

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ФАКУЛЬТЕТ АРХІТЕКТУРИ, БУДІВНИЦТВА ТА ДИЗАЙНУ
КАФЕДРА КОМП'ЮТЕРНИХ ТЕХНОЛОГІЙ БУДІВНИЦТВА

ДОПУСТИТИ ДО ЗАХИСТУ
Завідувач випускової кафедри
_____ О.І. Лапенко
“ _____ ” _____ 2020 р.

ДИПЛОМНА РОБОТА
(ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА)
ВИПУСКНИКА ОСВІТНЬОГО СТУПЕНЯ МАГІСТРА
ОСВІТНЬО-ПРОФЕСІЙНА ПРОГРАМА:
«ПРОМИСЛОВЕ І ЦИВІЛЬНЕ БУДІВНИЦТВО»

Тема: «Теоретичні основи визначення впливу нового багатоповерхового будинку на існуючу забудову»

Виконавець: студент групи ФАБД-204М Тимощенко Андрій Віталійович
(студент, група, прізвище, ім'я, по батькові)

Керівник: доцент, к.т.н. Родченко Олександр Васильович
(науковий ступінь, вчене звання, прізвище, ім'я, по батькові)

Консультант розділу «Охорона праці»: _____ Гулевець В. Д.
(підпис) (ПІБ)

Консультант розділу

«Охорона навколишнього середовища»: _____ Гай А. Є.
(підпис) (ПІБ)

Нормоконтролер: _____ Родченко О.В.
(підпис) (ПІБ)

Київ 2020

НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Факультет архітектури, будівництва та дизайну

Кафедра комп'ютерних технологій будівництва

Спеціальність: 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

Освітньо-професійна програма: «Промислове і цивільне будівництво»

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

_____ О.І.

Лапенко

« ____ » _____ 2020

р.

ЗАВДАННЯ

на виконання дипломної роботи

Тимощенко Андрій Віталійович

(П.І.Б. випускника)

1. Тема роботи «Теоретичні основи визначення впливу нового багатоповерхового будинку на існуючу забудову» затверджена наказом ректора від «10» листопада 2020 р. №2251/ст.
2. Термін виконання роботи: з 05.10.20 по 13.12.20
3. Вихідні дані роботи: виконання архітектурних креслень, розрахунок конструкції на дію навантажень
4. Зміст пояснювальної записки:
 1. Аналітичний огляд
 2. Теоретичні основи визначення взаємного впливу фундаментів проектного об'єкту на оточуючі будівлі прилеглої території
 3. Практичні основи для вдосконалення способу визначення взаємного впливу фундаментів проектного об'єкту на оточуючі будівлі прилеглої території
 4. Розрахунково-конструктивна частина
 5. Основи і фундаменти
 6. Охорона праці
 7. Охорона навколишнього середовищаВисновки
Список використаної літератури
5. Перелік обов'язкового ілюстративного матеріалу: слайди - 6, креслення - 7.

6. Календарний план-графік

№ з/п	Завдання	Термін виконання	Підпис керівника
1	2	3	4
1	Аналітична частина	5 днів	
2	Наукова частина	10 днів	
3	Архітектурна частина, креслення	10 днів	
4	Розрахунково-конструктивна частина, розрахунок в ПК Ліра САПР, армування колон	3 дня	
5	Розрахунок фундаментів	3 дня	
6	Охорона праці	5 днів	
7	Охорона навколишнього середовища	5 днів	

7. Консультація з окремих розділів:

Назва розділу	Консультант (посада, П.І.Б.)	Дата, підпис	
		Завдання видав	Завдання прийняв
Охорона праці	доцент Гулевець В.Д.		
Охорона навколишнього середовища	доцент Гай А.Є.		

8. Дата видачі завдання: «05» жовтня 2020 р.

Керівник дипломної роботи:

(підпис керівника)

Родченко О.В.

(П.І.Б.)

Завдання прийняв до виконання:

(підпис випускника)

Тимощенко А.В.

(П.І.Б.)

РЕФЕРАТ

Пояснювальна записка до дипломної роботи «Теоретичні основи визначення впливу нового багатоповерхового будинку на існуючу забудову»: 119 с., 81 рис., 23 табл., 76 літературних джерел.

Об'єкт дослідження: комплекс з двох 13 поверхових адміністративних будівель, що спроектована для дипломного проекту.

Мета роботи: розробка концепції наукового обґрунтування принципів містобудування та територіального планування для реалізації будівництва нових будинків та споруд з щільною забудовою та складними інженерно-геологічними умовами для подальшого науково-технічного забезпечення всіх процесів будівництва; також вироблення рекомендацій щодо безпечного та збалансованого розвитку забудованих територій та більш ефективного використання житлових масивів у сучасних умовах.

Метод дослідження: метод скінченних елементів.

Результати магістерської роботи: можливість попередження зміни напружено-деформованого стану існуючої будівлі при зведенні новобудови, що дає можливість уникнути деформації та руйнування будівель.

ЗМІСТ

РОЗДІЛ 1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД	10
1.1. Зміна напружено-деформованого стану ґрунтової основи існуючих будівель в наслідок значного навантаження масиву ґрунтової основи новобудовою	10
1.2. Будівельно-технологічні впливи на ґрунтову основу існуючих будівель	14
1.3. Дії технологічного обладнання та функціонування новобудови на існуючі будівлі	15
Висновки до розділу 1	16
РОЗДІЛ 2. ТЕОРЕТИЧНІ ОСНОВИ ВИЗНАЧЕННЯ ВЗАЄМНОГО ВПЛИВУ ФУНДАМЕНТІВ ПРОЕКТНОГО ОБ'ЄКТУ НА ОТОЧУЮЧІ БУДІВЛІ ПРИЛЕГЛОЇ ТЕРИТОРІЇ	18
2.1. Теоретичні основи	18
2.2. Скінченно-елементне моделювання	22
2.2.1. Загальна характеристика	22
2.2.2. Типи скінченних елементів	23
2.2.3. ПК ЛІРА-САПР	24
2.2.4. ПК МОНОМАХ-САПР	26
Висновки до розділу 2	28
РОЗДІЛ 3. ПРАКТИЧНІ ОСНОВИ ДЛЯ ВДОСКОНАЛЕННЯ СПОСОБУ ВИЗНАЧЕННЯ ВЗАЄМНОГО ВПЛИВУ ФУНДАМЕНТІВ ПРОЕКТНОГО ОБ'ЄКТУ НА ОТОЧУЮЧІ БУДІВЛІ ПРИЛЕГЛОЇ ТЕРИТОРІЇ	30
3.1. Проектування багатоповерхового монолітно-каркасного будинку	30
3.1.1. Забезпечення просторової міцності будівлі	30
3.1.2. Фундаменти	30
3.1.3. Стіни і перегородки	31
3.1.4. Несучі елементи каркасу	31
3.1.5. Покрівля та перекриття	31
3.1.6. Вікна та двері	32

3.1.7.	Архітектурно-художнє рішення	32
3.1.8.	Санітарно-технічне та інженерне обладнання	32
3.2.	Розрахунок багатоповерхового монолітно-каркасного будинку.....	33
3.2.1.	Коротка характеристика методики розрахунку	33
3.2.2.	Розрахункова схема.....	34
3.2.3.	Статичний розрахунок	36
3.2.4.	Результати розрахунку.....	48
3.3.	Ефективність запропонованих рекомендацій та вдосконалень способу визначення взаємного впливу фундаментів проектного об'єкту на оточуючі будівлі.....	60
3.4.	Технологія будівництва монолітно-каркасного будинку.....	61
	Висновки до розділу 3	65
РОЗДІЛ 4. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА		66
4.1.	Розрахунок колон	66
4.1.1.	Вихідні дані.....	66
4.1.2.	Визначення напружень в перерізі колони	66
4.1.3.	Визначення стиснутої зони	67
4.1.4.	Підрахунок необхідного армування.....	69
4.2.	Розрахунок колони в ПК ЛІРА-САПР.....	70
4.2.1.	Загальна характеристика	70
4.2.2.	Навантаження	70
4.2.3.	Зусилля в колоні	71
4.2.4.	Переміщення в колоні.....	73
4.2.5.	Розрахунок армування	75
4.3.	Обрахунок нахилених колон в ПК ЛІРА-САПР	77
4.3.1.	Загальна характеристика	77
4.3.2.	Навантаження	77
4.3.3.	Зусилля в колонах	78
4.3.4.	Переміщення в колоні.....	81
4.3.5.	Розрахунок армування	82

РОЗДІЛ 5. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ.....	85
5.1. Вихідні дані	85
5.2. Визначення несучої здатності однієї палі.....	86
5.3. Розрахунок необхідної кількості паль.....	88
5.4. Розрахунок розмірів ростверку	89
5.5. Розрахунок ростверку на продавлювання колоною.....	90
5.6. Перевірка ростверку на продавлювання кутовою палею.....	91
5.7. Розрахунок міцності похилих перерізів ростверку на поперечній силі 92	
5.8. Розрахунок ростверку на згин та підбір арматури.....	93
РОЗДІЛ 6. ОХОРОНА ПРАЦІ	95
6.1. Аналіз умов праці на об'єкті тринадцяти поверхова адміністративна будівля. Небезпечні та шкідливі чинники.....	95
6.2. Організаційні та технічні заходи з усунення небезпечних і шкідливих чинників на об'єкті тринадцяти поверхова адміністративна будівля.....	96
6.3. Забезпечення пожежної та вибухової безпеки на об'єкті об'єкті тринадцяти поверхова адміністративна будівля.....	102
РОЗДІЛ 7. ОХОРОНА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА	109
7.1. Аналіз впливу техногенних чинників запроектованої будівлі на навколишнє природне середовище	109
7.2. Розрахунки концентрації шкідливих речовин під час будівництва експлуатації об'єкта.....	111
7.3. Методи і засоби захисту навколишнього середовища від впливу техногенного характеру.....	114
7.3.1. Охорона водних ресурсів.....	114
7.3.2. Охорона та раціональне використання земельних ресурсів.....	114
7.3.3. Прогнозування зміни стану природнього середовища	115
Висновки до розділу 7	117
ВИСНОВКИ.....	118
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	119

ВСТУП

Актуальність теми. Багатолітній досвід будівництва, що при зведенні нових будівель в умовах щільної забудови можуть виникати занадто великі деформації у вже побудованих будинках. Дані деформації можуть призвести до непридатності будинку для експлуатації, або навіть до руйнування.

Всі деформації виникають в ґрунтовій і діють на фундамент будинку, який в свою чергу безпосередньо впливає на елементи будівлі. У сучасному будівництві переважно використовуються фундаменти, глибина яких сягає більше 15 метрів, що в більшості випадків нижче залягання ґрунтових вод. Фундаменти нових будинків змінюють гідростатичний тиск в ґрунті, що призводить до значного зволоження ґрунтових прошарків і зміни їх фізико-механічних властивостей.

Мета і задачі дослідження. *Метою* роботи є розробка концепції наукового обґрунтування принципів містобудування та територіального планування для реалізації будівництва нових будинків та споруд з щільною забудовою та складними інженерно-геологічними умовами для подальшого науково-технічного забезпечення всіх процесів будівництва; також вироблення рекомендацій щодо безпечного та збалансованого розвитку забудованих територій та більш ефективного використання житлових масивів у сучасних умовах.

Для досягнення даної мети були поставлені і вирішені наступні *задачі*:

1. Визначення змін напружено-деформованого стану в існуючих будівлях в наслідок значного навантаження ґрунтової основи.

2. Створення скінченно-елементної моделі новобудови з послідовним її зведенням для наглядного визначення її впливу на побудовану будівлю.

Об'єкт дослідження – комплекс з двох 13 поверхових адміністративних будівель, що спроектована для дипломного проекту.

Предмет дослідження – зміна напружено-деформованого стану в існуючій будівлі.

Метод дослідження – метод чисельного моделювання роботи системи «основа – фундаменти – надземні конструкції».

Наукова новизна отриманих результатів. Визначено деформації та зміна напруження в основі зведеної будівлі в залежності від етапу будівництва новобудови і складання графіку залежності цих процесів.

РОЗДІЛ 1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД

1.1. Зміна напружено-деформованого стану ґрунтової основи існуючих будівель в наслідок значного навантаження масиву ґрунтової основи новобудовою

Зміна напружено-деформованого стану ґрунтової основи існуючих будівель залежить від аналізу наявних даних перед новим будівництвом, а саме: належних інженерних досліджень, оскільки це може призвести до помилок: переоцінка несучої здатності фундаментів при промерзанні та відтаванні ґрунту, не враховуючи надмірного зволоження та ймовірного збільшення підземних вод, що змінює фізико-механічні властивості шарів ґрунту під фундаментом експлуатованих об'єктів; огляд фундаментів існуючих будівель; реальна оцінка, надана результатами польових досліджень для визначення технічного стану існуючої будівлі та її фундаментів, для виявлення можливих відхилень від нормальної експлуатації.

При зведенні нових будівель в умовах щільної забудови головним завданням є забезпечення цілісності існуючих будівель. Для виконання цієї вимоги в ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд» є формула для визначення взаємного впливу фундаментів проектного об'єкту на оточуючі будівлі прилеглої території з умови:

$$S + S_d = S_c \leq S_{u,c} = \gamma_c S_u, \quad (1.1)$$

де S – величина деформації фундаментів існуючого об'єкта, що виникла до початку дії впливів від нового будівництва; S_d – додаткова деформація фундаментів, викликана впливом нового будівництва; S_c – повна деформація фундаментів існуючої будівлі з урахуванням впливу нового будівництва та збільшення вертикальних напружень, викликаних сусіднім будівництвом;

$S_{u,c}$ – граничне значення повної деформації фундаментів; S_u – граничне значення деформації для нового будівництва; γ_c – коефіцієнт умов роботи.

Необхідно враховувати всі додаткові деформації, що виникають з трьох головних причин:

- зміна напружено-деформованого стану ґрунтової основи існуючих будівель в наслідок значного навантаження масиву ґрунтової основи новою забудовою - додаткова осадка ущільнення $S_{ad.S}$;
- будівельно-технологічні впливи на ґрунтову основу існуючих будівель - додаткова будівельно-технологічна осадка $S_{ad.L}$;
- дії технологічного обладнання та функціонування новобудови на існуючі будівлі - додаткова експлуатаційна осадка $S_{ad.E}$.

Для теоретичного аналізу дії нового будівництва на ґрунт існуючої забудови використовувалась наукова стаття «Аналіз організаційних рішень інструментального моніторингу прилеглої забудови в умовах впливу нового будівництва» [2].

Аналіз науково-технічних даних за результатами досліджень свідчить про те, що, незважаючи на жорсткість і міцність конструкцій будівель, що перебувають в зоні нового будівництва, нерівномірність деформації фундаменту та фундаментних конструкцій суттєво впливає на нерівномірність деформацій будівель, порушують нормальний та безпечний характер їх експлуатації [3]. Фундаменти будівель і споруд працюють разом із ґрунтовою основою, а поява їх надмірних деформацій, нерівномірного просідання та прокатки призводить до руйнування або подальшого зниження справності основних конструктивних елементів експлуатованих об'єктів. Майже у 75% випадків поява та розвиток деформацій існуючих будівель відбувається внаслідок зміни напружено-деформованого стану ґрунтових шарів фундаменту, порушення та ослаблення ґрунтового фундаменту внаслідок техногенного впливу під час будівництва нових будівель.

Вплив будівельних і технологічних процесів при будівництві нових будівель викликає додаткові статичні та динамічні навантаження, що призводить до витіснення ґрунтових мас, розвитку механічного суфозії. Ці фактори впливають на технічний стан існуючих будівель та підземних комунікацій, тому важливим завданням при проектуванні та будівництві щільної міської забудови є забезпечення їх безвідмовної роботи [4].

На думку автора збірника [4], є три головні причини виникнення додаткових деформацій ґрунтової основи будівель, що експлуатуються:

- зміна напружено-деформованого стану ґрунтової основи існуючих будівель внаслідок значного навантаження масиву ґрунтової основи новою забудовою – додаткова осадка ущільнення;
- будівельно-технологічні впливи на ґрунтову основу існуючих будівель – додаткова будівельно-технологічна осадка;
- дії технологічного обладнання та функціонування новобудови на існуючі будівлі – додаткова експлуатаційна осадка.

Відповідно до [2] основними причинами деформацій існуючих будівель під час будівництва поблизу них є такі:

- зміна гідрогеологічних умов, в тому числі підтоплення, пов'язане з бражним ефектом під час підземного будівництва, або зниження рівня підземних вод;
- збільшення вертикальних напружень в основі під фундаментами існуючих будівель, викликане будівництвом поблизу них;
- улаштування котлованів або зміна планувальних відміток;
- технологічні чинники, такі як динамічні дії, вплив улаштування: всіх видів паль, фундаментів глибокого закладення і огорожувальних конструкцій котлованів, ін'єкційних анкерів, спеціальних видів робіт (заморожування, ін'єкція та інші);
- негативні процеси в ґрунтовому масиві, пов'язані з виконанням геотехнічних робіт (суфозійними процеси, виникнення пливунів та ін.).

Для запобігання вище перерахованих деформацій в існуючих будівлях і спорудах були встановлені сучасні вимоги для прогнозування поведінки пружно-пластичних моделей ґрунту, заснованих на асоційованому чи неасоційованому законах пластичної течії. Це дозволяє побачити справжню картину роботи і деформації ґрунтової основи під тисками побудованої будівлі і тієї, що перебуває в процесі будівництва.

Аналітичний розв'язок сумісної дії системи «будівля–фундамент–основа» отримати доволі важко через велику кількість факторів, що присутні в задачі. Для облегшення виконання даної задачі використовуються математичні методи. В сьогоденні майже скрізь використовуються системи автоматизованого проектування (САПР), які використовують методи скінченних елементів та граничних елементів. Хоч і програмні комплекси (ПК) набагато облегшують виконання задач по прогнозуванні напружено-деформованого стану в існуючих будівлях і його зміну при новому будівництві поряд, все ж і до них виникають питання, які пов'язані з підбором розрахункової схеми і визначення її параметрів.

Але застосування будь-якого конкретного методу або роботи не може врахувати складність структури ґрунту з огляду на наявність слабких шарів, розвиток у ґрунтових базах різних явищ, їх вплив на напружено-деформований стан огорожувальних конструкцій, зміцнення конструкцій ґрунтових мас, а також основи, фундаменти та конструкції існуючих будівель та споруд.

Для відповідних розрахунків відсутня нормативна база, практично не існує методу дослідження напружено-деформованого стану навколишніх будівель з дискретним моделюванням ґрунтового фундаменту. Більше того, деякі існуючі технології цивільного будівництва, наприклад, реалізація паль без виїмки є новими і досі не знайшли місця в стандартних документах.

Застосування методів завдяки існуючим стандартам та емпіричним кореляціям при оцінці впливу нового будівництва на навколишні будівлі створює непотрібний запас міцності або, навпаки, призводить до руйнування

оточуючих конструкцій та забезпечення надійності будівель та споруд, зменшуючи фінансові та матеріальні витрати, є актуальною проблемою сучасного містобудування.

1.2. Будівельно-технологічні впливи на ґрунтову основу існуючих будівель

До основних будівельно-технологічних процесів, що впливають на ґрунтову основу та фундаменти існуючих будівель можна віднести:

- земляні роботи на будівельному майданчику (планування території будівництва, тераформування, свердління свердловин, риття котлованів, траншей і ям під фундаменти);
- влаштування фундаментів, а саме стрічкового збірного, стрічкового монолітного, фундаментної плити, пальового;
- маса будівельної техніки і її вантажів, що в'їжджають на будівельний майданчик та виїжджають з нього;
- виконання різних будівельних процесів (установка елементів каркасу будівлі, бетонування, влаштування перекриття та покрівлі).

Найбільшу руйнівну дію на ґрунт і внаслідок на фундамент спричинює установка пальового фундаменту. При заглибленні палі в ґрунт порушується його шарова структура, що призводить зміни рівня ґрунтових вод, що в свою чергу призводить до зміни гідростатичного тиску. Від цих всіх процесів основа існуючої будівлі втрачає свою стійкість, може привести до руйнування елементів самої будівлі.

У зв'язку з цим актуальною є проблема дослідження та проектування конструкцій, що зміцнюють ґрунтові маси для безпечного будівництва в умовах щільної забудови, і її вирішення можливо шляхом вдосконалення існуючої математичної моделі ґрунту з урахуванням її шаруватої структури, що суттєво впливає на напружено-деформований стан зміцнювальних огорожувальних конструкцій, а також сусідніх будівель фундаментів.

Аналіз нормативних документів та наукових праць вітчизняних та зарубіжних вчених, які публікуються у суміжних секторах цивільного будівництва, свідчить про наявність великої кількості методів і прийомів визначення структур напруженого деформування.

1.3. Дії технологічного обладнання та функціонування новобудови на існуючі будівлі

Технологічне обладнання та будівельна техніка виконують безпосередній вплив на існуючу будівлю. Є як безпосередні впливи, на ґрунт і основу (власна вага, що тисне на ґрунт та вібрації, які дуже добре передаються через основу і можуть негативно впливати на фундаменти існуючих будівель). Також від технологічного обладнання надходять незручності в вигляді шуму і пилу, що може негативно впливати на самопочуття і здоров'я жителів існуючих будівель, які знаходяться біля місця будівництва. Також освітлення будівельно майданчика в нічний час буде заважати людям спати. Усі ці фактори можуть привести до ускладнення зведення будівлі і невиконання календарного графіку, що в свою чергу призведе до підвищення вартості будівництва.

Функціонування новобудови теж впливає як на існуючі будівлі, так і на ґрунт навколо них. Все залежить від призначення будівлі, які процеси в ній відбуваються та наявності важкого технологічного обладнання. Також повинен враховуватись потік людей, що відвідує будівлю за день, так як велика кількість людей створює великі динамічні навантаження.

Вплив технологічного обладнання та експлуатації нової будівлі на існуючі будівлі є додатковою деформацією у формулі для визначення взаємного впливу фундаментів об'єкта проекту на навколишні будівлі прилеглої території формула (1).

