плитами завтовшки 150 мм, перекриття виконані із залізобетонних плит та утепленням мінераловатними плитами завтовшки 150 мм. Покрівля суміщена, з зовнішнім організованим водостоком та огорожею.

Ступінь вогнестійкості будівлі – II, категорія виробничого корпусу з пожежної безпеки - «Г».

Прийняті конструктивні рішення по будівлях та спорудах відповідають вимогам ДБН В.1.2-14:2018 “Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об’єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд” та забезпечують:

- безпеку для здоров'я і життя людей, майна та довкілля;
- збереження цілісності об'єкта та його основних частин і виконання інших вимог, які гарантують можливість використання об'єкта за призначенням і нормального функціонування технологічного процесу, включаючи вимоги до жорсткості будівельних конструкцій і основ;
- забезпечують можливість розвитку об'єкта та його пристосування до технічних, економічних або соціальних умов, що змінюються;
- створення необхідного рівня зручностей і комфорту для користувачів та експлуатаційного персоналу, включаючи вимоги до кліматичного режиму в приміщеннях (повітрообмін, температура, вологість, рівень освітленості тощо), а також доступність для оглядів і ремонтів, можливість заміни і модернізації окремих елементів;
- мінімальний ступінь ризику шляхом виконання вимог до вогнестійкості, безвідмовності роботи захисних пристроїв, надійності систем і мереж життєзабезпечення, живучості будівельних конструкцій.

1.7 Інженерні мережі і обладнання

Забезпечення потреб господарсько-питного водопостачання здійснюється приєднанням проектного внутрішньо майданчикowego трубопроводу Ду=100мм на виході з насосної станції. Відведення господарсько-побутових стоків підприємства передбачене до існуючої мережі каналізації. Електропостачання здійснюється від проектової РП-10 кВ з ТП 10/04кВ, потужністю 2х1,6 МВА. Категорія надійності електропостачання по насосній станції III підйому-1.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1 Прив'язка проектованої будівлі до існуючого рельєфу будівельного майданчика

Абсолютне значення природнього ухилу будівельного майданчика має незначний перепад висот в межах довжини будівлі, який становить $142,25-140,75=1,5$ м, що свідчить про те, що природній рельєф ділянки відносно «спокійний». Ми вирішили «згладити» наявні природні хвилястість в межах профілю, з ухилом 0,002. Абсолютну відмітку планувальної поверхні приймемо 141,5 м, а проектна «червона» відмітка проектного рельєфу на куті будівельного майданчика має такі позначки:

$$т.а: 141.5 + 0.002 \cdot 101.28 + 0.002 \cdot 48.95 = 141.8 \text{ м}$$

$$т.В: 141.5 - 0.002 \cdot 124.72 + 0.002 \cdot 48.95 = 141.35 \text{ м}$$

$$т.С: 141.5 - 0.002 \cdot 124.72 - 0.002 \cdot 71.05 = 141.11 \text{ м}$$

$$т.Д: 141.5 + 0.002 \cdot 101.28 - 0.002 \cdot 71.05 = 141.56 \text{ м}$$

Кути контуру будівлі, що проектується, матимуть наступні позначки:

$$т.1: 141.5 + 0.002 \cdot 60.75 - 0.002 \cdot 34.75 = 141.55 \text{ м}$$

$$т.2: 141.5 + 0.002 \cdot 67 - 0.002 \cdot 17.33 = 141.6 \text{ м}$$

$$т.3: 141.5 + 0.002 \cdot 21.81 - 0.002 \cdot 1.33 = 141.54 \text{ м}$$

$$т.4: 141.5 + 0.002 \cdot 29.93 + 0.002 \cdot 21.51 = 141.6 \text{ м}$$

$$т.5: 141.5 - 0.002 \cdot 9.42 + 0.002 \cdot 35.62 = 141.55 \text{ м}$$

$$т.6: 141.5 - 0.002 \cdot 17.53 + 0.002 \cdot 12.98 = 141.49 \text{ м}$$

$$т.7: 141.5 - 0.002 \cdot 62.72 + 0.002 \cdot 29.18 = 141.43 \text{ м}$$

$$т.8: 141.5 - 0.002 \cdot 68.97 + 0.002 \cdot 11.75 = 141.39 \text{ м}$$

$$т.9: 141.5 - 0.002 \cdot 30.11 - 0.002 \cdot 21.65 = 141.4 \text{ м}$$

$$т.10: 141.5 + 0.002 \cdot 9.08 - 0.002 \cdot 35.5 = 141.45 \text{ м}$$

Призначаємо абсолютну позначку ± 0.000 , відповідну рівню чистої підлоги 1-го поверху проектованої будівлі:

$$\pm 0.000 = 141.6 + 0.9 = 142.5\text{м}$$

2.2 Оцінка інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов майданчика будівництва

Оцінка інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов будівельного майданчика включає в себе визначення назви кожного інженерно-геологічного елемента, а також визначення похідних і класифікованих характеристик ґрунту і початковий розрахунок опору.. R_0 .

2.2.1 Розрахунок характеристик ґрунтів

Розрахунок проводиться в порядку залягання ІГЕ ґрунту від поверхні землі по першій свердловині, як найближче до розрахункового перерізу (табл.2.1).

Таблиця 2.1 Результати розрахунку зведені до таблиці

№ ІГЕ	Найменування ґрунту та його стан	h_i , м	J_{Pi} , %	J_{Li}	e_i	$S_{гi}$	E_{0i} , МПа	R_{0i} , кПа
ІГЕ-1	Суглинок тугопластичний	2,4	8	0,5	0,689	0,944	14	218,3
ІГЕ-2	Глина напівтверда	2	24	0,25	0,847	0,956	18	269,4
ІГЕ-3	Пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою	6	-	-	0,663	1	28	400
ІГЕ-4	Супесь текуча	6	5	1,2	0,621	1,036	16	239,5
ІГЕ-5	Суглинок напівтвердий	3,6	9	0,111	0,721	0,862	22	238,5

2.2.2 Інженерно-геологічні розрізи

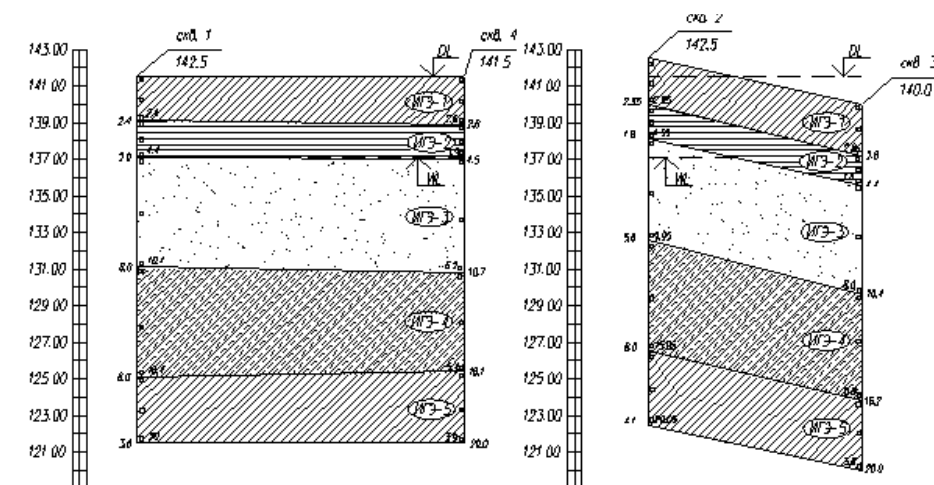


Рисунок 2.2 Інженерно-геологічні умови

2.3 Розрахунок та проектування фундаментів дрібного закладення в перерізі II

Виконуємо розрахунок фундаментів по буквеній осі М та цифровим 6 (ФМЗ-1) та 7 (ФМЗ-2).

Підвал відсутній.

Потужність h_1 , початковий розрахунковий опір R_0 та модуль деформації E_0 ґрунту ІГЕ-1 є достатніми, щоб використовувати даний шар ґрунту як несучий.

Призначаємо клас бетону фундаменту В20. Товщину захисного шару $a_s = 70$ мм.

2.3.1 Розрахунок ФМЗ-1

Розрахунок та проектування фундаменту (ФМЗ-1) у перерізі II виробляємо за заданим розрахунковим навантаженням на обріз фундаменту:

$$N_{II} = 185.3 \text{ кН}$$

$$M_{II} = 0$$

$$Q_{II} = 30.2 \text{ кН}$$

2.3.1.1 Визначення висоти фундаменту (ФМЗ-1)

Визначення розрахункової висоти фундаменту

Уточнюємо необхідну робочу висоту плитної частини фундаменту h_{opl} за наближеною формулою:

$$h_{opl} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N_I}{\alpha \gamma_{b2} \gamma_{b9} R_{bt} + p_{гр}}} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{242.8}{0.85 \cdot 0.9 \cdot 1 \cdot 900 + 218.3}} = 0.26 \text{ м, де}$$

N_I - розрахункове навантаження, що передається колоною на рівні обрізу фундаменту, $N_I = 242.8 \text{ кН}$

α - Коефіцієнт, $\alpha = 0.85$

γ_{b2} - Коефіцієнт, що враховує тривалість дії навантаження, $\gamma_{b2} = 1$

γ_{b9} - Коефіцієнт, що враховує вид матеріалу фундаменту, $\gamma_{b9} = 0.9$

R_{bt} - розрахунковий опір бетону розтягуванню, $R_{bt} = 900 \text{ кПа}$

$p_{гр}$ - реактивна відсіч ґрунту від розрахункового поздовжнього навантаження N_I без урахування ваги фундаменту та ґрунту на його уступах, $p_{гр} \approx R_0 \approx 218.3 \text{ кПа}$

Визначаємо необхідну розрахункову висоту плитної частини фундаменту

$$h_{pl} = h_{opl} + a_s = 0.26 + 0.07 = 0.33 \text{ м} > 0.3 \text{ м, умови виконуються.}$$

Отриману розрахункову висоту плитної частини фундаменту округляємо кратно 0.15 м у велику сторону, приймаючи рівною $h_{pl} = 0.45 \text{ м}$.

Призначаємо висоту фундаменту, враховуючи, що мінімальна висота фундаменту має бути не менше 1.5 м, $H_f = 1.5 \text{ м}$.

2.3.1.2 Визначення глибини закладання фундаменту (ФМЗ-1)

Визначаємо розрахункову глибину промерзання несучого шару ґрунту

$$d_f = k \cdot d_{fn} = 0.5 \cdot 1.35 = 0.675 \text{ м, де}$$

k - Коефіцієнт, що враховує температурний режим будівлі, $k = 0.5$

d_{fn} - нормативна глибина промерзання ґрунту, що визначається залежно від кліматичного району будівництва, $d_{fn} = 1.35 \text{ м}$

Глибина закладання для внутрішнього фундаменту залежить від розрахункової глибини промерзання ґрунтів.

Глибина закладання фундаменту за конструктивними вимогами

$$d_1 = H_f + h_1 = 1.5 + 0.3 = 1.8 \text{ м, де}$$

H_f - Висота фундаменту, $H_f = 1.5$ м

h_1 - товщина шару ґрунту від обрізу фундаменту до планувальної позначки землі, $h_1 = 0.3$ м

Так як розрахункова глибина промерзання ґрунту менше, ніж конструктивна глибина закладення фундаменту, то як розрахункове значення глибини закладення фундаменту приймаємо велику з них, тобто $d_1 = 1.8$ м.

Абсолютна відмітка підосви фундаменту складає:

$$FL = DL - d_1 = 141.5 - 1.8 = 139.7 \text{ м.}$$

2.3.1.3 Визначення розмірів підосви фундаменту (ФМЗ-1)

Оскільки на фундамент діють лише нормальні сили, це вважається зосередженим навантаженням. Тому план фундаменту проектують у вигляді квадрата.

Визначаємо попередні (орієнтовні) розміри підосви фундаменту.

$$b_f = l_f = \sqrt{\frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{mt} d_1}} = \sqrt{\frac{185.3}{218.3 - 20 \cdot 1.8}} = 1 \text{ м, де}$$

R_0 - Початковий розрахунковий опір ґрунту ІГЕ-1, $R_0 = 218.3$ МПа

γ_{mt} - середня питома вага матеріалу фундаменту та ґрунту на його уступах, $\gamma_{mt} = 20$ кН/м³

d_1 - глибина закладання фундаменту, $d_1 = 1.8$ м

Отримані розміри фундаменту округляємо у бік кратно 0.3. Приймаємо $b_f = 0.9$ м, $l_f = 1.2$ м

Визначаємо співвідношення довжини будівлі до її висоти

$$L/H = 139/21 = 6.62$$

Уточнюємо розрахунковий опір ґрунту основи

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b_f \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II}' + M_c c_{II}], \text{ де}$$

γ_{c1} і γ_{c2} - Коефіцієнти умов роботи, $\gamma_{c1} = 1.2$ і $\gamma_{c2} = 1$

k - Коефіцієнт, $k = 1$, так як характеристики міцності визначені безпосередніми випробуваннями

M_γ, M_q, M_c - коефіцієнти, що залежать від кута внутрішнього тертя несучого шару ґрунту, для $\phi = 20^\circ$ - $M_\gamma = 0.51$, $M_q = 3.05$, $M_c = 5.66$

b_f - Ширина підшви фундаменту, $b_f = 0.9$ м,

k_z - Коефіцієнт, так як $b_f = 0.9$ м < 10 м $k_z = 1$

c_{II} - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підшвою, $c_{II} = 23$ кПа

γ_{II}' - середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище підшви фундаменту

$$\gamma_{II}' = \frac{\gamma_1 \cdot d_1}{d_1} = \gamma_1 = \rho_1 g = 1.99 \cdot 10 = 19.9 \text{ кН/м}^3, \text{ де}$$

γ_1 - питома вага ґрунту незруйнованої структури ІГЕ-1

Так як розрахунковий переріз II розташований ближче до свердловини №1, отже, товщі ґрунту приймаємо по ній. Тоді

$$\gamma_{II} = \frac{\gamma_1 h_{1/2} + \gamma_2 h_2 + \gamma_{sb3} h_3 + \gamma_{sb4} h_4 + \gamma_{sb5} h_5}{h_{1/2} + h_2 + h_3 + h_4 + h_5}, \text{ де}$$

$\gamma_1 = \rho_1 g = 1.99 \cdot 10 = 19.9$ кН/м³ - питома вага ґрунту незруйнованої структури ІГЕ-2

$\gamma_2 = \rho_2 g = 1.9 \cdot 10 = 19$ кН/м³ - питома вага ґрунту незруйнованої структури ІГЕ-2

γ_{sb3} - питома вага ґрунту ІГЕ-3 з парою зважувальної дії води

$$\gamma_{sb3} = \frac{\gamma_{s3} - \gamma_w}{1 + e_3} = \frac{26.6 - 10}{1 + 0.663} = 9.98 \text{ кН/м}^3, \text{ де}$$

$\gamma_{s3} = \rho_{s3} g = 2.66 \cdot 10 = 26.6$ кН/м³ - питома вага твердих частинок ґрунту ІГЕ-3

$\rho_{s3} = 2.66$ г/см³ - Щільність твердих частинок ґрунту ІГЕ-3

$\gamma_w = 10$ кН/м³ - Питома вага води

$e_3 = 0.663$ - коефіцієнт пористості ґрунту ІГЕ-3

γ_{sb4} - питома вага ґрунту ІГЕ-4 з парою зважувальної дії води

$$\gamma_{sb4} = \frac{\gamma_{s4} - \gamma_w}{1 + e_4} = \frac{26.8 - 10}{1 + 0.621} = 10.4 \text{ кН/м}^3, \text{ де}$$

$\gamma_{s4} = \rho_{s4}g = 2.68 \cdot 10 = 26.8 \text{ кН/м}^3$ - питома вага твердих частинок ґрунту ІГЕ-4

$$\rho_{s4} = 2.68 \text{ г/см}^3 \text{ - щільність твердих частинок ґрунту ІГЕ-4}$$

$$\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3 \text{ - Питома вага води}$$

$$e_4 = 0.621 \text{ - коефіцієнт пористості ґрунту ІГЕ-4}$$

γ_{sb5} - питома вага ґрунту ІГЕ-5 з парою зважувальної дії води

$$\gamma_{sb5} = \frac{\gamma_{s5} - \gamma_w}{1 + e_5} = \frac{27 - 10}{1 + 0.721} = 9.88 \text{ кН/м}^3, \text{ де}$$

$\gamma_{s5} = \rho_{s5}g = 2.7 \cdot 10 = 27 \text{ кН/м}^3$ - питома вага твердих частинок ґрунту ІГЕ-5

$$\rho_{s5} = 2.7 \text{ г/см}^3 \text{ - щільність твердих частинок ґрунту ІГЕ-5}$$

$$\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3 \text{ - Питома вага води}$$

$$e_5 = 0.721 \text{ - коефіцієнт пористості ґрунту ІГЕ-5}$$

$$\gamma_{II} = \frac{19.9 \cdot 0.6 + 19 \cdot 2 + 9.98 \cdot 6 + 10.4 \cdot 6 + 9.88 \cdot 3.6}{0.6 + 2 + 6 + 6 + 3.6} = 11.42 \text{ кН/м}^3$$

$$R = \frac{1.2 \cdot 1}{1} [0.51 \cdot 1 \cdot 0.9 \cdot 11.42 + 3.05 \cdot 1.8 \cdot 19.9 + 5.66 \cdot 23] = 294 \text{ кПа}$$

Уточнюємо розміри підшви фундаменту

$$b_f = l_f = \sqrt{\frac{185.3}{294 - 20 \cdot 1.8}} = 0.85 \text{ м}$$

Отримані розміри фундаменту округляємо у бік кратно 0.3. Приймаємо $b_f = l_f = 0.9 \text{ м}$

Припускаючи лінійний розподіл напружень у ґрунті, визначили максимальні та мінімальні граничні тиски та середній тиск у підшві фундаменту з центральним навантаженням.

$$P_{\max}^{\text{кр}} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{\text{mt}} d_1 + \frac{M_{II}}{W} = \frac{185.3}{0.9 \cdot 0.9} + 20 \cdot 1.8 + \frac{45.3}{0.122} = 636 \text{ кПа} > 1.2R = 353 \text{ кПа}$$

$$P_{\min}^{\text{кр}} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{\text{mt}} d_1 - \frac{M_{II}}{W} = \frac{185.3}{0.9 \cdot 0.9} + 20 \cdot 1.8 - \frac{45.3}{0.122} = -106.5 \text{ кПа} < 0$$

$$P = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mt} d_1 = \frac{185.3}{0.9 \cdot 0.9} + 20 \cdot 1.8 = 264.8 \text{кПа} < R = 294 \text{кПа}, \text{ де}$$

$$M_{II} = Q_{II} h_f = 30.2 \cdot 1.5 = 45.3 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$W = \frac{b_f l_f^2}{6} = \frac{0.9 \cdot 0.9^2}{6} = 0.122 \text{м}^3$$

Умови не виконуються. Приймаємо рішення збільшити розміри підосви до $b_f = l_f = 1.2 \text{м}$

Уточнюємо розрахунковий опір ґрунту

$$R = \frac{1.2 \cdot 1}{1} [0.51 \cdot 1 \cdot 1.2 \cdot 11.42 + 3.05 \cdot 1.8 \cdot 19.9 + 5.66 \cdot 23] = 296 \text{кПа}$$

$$P_{\max}^{\text{кр}} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mt} d_1 + \frac{M_{II}}{W} = \frac{185.3}{1.2 \cdot 1.2} + 20 \cdot 1.8 + \frac{45.3}{0.288} = 322 \text{кПа} < 1.2R = 355 \text{кПа}$$

$$P_{\min}^{\text{кр}} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mt} d_1 - \frac{M_{II}}{W} = \frac{185.3}{1.2 \cdot 1.2} + 20 \cdot 1.8 - \frac{45.3}{0.288} = 7.4 \text{кПа} > 0$$

$$P = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mt} d_1 = \frac{185.3}{1.2 \cdot 1.2} + 20 \cdot 1.8 = 164.7 \text{кПа} < R = 296 \text{кПа}, \text{ де}$$

$$W = \frac{b_f l_f^2}{6} = \frac{1.2 \cdot 1.2^2}{6} = 0.288 \text{м}^3$$

Умови виконуються, отже фундамент підібраний правильно. Однак у підставі є недонапруження, що становлять

$$\left| \frac{P - R}{R} \right| \cdot 100\% = \left| \frac{164.7 - 296}{296} \right| \cdot 100\% = 44.4\% > 10\%$$

Приймаємо $b_f = 0.9 \text{м}$, $l_f = 1.2 \text{м}$

$$P_{\max}^{\text{кр}} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mt} d_1 + \frac{M_{II}}{W} = \frac{185.3}{0.9 \cdot 1.2} + 20 \cdot 1.8 + \frac{45.3}{0.216} = 417.3 \text{кПа} > 1.2R = 353 \text{кПа}$$

$$P_{\min}^{\text{кр}} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mt} d_1 - \frac{M_{II}}{W} = \frac{185.3}{0.9 \cdot 1.2} + 20 \cdot 1.8 - \frac{45.3}{0.216} = -2.1 \text{кПа} < 0$$

Дві умови не виконуються, отже, приймаємо $b_f = l_f = 1.2 \text{м}$.

2.3.2 Розрахунок ФМЗ-2

Розрахунок та проектування фундаменту (ФМЗ-2) у перерізі II-II виробляємо по заданому розрахунковому навантаженню на обріз фундаменту:

$$N_{II} = 2024.2 \text{ кН}$$

$$M_{II} = 0$$

$$Q_{II} = 60.59 \text{ кН}$$

2.3.2.1 Визначення висоти фундаменту (ФМЗ-2)

Визначення розрахункової висоти фундаменту

Уточнюємо необхідну робочу висоту плитної частини фундаменту h_{opl} за наближеною формулою:

$$h_{opl} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N_I}{\alpha \gamma_{b2} \gamma_{b9} R_{bt} + p_{гр}}} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2423}{0.85 \cdot 0.9 \cdot 1 \cdot 900 + 218.3}} = 0.82 \text{ м, де}$$

N_I - розрахункове навантаження, що передається колоною на рівні обрізу фундаменту, $N_I = 2423 \text{ кН}$. $p_{гр} \approx R_0 \approx 218.3 \text{ кПа}$

Визначаємо необхідну розрахункову висоту плитної частини фундаменту

$$h_{pl} = h_{opl} + a_s = 0.82 + 0.07 = 0.89 \text{ м} > 0.3 \text{ м, умови виконуються.}$$

Отриману розрахункову висоту плитної частини фундаменту округляємо кратно 0.15 м у велику сторону, приймаючи рівною $h_{pl} = 0.9 \text{ м}$.