Для проведення повірочних розрахунків фундаментів існуючих будівель необхідно мати дані не тільки інженерно-геологічні дослідження проекрованої площі, а й характеристики дії технологічного обладнання на ґрунт. Інженерні вишукування проектування фундаментів та фундаментів

проводяться відповідно до регламентованих норм та [11], де визначено, що у випадку об'єкта в зоні впливу нового будівництва необхідно визначити стан несучого шару ґрунту та його фізико-механічні параметри.

Висновки до розділу 1

В результаті аналізу наявних даних про вплив нового будівництва на існуючу забудову, можна підвести висновки: на зміну напружено-деформованого стану основи та фундаментів навколишніх будівель впливає вибір фундаменту нової будівлі, її тип, інженерно-геологічні умови, будівельна техніка та технологічне обладнання. Перед початком будівництва потрібно провести прогнозування поведінки ґрунту, включаючи всі наявні інженерно-геологічні дані, тип фундаментів, каркас будівлі та всі можливі навантаження. Прогнозування проводиться методом скінченних елементів в системах автоматичного проектування (САПР).

Був складений основний зміст наукового обґрунтування:

- розробка математичних моделей стійкості неоднорідного напівпростору ґрунту у взаємодії з навколишніми будівлями та зміцнюючими конструкціями;
- розробка основних рівнянь складних систем стану та рівноваги з урахуванням геометричної та фізичної нелінійності у постановці задачі;
- розробка спеціального алгоритму розв'язування систем нелінійних рівнянь;
- чисельні дослідження, що проводяться для підтвердження достовірності результатів;
- виявлення закономірностей модифікації деформацій у ґрунтових підставах, фундаментах та конструкціях будівель та споруд.

Дія негативних факторів під час роботи на об'єкти може призвести до зниження міцності та стійкості конструкцій будівель в зоні впливу нової конструкції, внаслідок зміни напружено-деформованого стану ґрунтової основи існуючих будівель. У той же час не виключено, що протягом періоду

введення будинку в експлуатацію не використовуються несприятливі умови, або вплив негативних факторів незначний. У цьому випадку компенсаційні заходи виявляють позиви, а понесені фінансові та часові витрати марні, що кліматичні умови дозволяють виконувати всі будівельно-монтажні роботи без значного впливу на прилеглу територію.

Використання інструментального моніторингу технічного стану конструкцій будівель та споруд, суміжних будівель протягом періоду нового будівництва дозволяє виявити фактори та параметри, що призводять до пошкодження конструкцій, та оптимізувати вартість нового будівництва для необхідних компенсаційних заходів у правильна послідовність та обсяг, тобто неможливий (зменшити) негативний вплив нового будівництва на існуючі будівлі.

РОЗДІЛ 2. ТЕОРЕТИЧНІ ОСНОВИ ВИЗНАЧЕННЯ ВЗАЄМНОГО ВПЛИВУ ФУНДАМЕНТІВ ПРОЕКТНОГО ОБ'ЄКТУ НА ОТОЧУЮЧІ БУДІВЛІ ПРИЛЕГЛОЇ ТЕРИТОРІЇ

2.1. Теоретичні основи

При будівництві нового об'єкту першим конструкційним елементом, який впливає на основи існуючих будівель є фундамент. Саме від його типу, глибини закладання і виду монтажу залежить цілісність ґрунтових шарів і рівень ґрунтових вод, що може змінитися в процесі будівництва. Зміна гідростатичного тиску призводить до витиснення ґрунту і збільшення сили, що діє на фундаменти. Для попередження цих явищ було складено методологія по розрахунку впливу фундаментів на прилеглі території.

Методологія розроблена на основі теорії нелінійної механіки ґрунту, нелінійної теорії пружності та пластичності, методів нелінійного програмування та методу скінченних елементів. Запропоновано нові модифіковані моделі обліку неоднорідності та впливу анізотропних властивостей багатошарового ґрунтового простору за відсутності тертя між шарами.

Робота ґрунтується на ідеї узагальненої залежності механіки ґрунту, що дозволяє більш розумно визначити значення напружено-деформованого стану будівельних конструкцій, що перебувають у взаємодії зі складними ґрунтовими основами.

Теоретичні основи запропонованої методології аналізу стійкості прилеглої території полягають у формуванні співвідношень напружено-деформованого стану обчислювального діапазону з точки зору механіки деформованих твердих речовин з використанням алгоритмів для вирішення проблем пружності, пластичності та теорії повзучості з побудовою універсальних моделей проектування ґрунтових мас, які поєднуються з елементами огорожувальних конструкцій, з конструкціями навколишньої

будівлі, та наступними ефективними чисельними методами для їх комп'ютерної реалізації.

У обчислювальній схемі задачі передбачається дискретне моделювання рівнинного ґрунтового різнорідного багатошарового напівпростору з наявністю порожнин (розкопки нових будівель, підземні приміщення існуючих будівель) та включень (елементи огорожувальних конструкцій, захисні споруди, фундаменти оточуючих будівель та споруд).

Рішення сильно нелінійної задачі побудовано з використанням рівнянь з кроком, заснованих на першому принципі віртуальної роботи для статичної тривимірної задачі нелінійного деформованого тіла. Варіаційні рівняння описують рівновагу об'ємного елемента довільного континууму відповідно до підходу енергетичного методу до вирішення задач, незалежно від його фізичних властивостей, адекватних такому напруженому стану, коли невеликий додатковий ефект може порушити цю рівновагу. Цей напружений стан характеризується також тим, що міцність на зсув в елементарній площі визначається в граничному стані для цього типу ґрунту при значному розвитку деформацій зсуву в масиві. У запропонованому способі стійкості розчину ґрунтової маси критерій стійкості ґрунту або плинності ґрунту в одній однорідній ізотропній елементарній області (скінченному елементі) описується в універсальній формі - у вигляді інваріантів напруженого стану на основі розширеного критерію Мізеса, використовуючи поверхню навантаження за критерієм Мора-Кулона, враховуючи не лише другий, але й третій інваріант тензора-девіатора функції напруги через інваріант Лоде-Надая.

Описані методи розрахунку пружного напівпростору засновані на методі скінченних елементів у співвідношеннях моментової схеми при постановці плоскої задачі нелінійного деформованого твердого тіла, включаючи геометричну та фізичну нелінійність. У моделюванні ґрунтового простору було забезпечено істотну неоднорідність шарів ґрунту та включень. Оцінка напівпросторового напруженого стану забезпечила порівняння

чисельних результатів з граничними деформаціями та переміщеннями, що дає можливість розглянути локальні зони нестабільності та розвиток пластичних деформацій.

Методологія дослідження ґрунту з використанням теорії нелінійної еластичності забезпечила надійні результати вирішення задач механіки ґрунту з урахуванням заданої неоднорідності напівпростору, наявності шарів з різними фізико-механічними характеристиками, різних граничних умов, довільних зовнішніх впливів. Застосування цієї методології дає досить точний опис режиму деформації напівпростору ґрунту у взаємодії зі спорудами муніципальних споруд та досліджує напружено-деформований стан ґрунту з метою вирішення реальних задач на зміцнення конструкцій, розрахованих в складних інженерно-геологічних умовах.

Дослідження взаємодії ґрунтових основ з об'єктами, що існують, під час процесів будівництва пов'язане з визначенням напружено-деформованого стану та стійкості ґрунтової маси, а також з визначенням деформації та міцності огорожувальних конструкцій.

Отримана в результаті залежність впливу неоднорідних ґрунтових основ від стану існуючих об'єктів при будівництві має цілком кваліфіковане практичне значення, а також оцінка впливу включень неоднорідних ґрунтів з різними фізико-механічними властивостями в основі, а також встановлення залежності деформації існуючих будівель та інших об'єктів, на цих підставах є актуальною та важливою мета щодо моделювання та передбачення взаємного впливу фундаментів та основ оточуючих будівель.

Розроблена методологія застосування для моделювання стійкості ґрунтових основ та оцінки впливу складних умов на напружено-деформований стан існуючої будівлі під час будівництва нових будівель забезпечила уточнений розрахунок елементів зміцнюючих конструкцій при впровадженні передових технологій зовнішнього впливу на просторі ґрунтових підстав та в умовах надзвичайного розвитку пластичної деформації. Методологія чисельного дослідження стійкості ґрунтових основ

щодо навколишніх будівель з урахуванням граничної рівноваги ґрунтового простору.

В результаті чисельних досліджень отримано оптимальне проектне рішення для будівництва нових об'єктів в умовах щільної забудови, з урахуванням складних інженерно-геологічних умов, з використанням різноманітних дискретних моделей та типів ґрунтів.

Це свідчить про універсальність запропонованої методології досліджень і на основі аналізу чисельних досліджень напруженого стану ґрунту та оцінки стійкості основ за загальними проектними параметрами були розроблені принципи реконструкції об'єктів міського району з метою прогнозування можливих наслідки, захист територій та збереження існуючих будівель.

Методологія розроблена для моделювання стійкості ґрунтових основ та оцінки впливу складних умов на напружено-деформований стан існуючих будівель під час реконструкції муніципальних районів та забезпечена уточненим розрахунком елементів огорожувальних конструкцій із застосуванням еволюційних технологій зовнішнього впливу на підземний простір з точки зору обмеження пластичної деформації.

Під час чисельних досліджень стійкості ґрунтових основ у взаємодії з навколишніми об'єктами будівель можна розглянути граничний рівноважний стан напівпростору ґрунту та вплив поля анізотропії.

На основі створеної методології розроблена математична модель стійкості, а також алгоритми розв'язування систем нелінійних рівнянь із використанням комбінації методу продовження параметру збурення та методу розвитку пластичної деформації.

Організація будівництва в умовах щільної забудови може бути структурована за такими напрямками:

- відповідність нормативному законодавству та подальше його реформування;

- інженерно-геологічні зйомки та аналіз багат шарового ґрунтового фундаменту;
- державна оцінка ґрунтових основ, фундаментів та конструкцій будівель та споруд, розташованих у зоні впливу;
- можливість використання підземного простору;
- моделювання ефектів нового будівництва, глибоке влаштування розкопок, взаємодія з ґрунтовими масами, що зміцнюють конструкції;
- аналіз ризиків та збереження територій захисту існуючих будівель;
- вказівки щодо планування та проведення будівництва в умовах щільної забудови.

2.2. Скінченно-елементне моделювання

2.2.1. Загальна характеристика

Серед сучасних чисельних методів основна група для вирішення крайових задач структурної механіки та механіки твердого деформованого тіла - метод скінченних елементів (МСЕ) та метод граничних елементів (МГЕ). МСЕ привернув увагу дослідників головним чином тим, що неперервне середовище розщеплюється на ряд елементів, які можна розглядати як окремі частинки. Цей чисельний метод реалізує ідею, запропоновану Пуассоном - вирішення проблеми напружено-деформованого стану складної структури шляхом її представлення з елементарних фрагментів.

Метод скінченних елементів (МСЕ) є одним з найбільш поширених методів розв'язання задач математичної фізики. Це пов'язано з великою універсальністю методу, що поєднує в собі кращі якості варіаційних та різницевих методів. До його безперечних достоїнств відносяться можливість використання різноманітних сіток, порівняльна простота і однаковість способів побудови схем високих порядків точності в областях складної форми.

Для автоматизації складання кінцево-елементної математичної моделі необхідно використовувати генератори сіток скінченних елементів, які дозволяють автоматично розбити задану область конструкції на скінченні елементи.

МСЕ є ефективним методом вирішення інженерних завдань. Область застосування методу від аналізу напружень в конструкціях як окремих елементів будівлі, так і всієї конструкції в поєднанні з ґрунтовим масивом.

МСЕ є чисельним методом вирішення диференціальних рівнянь, що зустрічаються у фізиці і техніці. Виникнення методу пов'язано з вирішенням завдань космічних досліджень (1950 г.). Вперше він був опублікований в роботі Тернера, Мартіна і Топпа. В наслідок область застосування МСЕ істотно розширилася, і він перетворився в загальний метод чисельного рішення диференціальних рівнянь.

Основна ідея МСЕ полягає в тому, що будь-яку безперервну величину можна апроксимувати дискретною моделлю, яка будується на безлічі частково неперервних функцій, визначених на кінцевому числі підобластей.

Важливими перевагами МСЕ, завдяки яким він широко використовується, є наступне:

- Властивості матеріалів не повинні бути обов'язково однаковими. Це дозволяє застосувати метод до тіл, складених з декількох матеріалів (наприклад, різні шари ґрунту, об'ємні конструкції будівлі і так далі);
- Криволінійна область може бути апроксимована за допомогою прямолінійних скінченних елементів (наприклад, за допомогою трикутних, призматичних, шестигранних скінченних елементів);
- Розміри елементів можуть бути змінними. Це дозволяє укрупнити або зменшити сітку розбиття області на елементи, якщо в цьому є необхідність.

2.2.2. Типи скінченних елементів

Найпростішим серед елементів є одновимірний елемент. Схематично він зазвичай зображується у вигляді відрізка, хоча і має поперечний переріз.

Площа поперечного перерізу може змінюватися по довжині, але в багатьох задачах вона вважається постійною. Найчастіше такий елемент використовується в одновимірних задачах: розрахунок колон, балок, стрижнів, тросів і т.д.

Найпростіший одновимірний елемент має два вузли. Можливе застосування елементів більш високого порядку, тривузлових (квадратичних), чотири вузлових (кубічних). Одновимірний елемент може бути криволінійним за умови, що довжина дуги входить в рівняння, що визначає елементи.

Для опису моделі конструкції одних тільки одновимірних скінченних елементів природньо недостатньо. Тому застосовують двовимірні скінченні елементи. Слід зазначити, що цей тип скінченних елементів є найбільш поширеним. Для побудови дискретної моделі двовимірної області використовуються два основних види елементів: трикутники і чотирикутники. Грані лінійних елементів кожного виду являються прямими лініями. Квадратичні або кубічні елементи можуть мати як прямолінійні, так і криволінійні сторони або одні та інші.

Можливість моделювання криволінійних сторін досягається додаванням в середину сторін елементів. Обидва види елементів можуть бути використані одночасно всередині області, якщо тільки вони мають однакове число вузлів на стороні. Товщина елементів може бути постійною або є функцією координат.

Описані вище скінченні елементи є найбільш поширеними. Проте, можливі й інші види скінченних елементів, але вони також повинні задовольняти вимогам, перерахованим вище.

2.2.3. ПК ЛІРА-САПР

При дослідженні впливу нового будівництва на напружено-деформований стан існуючої будівлі використовувався програмний комплекс ЛІРА-САПР.

Програмний комплекс ЛІРА-САПР є сучасним інструментом для чисельного дослідження міцності і стійкості конструкцій і їх автоматизованого проектування.

Програмний комплекс ЛІРА-САПР включає в себе наступні основні функції:

- 1) Розвинуте та інтуїтивне графічне середовище для користувача;
- 2) препроцесор "САПФІР-конструкції";
- 3) набір багатофункціональних процесорів;
- 4) розвинену бібліотеку скінченних елементів, що дозволяє створювати комп'ютерні моделі практично будь-яких конструкцій: стрижневі плоскі і просторові схеми, оболонки, плити, балки-стілки, масивні конструкції, мембрани, тенти, а також комбіновані системи, що складаються з скінченних елементів різних розмірів (плити і оболонки підперті ребрами, рамно-зв'язкові системи, плити на пружній основі та ін.);
- 5) розрахунок на вітрові навантаження з урахуванням пульсації і сейсмічні впливи за нормативами країн СНД, Європи, Африки, Азії та США;
- 6) розрахунок на різні види динамічних дій (сейсміка, вітер з урахуванням пульсації, вібраційні навантаження, імпульс, удар, відповідь-спектр);
- 7) конструювання систем залізобетонних і сталевих елементів відповідно до нормативів країн СНД, Європи та США;
- 8) редагування базисортаментів сталевих конструкцій;
- 9) зв'язок з іншими графічними і документуючими системами (AutoCAD, ArchiCAD, MS Word та ін.) На основі DXF і MDB файлів;
- 10) розвинену систему допомоги, зручну систему документування;
- 11) різні системи одиниць вимірювання і їх комбінації.

Також в ПК ЛІРА-САПР є вбудований спеціалізований процесор МОНТАЖ-плюс, що дозволяє відстежувати напружений стан споруди в процесі його зведення. Цей процесор дозволяє також проводити комп'ютерне моделювання зведення висотних будівель з монолітного залізобетону з

урахуванням змін жорсткості і міцності бетону, викликаних тимчасовим заморожуванням укладеної суміші і іншими факторами; спеціалізована система ГРУНТ, що дозволяє за даними інженерно-геологічних вишукувань будувати тривимірну модель ґрунтової основи з подальшим визначенням змінних по області фундаментної плити коефіцієнтів постелі за різними методиками.

Останні дві особливості програми є ключовими для проведення наукового дослідження. Саме завдяки системі МОНТАЖ-плюс моделюється послідовне зведення нової будівлі поряд з існуючою. Система в свою чергу показує зміни в основі і її напружено-деформованого стану.

2.2.4. ПК МОНОМАХ-САПР

Програмний комплекс для автоматизованого проектування залізобетонних і армокам'яних конструкцій багатоповерхових каркасних будівель

Реалізація сучасних концепцій автоматизованого проектування в середовищі Windows XP / Vista / 7/8/10.

Програмний комплекс МОНОМАХ-САПР призначений для автоматизованого розрахунку і проектування конструкцій багатоповерхових будівель і складається з набору інформаційно пов'язаних проблемно орієнтованих програм. Працюючи в середовищі ПК МОНОМАХ-САПР користувач оперує загальноприйнятими термінами: колона, балка, плита, отвір, форма штампу прикладеного навантаження та ін. В автоматичному режимі виконуються робочі креслення або ескізи робочих креслень, які потім можуть бути відредаговані в AutoCAD (реалізований експорт dxf- файлів).

На основі ПК МОНОМАХ-САПР в короткі терміни можна провести різноманітне проектування з вибором оптимального варіанта і отриманням документації на стадії "ПРОЕКТ". Трудомісткість отримання креслень на стадії "РОБОЧИЙ ПРОЕКТ" при використанні ПК МОНОМАХ-САПР скорочується в кілька разів.

КОМПОНОВКА - програма проектування багатопверхових каркасних будинків з монолітного залізобетону і будівель з цегляними стінами.

Модель будівлі формується на довільній мережі плану з колон, балок, стін, перегородок, плит перекриття, фундаментних плит і паль.

Переміщення і поворот системи координат, копіювання, перенесення, видалення одного або групи елементів, модифікація числових значень, копіювання поверхів - ці та інші сервісні можливості скорочують час створення моделі і дозволяють виконати варіативне проектування.

Вертикальні і горизонтальні навантаження на плити перекриття задаються у вигляді розподілених але всій площині або по ділянці, а також у вигляді зосереджених сил.

Для обліку вітрових і сейсмічних навантажень потрібен напрямок впливу і інформація про район будівництва.

Автоматично формується розрахункова схема будівлі. Реалізовано зручні режими завдання різних конструктивних особливостей: різні схеми обпирання балок і плит на колони і стіни (шарнірний або жорсткий, з ексцентриситетом або без); спирання плит і стін на плити перекриттів; різні перетину колон і балок; різні конфігурації отворів і ін. Навантаження задаються в природному вигляді на все перекриття йди його частина. Для вітрових і сейсмічних навантажень потрібен тільки напрямок впливу. Реалізована можливість збільшення жорсткості ґрунтового і пального основи при сейсмічних і вітрових впливах. Реалізована можливість використання різних схем кінцево-елементної сітки: згущення для окремих плит діафрагм, і ін. Виконується статичний і динамічний розрахунок. Реалізована можливість комп'ютерного моделювання процесу зведення. Для організації цього режиму користувачеві досить вказати номери поверхів входять в той чи інший етап монтажу каркасу. Реалізовано режим уніфікації колон: користувач має можливість організувати уніфікацію за різними критеріями (по поверхах, для окремих батогів, за відсотком армування).

Організовується експорт в програму КОЛОНА для уніфікованих типів. Вбудована експертна система видає інформацію про підібраних перетинах елементів. Формується відомість витрати матеріалів. Формується таблиця частот і періодів коливань. Анімація власних коливань дозволяє оцінити коректність створеної моделі.

Виконується експорт даних в програми конструювання Балка, Колона, Фундамент, Плита, Розріз (Стіна), Цегла. Виконується експорт розрахункової схеми в ПК ЛІРА-САПР. ФОК-ПК. Можливий імпорт конструктивної схеми з AutoCAD. Revit. Allplan, ArchiCAD).

ГРУНТ - програма визначення коефіцієнтів постелі

За даними інженерно-геологічних вишукувань (склад і розташування свердловин) будується редагована модель ґрунту. На її основі з урахуванням навантаження від проєктованого і прилеглих будівель визначаються змінні по області плити коефіцієнти постелі (ізополя і конкретні значення для кожного кінцевого елемента), а для пальового фундаменту характеристики (несуча здатність і опади) кожної палі. Характеристики ґрунтового або пальового підстави можуть експортуватися в програми КОМПОНОВКА і ПЛИТА

Висновки до розділу 2

Методологія, по якій буде проводитись прогнозування впливу фундаментів проєктного об'єкту на оточуючу забудову базується на основі нелінійної роботи ґрунту, нелінійної теорії пружності та пластичності, методів нелінійного програмування та методу скінченних елементів.

Визначення взаємного впливу фундаментів проєктного об'єкту на оточуючі будівлі прилеглої території розраховується методом скінченних елементів за допомогою програмного комплексу ЛІРА-САПР, системи МОНТАЖ-плюс та системи ґрунт.

Зазначений комплекс заходів забезпечує інженерні дослідження будівельного майданчика для розробки проєктних рішень та методів

будівництва об'єкта, забезпечуючи збереження експлуатаційних якостей розташованих поруч об'єктів та задоволення технологічної безпеки.

Результати цього дослідження дозволили певною мірою зменшити можливість витіснення ґрунтової маси, зменшити ризик руйнування конструкцій, що зміцнюються, та підвищити надійність подальшої експлуатації будівельних об'єктів, а також існуючих будівель та споруд поблизу в умовах щільної забудови під час та після будівництва.

РОЗДІЛ 3. ПРАКТИЧНІ ОСНОВИ ДЛЯ ВДОСКОНАЛЕННЯ СПОСОБУ ВИЗНАЧЕННЯ ВЗАЄМНОГО ВПЛИВУ ФУНДАМЕНТІВ ПРОЕКТНОГО ОБ'ЄКТУ НА ОТОЧУЮЧІ БУДІВЛІ ПРИЛЕГЛОЇ ТЕРИТОРІЇ

Багатоповерхова адміністративна будівля в м. Одеса призначена для розміщення в ній підприємств обслуговування громадян, підприємств торгівлі та приміщень різного призначення. Будівля складається з тринадцяти поверхів, підвалу з підземним паркінгом, горючого поверху та оглядового майданчика обладнаного на даху. На кожному поверху, крім підвального запроектовано санвузли (спільні для чоловіків та жінок).

Навантаження. Постійні, снігові, вітрові, тимчасові тривалі навантаження (від технологічного та іншого обладнання, від людей) та сейсмічні (згідно сейсмічного району) прийнято згідно з ДБН В.1.2.2:2006 "Навантаження і впливи" [1].

3.1. Проектування багатоповерхового монолітно-каркасного будинку

Запроектована будівля в плані має багатокутну форму, яка по крайніх осях має розміри 34×19 м. Будівля має свердловидну форму, тому кожний наступний поверх, починаючи з третього повертається проти часової стрілки на навколо центральної вертикальної осі будівлі.

Навколо будівлі встановлюється водонепроникна бетонна відмостка шириною 1 м.

3.1.1. Забезпечення просторової міцності будівлі

Просторова жорсткість і стійкість будівлі забезпечена монолітними колонами, плитами перекриття із балками перекриття, що ідуть по осях колон та ядром жорсткості у вигляді монолітних залізобетонних стін.

3.1.2. Фундаменти

Фундамент прийнятий пальовий з ростверком із бетону С20/25, палі СЦк 8-30 Нижня відмітка ростверку розташована на відмітці -4.000. Під

ростверки влаштовується бетонна підготовка товщиною 100 мм. Розміри ростверку залежать від його марки.

3.1.3. Стіни і перегородки

Несучі стіни виконані із монолітного залізобетону товщиною 400 мм. Зовнішні стіни першого поверху виконані із керамічної цегли товщиною 120 мм, теплоізоляційного шару товщиною 30 мм та облицювальної штукатурки товщиною 10 мм. Внутрішні перегородки виконані із керамічної цегли товщиною 120 мм. У приміщеннях особистої гігієни стіни оздоблені плиткою.

На поверхах від другого до тринадцятого зовнішні стіни виконані у вигляді навісних стінових панелей висотою 3100 мм (верхня металева секція висотою 400 мм, середня скляна панель висотою 2400 мм та нижня металева секція висотою 300 мм)

3.1.4. Несучі елементи каркасу

Основними несучими елементами каркасу є колони суцільного перерізу, плити перекриття товщиною 200 мм із ребрами по осях колон товщиною 300 мм та ядро жорсткості.

Колони – монолітні залізобетонні стержні змінного перерізу виконані із марки бетону C20/25.

Ригелі – монолітні балки, що входять до плити перекриття, тим самим виключають продавлювання плити перекриття колонами.

Ядро жорсткості – монолітна несуча стіна товщиною 400 мм і виконана із бетону C20/25.

3.1.5. Покрівля та перекриття

Покриття запроектовано із монолітної плити (200 мм) на яку укладається: пароізоляційна плівка $p = 0.2 \frac{\text{кґ}}{\text{м}^3}$ (5 мм), теплоізоляція у вигляді Техноніколь Carbon Есо пінополістирол (100 мм) $p = 284 \frac{\text{кґ}}{\text{м}^3}$,

гідроізоляція Уніфлекс ЕКП 4,9 сланець сірий $p = 4 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$ (15 мм) та тротуарна плитка $p = 304 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$ (30 мм)

Переkritтя виконано із монолітної залізобетонної плити товщиною 200 мм.

Стеля виконана у вигляді підвісної: листи з гіпсокартону кріпляться до каркасу з металевого профілю прикріпленого в свою чергу до несучих конструкцій будівлі, в технічних приміщеннях підвалу – вирівнюваний шар цементного розчину.

3.1.6. Вікна та двері

Вікна першого поверху запроектовані пластиковими з подвійним склопакетом, розміри вікон – 2700×2400 мм.

Вікна з другого по тринадцятий поверх запроектовані навісними із алюмінієвим профілем Hoffmann F50 / W70 та подвійним склопакетом.

Двері на шляху евакуації відкриваються назовні. Конструкція дверей всередині будівлі прийнята так, щоб вони не заважали пересуванню людей (розміри 2100×900 мм). Вхідні двері запроектовані в вигляді обертових (проти часової стрілки) для облегшення входу в будівлю великої кількості людей.

3.1.7. Архітектурно-художнє рішення

Запроектована будівля вносить різноманітність в існуючу забудову м. Одеса за рахунок сучасного вигляду і своєї незвичайно форми, яка робить будівлю своєрідною пам'яткою, покращуючи вигляд міста.

Також запроектована будівля виконується у ансамблі із ідентичною будівлею, яка розташована дзеркально зі сторони головного входу. Через викривлену форму будівлі будуть створюватися сильні потоки повітря, які будуть крутити вітрову турбіну, що розташована між будівлями. Цим самим буде зменшено вартість експлуатації будівлі та являється джерелом екологічно чистої енергії.

3.1.8. Санітарно-технічне та інженерне обладнання

Проектована будівля обладнана сучасними санітарно-технічними та інженерними системами. Будівлі включає в себе систему опалення, трубопроводи холодної та гарячої води, каналізаційні пристрої. У будівлю обладнані електричні та інтернет мережі. Передбачено підключення даних інженерно-технічних систем до прилеглих мереж міського водопостачання, газопостачання, енергопостачання.

У будівлі передбачена система штучної вентиляції і природна в санвузлах через вентиляційні канали.

3.2. Розрахунок багатопверхового монолітно-каркасного будинку

Розрахунок конструкцій виконаний за допомогою програмного комплексу ЛІРА-САПР та САПФІР 3D. ЛІРА-САПР реалізує скінченноелементне моделювання статичних і динамічних розрахункових схем, перевірку стійкості, вибір невідповідних сполучень зусиль, підбір арматури залізобетонних конструкцій, перевірку несучої здатності залізобетонних конструкцій.

3.2.1. Коротка характеристика методики розрахунку

В основу розрахунку покладено метод скінченних елементів з використанням в якості основних невідомих переміщень і поворотів вузлів розрахункової схеми. У зв'язку з цим ідеалізація конструкції виконана у формі, пристосованій до використання цього методу, а саме: система представлена у вигляді набору елементів стандартного типу (стрижнів, пластин, оболонок і т.д.), званих кінцевими елементами і приєднаних до вузлів.

Крім загального розрахунку моделі об'єкта на всі можливі види статичних навантажень (силових, температурних, деформаційних) і динамічних дій (вітер з урахуванням пульсації, сейсмічні впливи з різних нормам, гармонійні коливання і т.п.) ПК ЛІРА-САПР автоматизує ряд процесів проектування: визначення розрахункових сполучень навантажень і зусиль, призначення конструктивних елементів, підбір і перевірка перерізів

сталевих та залізобетонних конструкцій з формуванням ескізів робочих креслень колон і балок.

ПК ЛІРА-САПР дозволяє досліджувати загальну стійкість розраховується моделі, перевірити міцність перерізів елементів з різних теорій руйнування. Надає можливість проводити розрахунки об'єктів з урахуванням фізичної, геометричної, фізико геометричної і конструктивної не лінійності, моделювати процес зведення споруди з урахуванням монтажу-демонтажу елементів з відстеженням змін фізичних властивостей матеріалів.

У загальному випадку в просторових конструкціях у вузлі можуть бути присутніми всі шість переміщень:

- 1 - лінійне переміщення уздовж осі X;
- 2 - лінійне переміщення уздовж осі Y;
- 3 - лінійне переміщення уздовж осі Z;
- 4 - кут повороту з вектором уздовж осі X (поворот навколо осі X);
- 5 - кут повороту з вектором уздовж осі Y (поворот навколо осі Y);
- 6 - кут повороту з вектором уздовж осі Z (поворот навколо осі Z).

Нумерація переміщень у вузлі (ступенів свободи), представлена вище, використовується далі всюди без спеціальних застережень, а також використовуються відповідно позначення X, Y, Z, UX, UY і UZ для позначення величин відповідних лінійних переміщень і кутів повороту.

Також процес обрахунку включає стадії покрокового будівництва в системі МОНТАЖ-плюс. Увімкнення цієї системи показує поступове навантаження ґрунту і його деформацію під новобудовою.

3.2.2. Розрахункова схема

У програмному комплексі використовується наступна декартова система координат:

Глобальна правостороння система координат XYZ, пов'язана з розрахунковою схемою

Локальні правосторонні системи координат, пов'язані з кожним кінцевим елементом.

Тип схеми

Розрахункова схема вибрана із шістьма ступенями вільності, це означає, що розглядається система загального вигляду, деформації якої та її основні невідомі представлені лінійними переміщеннями вузлових точок уздовж осей X, Y, Z і поворотами навколо цих осей.

Кількість характеристики розрахункової схеми

Схема характеризується наступними параметрами:

Кількість вузлів – 87248;

Кількість скінченних елементів – 102942, з них 37644 елементи належать до ґрунтового масиву, всі інші є частинами будівель.

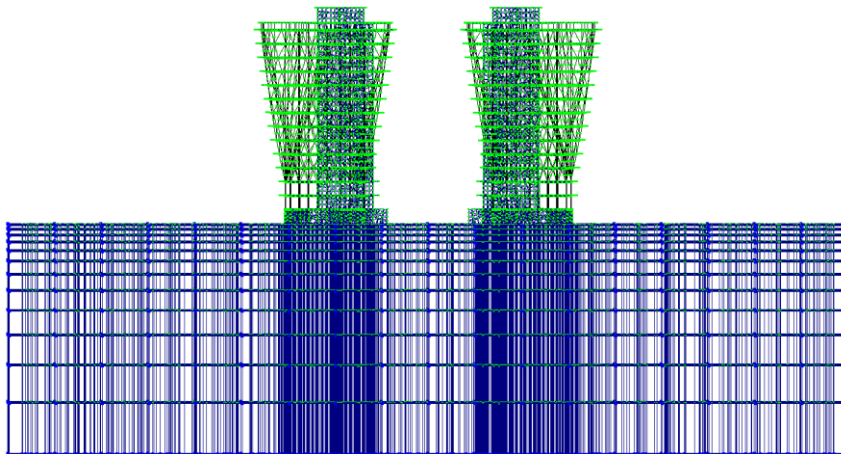


Рис.3.1. Скінченно-елементна модель будинку із ґрунтовим масивом

Навантаження: 1) Від власної ваги; 2) Навантаження на перекриття; 3) Тимчасові навантаження від людей; 4) Навантаження від стін і перегородок; 5) Снігове навантаження; 6) Вітрове навантаження вздовж осі X; 7) Вітрове навантаження вздовж осі Y; 8) Сейсмічне навантаження.

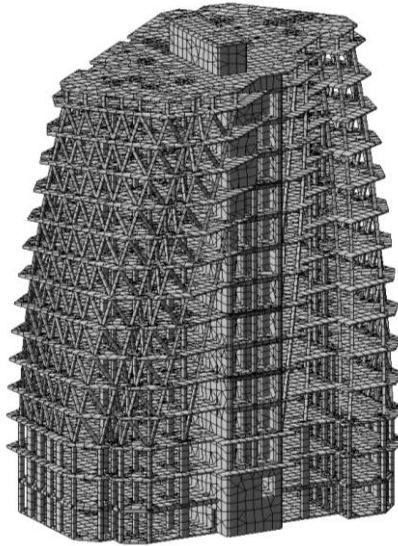


Рис. 3.2. Схема залізобетонного каркасу

3.2.3. Статичний розрахунок

Статичний розрахунок схеми виконаний в лінійній постановці.

Елементи мають жорстке закріплення між собою

В звіті інформація представлена вибірково. Вся отримана в результаті розрахунку конструкції будівля інформація зберігається в електронному вигляді.

Аналіз розрахунків дослідження

Розрахунок будинку та основи виконувався досить довгий час, так як було обраховано 19 стадій будівництва:

- установка ґрунтового масиву;
- зведення першої будівлі;
- зведення фундаменту другої будівлі;
- зведення другої будівлі по одному поверху в тринадцять стадій;
- зведення технічного поверху другої секції;

Результати переміщень та напружень в існуючій будівлі і новому будівництві.

Переміщення

Обчислені значення лінійних переміщень і поворотів вузлів від комбінацій завантаженні представлені в таблиці 3.1. Мінімальні та максимальні переміщення (за таблицею РСУ)

Правило знаків для переміщень прийнято таким, що лінійні переміщення позитивні, якщо вони спрямовані убік зростання відповідної координати, а кути повороту позитивні, якщо вони відповідають правилу правого гвинта (при погляді від кінця відповідної осі до її початку рух відбувається проти годинникової стрілки).