Призначаємо висоту фундаменту, враховуючи, що мінімальна висота фундаменту має бути не менше 1.5 м, $H_f = 1.5 \text{ м}$.

2.3.2.2 Визначення глибини закладання фундаменту (ФМЗ-2)

Глибина закладання приймаємо аналогічною ФМЗ-1.

Абсолютна відмітка підосви фундаменту складає:

$$FL = DL - d_1 = 141.5 - 1.8 = 139.7 \text{ м.}$$

2.3.2.3 Визначення розмірів підосви фундаменту (ФМЗ-2)

Оскільки фундамент зазнає впливу лише нормальної сили, він вважається центрально навантаженим. Отже, фундамент проектується квадратним у плані.

Визначаємо попередні (орієнтовні) розміри підосви фундаменту.

$$b_f = l_f = \sqrt{\frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{mt}d_1}} = \sqrt{\frac{2019.2}{218.3 - 20 \cdot 1.8}} = 3.33\text{м}$$

Отримані розміри фундаменту заокруглюємо кратно 0.3. Приймаємо $b_f = l_f = 3.3\text{м}$

$$L/H = 139/21 = 6.62$$

Уточнюємо розрахунковий опір ґрунту основи

$$R = \frac{1.2 \cdot 1}{1} [0.51 \cdot 1 \cdot 3.3 \cdot 11.41 + 3.05 \cdot 1.8 \cdot 19.9 + 5.66 \cdot 23] = 310\text{кПа}$$

Уточнюємо розміри підшви фундаменту

$$b_f = l_f = \sqrt{\frac{2019.2}{310 - 20 \cdot 1.8}} = 2.7\text{м}$$

Отримані розміри фундаменту заокруглюємо кратно 0.3. Приймаємо $b_f = l_f = 2.7\text{м}$

Уточнюємо розрахунковий опір ґрунту основи

$$R = \frac{1.2 \cdot 1}{1} [0.51 \cdot 1 \cdot 2.7 \cdot 11.41 + 3.05 \cdot 1.8 \cdot 19.9 + 5.66 \cdot 23] = 306.2\text{кПа}$$

Визначаємо максимальний та мінімальний крайовий тиск та середній тиск під підшвою центрально навантаженого фундаменту у припущенні лінійного розподілу напруг у ґрунті.

$$P_{\max}^{\text{кр}} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mt}d_1 + \frac{M_{II}}{W} = \frac{2019.2}{2.7 \cdot 2.7} + 20 \cdot 1.8 + \frac{90.9}{3.28} = 340.7\text{кПа} < 1.2R$$

$$= 367\text{кПа}$$

$$P_{\min}^{\text{кр}} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mt}d_1 - \frac{M_{II}}{W} = \frac{2019.2}{2.7 \cdot 2.7} + 20 \cdot 1.8 - \frac{90.9}{3.28} = 285.3\text{кПа} > 0$$

$$P = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mt}d_1 = \frac{2019.2}{2.7 \cdot 2.7} + 20 \cdot 1.8 = 313\text{кПа} > R = 306.2\text{кПа}, \text{ де}$$

$$\Delta = 2.2\%$$

$$M_{II} = Q_{II}h_f = 60.59 \cdot 1.5 = 90.9\text{кН} \cdot \text{м}$$

$$W = \frac{b_f l_f^2}{6} = \frac{2.7 \cdot 2.7^2}{6} = 3.28\text{м}^3$$

Остаточно приймаємо розміри підшви $b_f = l_f = 2.7\text{м}$

2.4 Обчислення можливого осідання фундаментів з урахуванням взаємного впливу

2.4.1 Обчислення можливого осідання фундаменту (ФМЗ-1)

Обчислення можливої осадки ФМЗ-1 у перерізі II-II проводиться методом шарового підсумовування.

Обчислюємо ординати епюр природного тиску σ_{zg} (вертикальна напруга від дії власної ваги ґрунту) та допоміжної $0.2\sigma_{zg}$ за формулою

$$\sigma_{zgi} = \sigma_{zgi-1} + \gamma_{\text{III}} h_i$$

Розрахунок ведемо у табличній формі

Таблиця 2.2 Значення природнього тиску під фундаментами

Номер діл.	γ_{III}	h_i	σ_{zg}	$0.2\sigma_{zg}$
0	-	-	0	0
1	19,9	1,8	35,82	7,16
2	19,9	0,6	47,76	9,55
3	19	2	85,76	17,15
4	9,98	6	145,64	29,13
5	10,4	6	208,04	41,61
6	9,88	3,6	243,61	48,72

Визначаємо додатковий вертикальний тиск по підшві фундаменту

$$p_0 = p - \sigma_{zg,1} = 164.7 - 35.82 = 128.9 \text{кПа}$$

Розбиваємо товщу під підшовою фундаменту на елементарні підшари завтовшки $\Delta_i = 0.4b_f = 0.4 \cdot 1.2 = 0.48\text{м}$

Величину загальної опади визначаємо за формулою

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i}^{\text{cp}} \Delta_i}{E_{0,i}}$$

Додаткові напруги в ґрунті від взаємного впливу фундаментів обчислюємо методом кутових точок.

$$\sigma_{zp,i}^{\text{доп}} = (\alpha_i^I - \alpha_i^{\text{II}})p_o,$$

де p_o - тиск по підосві ФМЗ-2, $p_o = 275 \text{кПа}$

Розрахунок виконуємо у табличній формі

Таблиця 2.3 Значення напружень під фундаментами

ξ_i^I	ξ_i^{II}	α_i^I	α_i^{II}	$\sigma_{zp,i}^{\text{доп}}$
0.00	0.00	0.250	0.250	0.00
0.36	0.74	0.245	0.222	12.65
0.44	0.92	0.242	0.207	19.25
0.71	1.48	0.225	0.158	36.85
1.07	2.22	0.196	0.109	47.85
1.42	2.95	0.168	0.076	50.60
1.78	3.69	0.141	0.055	47.30
1.93	4.00	0.132	0.048	46.20
2.13	4.43	0.120	0.041	43.45
2.49	5.17	0.102	0.032	38.50
2.84	5.91	0.087	0.025	34.10
3.20	6.65	0.075	0.020	30.25
3.56	7.38	0.064	0.017	25.85
3.91	8.12	0.056	0.014	23.10
4.27	8.86	0.049	0.012	20.35

Таблиця 2.4 Розрахунок усадки

№ ІДЕ	Найменування ґрунту та його стан	Потужність шару, h_i	Δ_i , М	z , М	ξ	α	$\sigma_{zp,i}$, кПа	$\sigma_{zp,i}^{\text{доп}}$, кПа	$\sigma_{zp,i}^{\Sigma}$, кПа	$\sigma_{zp,i}^{\text{ср}}$, кПа	$E_{0,i}$, кПа
ІГЕ-1	Суглинок тугопластичний	2.4	0.00	0.00	0.00	1.000	128.90	0.00	128.90	122.34	14000
			0.48	0.48	0.80	0.800	103.12	12.65	115.77	112.82	
			0.12	0.60	1.00	0.703	90.62	19.25	109.87	102.30	
ІГЕ-2	Глина напівтверда	2	0.36	0.96	1.60	0.449	57.88	36.85	94.73	87.85	18000
			0.48	1.44	2.40	0.257	33.13	47.85	80.98	76.10	
			0.48	1.92	3.20	0.160	20.62	50.60	71.22	66.22	
			0.48	2.40	4.00	0.108	13.92	47.30	61.22	59.77	
			0.20	2.60	4.33	0.094	12.12	46.20	58.32	55.85	
ІГЕ-3	Пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою	6	0.28	2.88	4.80	0.077	9.93	43.45	53.38	49.68	28000
			0.48	3.36	5.60	0.058	7.48	38.50	45.98	42.94	
			0.48	3.84	6.40	0.045	5.80	34.10	39.90	37.40	
			0.48	4.32	7.20	0.036	4.64	30.25	34.89	32.24	
			0.48	4.80	8.00	0.029	3.74	25.85	29.59	27.89	
			0.48	5.28	8.80	0.024	3.09	23.10	26.19	24.56	
			0.48	5.76	9.60	0.020	2.58	20.35	22.93		BC

$$S_1 = \frac{0.8}{14000} (122.34 \cdot 0.48 + 112.82 \cdot 0.12) = 0.00413\text{м}$$

$$S_2 = \frac{0.8}{18000} (102.3 \cdot 0.36 + [87.85 + 76.1 + 66.22] \cdot 0.48 + 59.77 \cdot 0.2) = 0.00708\text{м}$$

$$S_3 = \frac{0.8}{28000} (55.85 \cdot 0.28 + 0.48 \cdot [49.68 + 42.94 + 37.4 + 32.24 + 27.89 + 24.56]) = 0.00339\text{м}$$

Загальна усадка

$$S_{\text{общ}} = S_1 + S_2 + S_3 = 0.00413 + 0.00708 + 0.00339 = 0.0146\text{м} < S_u = 0.12\text{м}$$

Умови виконуються.

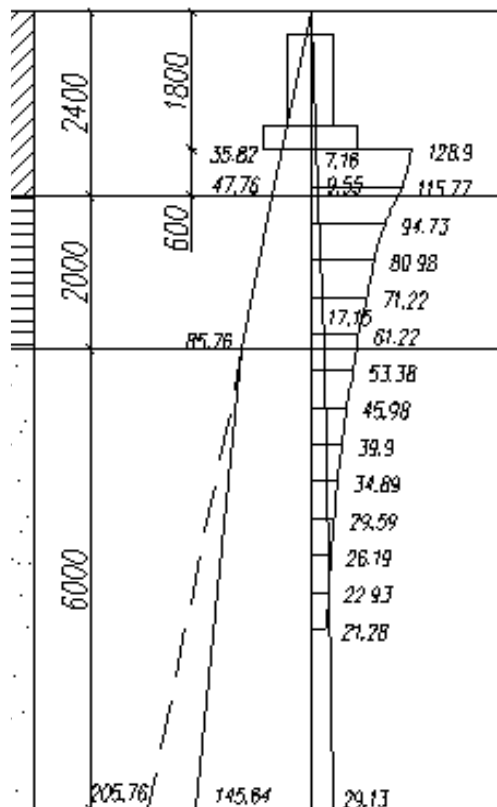


Рисунок 2.3 Усадка фундаментів

2.4.2 Обчислення можливого осідання фундаменту (ФМЗ-2)

Обчислення можливої осадки ФМЗ-2 у перерізі II-II проводиться методом шарового підсумовування.

Обчислюємо ординати епюр природного тиску σ_{zg} (вертикальна напруга від дії власної ваги ґрунту) та допоміжної $0.2\sigma_{zg}$ за формулою

$$\sigma_{zgi} = \sigma_{zgi-1} + \gamma_{III} h_i$$

Розрахунок ведемо у табличній формі

Таблиця 2.5 Значення природніх тисків під фундаментами

	γ_{III}	h_i	σ_{zg}	$0.2\sigma_{zg}$
0	-	-	0	0
1	19,9	1,8	35,82	7,16
2	19,9	0,6	47,76	9,55
3	19	2	85,76	17,15
4	9,98	6	145,64	29,13
5	10,4	6	208,04	41,61
6	9,88	3,6	243,61	48,72

Визначаємо додатковий вертикальний тиск по підшві фундаменту

$$p_0 = p - \sigma_{zg,0} = 313 - 37.7 = 275 \text{кПа}$$

Розбиваємо товщу під підшвою фундаменту на елементарні підшари завтовшки $\Delta_i = 0.4b_f = 0.2 \cdot 2.7 = 0.54 \text{м}$

Величину загальної опади визначаємо за формулою

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i}^{cp} \Delta_i}{E_{0,i}}$$

Додаткові напруги в ґрунті від взаємного впливу фундаментів обчислюємо методом кутових точок.

$$\sigma_{zp,i}^{доп} = (\alpha_i^I - \alpha_i^{II}) p_0,$$

p_0 - тиск по підшві ФМЗ-1, $p_0 = 128.9 \text{кПа}$

Розрахунок виконуємо у табличній формі

$$S_1 = \frac{0.8}{14000} (269.76 \cdot 0.54 + 262.44 \cdot 0.06) = 0.009\text{м}$$

$$S_2 = \frac{0.8}{18000} (241.35 \cdot 0.48 + 196.55 \cdot 0.54 + 149.57 \cdot 0.54 + 115.59 \cdot 0.44) = 0.0157\text{м}$$

$$S_3 = \frac{0.8}{28000} (99.92 \cdot 0.1 + [86.18 + 67.23 + 53.38 + 43.36 + 35.83 + 29.94 + 25.29] \cdot 0.54) = 0.0055\text{м}$$

Загальний усадка

$$S_{\text{заг}} = S_1 + S_2 + S_3 = 0.0009 + 0.0157 + 0.0055 = 0.03\text{м} < S_u = 0.12\text{м}$$

Умови виконуються.

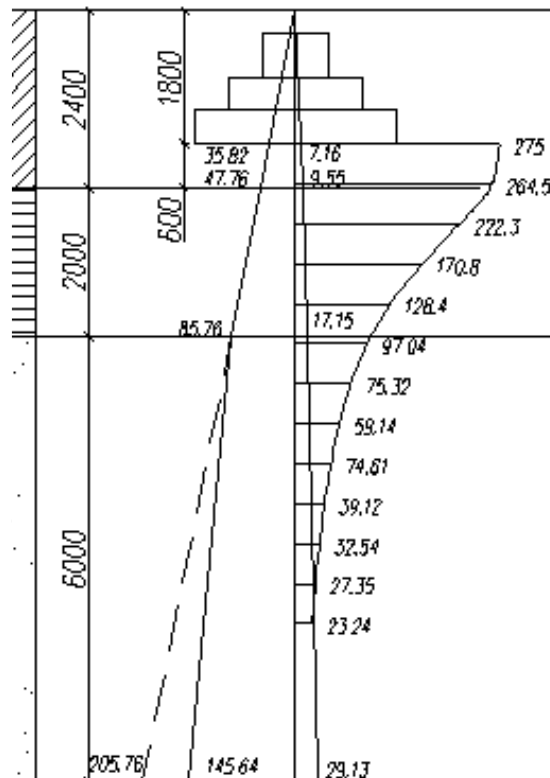


Рисунок 2.4 Усадка фундаментів

2.5 Розрахунок тіл фундаментів

2.5.1 Розрахунок ФМЗ-1

2.5.1.1 Конструювання фундаменту

Призначаємо кількість та висоту щаблів фундаменту, приймаючи їх кратно 0.15м.

Так як $h_{opl} = 0.27\text{м} < 0.45\text{м}$, то приймаємо один ступінь фундаменту, при цьому висоту ступеня приймаємо рівною $h = 0.3\text{м}$.

Остаточна висота плитної частини $h_{pl} = 0.3\text{м}$, а остаточна робоча висота плитної частини $h_{opl} = h_{pl} - a_s = 0.3 - 0.07 = 0.23\text{м}$

Призначаємо розміри консолей ступеня плитної частини, приймаючи їх кратно $0.15\text{м} = 0.15\text{м}$.

2.5.1.2 Розрахунок міцності фундаменту для продавлювання

Так як піраміда продавлювання виходить за межі основи фундаменту, то розрахунок на продавлювання не робимо.

2.5.1.3 Розрахунок за міцністю на розколювання

Перевіряємо виконання умови

$$N \leq (1 + b_c/h_c)\mu\gamma_1 AR_{bt}, \text{ де}$$

b_c, h_c - ширина та висота перерізу бази колони, $b_c = 0.4\text{м}$, $h_c = 0.5\text{м}$

μ - Коефіцієнт тертя бетону по бетону, $\mu = 0.75$

γ_1 - Коефіцієнт, що враховує спільну роботу фундаменту з ґрунтом, $\gamma_1 = 1.3$

A - площа вертикального перерізу фундаменту, $A = 0.99\text{м}^2$

$$R_{bt} = 900\text{кПа}$$

$$222.3\text{кН} \leq (1 + 0.8) \cdot 0.75 \cdot 1.3 \cdot 0.99 \cdot 900 = 1563\text{кН}$$

Умова виконується, отже розколювання фундаменту не відбудеться.

2.5.1.4 Розрахунок міцності фундаменту на зминання

Перевіряємо виконання умови

$$N \leq 0.9\psi_{\text{loc}}A_{\text{loc},1}R_{b,\text{loc}}, \text{ де}$$

$$A_{\text{loc},1} - \text{фактична площа зминання, } A_{\text{loc},1} = 0.4 \cdot 0.5 = 0.2\text{м}^2$$

$$A_{\text{loc},2} - \text{Розрахункова площа зминання, } A_{\text{loc},2} = 0.6 \cdot 0.6 = 0.36\text{м}^2$$

ψ_{loc} - Коефіцієнт, що залежить від характеру розподілу місцевого навантаження, $\psi_{\text{loc}} = 1$

$R_{b,\text{loc}}$ - розрахунковий опір бетону зім'яттю

$$R_{b,\text{loc}} = \alpha\phi_{\text{loc}}R_b = 1 \cdot 1.22 \cdot 11500 = 14030\text{кПа}$$

$$\phi_{\text{loc}} = \sqrt[3]{A_{\text{loc},2}/A_{\text{loc},1}} = \sqrt[3]{0.36/0.2} = 1.22$$

$$222.3\text{кН} \leq 0.9 \cdot 1 \cdot 0.2 \cdot 14030 = 2525\text{кН}$$

Умова виконується, отже, зминання бетону не станеться.

2.5.1.5 Розрахунок міцності фундаменту за поперечною силою

Перевіряємо умову

$$Q \leq \frac{1.5R_{\text{bt}}b_f h_0^2}{c} = \frac{1.5 \cdot 900 \cdot 1.2 \cdot 0.23^2}{0.3} = 285.66\text{кН}$$

$$Q = p_{\text{гр}}(c_1 - c_0)b_f = 154.38(0.3 - 0.3) = 0 < 0.6R_{\text{bt}}b_f h_0 = 0.6 \cdot 900 \cdot 1.2 \cdot 0.23 = 149\text{кН}$$

$$Q = 149\text{кН} < 285.66\text{кН}$$

Міцність ступеня по поперечній силі забезпечена.

2.5.1.6 Визначення перерізу арматури плитної частини фундаменту

Площа перерізу робочої арматури визначаємо з розрахунку вигин консольних виступів.

Визначаємо згинальні моменти в перерізах II та II-II

$$M_{I-I} = \frac{l_{I-I}^2 b_f}{6} (2P_{\max} + P_{I-I}) = \frac{0.3^2 \cdot 1.2}{6} (2 \cdot 322 + 236) = 15.84 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$P_{I-I} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{I-I})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 7.4 + \frac{(1.2 - 0.3)(322 - 7.4)}{1.2} = 236 \text{кПа}$$

$$M_{II-II} = \frac{l_{II-II}^2 b_f}{6} (2P_{\max} + P_{II-II}) = \frac{0.6^2 \cdot 1.2}{6} (2 \cdot 322 + 164.7) = 58.2 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$P_{II-II} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{II-II})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 7.4 + \frac{(1.2 - 0.6)(322 - 7.4)}{1.2} = 164.7 \text{кПа}$$

Площа перерізу робочої арматури

$$A_s^{I-I} = \frac{M_{I-I}}{0.9 h_{0,pl} R_s} = \frac{15.84}{0.9 \cdot 0.23 \cdot 280000} = 2.73 \text{см}^2$$

$$A_s^{II-II} = \frac{M_{II-II}}{0.9 h_0 R_s} = \frac{58.2}{0.9 \cdot 1.43 \cdot 280000} = 1.62 \text{см}^2$$

Задаємося кроком стрижнів 200 мм. Тоді потрібний діаметр робочої арматури 8 мм. Приймаємо мінімально допустимий діаметр 10 мм.

2.5.1.7 Розрахунок міцності підколони за нормальними перерізами

Фундамент центрально навантажений. Знаходимо необхідну площу перерізу арматури

$$A_{s,tot} = \frac{N}{\phi R_{sc}} - A \frac{R_b}{R_{sc}} = \frac{222.3}{0.8 \cdot 280000} - 0.6 \cdot 0.6 \frac{11500}{280000} = -137.9 \text{см}^2$$

Площа перерізу негативна. Призначаємо крок поздовжніх стрижнів 250 мм. Таким чином, мінімально допустимий діаметр стрижнів 12 мм. Приймаємо 3 стрижні діаметром 12 мм.

2.5.1.8 Розрахунок міцності підколони по похилому перерізу

Згинальний момент

$$M = 0.8 \cdot (Q h_{cf} - 0.5 h_{cf}) = 0.8(36.24 \cdot 1.2 - 0.5 \cdot 1.2) = 34.3 \text{кН} \cdot \text{м}$$

Площа поперечної арматури

$$A_{sw} = \frac{M}{R_{sw} \sum z_{sw}} = \frac{34.3}{225000 \cdot 3.3} = 0.46 \text{см}^2$$

Приймаємо крок поперечних сіток 200 мм.

Діаметр поперечних стрижнів 10 мм.

2.5.2 Розрахунок ФМЗ-2

2.5.2.1 Конструювання фундаменту

Призначаємо кількість та висоту щаблів фундаменту, приймаючи їх кратно 0.15м.

Так як $h_{opl} = 0.9\text{м}$, то приймаємо два ступені фундаменту, при цьому висоту ступенів приймаємо $h_1 = h_2 = 0.45\text{м}$.