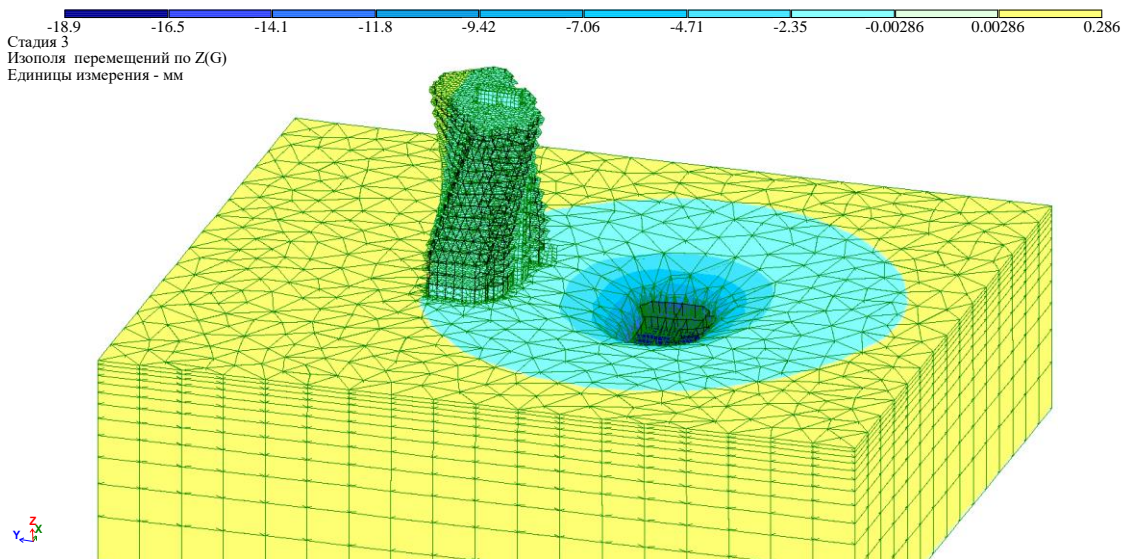


Рис.3.3. Переміщення по z на третій стадії будівництва

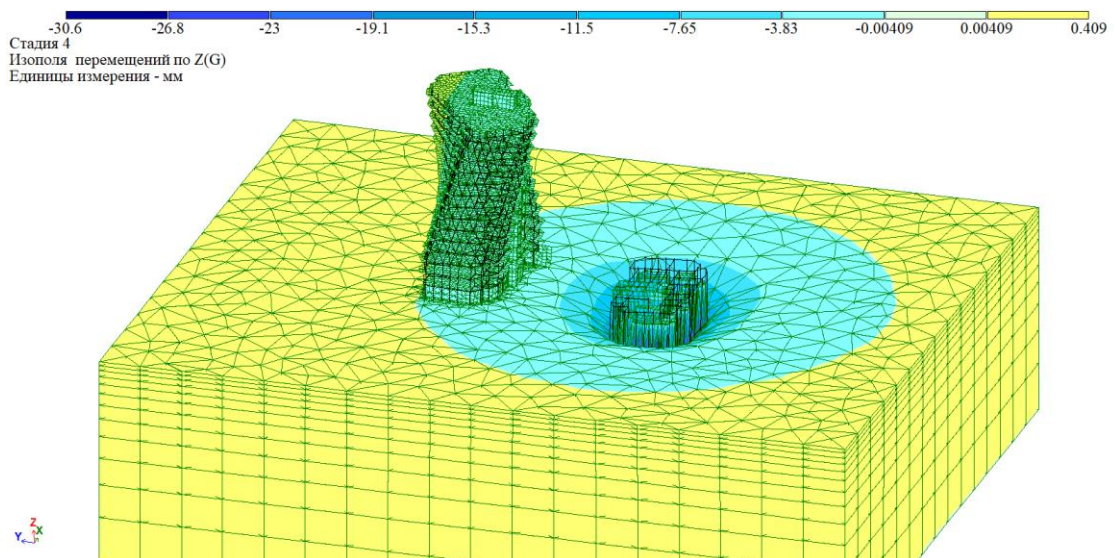


Рис.3.4. Переміщення по z на четвертій стадії будівництва

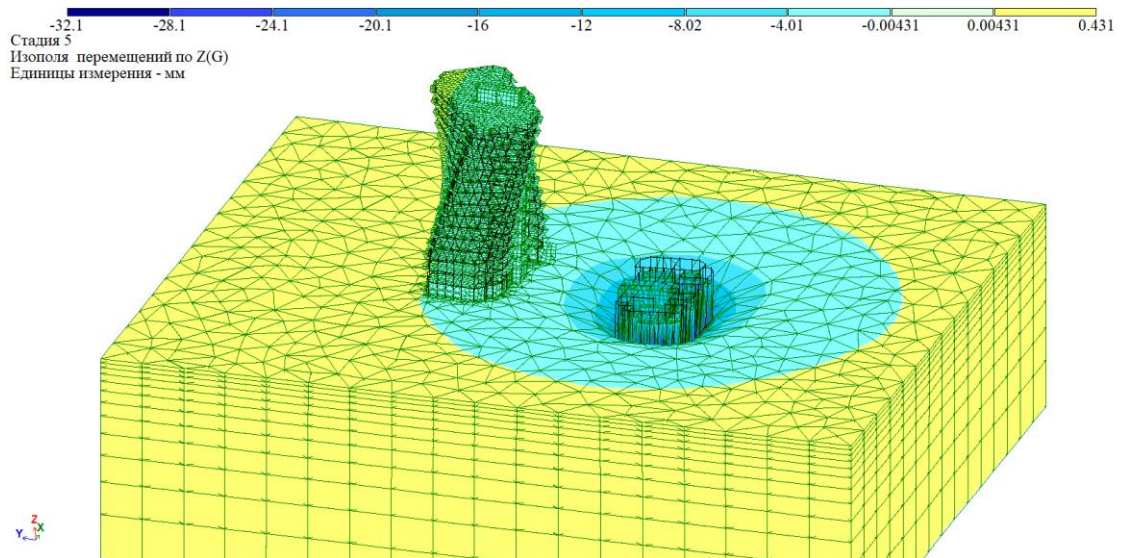


Рис.3.5. Переміщення по z на п'ятій стадії будівництва

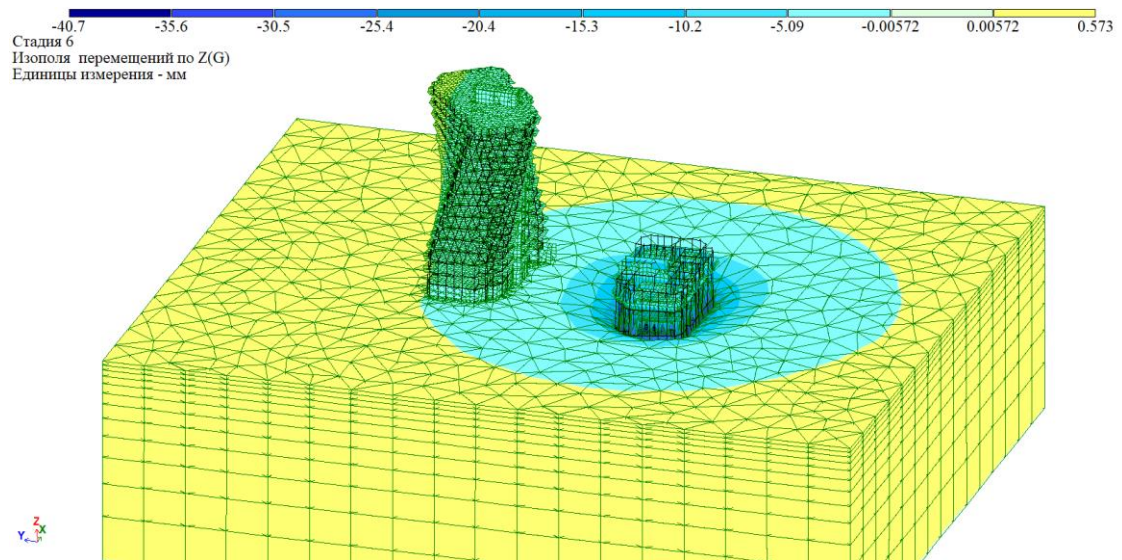


Рис.3.6. Переміщення по z на шостій стадії будівництва

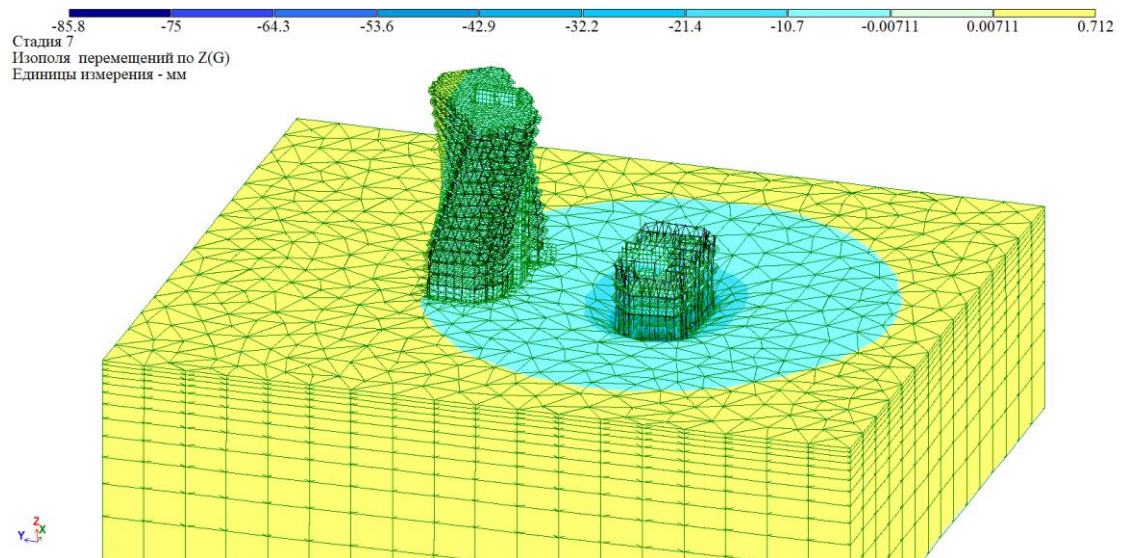


Рис.3.7. Переміщення по z на сьомій стадії будівництва

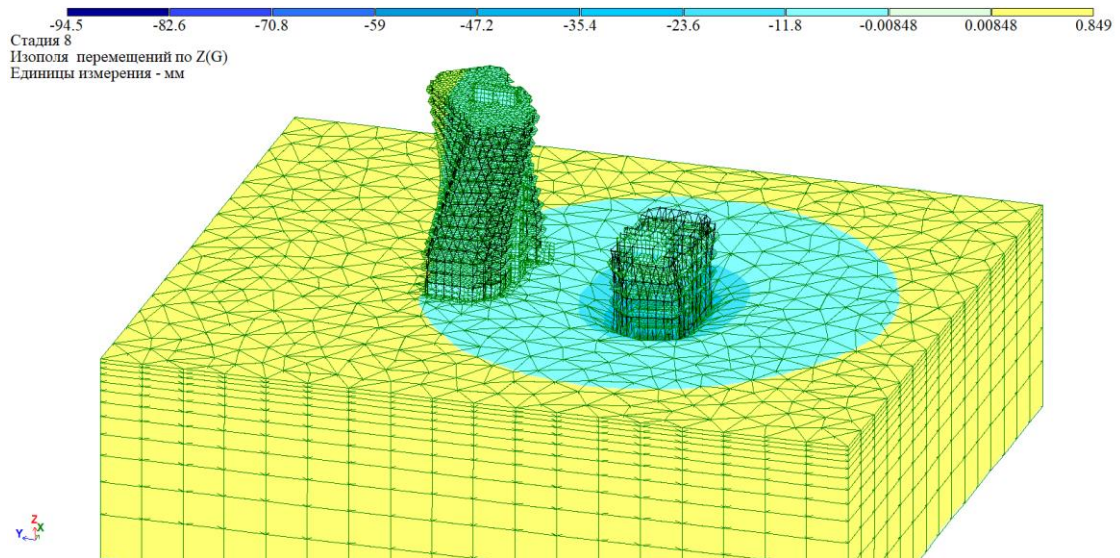


Рис.3.8. Переміщення по z на восьмій стадії будівництва

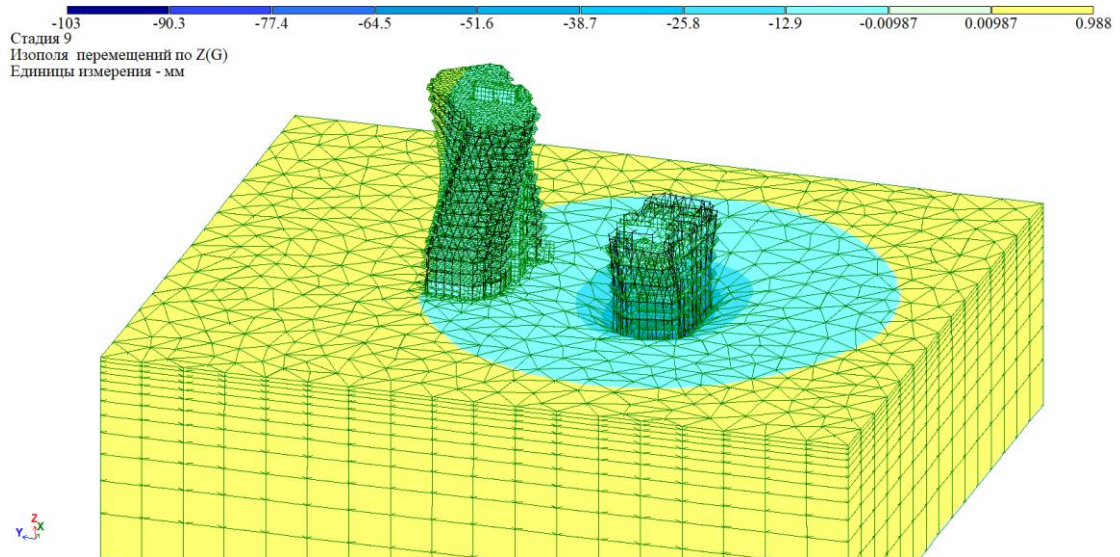


Рис. 3.9. Переміщення по z на дев'ятій стадії будівництва

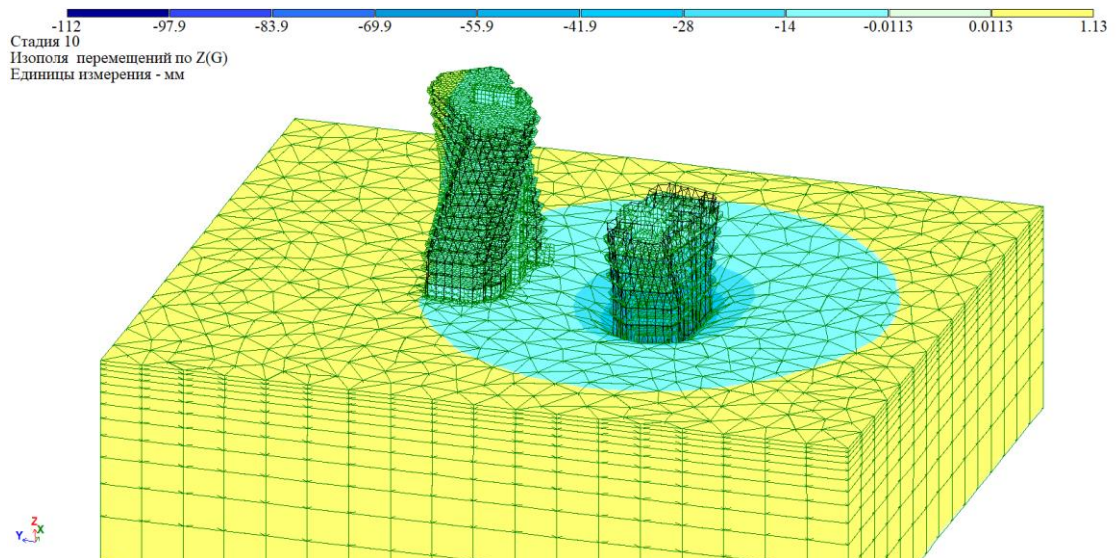


Рис. 3.10. Переміщення по z на десятій стадії будівництва

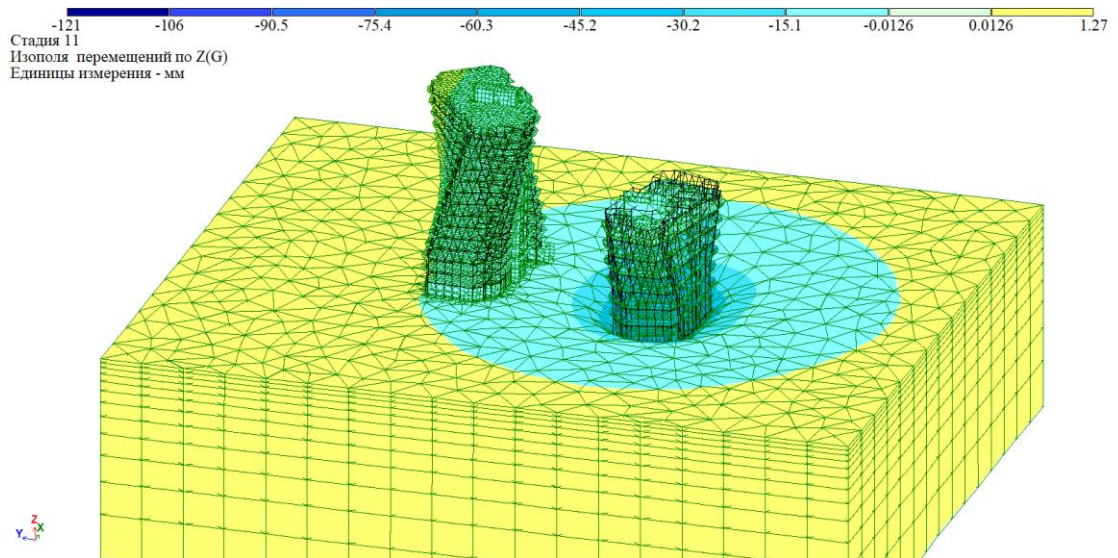


Рис.3.11. Переміщення по z на одинадцятій стадії будівництва

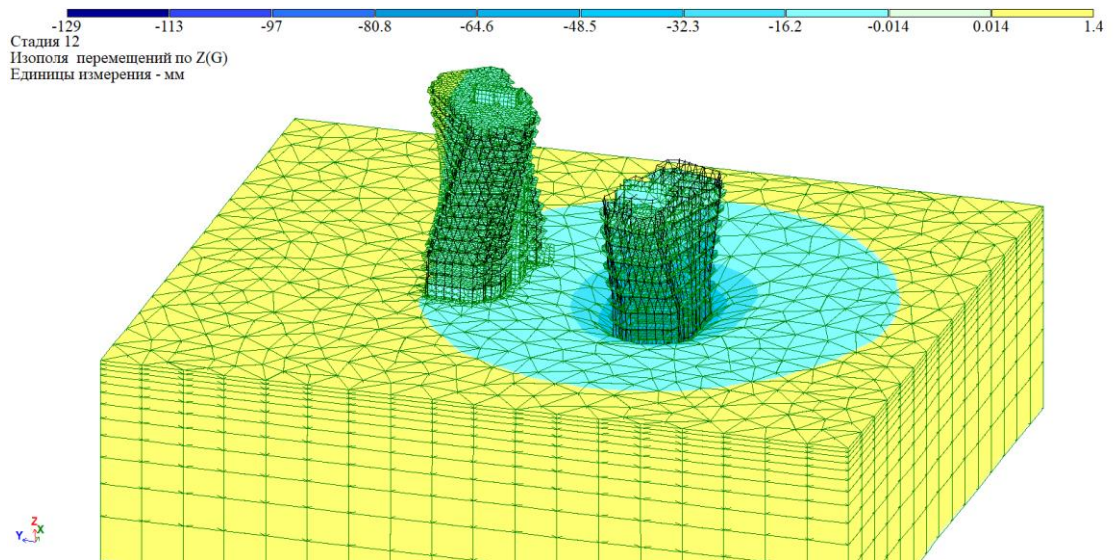


Рис.3.12. Переміщення по z на дванадцятій стадії будівництва

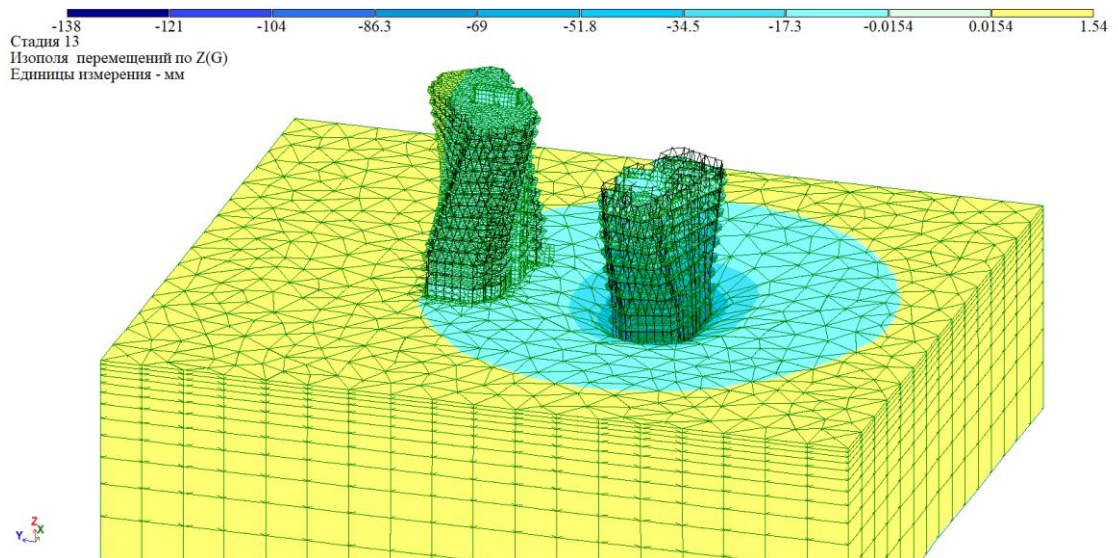


Рис.3.13. Переміщення по z на тринадцятій стадії будівництва

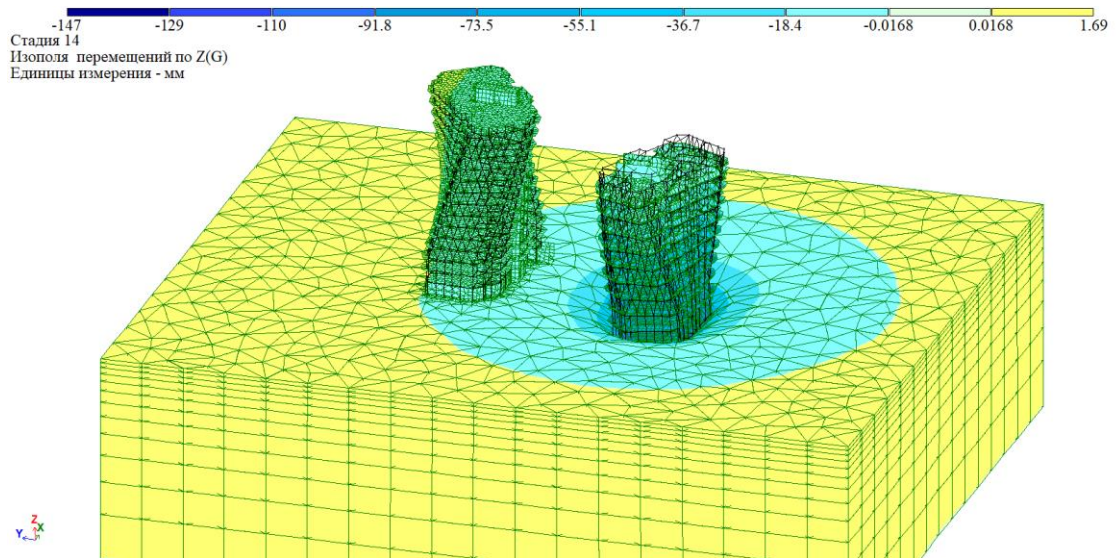


Рис.3.14. Переміщення по z на чотирнадцятій стадії будівництва

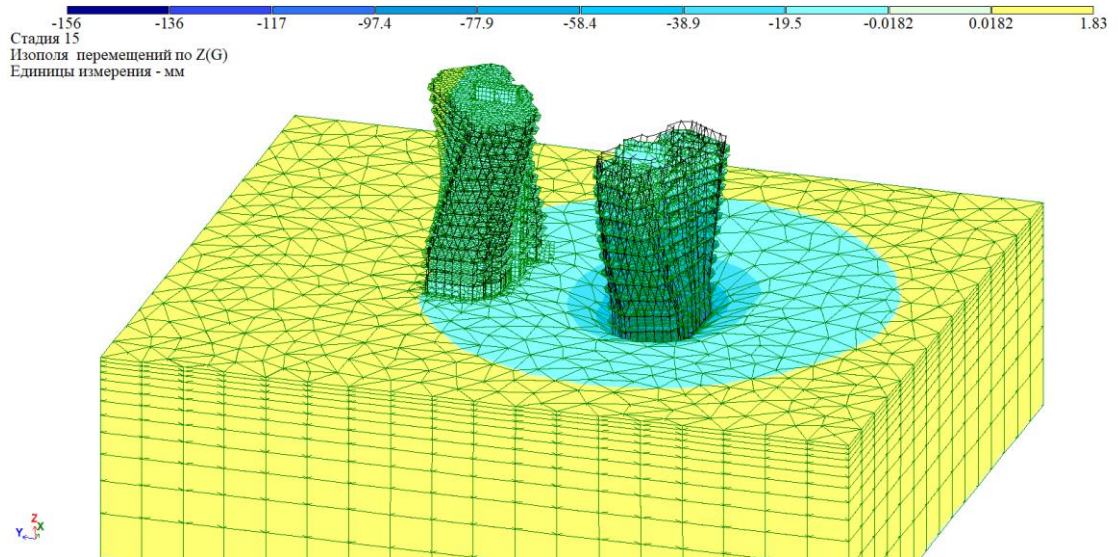


Рис.3.15. Переміщення по z на п'ятнадцятій стадії будівництва

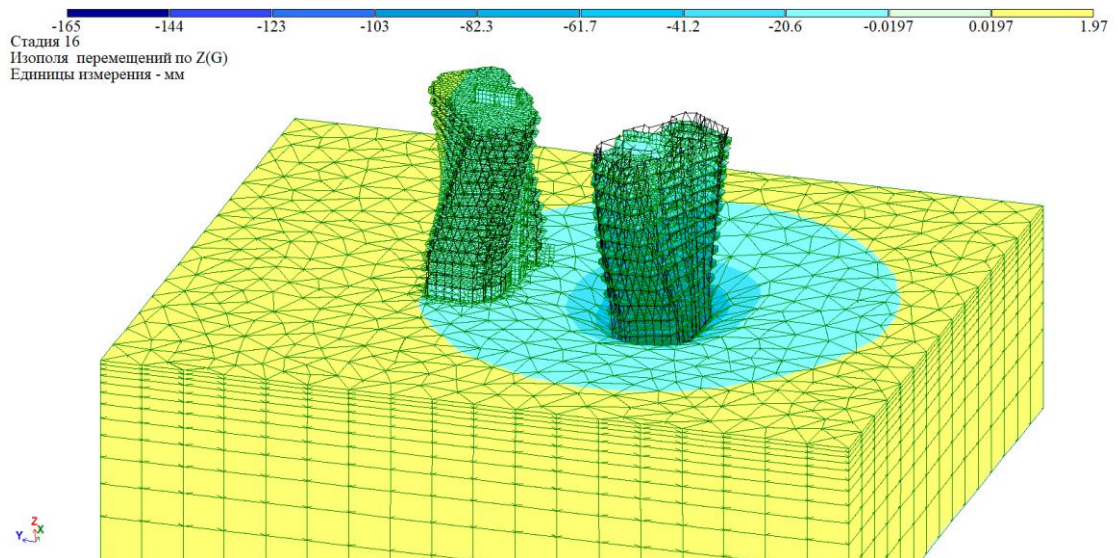


Рис.3.16. Переміщення по z на шістнадцятій стадії будівництва

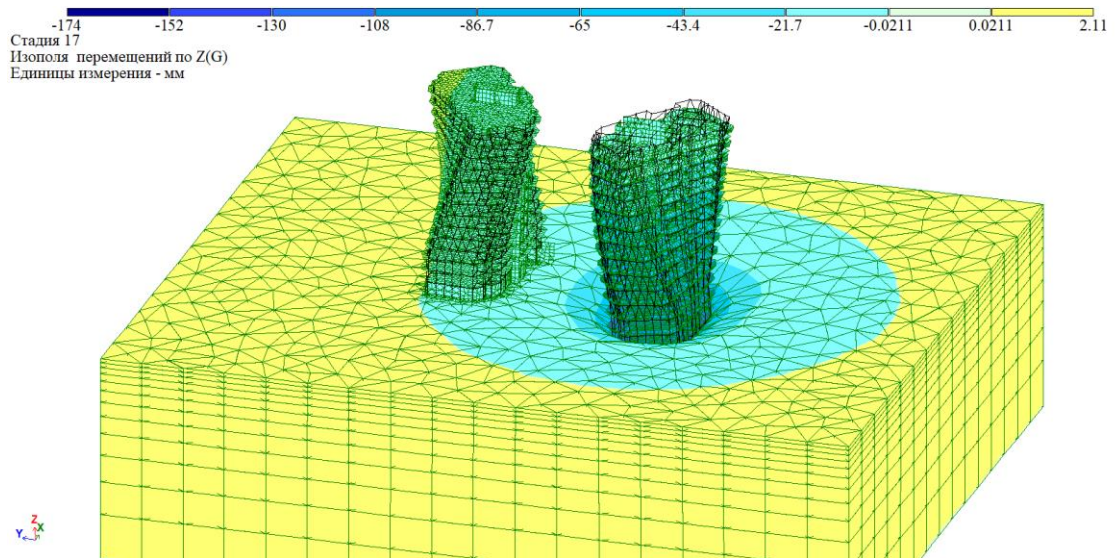


Рис.3.17. Переміщення по z на сімнадцятій стадії будівництва

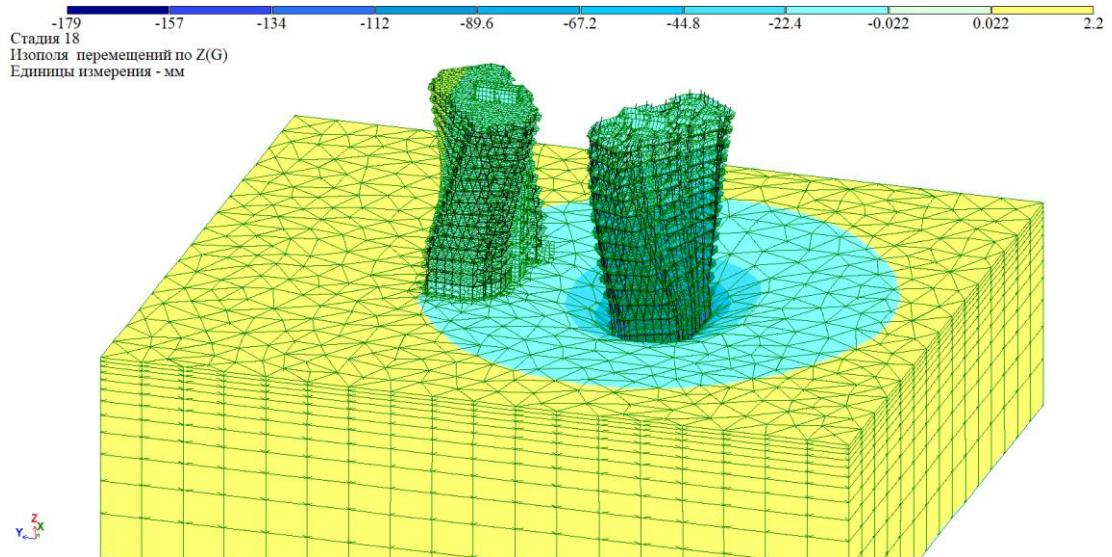


Рис.3.18. Переміщення по z на вісімнадцятій стадії будівництва

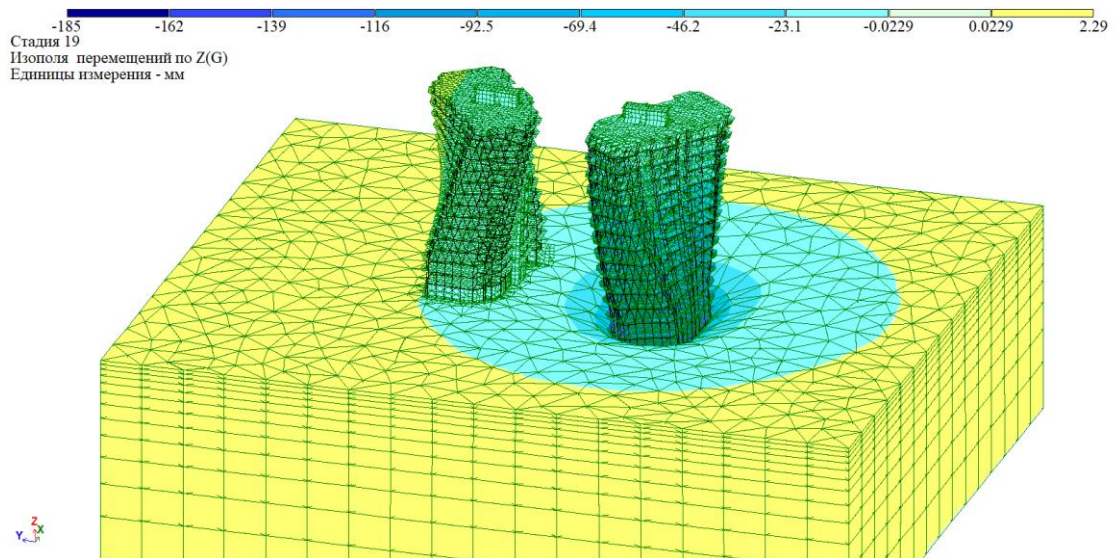