Остаточна висота плитної частини $h_{pl} = 0.9\text{м}$, а остаточна робоча висота плитної частини $h_{opl} = h_{pl} - a_s = 0.9 - 0.07 = 0.83\text{м}$

Призначаємо розміри консолей сходів плитної частини, приймаючи їх кратно 0.15м $c_1 = 0.45\text{м}$, $c_2 = 0.45\text{м}$.

2.5.2.2 Розрахунок міцності фундаменту для продавлювання

Так як піраміда продавлювання виходить за межі основи фундаменту, то розрахунок на продавлювання не робимо.

2.5.2.3 Розрахунок за міцністю на розколювання

Перевіряємо виконання умови

$$N \leq (1 + b_c/h_c)\mu\gamma_1 AR_{bt}, \text{ де}$$

b_c, h_c - ширина та висота перерізу бази колони, $b_c = 0.5\text{м}$, $h_c = 0.7\text{м}$

μ - Коефіцієнт тертя бетону по бетону, $\mu = 0.75$

γ_1 - Коефіцієнт, що враховує спільну роботу фундаменту з ґрунтом, $\gamma_1 = 1.3$

A - площа вертикального перерізу фундаменту, $A = 2.3\text{м}^2$

$$R_{bt} = 900\text{кПа}$$

$$2423\text{кН} \leq (1 + 0.71) \cdot 0.75 \cdot 1.3 \cdot 2.3 \cdot 900 = 3451\text{кН}$$

Умова виконується, отже розколювання фундаменту не відбудеться.

2.5.2.4 Розрахунок міцності фундаменту на зминання

Перевіряємо виконання умови

$$N \leq 0.9\psi_{loc}A_{loc,1}R_{b,loc}, \text{ де}$$

$$A_{loc,1} - \text{фактична площа зминання, } A_{loc,1} = 0.5 \cdot 0.7 = 0.35\text{м}^2$$

$$A_{loc,2} - \text{Розрахункова площа зминання, } A_{loc,2} = 0.9 \cdot 0.9 = 0.81\text{м}^2$$

ψ_{loc} - Коефіцієнт, що залежить від характеру розподілу місцевого навантаження, $\psi_{loc} = 1$

$R_{b,loc}$ - розрахунковий опір бетону зім'яттю

$$R_{b,loc} = \alpha\phi_{loc}R_b = 1 \cdot 1.32 \cdot 11500 = 15211\text{кПа}$$

$$\phi_{loc} = \sqrt[3]{A_{loc,2}/A_{loc,1}} = \sqrt[3]{0.81/0.35} = 1.32$$

$$2423\text{кН} \leq 0.9 \cdot 1 \cdot 0.35 \cdot 15211 = 4791\text{кН}$$

Умова виконується, отже, зминання бетону не станеться.

2.5.2.5 Розрахунок міцності фундаменту за поперечною силою

Перевіряємо умову

$$Q \leq \frac{1.5R_{bt}b_f h_{01}^2}{c_1} = \frac{1.5 \cdot 900 \cdot 2.7 \cdot 0.37^2}{0.45} = 1109\text{кН}$$

$$Q = p_{гр}(c_1 - c_0)b_f = 332(0.45 - 0.45) = 0 < 0.6R_{bt}b_f h_{01} = 0.6 \cdot 900 \cdot 2.7 \cdot 0.37 = 539.5\text{кН}$$

$$Q = 539.5\text{кН} < 1109\text{кН}$$

Міцність ступеня по поперечній силі забезпечена.

2.5.2.6 Визначення перерізу арматури плитної частини фундаменту

Площа перерізу робочої арматури визначаємо з розрахунку вигин консольних виступів.

Визначаємо згинальні моменти в перерізах II та II-II

$$M_{I-I} = \frac{l_{I-I}^2 b_f}{6} (2P_{\max} + P_{I-I}) = \frac{0.45^2 \cdot 2.7}{6} (2 \cdot 340.7 + 331.5) = 92.3 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$P_{I-I} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{I-I})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 285.3 + \frac{(2.7 - 0.45)(340.7 - 285.3)}{2.7} = 331.5 \text{кПа}$$

$$M_{II-II} = \frac{l_{II-II}^2 b_f}{6} (2P_{\max} + P_{II-II}) = \frac{0.9^2 \cdot 2.7}{6} (2 \cdot 340.7 + 322.2) = 365.8 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$P_{II-II} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{II-II})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 285.3 + \frac{(2.7 - 0.9)(340.7 - 285.3)}{2.7} = 322.2 \text{кПа}$$

$$M_{III-III} = \frac{l_{III-III}^2 b_f}{6} (2P_{\max} + P_{III-III}) = \frac{1.35^2 \cdot 2.7}{6} (2 \cdot 340.7 + 313) = 815.5 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$P_{III-III} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{III-III})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 285.3 + \frac{(2.7 - 1.35)(340.7 - 285.3)}{2.7} = 313 \text{кПа}$$

Площа перерізу робочої арматури

$$A_s^{I-II} = \frac{M_{I-I}}{0.9 h_{0,pl} R_s} = \frac{92.3}{0.9 \cdot 0.23 \cdot 280000} = 15.9 \text{см}^2$$

$$A_s^{II-II} = \frac{M_{II-II}}{0.9 h_{01} R_s} = \frac{365.8}{0.9 \cdot 0.83 \cdot 280000} = 17.5 \text{см}^2$$

$$A_s^{III-III} = \frac{M_{III-III}}{0.9 h_{02} R_s} = \frac{815.5}{0.9 \cdot 1.43 \cdot 280000} = 22.63 \text{см}^2$$

Задаємося кроком стрижнів 150мм. Тоді необхідний діаметр робочої арматури 12 мм, що більше за мінімально допустимий діаметр 10 мм.

2.5.2.7 Розрахунок міцності підколони за нормальними перерізами

Фундамент центрально навантажений. Знаходимо необхідну площу перерізу арматури

$$A_{s,tot} = \frac{N}{\phi R_{sc}} - A \frac{R_b}{R_{sc}} = \frac{2423}{0.8 \cdot 280000} - 0.9 \cdot 0.9 \frac{11500}{280000} = -0.022 \text{см}^2$$

Площа перерізу негативна. Призначаємо крок поздовжніх стрижнів 0.4м. Таким чином, мінімально допустимий діаметр стрижнів 12 мм. Приймаємо стрижні діаметром 12 мм.

2.5.2.8 Розрахунок міцності підколоники по похилому перерізу

Згинальний момент

$$M = 0.8 \cdot (Qh_{cf} - 0.5h_{cf}) = 0.8(72.21 \cdot 0.6 - 0.5 \cdot 0.6) = 34.42 \text{кН} \cdot \text{м}$$

Площа поперечної арматури

$$A_{sw} = \frac{M}{R_{sw} \sum z_{sw}} = \frac{34.42}{225000 \cdot 1.1} = 2.6 \text{см}^2$$

Приймаємо крок поперечних сіток 150 мм.

Діаметр стрижнів 10 мм.

РОЗДІЛ 3

НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

3.1 Моделювання роботи фундаментів

У ПК Ліра (Софт) є можливість обчислювати та задавати коефіцієнти постелі для пластин і стрижнів.

Таким чином стало можливим обчислювати армування фундаменті і відображати усадки для скінченних елементів (СЕ), що моделюють фундаменти.

Також у ПК Ліра (Софт) реалізована можливість використовувати комбіновані фундаменти (з використанням пластин та стрижнів) (тобто комбінацію стрічкових та плитних фундаментів) у рамках одного завдання у системі ГРУНТ. (Система ГРУНТ призначена для автоматизованого обчислення змінних у плані коефіцієнтів постелі під фундаментною плитою)

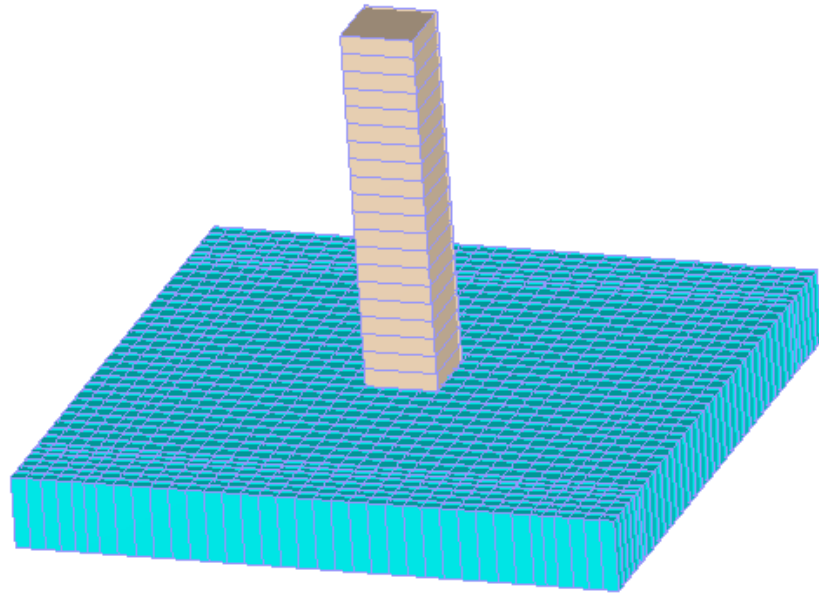
При моделюванні стрічкового фундаменту в попередніх версіях ПК ЛІРА (9.6, 10.2) для коректного розрахунку коефіцієнтів ліжка в системі ГРУНТ доводилося використовувати тільки пластинчасті елементи і були деякі складності подальшого розрахунку (підбір армування).

Етапи розрахунку:

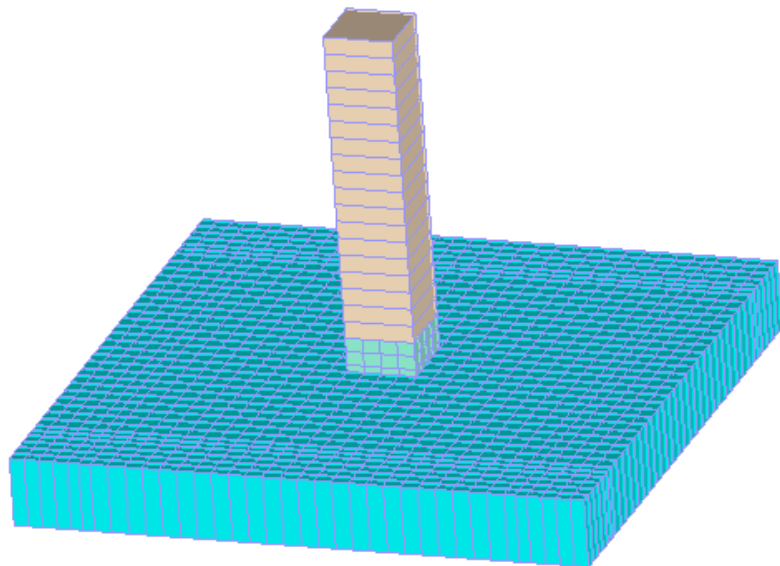
- завдання навантаження на стрижні, шляхом врахування ширини обпирання виходячи з призначених перерізів;
- після призначення навантаження на фундамент (P_z) необхідно створити модель ґрунту в системі ГРУНТ або підключити раніше створену модель.

Зазначений комплекс дає можливість створити два види скінченно-елементних моделей фундаментів.

На рисунку 3.1 а наведено спосіб з'єднання колони із фундаментом без використання абсолютно твердого тіла (АТТ) з використанням об'ємних тіл. Рисунок 3.1 б демонструє модель фундаменту де з'єднання з колоною відбулось із застосуванням АТТ. Таке з'єднання відповідає жорсткому контакту фундаменту і колони, що в реальних конструкціях зустрічається вкрай рідко.



а)



б)

Рисунок 3.1- Скінченно-елементні моделі фундаментів а) без АТГ, б) із АТГ

Геометрія та навантаження відповідають конструкції фундаменту, що був обчислений аналітично в 2 розділі цієї роботи. Аналогічні характеристики були задані для фізичних та механічних властивостей бетону та ґрунту під подошвою фундаментів.

3.2 Результати обчислень

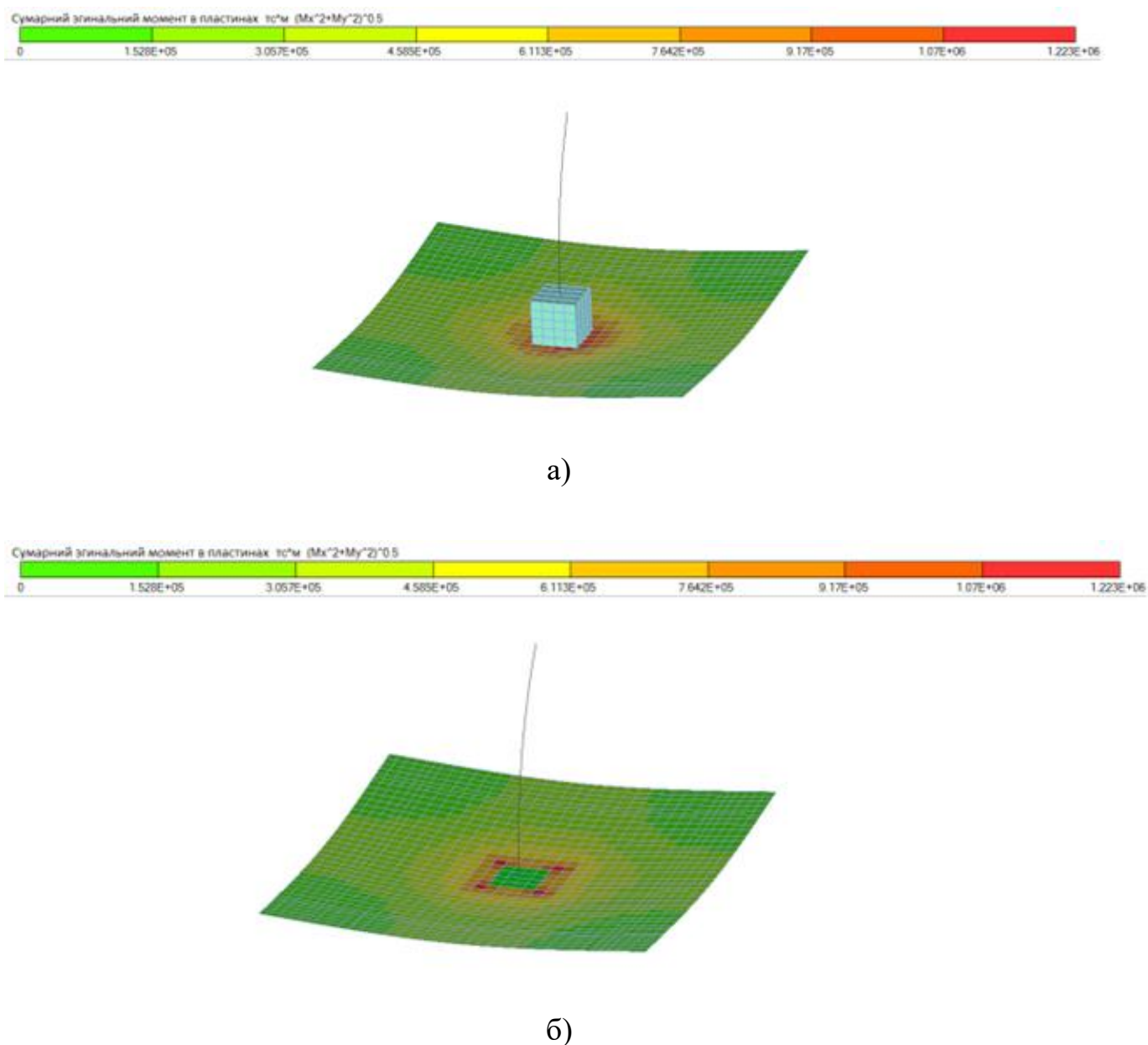
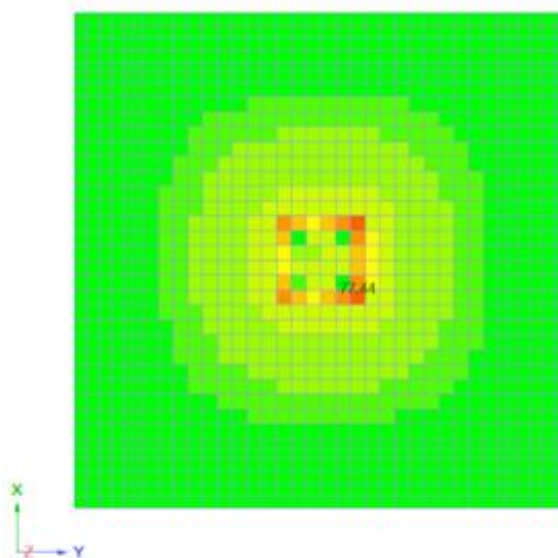
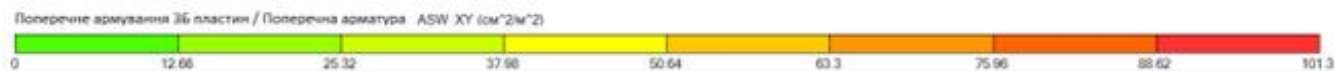


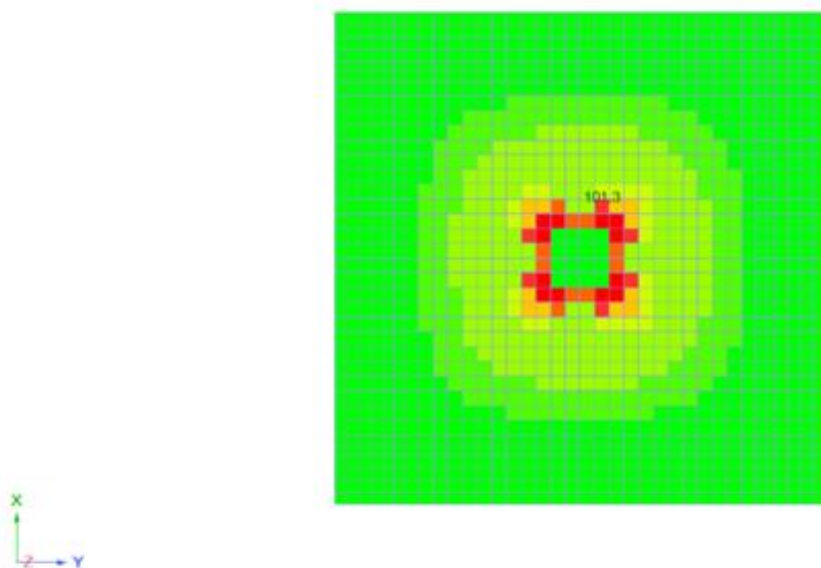
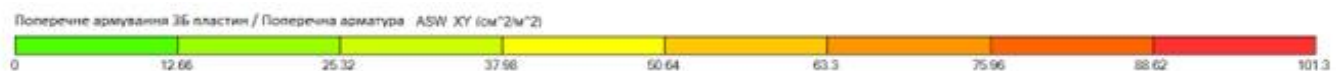
Рисунок 3.2- Розподіл зусиль в моделі фундаментів а) без АТТ, б) із АТТ

В моделі де засовувались абсолютно тверді тіла спостерігаються піки внутрішніх зусиль, які в свою чергу зумовлюватимуть збільшення площі необхідного армування підшви фундаменту.

Моделювання об'ємними елементами, відповідає більш реальному стану конструкції та більш точно відображає напружено-деформований стан системи колона-фундамент. Як наведено на рис. 3.2 зусилля в моделі без АТТ, дещо менші. Через що не виникає необхідності в перевитраті арматурної сталі.



а)



б)

Рисунок 3.2- Розподіл арматури в моделі фундаментів а) без АТТ, б) із АТТ

В результаті обчислень, на підставі отриманих зусиль, визначено розподіл армування у підшві фундаменту. В моделі з АТТ, площа армування більша, через завищені значення внутрішніх зусиль.

РОЗДІЛ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

4.1 Основні положення щодо охорони праці

Охорона праці – це зведення законодавчих актів і правил, відповідних їм гігієнічних, організаційних, технічних та соціально-економічних заходів, що забезпечують безпеку, збереження здоров'я та працездатність людини в процесі праці.

Організація будівельного майданчика, ділянки робіт та робочих місць повинна забезпечувати безпеку праці працюючих на всіх етапах виконання робіт.

Вирішення питань про охорону праці та здоров'я трудящих на будівельному майданчику є найважливішим завданням. При вирішенні завдань необхідно чітко представляти сутність процесів і відшукати способи (найбільш підходящі до кожного конкретного випадку), що усувають вплив на організм шкідливих і небезпечних факторів і унеможливають травматизм і професійні захворювання.

4.1.1 Інженерні рішення з охорони праці

Проектом передбачені інженерні рішення з техніки безпеки будівельно-монтажних та супутніх допоміжних робіт.

При виробництві будівельно-монтажних робіт необхідно дотримуватись вимог[6]. Чинна система охорони праці (трудове законодавство, виробнича санітарія та техніка безпеки) забезпечує належні умови праці робітникам-будівельникам, підвищення культури виробництва, безпеку робіт та їх полегшення, що сприяє підвищенню продуктивності праці. Створення безпечних умов праці у будівництві тісно пов'язане з технологією та організацією виробництва.

Відповідальність за безпеку робіт покладено у законодавчому порядку на технічних керівників будівель – головних інженерів та інженерів з охорони праці, виробників робіт та будівельних майстрів. Керівники будівництва зобов'язані організувати планування заходів з охорони праці та протипожежної техніки та забезпечити проведення цих заходів у встановлені терміни.

Поліпшення організації виробництва, створення на будівельному майданчику умов праці, що усувають виробничий травматизм, професійні захворювання та забезпечують нормальні санітарно-побутові умови – одне з найважливіших завдань, від успішного вирішення якого залежить подальше підвищення продуктивності праці на забудовах.