Рис.3.19. Переміщення по z на дев'ятнадцятій стадії будівництва

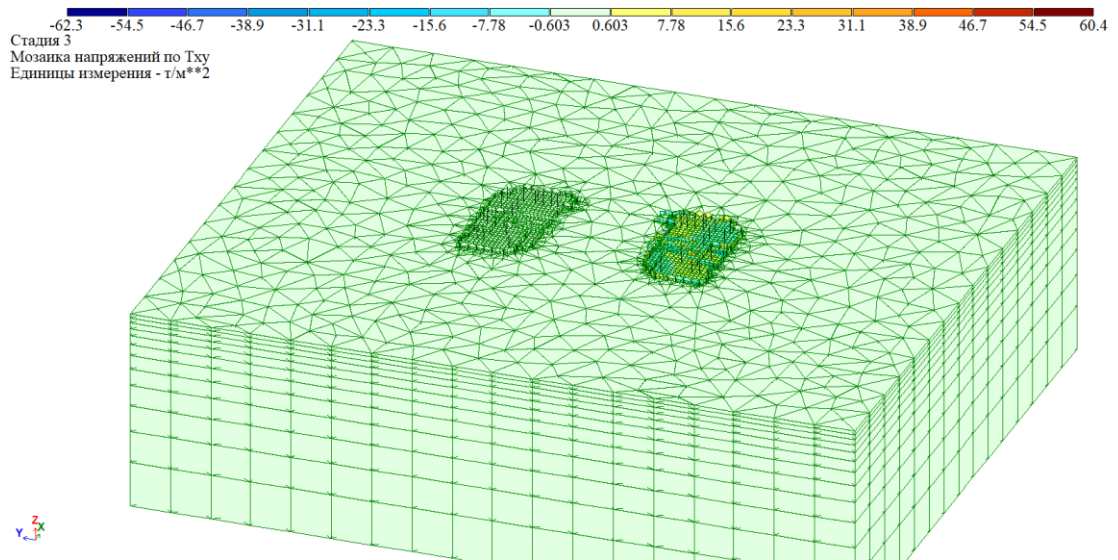


Рис.3.20. Напруження по τ_{xy} на третій стадії будівництва

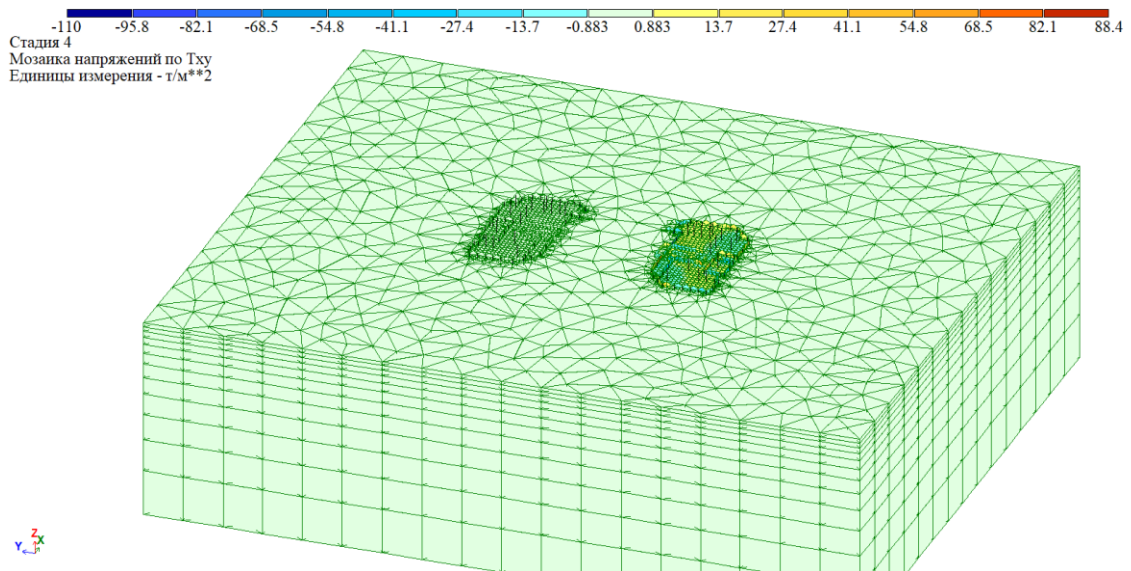


Рис.3.21. Напруження по τ_{xy} на четвертій стадії будівництва

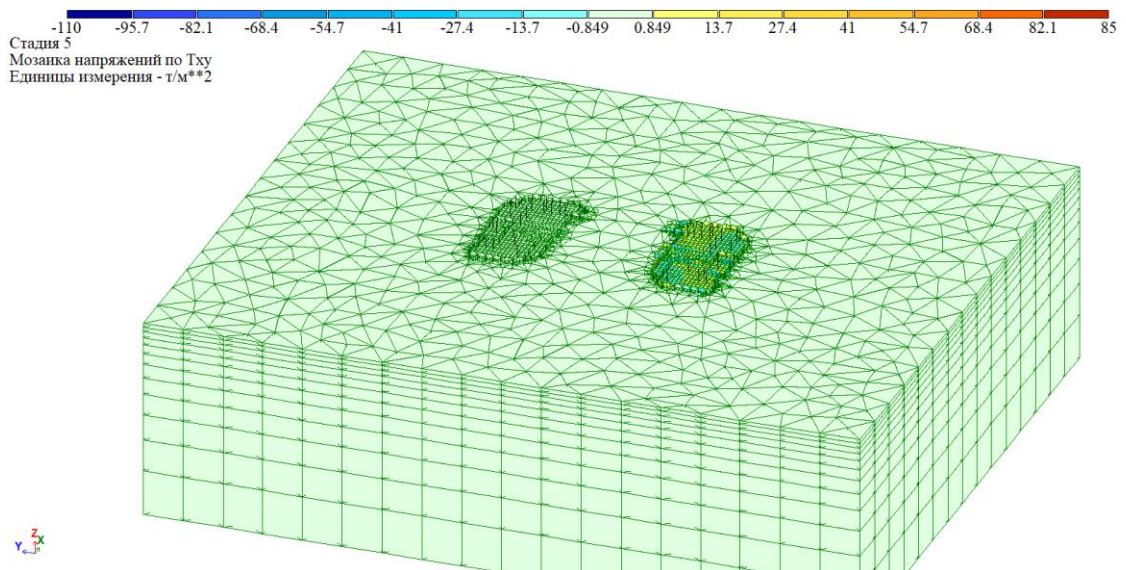


Рис.3.22. Напруження по τ_{xy} на п'ятій стадії будівництва

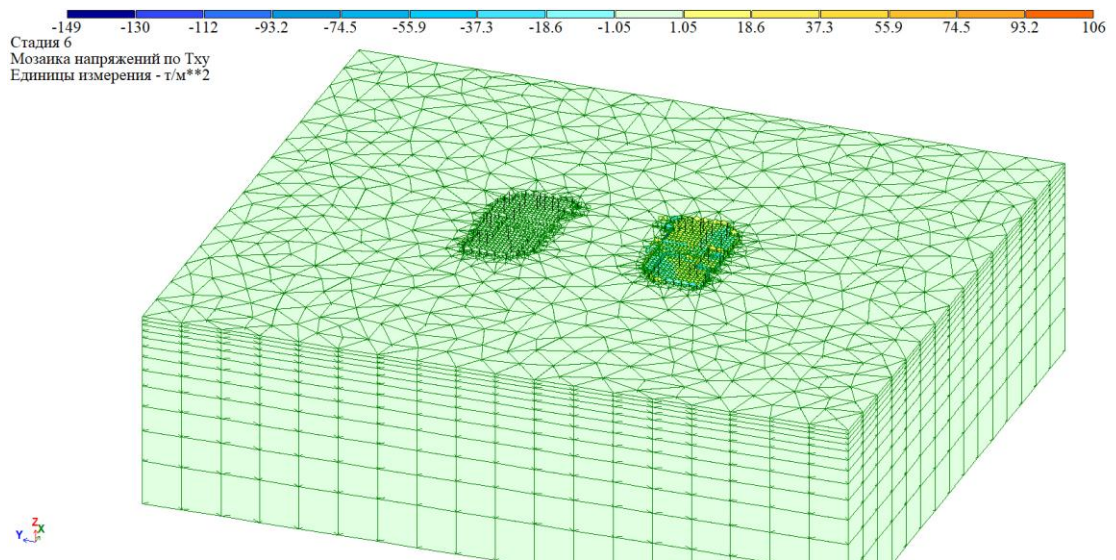


Рис.3.23. Напруження по τ_{xy} на шостій стадії будівництва

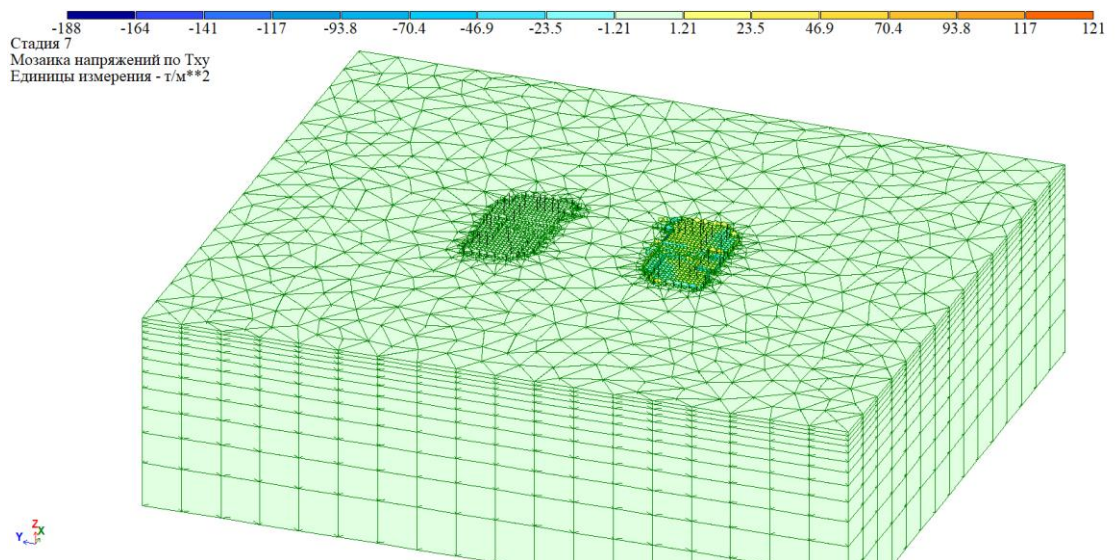


Рис.3.24. Напруження по τ_{xy} на сьомій стадії будівництва

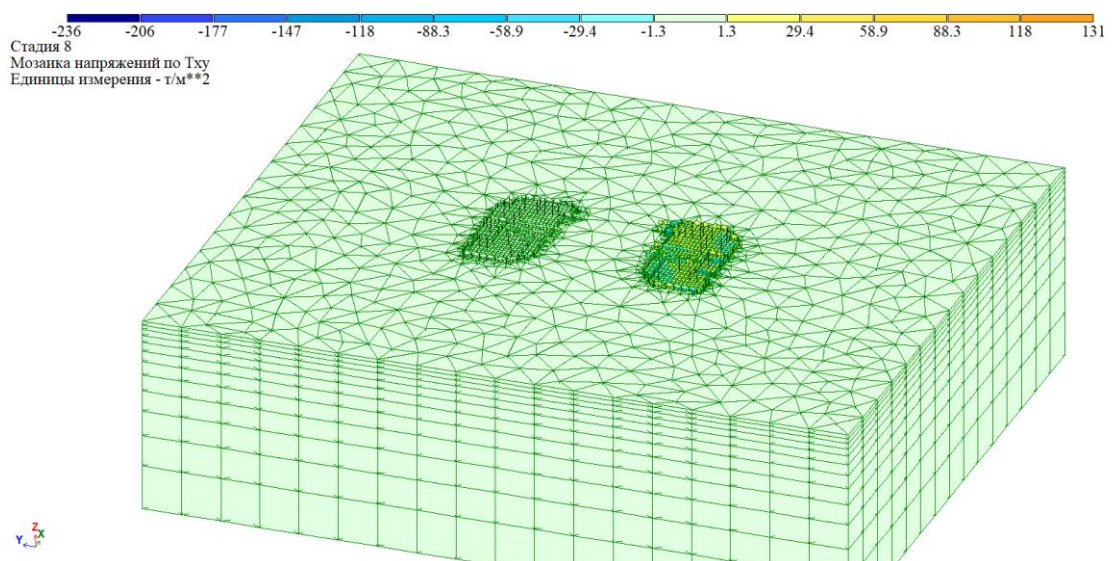


Рис.3.25. Напруження по τ_{xy} на восьмій стадії будівництва

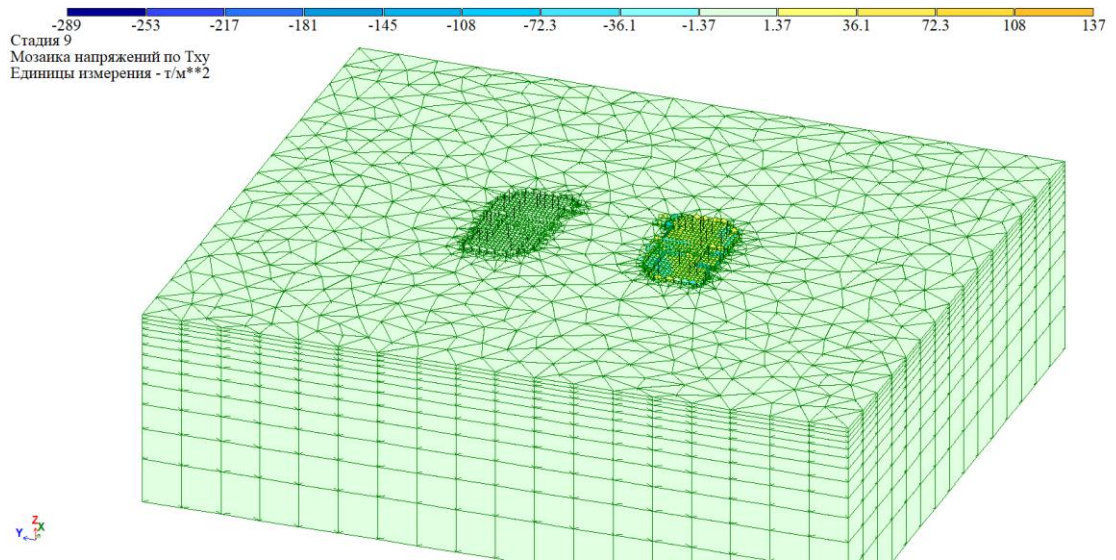


Рис.3.26. Напруження по τ_{xy} на дев'ятій стадії будівництва

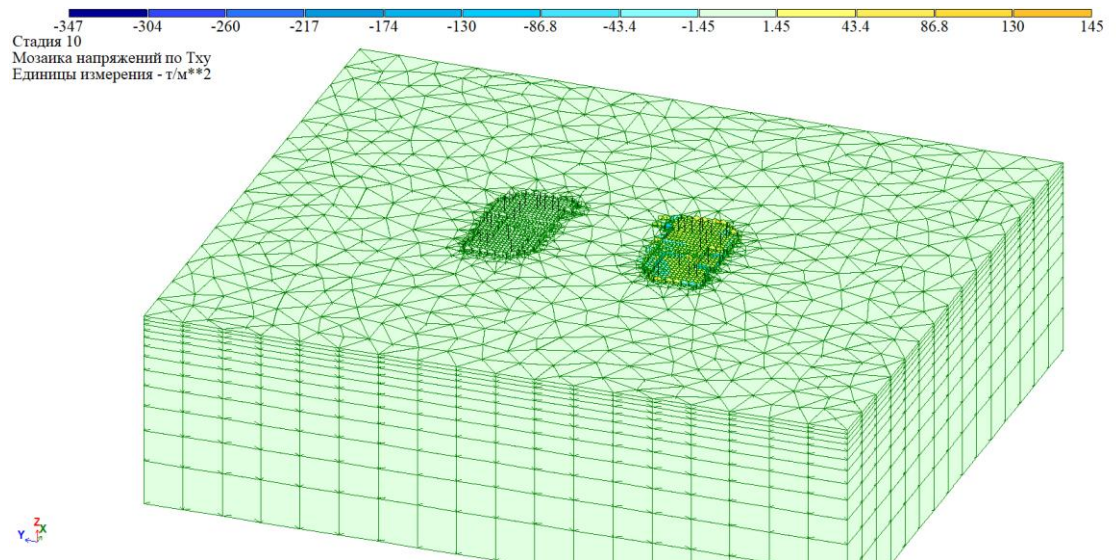


Рис.3.27. Напруження по τ_{xy} на десятій стадії будівництва

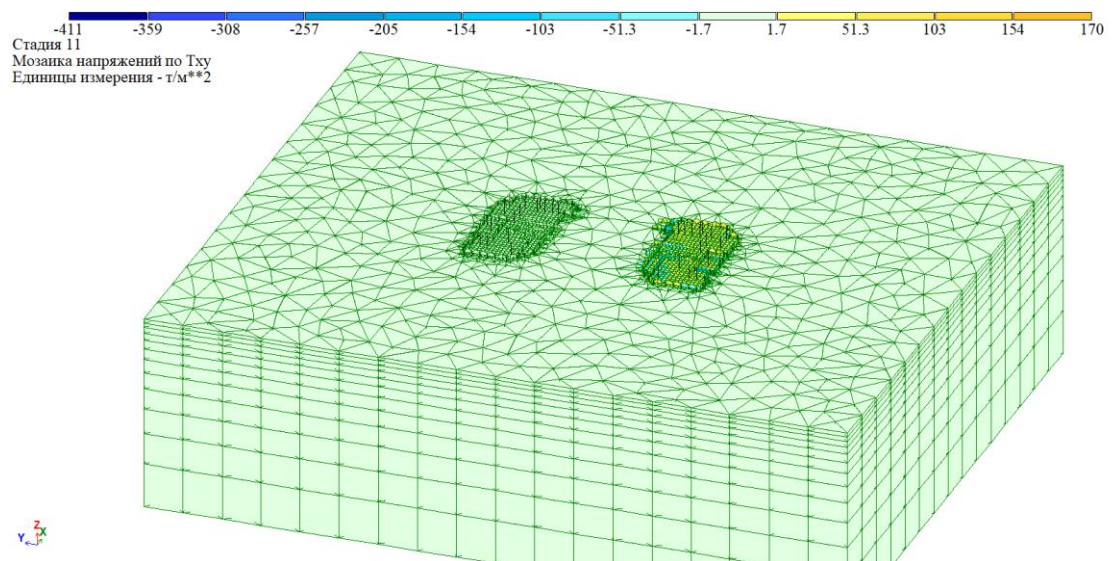


Рис.3.28. Напруження по τ_{xy} на одинадцятій стадії будівництва

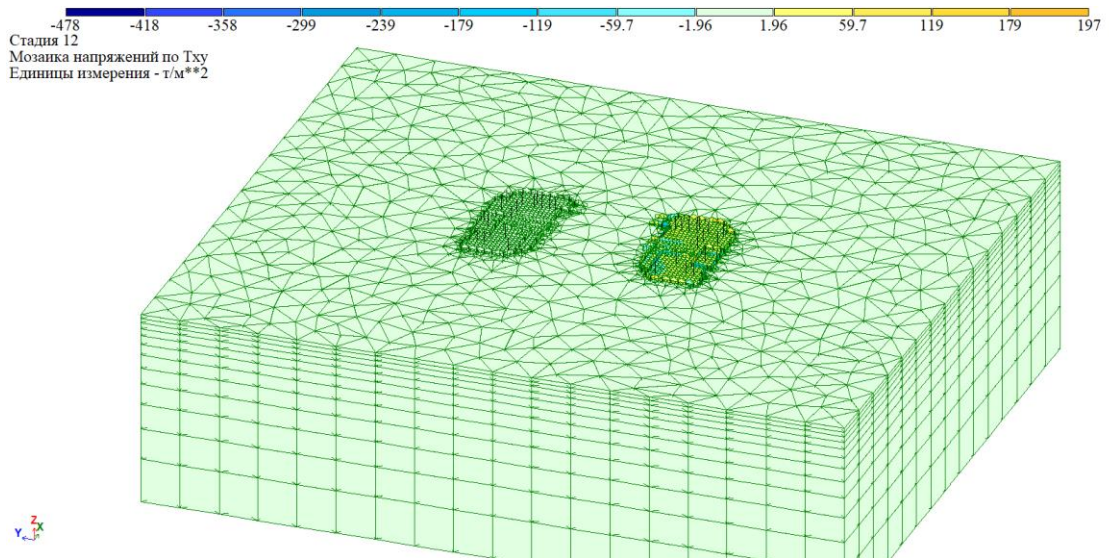


Рис.3.29. Напруження по τ_{xy} на дванадцятій стадії будівництва

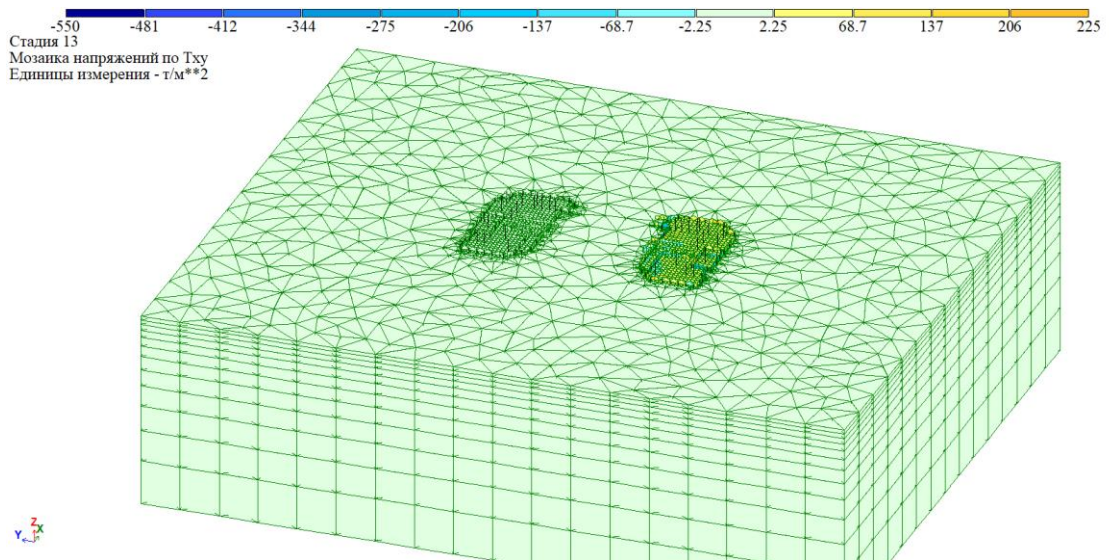


Рис.3.30. Напруження по τ_{xy} на тринадцятій стадії будівництва

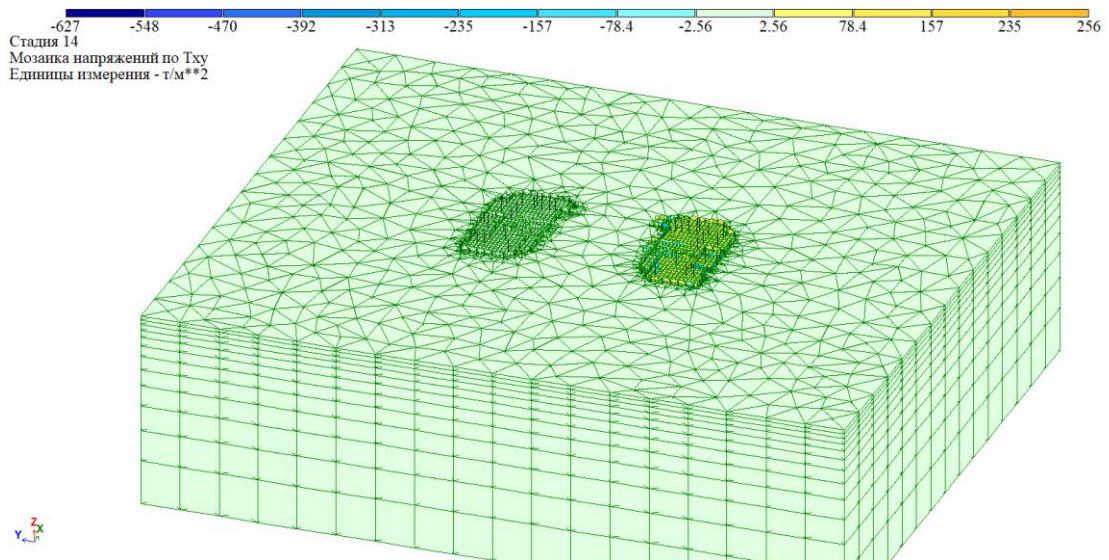


Рис.3.31. Напруження по τ_{xy} на чотирнадцятій стадії будівництва

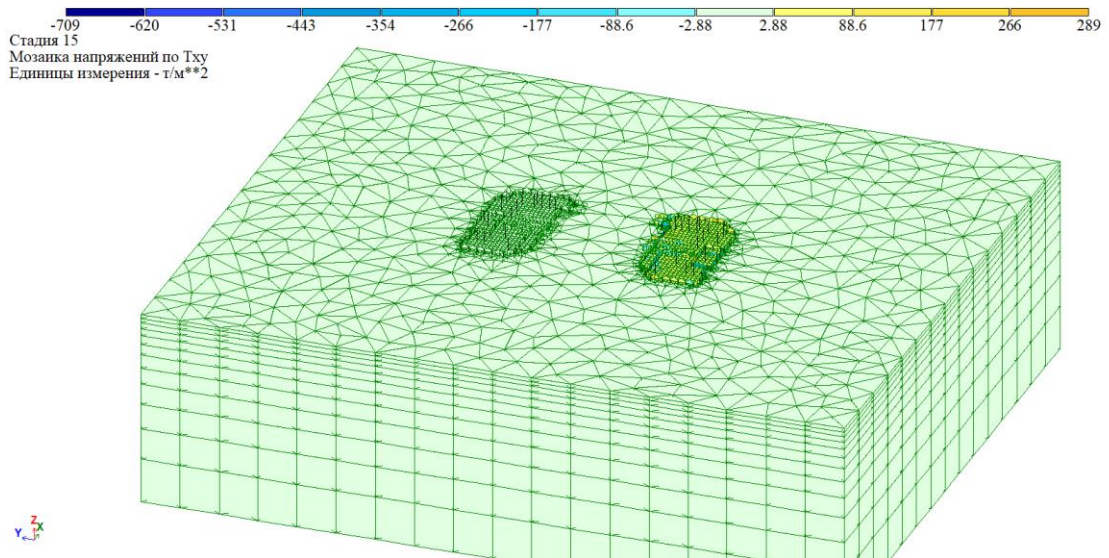


Рис.3.32. Напруження по τ_{xy} на п'ятнадцятій стадії будівництва

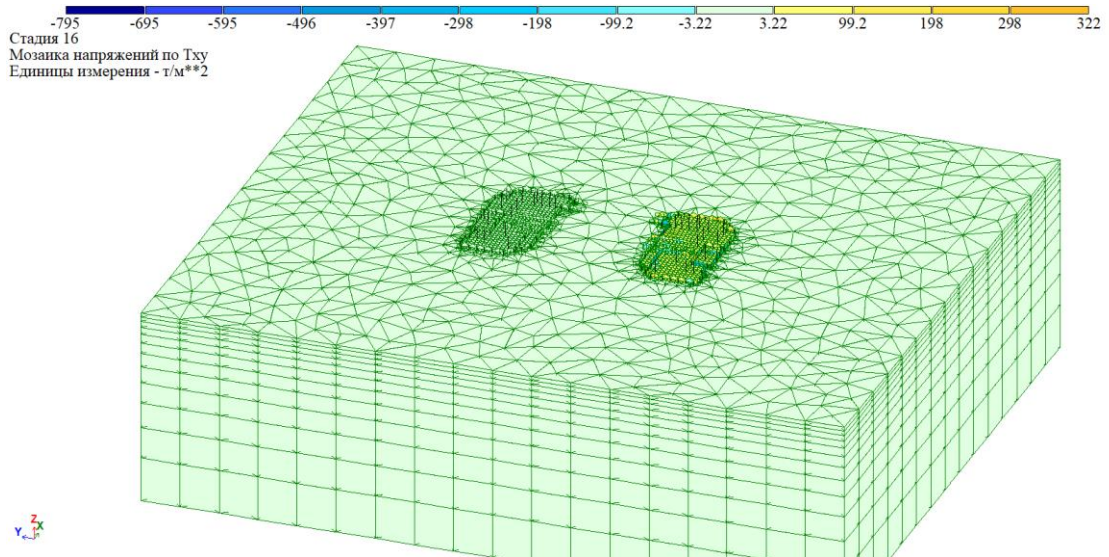


Рис.3.33. Напруження по τ_{xy} на шістнадцятій стадії будівництва

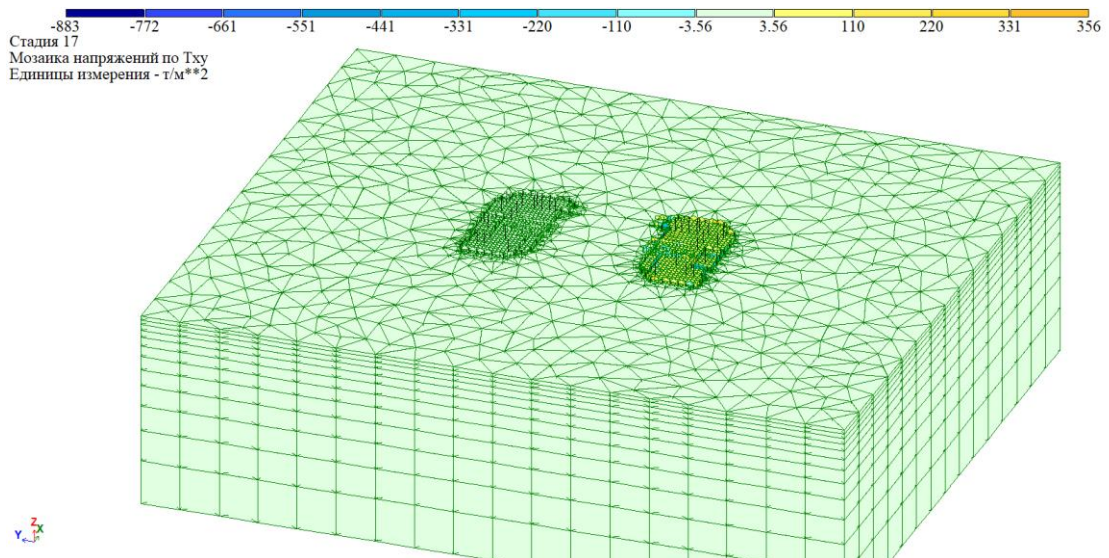


Рис.3.34. Напруження по τ_{xy} на сімнадцятій стадії будівництва