До обов'язків адміністрації будівельних організацій з охорони праці входять:

- дотримання правил охорони праці, здійснення заходів з техніки безпеки та виробничої санітарії;
- розробка перспективних планів та угод колективних договорів щодо покращення та оздоровлення умов праці;
- забезпечення працюючих спецодягом, спецвзуттям, засобами індивідуального захисту;
- проведення інструктажів та навчання робочих правил техніки безпеки;
- організація пропаганди безпечних методів праці, забезпечення будівельних об'єктів плакатами, запобіжними написами тощо;
- організація навчання та щорічної перевірки знань, правил та норм охорони праці інженерно-технічного персоналу;
- проведення медичних оглядів осіб, зайнятих на роботах із підвищеною небезпекою та шкідливими умовами;
- розслідування всіх нещасних випадків та профзахворювань, що сталися на виробництві, а також їх облік та аналіз;
- ведення документації та перевірка встановленої звітності з охорони праці;
- видання наказів та розпоряджень з питань охорони праці.

Загальне керівництво робіт з техніки безпеки та виробничої санітарії, а також відповідальність за її стан покладається на керівників (начальників та головних інженерів) будівельних організацій.

4.1.2 Огородження території

Територія будівельного майданчика має бути виділена на території огорожами:

- захисно-охоронними, призначеними для запобігання доступу сторонніх осіб на ділянки з небезпечними та шкідливими виробничими факторами та забезпечення збереження матеріальних цінностей;
- захисними, призначеними лише запобігання доступу сторонніх осіб у ділянки з небезпечними виробничими чинниками;
- сигнальними, призначеними для попередження про межі територій та ділянок з небезпечними та шкідливими виробничими факторами.

Панелі огорож повинні бути прямокутними зі стандартною довжиною $L=1,2; 1,6; 2,0$ м. Відстань між суміжними елементами огороження заповнення полотна панелей має бути 80...100 мм. Відстань між стійками сигнальних огорож не більше 6 м.

4.1.3 Визначення небезпечних зон на будівельному майданчику

При організації будівельного майданчика, розміщення ділянок робіт, робочих місць, проїздів будівельних машин, транспортних засобів, проходів для людей слід встановити небезпечні для людей зони, у яких постійно діють або потенційно можуть діяти небезпечні виробничі фактори.

Згідно [6] до зон небезпечних виробничих факторів відносяться зони:

- у смузі шириною до 2-х метрів по периметру від не захищених перепадів за висотою на 1,3 м і більше;
- у місцях переміщення машин та обладнання або їх робочих органів та відкритих частин, що рухаються або обертаються;
- у місцях, над якими відбувається переміщення вантажів вантажопідіймальними кранами;

- поблизу від відкритих неізольованих струмопровідних частин електроустановок та ЛЕП;
- у місцях, де рівні шуму, вібрації чи забруднення повітря робочої зони перевищують гігієнічні норми:

До зон потенційно діючих небезпечних виробничих факторів відносяться:

- монтажні зони - ділянки території поблизу будівлі або споруди, що будується;
- поверхи (яруси) будівель та споруд в одній захватці, над якими відбувається монтаж (демонтаж) конструкцій або обладнання.

4.1.4 Організація безпечних умов праці земляних робіт

Для забезпечення безпечних умов виконання земляних робіт необхідно дотримуватися наступних основних умов безпечного виконання робіт:

- Земляні роботи у зоні розташування діючих підземних комунікацій можуть проводитися лише з письмового дозволу організацій, відповідальних їх експлуатацію.
- Технічний стан землерийних машин повинен регулярно перевірятись із своєчасним усуненням виявлених несправностей. Екскаватор під час роботи необхідно розташовувати на спланованому місці.
- Під час роботи екскаватора забороняється перебування людей у межах призми обвалення та в зоні розвороту стріли екскаватора.
- Завантаження автомобілів екскаватором проводиться так, щоб ківш подавався збоку або ззаду кузова, а не через кабінку водія. Пересування екскаватора із завантаженим ковшем забороняється.

4.1.5 Організація безпечних умов праці бетонних робіт

Для забезпечення безпечних умов виконання бетонних робіт необхідно дотримуватися таких основних умов безпечного виконання робіт:

- опалубку, що застосовується для зведення монолітних залізобетонних конструкцій, необхідно виготовляти та застосовувати відповідно до проекту виконання робіт, затвердженого у відповідному порядку.
- При встановленні елементів опалубки на кілька ярусів кожен наступний ярус слідує встановлювати лише після закріплення нижнього ярусу.
- При виробництві опалубних, арматурних, бетонних та розпалубних робіт необхідно стежити за кріпленням лісів та риштування, їх стійкістю, правильним улаштуванням настилів, сходів, поручнів та огорож.
- Щитову опалубку колон, ригелів, перекриттів і стін з пересувних драбин допускається встановлювати при висоті над рівнем землі або нижчим перекриттям не більше 5,5 м.
- Працювати на висоті від 5,5 до 8 м дозволяється тільки з пересувних риштування, що мають нагорі майданчик з огорожами.
- При зведенні залізобетонних стін для безпечної роботи будівельників-опалубників з обох боків необхідно встановити настили з огорожами через кожні 1,8 м за висотою.
- Стан зібраних панелей та блоків опалубки, робочих настилів, навісних майданчиків та сходів на захватках щодня перед початком робіт перевіряє особа, відповідальна за виконання робіт та робить відповідну запис у журналі охорони праці та протипожежної охорони.
- Усі робочі настили та перехідні сходи мають бути надійно закріплені відповідно до проекту.
- Роботи на незакріплених підмостках суворо заборонені.
- До монтажу не допускається опалубка з несправними замками, петлями, захватами, великими люфтами у шарнірах та замках. Виявлені несправності слід усувати негайно.
- До початку монтажу опалубки міцність нижчих несучих монолітних конструкцій повинна бути не нижче 70% проектної.

- Всі прорізи повинні бути закриті інвентарними щитами або захищені.
- До початку монтажу опалубки необхідно перевірити надійність з'єднання елементів опалубки, що входять до складу вузла, що піднімається, переконатися у відсутності незакріплених предметів на елемент опалубки, що переноситься.
 - Підйом та переміщення до місця встановлення елементів опалубки необхідно виконувати плавно, без обертання, коригування положення елемента виконувати на відтяжки.
- Не допускається виконувати монтажні роботи на висоті у відкритих місцях при швидкості вітру 15 м/с і більше, при ожеледиці, грозі або тумані, що виключає видимість у межах фронту робіт.
 - Роботи з переміщення та встановлення вертикальних панелей та подібних до них конструкцій з великою вітрильністю слід припиняти при швидкості вітру 10 м/с і більше.
 - Розстроювання елементів опалубки проводити тільки після належного їх закріплення або установки, що виключає мимовільне переміщення.
 - Панелі та блоки піднімати лише після їх повного звільнення від кріпильних елементів та відриву від бетону. Окремі панелі, крім підкосів, повинні зміцнюватися ланцюговими відтяжками для запобігання перекиданню.
 - Особливу увагу звернути на стропування та підйом блоків опалубки. Щоб уникнути заклинювання блоку при вилученні його з комірки, блок при підйомі має бути строго вертикальним.
 - Робочі місця мають бути огорожені інвентарними огорожами.
 - В разі відсутності огорожі робітники повинні користуватися запобіжними поясами. Місця прикріплення поясів вказуються виробником робіт та яскраво забарвлюються.
 - При монтажі під елементами опалубки заборонено.

- Під час грози та при вітрі силою 6 балів і більше (тобто при швидкості вітру понад 9,9 м/с) виконувати бетонні та залізобетонні роботи із зовнішніх лісів забороняється.
- Арматурні вироби слід переміщувати та встановлювати лише у рукавицях.
- Армовані ділянки, які можуть бути під струмом, необхідно заземлити. Не дозволяється залишати без закріплення встановлену арматуру.

4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

4.2.1 Розрахунок забезпечення безпечної евакуації людей

Розрахунковий час евакуації людей з приміщень та будівель встановлюють з розрахунку часу руху одного чи кількох людських потоків через евакуаційні виходи від найвіддаленіших місць розміщення людей.

При розрахунку весь шлях руху людського потоку поділяється на ділянки.

При визначенні розрахункового часу довжина та ширина кожної ділянки шляху евакуації приймається за проектом.

Розрахунковий час евакуації людей визначається як сума часу руху людського потоку по окремих ділянках шляху: $t_p = t_1 + t_2 + \dots + t_i$

Вихідні дані:

Площа залу = 316,18 м²

Об'єм залу = 1458 м³

Розрахунок часу руху людського потоку по I ділянці.

Щільність людського потоку першому ділянці:

$$D_1 = N_1 \cdot f / l_1 \cdot s = 12,1 \cdot 0,125 / 9,5 \cdot 1,5 = 0,09 \text{ м}^2/\text{м}^2$$

де N_1 – кількість людей на першій ділянці, які перебувають у торговому залі, слід визначати виходячи з площі торгової зали на одну особу – 2,5 м²);

f – середня площа горизонтальної проекції людини;

l, s – ширина та довжина розрахункової ділянки,

$t_1 = l_1 / v_1 = 9,5 / 80 = 0,12$ хв, де v_1 – швидкість руху людського потоку горизонтальним шляхом першої ділянки.

Розрахунок часу руху людського потоку по II ділянці.

При злитті на початку ділянки двох і більше людських потоків інтенсивність руху людей дорівнює:

$$q_2 = \sum q_{i-1} \cdot s_{i-1} / s_i = (7+7) \cdot 1,5 / 2,5 = 8,4 \text{ м/хв}$$

$$v = 80 \text{ м/хв}$$

$$t_2 = l_2 / v_2 = 2,4 / 80 = 0,03 \text{ хв}$$

Розрахунок часу руху людського потоку на III ділянці.

$$q_3 = \sum q_{i-1} s_{i-1} / s_i = (8,4+7) \cdot 1,5/2,5 = 9,24 \text{ м/хв}$$

$$v = 75 \text{ м/хв}$$

$$t_3 = l_3/v_3 = 2,4/75 = 0,032 \text{ хв}$$

Розрахунок часу руху людського потоку по IV ділянці.

$$q_4 = \sum q_{i-1} s_{i-1} / s_i = (9,24+7) \cdot 1,5/2,5 = 9,74 \text{ м/хв}$$

$$v = 72 \text{ м/хв}, t_4 = l_4/v_4 = 2,4/72 = 0,033 \text{ хв}$$

Розрахунок часу руху людського потоку за V ділянкою.

$$q_5 = \sum q_{i-1} s_{i-1} / s_i = (9,74+7) \cdot 1,5/2,5 = 10,044 \text{ м/хв}$$

$$v = 70 \text{ м/хв}$$

$$t_5 = l_5/v_5 = 2,4/70 = 0,034 \text{ хв}$$

Розрахунок часу руху людського потоку по VI ділянці.

$$q_6 = \sum q_{i-1} s_{i-1} / s_i = (10,044+7) \cdot 1,5/2,5 = 10,22 \text{ м/хв}$$

$$v = 68 \text{ м/хв}$$

$$t_6 = l_6/v_6 = 2,4/68 = 0,035 \text{ хв}$$

Розрахунок часу руху людського потоку VII ділянці.

$$q_7 = \sum q_{i-1} s_{i-1} / s_i = (10,044+7+5) \cdot 1,5/2,5 = 13,32 \text{ м/хв}$$

$$v = 56 \text{ м/хв}$$

$$t_7 = l_7/v_7 = 16/56 = 0,29 \text{ хв}$$

Розрахунок часу руху людського потоку по VIII ділянці.

$$q_8 = q_{i-1} s_{i-1} / s_i = 13,32 \cdot 2,5 / 1,5 = 15,85 \text{ м / хв}$$

$$v = 15 \text{ м/хв}$$

$$t_8 = l_8/v_8 = 12,7/15 = 0,84 \text{ хв}$$

Загальний розрахунковий час:

$$t_p = t_1 + t_2 + t_3 + t_4 + t_5 + t_6 + t_7 + t_8 = 0,12 + 0,03 + 0,032 + 0,033 + 0,034 + 0,035 + 0,29 + 0,84 = 1,41$$

6 хв

Потрібен час евакуації для торгових залів універсальних магазинів при об'ємі приміщення до $5000 \text{ м}^3 = 1,5 \text{ хв}$.

$$1,416 \text{ хв} < 1,5 \text{ хв}.$$

Розрахунковий час евакуації торгового залу відповідає вимогам.