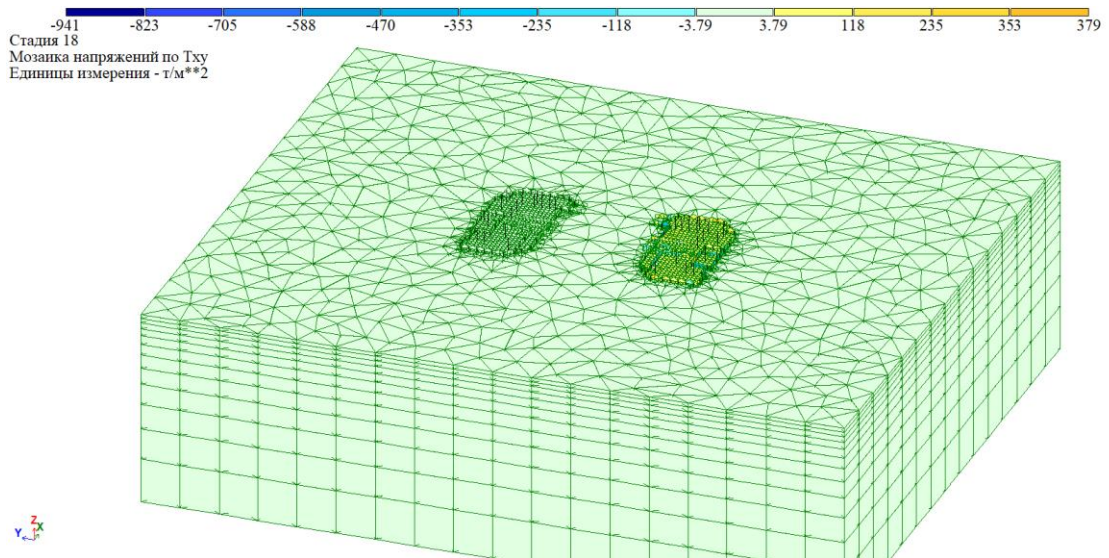


Рис.3.35. Напруження по τ_{xy} на вісімнадцятій стадії будівництва

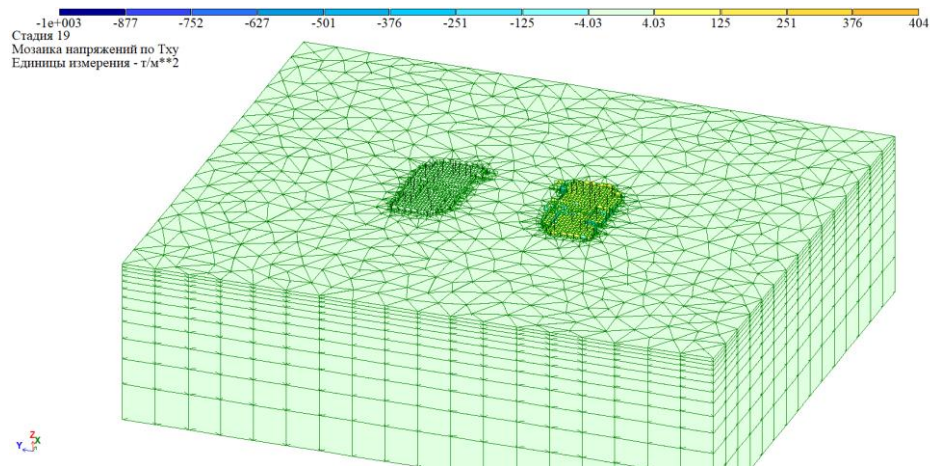


Рис.3.36. Напруження по τ_{xy} на дев'ятнадцятій стадії будівництва

Максимальні та мінімальні переміщення занесені в таблиці, на основі яких побудовані графіки для зручності в аналізі результатів.

3.2.4. Результати розрахунку

Таблиця 3.1.

Максимальні та мінімальні переміщення в основі існуючої будівлі по осі X

Стадія	X Макс (мм)	X Мін (мм)
1	2	3
1	0	0
2	0	0
3	0.038752	0.011767
1	2	3
4	0.055413	0.01769

5	0.058265	0.018564
6	0.076529	0.024795
7	0.094213	0.030522
8	0.112029	0.036028
9	0.130488	0.041673
10	0.149069	0.047154
11	0.168083	0.052644
12	0.187201	0.058118
13	0.206736	0.063663
14	0.226573	0.069281
15	0.247235	0.075432
16	0.268171	0.081706
17	0.289057	0.087915
18	0.30296	0.09213
19	0.317098	0.096801

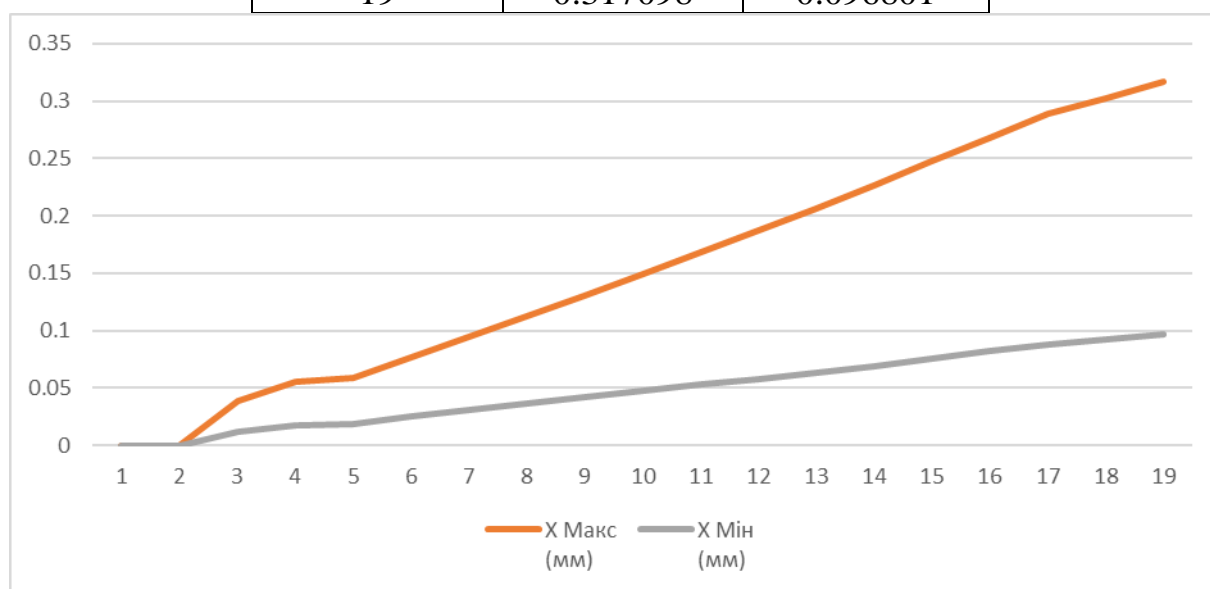


Рис. 3.37. Графік зміни переміщення по Х основи існуючої будівлі в залежності від стадії будівництва нової

Таблиця 3.2.

Максимальні та мінімальні переміщення в основі існуючої будівлі по осі Y

Стадія	Y Макс (мм)	Y Мін (мм)
1	0	0
2	0	0
3	0.137123	0.091626
4	0.188314	0.124787

5	0.200668	0.133804
6	0.264276	0.177229
7	0.32835	0.22122
8	0.393472	0.265611
9	0.458633	0.309156
10	0.524202	0.352594
11	0.590611	0.396126
12	0.656198	0.438608
13	0.72229	0.480996
14	0.788119	0.522717
15	0.85262	0.562595
16	0.916935	0.602018
17	0.98109	0.64125
18	1.022885	0.666591
19	1.061971	0.689612

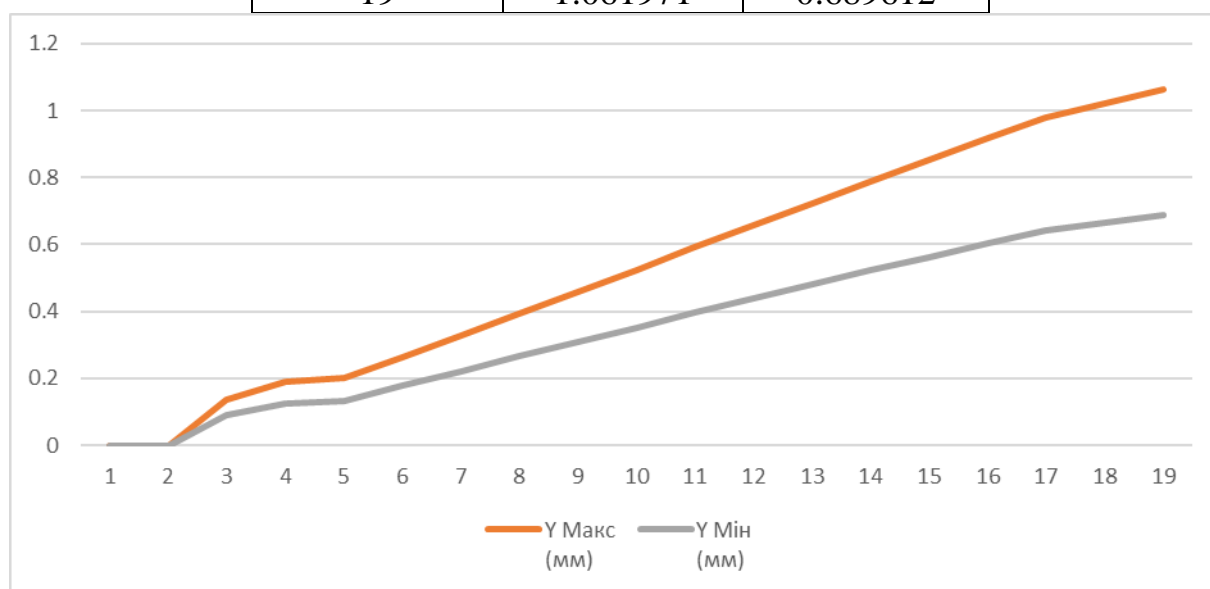


Рис.3.38. Графік зміни переміщення по Y основи існуючої будівлі в залежності від стадії будівництва нової

Таблиця 3.3.

Максимальні та мінімальні переміщення в основі існуючої будівлі по осі Z

Стадія	Z Макс (мм)	Z Мін (мм)
1	0	0
2	0	0
3	0.03423	-0.732727
4	0.047554	-1.059733

5	0.051015	-1.112548
6	0.069273	-1.482884
7	0.088071	-1.84313
8	0.106579	-2.196702
9	0.124178	-2.5543
10	0.141664	-2.911036
11	0.158928	-3.270509
12	0.175406	-3.625761
13	0.191737	-3.986684
14	0.20759	-4.34985
15	0.221528	-4.714489
16	0.234927	-5.078882
17	0.248261	-5.441036
18	0.256601	-5.679352
19	0.263358	-5.916777

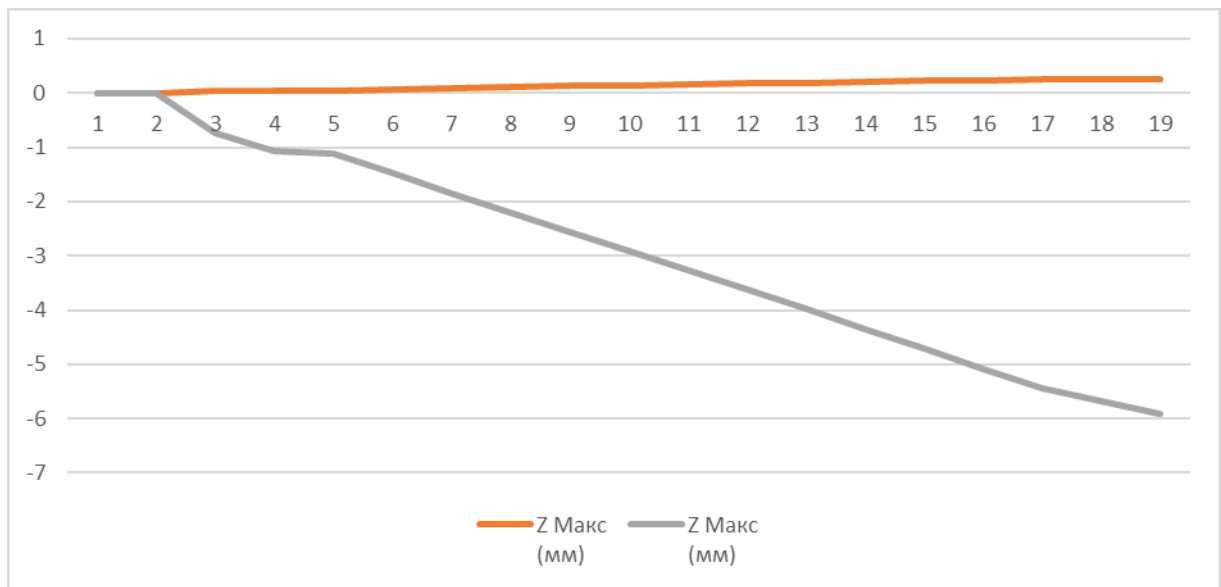


Рис.3.39. Графік зміни переміщення по Z основи існуючої будівлі в залежності від стадії будівництва нової

Таблиця 3.4.

**Максимальні та мінімальні переміщення
в основі існуючої будівлі по осі UX**

Стадія	UX Макс (рад*1000)	UX Мін (рад*1000)
1	0	0
2	0	0
3	0.041331	0.037945
4	0.059567	0.05466

5	0.062603	0.05745
6	0.083342	0.076448
7	0.103549	0.094955
8	0.123438	0.113183
9	0.143551	0.131627
10	0.163627	0.150039
11	0.183871	0.168613
12	0.203888	0.186985
13	0.224215	0.205643
14	0.244661	0.224415
15	0.265195	0.243286
16	0.285725	0.262161
17	0.306136	0.280928
18	0.319569	0.293283
19	0.332923	0.305574

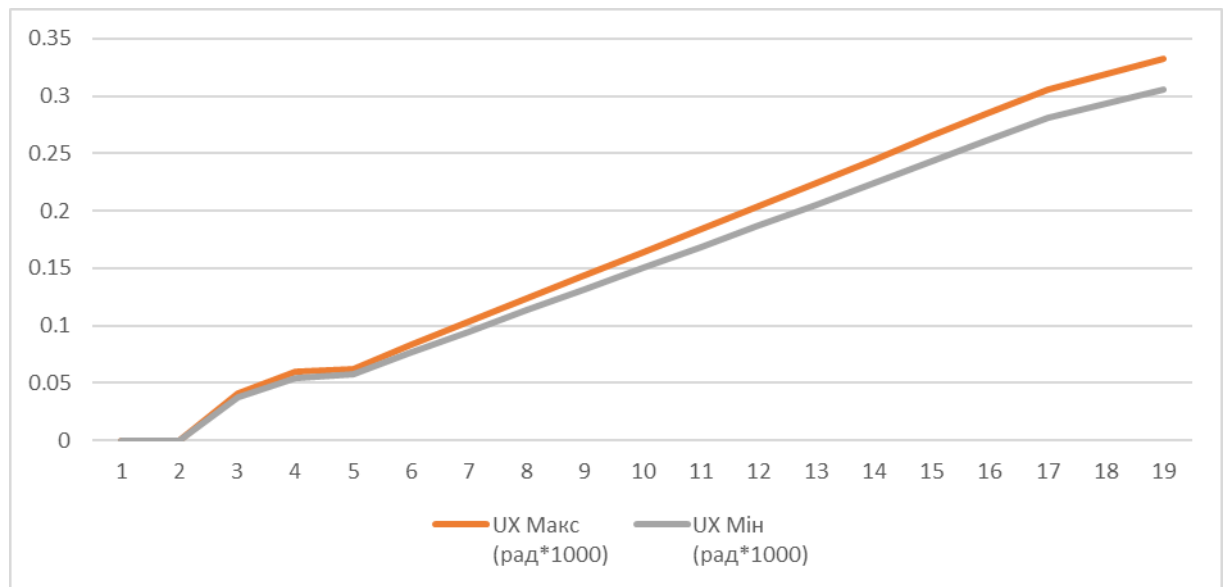


Рис.3.40. Графік зміни переміщення по UX основи існуючої будівлі в залежності від стадії будівництва нової

Таблиця 3.5.

Максимальні та мінімальні переміщення в основі існуючої будівлі по осі UY

Стадія	UY Макс (рад*1000)	UY Мін (рад*1000)
1	0	0
2	0	0
3	0.001696	-0.002496
4	0.002514	-0.003507

5	0.002632	-0.003685
6	0.003615	-0.004757
7	0.004587	-0.005782
8	0.005506	-0.006831
9	0.006394	-0.007939
10	0.007271	-0.009055
11	0.008132	-0.010208
12	0.008954	-0.011381
13	0.009781	-0.012583
14	0.010597	-0.013812
15	0.01134	-0.015134
16	0.012056	-0.016488
17	0.012764	-0.017839
18	0.013213	-0.018748
19	0.013622	-0.019698

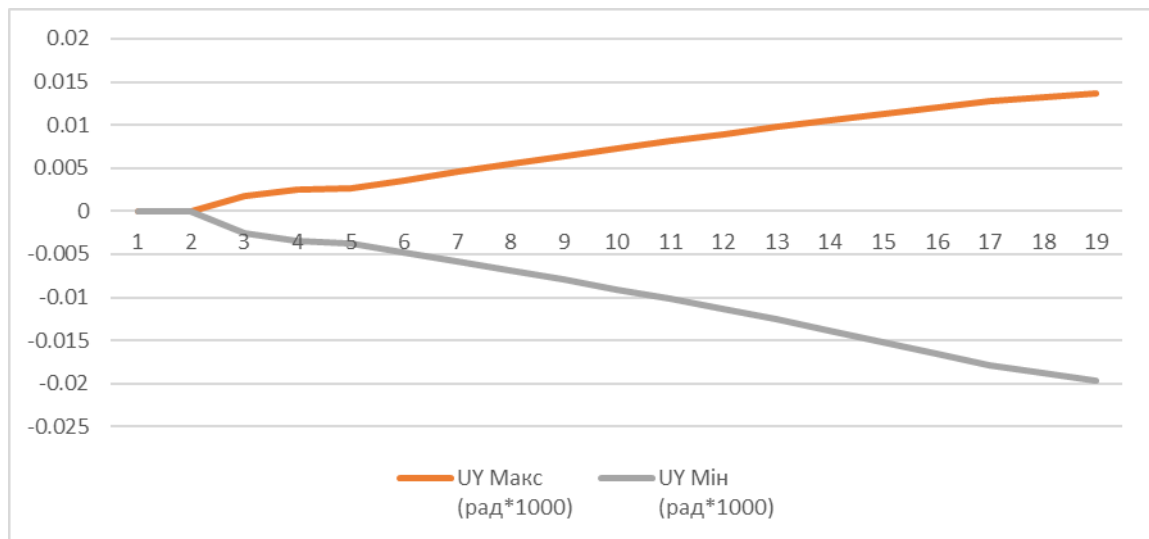


Рис.3.41. Графік зміни переміщення по УY основи існуючої будівлі в залежності від стадії будівництва нової

Таблиця 3.6.

Максимальні та мінімальні переміщення в основі існуючої будівлі по осі UZ

Стадія	UY Макс (рад*1000)	UY Мін (рад*1000)
1	0	0
2	0	0
3	0.001674	0
4	0.002355	0
5	0.002477	0

6	0.003242	0
7	0.004	0
8	0.004772	0
9	0.005572	0
10	0.006386	0
11	0.007223	0
12	0.008064	0
13	0.008924	0
14	0.009798	0
15	0.010686	0
16	0.011582	0
17	0.012477	0
18	0.013068	0
19	0.013646	0

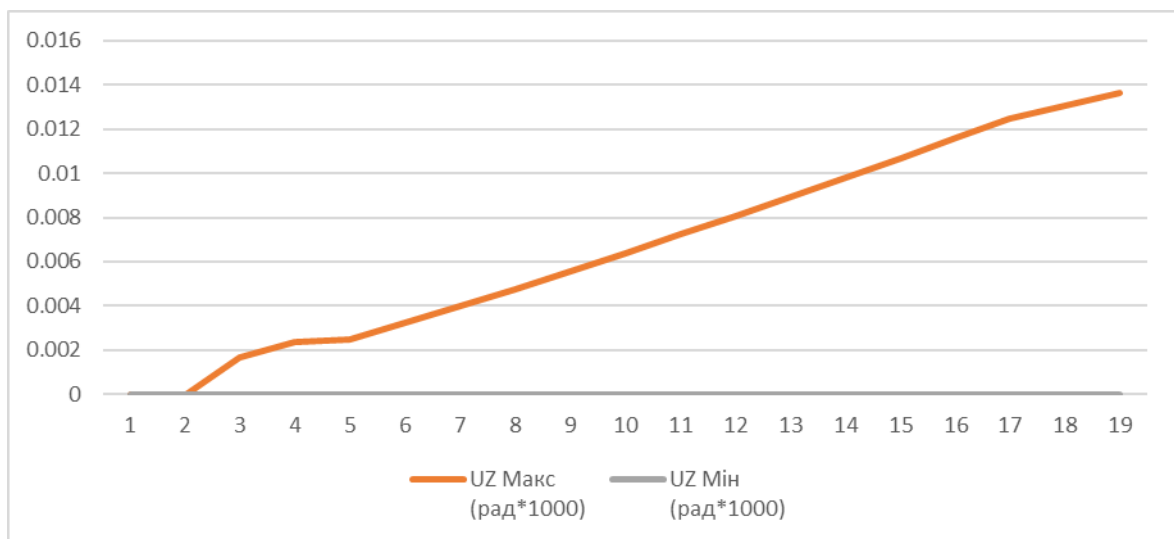


Рис.3.42. Графік зміни переміщення по UZ основи існуючої будівлі в залежності від стадії будівництва нової

Таблиця 3.7.

Максимальні та мінімальні переміщення в основі будівлі, що будується по осі X

Стадія	X Макс (мм)	X Мін (мм)
1	2	3
1	0	0
2	0	0
3	0.448626	0.330721
4	0.680538	0.44511
5	0.704322	0.478462

6	0.947398	0.639774
7	1.184247	0.812929
8	1.416505	0.992281
9	1.649052	1.159509
10	1.884669	1.309901
11	2.125	1.456823
12	2.363932	1.596265
13	2.609242	1.734304
14	2.858041	1.868174
15	3.10041	1.987294
16	3.34396	2.10099
17	3.59621	2.212058
18	3.761292	2.281333
19	3.920695	2.339746

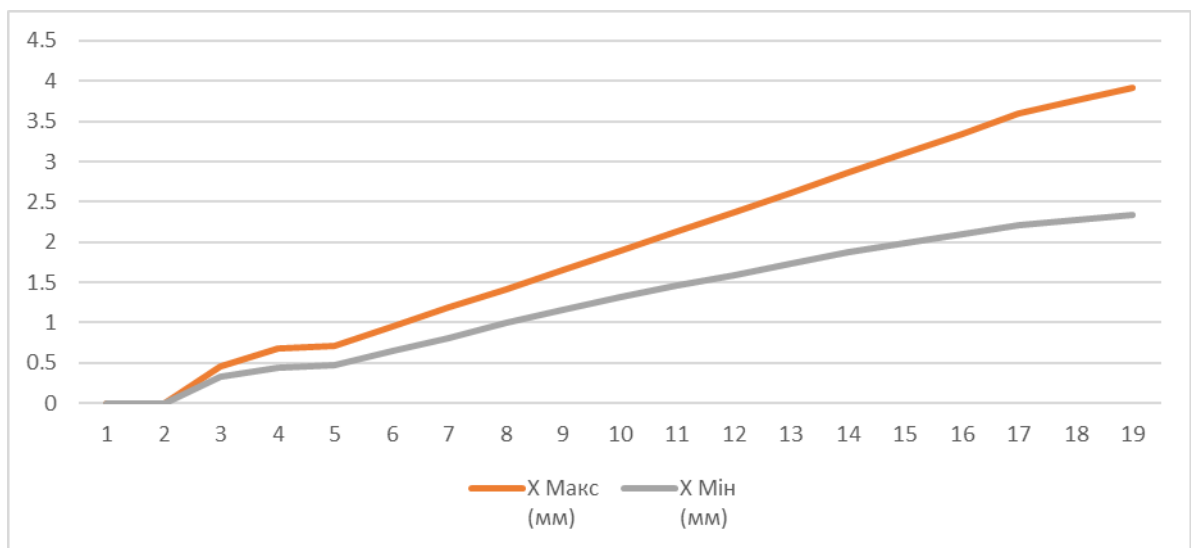


Рис.3.43. Графік зміни переміщення по X основи будівлі, будується, в залежності від стадії будівництва

Таблиця 3.8.

Максимальні та мінімальні переміщення в основі будівлі, що будується по осі Y

Стадія	Y Макс (мм)	Y Мін (мм)
1	2	3
1	0	0
2	0	0
3	0.3919	0.316871
4	0.601122	0.490958
5	0.614605	0.501931

6	0.835962	0.676556
7	1.041837	0.838623
8	1.240516	0.991762
9	1.449453	1.156461
10	1.658749	1.320917
11	1.872106	1.487356
12	2.086765	1.653849
13	2.310381	1.827142
14	2.541677	2.006449
15	2.786523	2.198951
16	3.034715	2.393345
17	3.282087	2.585301
18	3.447778	2.714682
19	3.624931	2.857199

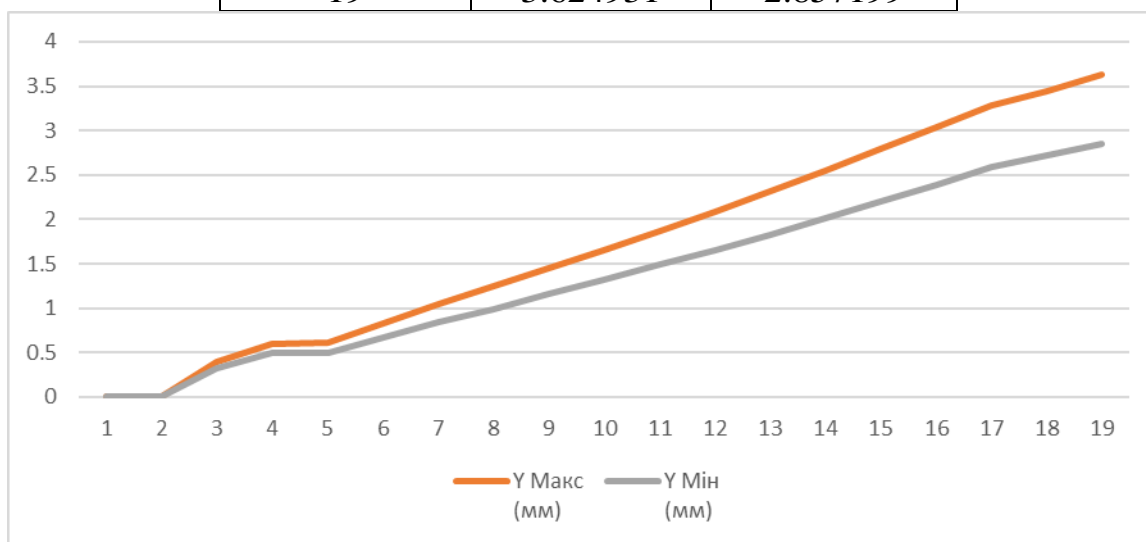


Рис.3.44. Графік зміни переміщення по Y основи будівлі, будується, в залежності від стадії будівництва

Таблиця 3.9.

Максимальні та мінімальні переміщення в основі будівлі, що будується по осі Z

Стадія	Z Макс (мм)	Z Мін (мм)
1	2	3
1	0	0
2	0	0
3	-12.289324	-18.833042
4	-17.799545	-27.051258
5	-19.185375	-28.244223
6	-26.068905	-37.4547
7	-32.876247	-46.334751

8	-39.720436	-55.036953
9	-46.559364	-63.904255
10	-53.357903	-72.759018
11	-60.197552	-81.713814
12	-66.932915	-90.607849
13	-73.686386	-99.681419
14	-80.393181	-108.863068
15	-87.110664	-118.199814
16	-93.782242	-127.575027
17	-100.407364	-136.912079
18	-104.76136	-143.08696
19	-108.963242	-149.369873

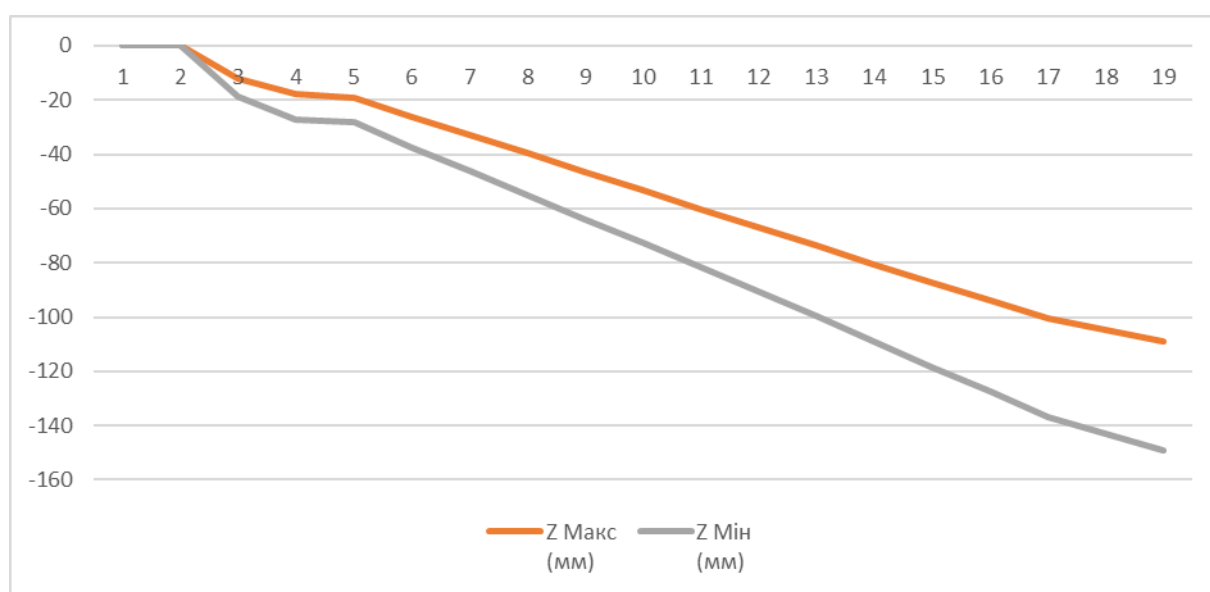


Рис.3.45. Графік зміни переміщення по Z основи будівлі, будується, в залежності від стадії будівництва

Таблиця 3.10.

Максимальні та мінімальні переміщення в основі будівлі, що будується по осі UX

Стадія	UX Макс (рад*1000)	UX Мін (рад*1000)
1	2	3
1	0	0
2	0	0
3	0.056789	-0.393542
4	-0.014028	-0.525097
5	0.002734	-0.512376
6	-0.031611	-0.612604

7	-0.028655	-0.717083
8	-0.004663	-0.878272
9	0.016597	-1.062922
10	0.047967	-1.255742
11	0.089236	-1.458799
12	0.135478	-1.669718
13	0.181314	-1.893786
14	0.225485	-2.130113
15	0.254231	-2.388701
16	0.283964	-2.652031
17	0.319296	-2.913147
18	0.339643	-3.088284
19	0.333031	-3.273307

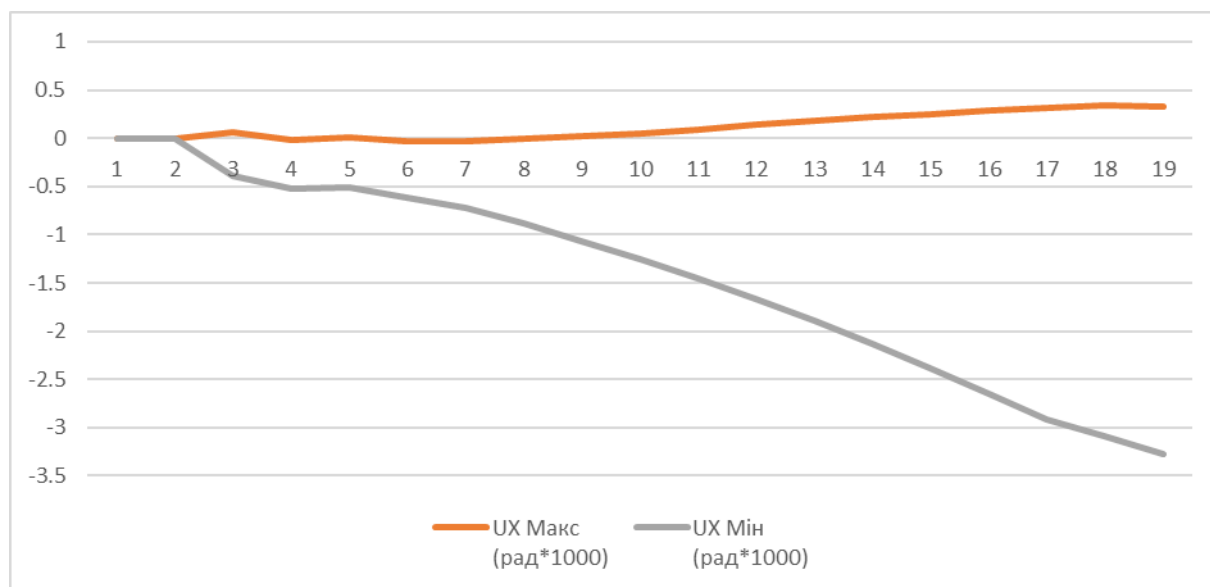


Рис.3.46. Графік зміни переміщення по UX основи будівлі, будується, в залежності від стадії будівництва

Таблиця 3.11.