4.2.2 Висновки за розділом

Проектом передбачені інженерні рішення з техніки безпеки будівельно-монтажних та супутніх допоміжних робіт. Виконання цих заходів дозволить усунути вплив на організм шкідливих та небезпечних факторів та виключить по можливості травматизм та виникнення професійних захворювань робітників на будівельному майданчику. Як заходи протипожежного захисту будівлі у проекті передбачені такі заходи: організовані евакуаційні шляхи, що дозволяють людям безпечно та в короткий термін залишити приміщення та будівлю загалом у разі виникнення пожежі; забезпечення проїздів та під'їздів пожежних автомобілів до будівель та гідрантів. Передбачено також низку заходів, спрямованих на забезпечення гасіння пожеж або сприяння гасіння. Будівля обладнана системою протипожежного захисту із встановленням датчиків. Усі заходи протипожежного захисту задовольняють вимогам чинних нормативних документів та дозволять звести до мінімуму ймовірність виникнення надзвичайних ситуацій та їх можливі наслідки.

ВИСНОВОК

У цій випускній кваліфікаційній роботі розроблено проект реконструкції станції очистки води в Тернополі.

В **«Архітектурно-будівельному розділі»** було визначено основні умови будівництва, встановлено реальний стан конструкцій будівлі. Розроблено основні архітектурно-конструктивні рішення.

У **«Розрахунково-конструктивному розділі»** виконано:

- перевірку несучої здатності підсиленого згинального елемента
- підсилення фундаменту та обґрунтовано спосіб підсилення
- розрахунок підсилення цегляного простінка.

У **«Науково-дослідному розділі»** розроблено скінченно-елементні моделі окремостоячих фундаментів. Встановлено, що в моделі із абсолютно твердим тілом виникають більші зусилля.

У розділі **«Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях»** розроблено заходи щодо дотримання техніки безпеки будівельних робіт. Розроблено заходи по захисту працівників у надзвичайних ситуаціях.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Ковальчук Я. О. Методичний посібник для виконання кваліфікаційної роботи магістра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія” / Я. О. Ковальчук, Г. М. Крамар, О. М. Мещерякова. - Тернопіль : ТНТУ, 2020. – 56 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи К.: Мінбуд України, 2006.
3. ДБН В.1.17-2019 Пожежна безпека об’єктів будівництва. – К.: Держбуд України, 2018.
4. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
5. ДБН В.2.6-31:2020 Теплова ізоляція будівель К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2020.
6. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011.
7. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1995.
8. ДБН А.2.1–1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. Основні положення. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2008.
9. Malezhyk, M.P., Pidhurs’kyi, M.I., Rudyak, Y.A., Pidhurs’kyi, I.M. & Voitovych, L.V. (2019) Investigation of the Fracture of an Orthotropic Plate with Circular Hole and Two Edge Cracks Under Pulsed Loading by the Method of Dynamic Photoelasticity. *Materials Science*, 55(2). P. 254-258. (SCOPUS)
10. Pidgurskyi, Mykola & Rudyak, Yuri & Pidgurskyi, Ivan. (2019). Research and Modeling of Stress-Strain State and Fracture Strength of Triplexes at Temperatures 293–213K. // *Lecture Notes in Mechanical Engineering Ser Proceedings of the 7th International Conference on Fracture Fatigue and Wear.*, Belgium, Ghent University, 2018. – P.135-150.

11. Pidgurskyi I. Analysis of stress intensity factors obtained with the fem for surface semielliptical cracks in the zones of structural stress concentrators // *Scientific Journal of TNTU*. - Ternopil: TNTU, 2018. - Vol. 90. - No 2. - P. 92-104. (Index Copernicus, Google Scholar)

12. Вплив температури на мікромеханізми статичного деформування та руйнування теплостійких сталей / П.В. Ясній, В.Б. Гладь, П.О. Марущак, Д.Я. Баран // *Вісник Тернопільського державного технічного університету*. - 2007. - Т. 14. - № 3. – С. 7-16.

13. Maruschak P., Degradation and cyclic crack resistance of continuous casting machine roll material under operating temperatures / P. Maruschak, D. Baran // *Iranian Journal of Science and Technology Transaction B: Engineering*. - 2011. - Vol. 35. - M2. - P. 159-165.

14. Ігнат'єва В.Б. Аналіз способів поліпшення теплотехнічних характеристик при будівництві будівель / В.Б. Ігнат'єва, Е.О. Текін // *ЛОГОС. Мистецтво наукової думки*, 2019. - Vol. 3. – С. 97-100. Режим доступу: <https://ojs.ukrlogos.in.ua/index.php/2617-7064/article/view/306/293> 44. Ignatyeva, V. B. (2018).

15. Yasniy, P.V., Mykhailyshyn, M.S., Pyndus, Y.I. et al. Numerical Analysis of Natural Vibrations of Cylindrical Shells Made of Aluminum Alloy. *Mater Sci* 55, 502–508 (2020). <https://doi.org/10.1007/s11003-020-00331-2>

16. Yasniy P., Pyndus Y., Hud M. Methodology for the experimental research of reinforced cylindrical shell forced oscillations. *Scientific journal of the Ternopil national technical university*. 2017. Vol. 86. №. 2. P. 7–13

17. Макара, Т.Я. Оцінка вогнестійкості елементів металевого каркасу торговельно-офісного центру / Т.Я. Макара, Т.О. Криницький, А.П. Сорочак // *Актуальні задачі сучасних технологій: збірник тез доповідей ІХ Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів (Тернопіль, 25-26 листопада 2020)*. – Т. 1. – Т. : ТНТУ, 2020. – С. 93.

18. Теслюк, М.В. Аналіз впливу типу перев'язки на НДС цегляної кладки в місці стику стін / М.В. Теслюк, Т.К. Гунда, А.П. Сорочак // Актуальні задачі сучасних технологій: збірник тез доповідей ІХ Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів (Тернопіль, 25-26 листопада 2020). – Т. 1. – Т. : ТНТУ, 2020. – С. 133-134.

19. Ковальчук Я. Теплоізоляційні будівельні матеріали з місцевих технологічних відходів / Я. Ковальчук, Г. Крамар, Л. Бодрова, І. Коваль, С. Мариненко // Наукові нотатки. - 2019. - Вип. 66. - С. 165-171.

20. Веселов В.А. Проектирование оснований и фундаментов. – М.: Стройиздат, 1990. – 240с.

21. Основания, фундаменты и подземные сооружения.: Е. А. Сорочана, Ю. Г. Ирофименкова. – М. : Стройиздат, 1985. – 135с.

22. Далматов Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты. Л. : Стройиздат, 1988. – 298с.

23. Ухов С. Б., Знаменский В. В., Тер – Мартиросян З. Г., Механика грунтов, основания и фундаменты.– М.: Издательство АСВ, 1994. – 524с.

24. Шведенко В. И. Монтаж строительных конструкций. М. : Высшая школа, 1987. – 167с.

25. Нойферт Э. Строительное проектирование. М. : Стройиздат, 1991.

26. Пицаленко М. Ю. Технология возведения зданий и сооружений – Киев. : Высшая школа, 1982. - 298с.

27. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Ж/бетонные конструкции. Общий курс. М. : Стройиздат, 1991. – 412с.

28. Розрахунки і проектування спеціальних будівель і споруд: Навчальний посібник/ Фомиця Л.М., Артеменко А.К., Мамін О.М., Височин І.А. // Під редак. Л.М.Фомиці.- К: Урожай.- 1994.

29. Залізобетонні конструкції. Навчальний посібник / Вахненко П.Ф., Павліков А.М., Горик О.В., Вахненко В.П.// К: Вища школа, 1999.

30. Зоценко М.Л., Коваленко В.І., Хілобок В.Г. Яковлев А.В. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти. -К.:Вища шк.,1992.- 408 с.
31. Мельник І.В. Деформації зовнішньої композитної арматури при підсиленні залізобетонних балок / І.В. Мельник, А.Я. Мурин // Зб. наук. праць: механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій. – 2009. - №8. – С. 235-241.
32. Мельник І.В. Ефективність використання композитних матеріалів при підсиленні будівельних конструкцій / І.В. Мельник, Р.З. Добрянський, А.Я. Мурин // Збірник наукових праць третьої всеукраїнської науково-технічної конференції: науково-технічні проблеми сучасного залізобетону. – Львів, 2003. – С. 577-584.
33. Мельник С.В. Дослідження несучої здатності похилих перерізів залізобетонних балок, підсилених наклеєними вуглепластиковими матеріалами / С.В. Мельник // Зб. наук. пр. Полтавського нац. тех. ун-ту ім. Ю.Кондратюка. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава, 2012. – Вип. 2(32), Том 1. – С.151–158.
34. Мельник С.В. Розрахунок міцності похилих перерізів залізобетонних балок, підсилених вуглепластиковими матеріалами при однократному навантаженні / С.В. Мельник // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Рівне, 2012. – Вип. 23 – С. 494 – 501.
35. Клампуш М.Д. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених вуглецевими полімерами / М.Д. Клампуш, В.Г. Кваша // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2007. – Вип. 15. – С. 270-276.
36. Крусь Ю.О. Метод визначення малоциклової втомленості бетону із застосуванням енергетичних гіпотез / Ю.О. Крусь // Проблеми теорії і практики залізобетону: Збірник наукових статей.- Полтава,1997.- С. 265 – 268.
37. Hud, Mykhailo, et al. "Study of the joint work of the foundations and the spatial tower under the action of dynamic loads." *Procedia Structural Integrity* 36 (2022): 87-91.

38. Ігнат'єва, Вікторія Борисівна, and Михайло Іванович Гудь. "Особливості роботи профільних виробів з композиційних матеріалів у будівельних конструкціях, розташованих в сейсмічних районах." *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика* 20 (2021): 19-25.

39. KONONCHUK, O.; IASNII, V.; LUTSYK, N. Prediction of reinforced concrete structures behavior using finite element method. *Procedia Structural Integrity*, 2022, 36: 177-181.

40. Конончук, О. П. "Результати експериментальних досліджень залізобетонних балок, підсилених композитними матеріалами." *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр.*–Рівне: НУВГП (2012): 479-486.