Максимальні та мінімальні переміщення в основі будівлі, що будується по осі UY

Стадія	UY Макс (рад*1000)	UY Мін (рад*1000)
1	2	3
1	0	0
2	0	0
3	0.443978	-0.426313
4	0.587261	-0.565547
5	0.595643	-0.564937

6	0.727324	-0.676349
7	0.854301	-0.788552
8	0.972507	-0.898174
9	1.082204	-1.015784
10	1.187159	-1.135296
11	1.28994	-1.260839
12	1.394133	-1.390942
13	1.518754	-1.527858
14	1.644936	-1.671354
15	1.7638	-1.831027
16	1.882403	-1.998784
17	2.00254	-2.17073
18	2.080216	-2.287633
19	2.159638	-2.418566

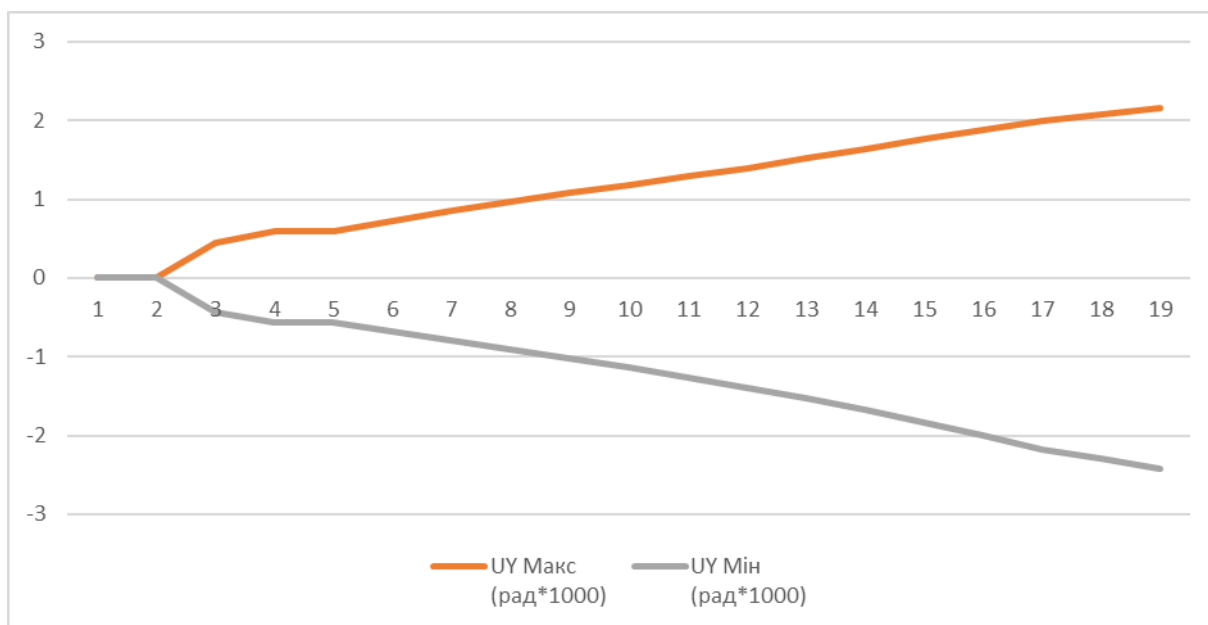


Рис.3.47. Графік зміни переміщення по UY основи будівлі, будується, в залежності від стадії будівництва

Таблиця 3.12.

Максимальні та мінімальні переміщення в основі будівлі, що будується по осі UZ

Стадія	UY Макс (рад*1000)	UY Мін (рад*1000)
1	2	3
1	0	0
2	0	0
3	0.14809	-0.186299
4	0.162264	-0.175945
5	0.16201	-0.175821

6	0.170616	-0.17291
7	0.177997	-0.170966
8	0.184863	-0.169992
9	0.191635	-0.175794
10	0.198397	-0.182536
11	0.205426	-0.190015
12	0.212717	-0.198126
13	0.220421	-0.206861
14	0.228616	-0.221706
15	0.23734	-0.252549
16	0.24659	-0.284895
17	0.256311	-0.318428
18	0.262804	-0.340785
19	0.27022	-0.364388

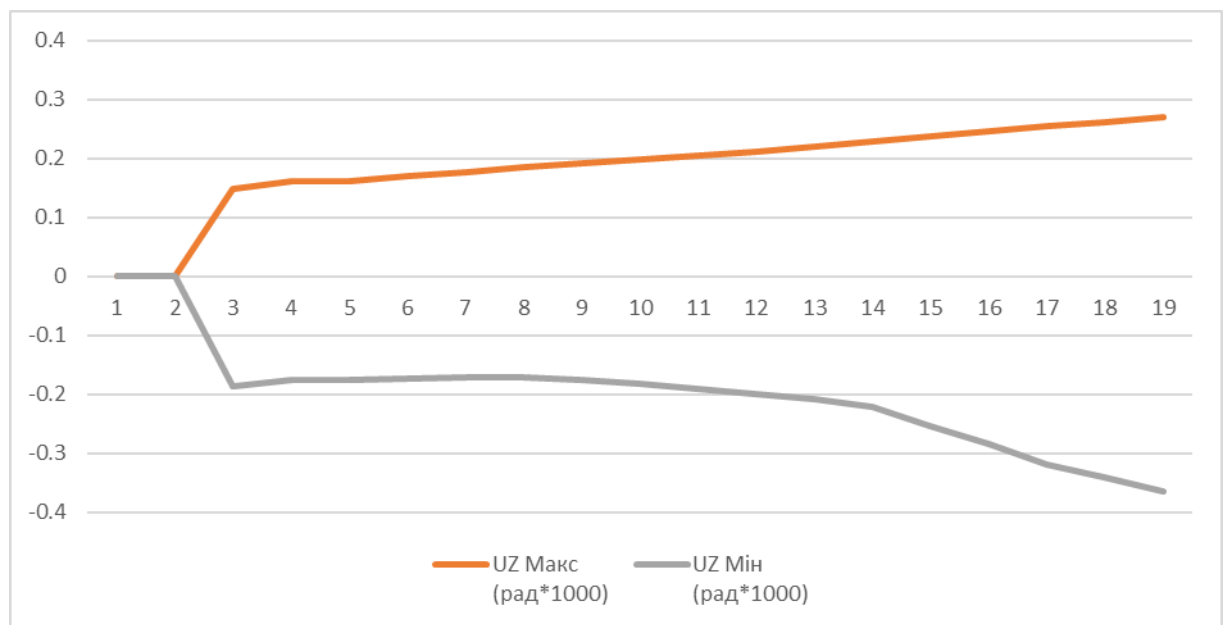


Рис.3.48. Графік зміни переміщення по UZ основи будівлі, будується, в залежності від стадії будівництва

3.3. Ефективність запропонованих рекомендацій та вдосконалень способу визначення взаємного впливу фундаментів проектного об'єкту на оточуючі будівлі

Із графіків видно, що після побудування першої стадії нового будинку напруження по τ_{xy} та переміщення змінюються мало, а інколи взагалі зменшуються. Цей факт пояснюється зміною умов роботи фундаменту в зоні стиску. При навантаженні фундаментних конструкцій окремо розміщеної

будівля периферійні зони фундаментів, як правило, менше деформуються, і, як наслідок, у цих зонах напруження та переміщення менші.

Виходячи із результатів дослідження, можна зробити висновки.

Показано, що при врахуванні поступового зведення сусідньої будівлі поряд з уже побудованою, напруження в будинку майже не зростають, але відбуваються переміщення, які можуть сягати до 7-8 мм, що дає показує безпосередній вплив процесу будівництва на напружено-деформований стан зведеної будівлі. Врахування послідовності будівництва нової будівлі дозволяє отримати особливості формування напружено-деформованого стану в елементах системи «основа – фундаменти – наземні конструкції» на різних етапах навантаження. Деформації та напруження в окремих елементах системи на межі секцій суттєво залежать від послідовності будівництва.

Дослідження процесу моделювання зони впливу новобудови виявили ряд проблем, пов'язаних із труднощами прогнозування великої кількості траєкторій імовірнісних процесів, реалізація яких у реальних умовах можлива завдяки різним суперпозиціям стохастичних факторів . .

Встановлено, що в цих умовах паралельно із сценарієм та детермінованими підходами доцільно використовувати нечіткі моделі та методи нечіткої логіки, які призначені для обробки нечітких даних та моделювання процесів різної природи в нечітких умовах та умовах невизначеності.

Запропонована система здатна аналізувати стохастичну інформацію, робити прогноз та формувати пояснення користувачеві логіки міркувань системи для отримання певних результатів. Впровадження системи, функціонування якої передбачає використання нечітких моделей та методів, дасть можливість зменшити ризик прийняття неправильних технічних рішень на етапі перед проектною підготовки будівництва за рахунок підвищення рівня надійності моделювання.

3.4. Технологія будівництва монолітно-каркасного будинку

Будівництво монолітно-каркасних домових сьогодні отримало велике поширення, що обумовлене багатьом перевагою готового об'єкта. Суть такі технології зводиться до заливку раніше підготовчих каркасів армованим бетоном. У цій статті розглядаються особливості такого методу.

Технологія розвитку каркасно-монолітних будівель, спочатку використана для будівництва комерційних об'єктів, отримує все більше поширення в міському, приватному та дачному будівельному господарстві.

Особливості монолітно-каркасної конструкції входять до наявності забезпечених колонів підвищеної жорсткості, які розміщуються в зоні, схильних максимальному тиску. Монолітні колони становлять перехідний елемент, що зв'язує воедино монолітні перекриття та фундамент.

Таким чином, будинок складається з 3 основних елементів: фундаменти, монолітні колони та монолітне перекриття, що з'єднує колони та виступає в роликах перемичок завершених проектів (кількість поясів залежить від кількості рівнів у будівлях).

Завдяки зв'язку між монолітними перекриттями та колонами забезпечується постійна надійність будинків. При цьому монолітні стіни тонкіші, наприклад, цегляних. Незважаючи на наявність колони та монолітного перекриття, будівництво залишається негроміздким. Це досягається завдяки установці колони з кроком 2-10 м. Несущий каркас підлягає утепленню та облицюванню.

Внутрішній просторовий об'єкт залишається вільним і дозволяє виконувати практично будь-яке планування. Сама технологія забезпечує виконання практично будь-якого архітектурної задумки, у тому числі і плавних поверхів, будівництво багатоповерхових будинків.

Фундамент передбачає наявність додаткового армування, яке забезпечує міцність несущих елементів. Для цього установлюється залізобетонна опалубка - арматурні стержні заливаються бетонною

сумішшю. Завдяки цьому арматура захищена від перепадів температур, процесів корозії, окислення.

Основа технології - опалубка та якісний бетон. У монолітно-каркасному будівництві передбачається зведення залізобетонної монолітної конструкції будівлі і її перекриття за допомогою спеціальних форм - знімних опалубок. У опалубки, каркас яких виконаний з металевої арматури, заливається бетон, і як тільки бетон остаточно застигає, опалубку знімають і переміщують на наступну ділянку заливки бетону. Таким чином, конструкція будинку зводиться поверх за поверхом. Особлива увага при будівництві приділяється якості бетону. Часто для окремих елементів конструкції можуть застосовуватися різні типи бетону в залежності від завдань, яку вони будуть виконувати. Завдяки його властивостям будівля виходить довговічним, вогнестійким і стійким до впливу атмосферних явищ.

У монолітно-каркасної технології опалубка застосовується не тільки у виробничому, комерційному і висотному житловому будівництві, але і в приватному замиському будівництві, так як замиські будинки, зокрема котеджі, не так давно стали зводити за монолітною технологією.

Заливка бетону — після лиття форм з високоякісного бетону виливається бетон з хорошими і прийнятними витратами, спеціально розробленими з використанням спеціальної суміші. Цей бетон набуває форми виливки, яка згодом видаляється, щоб звільнити місце для конструкції, цілком виконаної з цементного бетону, підтримуваної стіновими армованими елементами. Опалубка може бути повторно використана, що призводить до мінімальних відходів з будівельного майданчика.

Отримана структура є точною, гладкою і закінченою. Вона має високу міцність і не вимагає додаткової штукатурки. В результаті це економить час, зусилля і гроші.

Технологія монолітного будівництва будинків скорочує час будівництва майже наполовину в порівнянні зі звичайними методами. На структурному фронті технологія робить будівлі більш сейсмостійкими і

довговічними. Оскільки існує менша кількість з'єднань, будівля стикається зі зменшеними витокami, що вимагає незначного обслуговування.

Затвердіння бетону являє собою процес контролю швидкості і ступеня втрати вологи з бетону при гідратації цементу. Затвердіння призначене насамперед для того, щоб зберегти бетон вологим, запобігаючи втрату вологи з бетону протягом періоду, в якому він набирає міцність. Це дуже впливає на властивості загартованого бетону, такі як міцність, водонепроникність, зносостійкість, об'ємна стабільність і стійкість до заморожування і відтавання.

Колектив нашої компанії з легкістю може виконати роботи будь-якої складності, а наявність високоякісної опалубки і професійних робітників є запорукою виконання робіт згідно проектних рішень в найкоротші терміни.

Монолітно-каркасні будинки вигідно відрізняються від збірних конструкцій своїми більш високими звукоізоляційними і теплозберігаючі властивості. У порівнянні з цегляними або кам'яними будівлями, вони важать менше, а, отже, при зведенні, фундамент обійдеться дешевше. Відомо, що бетон набирає необхідну щільність протягом тривалого часу, і виходить, що чим більше років бетонному будівлі, тим щільніше бетон. Стовідсоткової щільності бетон досягає приблизно через сто років.

Використовуючи технологію монолітно-каркасного будівництва, з'являється можливість зводити об'єкти в ландшафті з різними особливостями або біля існуючої забудови, використовуючи будь-яку ступінь складності архітектурно-планувальні рішення. У перші роки експлуатації монолітного будинку, в міру природного осідання ґрунту, стіни не тріскаються і не перекошуються, як це буває з панельними будинками. У монолітному будинку існує можливість створювати будь-які планування, а також великі по квадратурі житлові приміщення без перегородок. Певним винятком є перенесення кухонь і санвузлів через наявність транзитних комунікацій, таких як: газопостачання, водопровід, каналізація та ін.

Висновки до розділу 3

В цьому розділі було проведено конструювання і розрахунок двох тринадцяти поверхових адміністративних будівель, а також вплив будівництва однієї будівлі на напружено-деформований стан іншої.

Для розрахунку використовувалась ПК ЛІРА-САПР. Основними перевагою при її використанні була наявність системи МОНТАЖ-плюс та системи ГРУНТ. Було встановлено 19 стадій обрахунку задачі, починаючи від встановлення ґрунтового масиву та готової будівлі, закінчуючи по поверхового зведення нової будівлі.

Із результатів обрахунку випливає, що новобудова безпосередньо впливає на напружено-деформований стан існуючої забудови, але при використанні правильних фундаментів і правильного підходу до будівництва цей вплив є незначним, що і показано на графіках. Але ситуація може погіршитись, якщо існуюча забудова буде досить старою, або ґрунти будуть досить м'якими і будуть легко деформуватись.

РОЗДІЛ 4. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

Після основного розрахунків в ПК ЛІРА-САПР були зібрані дані для розрахунку конструктивних елементів: колон і перекриття.

4.1. Розрахунок колон

4.1.1. Вихідні дані

Напружено-деформаційний стан будівлі досліджувався на всі впливи стержневих елементів з використанням ПК ЛІРА-САПР.

Найбільш напружена колона знаходиться в підвалі на перехресті осей 9–Л. $N = 3945.3 \text{ кН}$; $M_x = 1.985 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $M_y = 36.46 \text{ кН} \cdot \text{м}$ – дані взяті із таблиці РСУ з урахуванням найнесприятливіших комбінацій зусиль.

Довжини колони: $l = 3.3 \text{ м}$ – із врахуванням входу колони в перекриття.

Переріз колони: $600 \times 600 \text{ мм}$.

4.1.2. Визначення напружень в перерізі колони

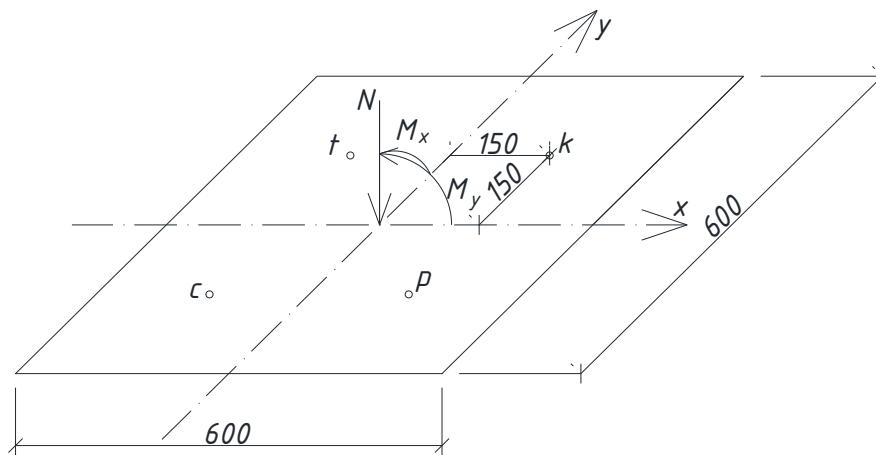


Рис.4.1. Схема розрахунку напружень у розрізі колони

Для підбору арматури потрібно спочатку визначити межі стиснутої та розтягнутої зони (якщо така є), для цього потрібно визначити напруження на колону.

Для визначення напружень в точках розраховується момент інерції та площу:

$$I = \frac{HB^3}{12} = \frac{0.6 \cdot 0.6^3}{12} = 0.0108 \text{ м}^4; A = HB = 0.6 \cdot 0.6 = 0.36 \text{ м}^2$$

Напруження в точці k :

$$\begin{aligned} \sigma &= -\frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x} \cdot z_k + \frac{M_y}{I_y} \cdot z_k = -\frac{3945.3}{0.36} + \frac{1.985}{0.0108} \cdot 0.15 + \frac{36.46}{0.0108} \cdot 0.15 = \\ &= -10638.8 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \end{aligned}$$

Напруження в точці p :

$$\begin{aligned} \sigma &= -\frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x} \cdot z_k - \frac{M_y}{I_y} \cdot z_k = -\frac{3945.3}{0.36} + \frac{1.985}{0.0108} \cdot 0.15 - \frac{36.46}{0.0108} \cdot 0.15 = \\ &= -11246.5 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \end{aligned}$$

Напруження в точці c :

$$\begin{aligned} \sigma &= -\frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x} \cdot z_k - \frac{M_y}{I_y} \cdot z_k = -\frac{3945.3}{0.36} - \frac{1.985}{0.0108} \cdot 0.15 - \frac{36.46}{0.0108} \cdot 0.15 = \\ &= -11279.5 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \end{aligned}$$

Напруження в точці t :

$$\begin{aligned} \sigma &= -\frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x} \cdot z_k - \frac{M_y}{I_y} \cdot z_k = -\frac{3945.3}{0.36} - \frac{1.985}{0.0108} \cdot 0.15 + \frac{36.46}{0.0108} \cdot 0.15 = \\ &= -10671.9 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \end{aligned}$$

Колона є стиснутою по всій площі перерізу, отже потрібний розрахунок тільки стиснутої арматури.

$$\sigma_{\text{сер}} = \frac{(-10638.8) + (-11246.5) + (-11279.5) + (-10671.9)}{4} = -10959.175 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

4.1.3. Визначення стиснутої зони

Визначення гнучкості: $\lambda = l/i$.

Радіус інерції для прямокутного перерізу:

$$i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{60^2}{12}} = 17.32 \text{ см}; \lambda = \frac{330}{17.32} = 19.05.$$

$\lambda > 4$, тому в розрахунку необхідне врахування гнучкості. Величина

$$\text{ексцентриситету } e_0 = \frac{M}{N} = \frac{36.46}{3945.3} = 0.0095 \text{ м} \approx 1 \text{ см}$$

Далі потрібно визначити параметр η , що, у свою чергу, залежить від величини N_{cr} . Визначимо допоміжні параметри, що входять у формулу для N_{cr} . Виділимо в зовнішніх зусиллях M і N частки тривалого і нетривалого навантаження:

$$N_I = 534.9 \text{ кН}; N_1 = 3410.4 \text{ кН};$$

$$M_I = 11.66 \text{ кН} \cdot \text{м}; M_1 = 24.8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\text{Обчислюємо параметр } \varphi_I \text{ за формулою: } \varphi_I = 1 + \beta \frac{M_{II}}{M_1};$$

де, M_{II} – момент щодо осі, що проходить через центр ваги розтягнутої арматури; $M_{II} = M_I + N_I(h/2 - a)$; M_1 – момент щодо тієї ж осі, але від усього навантаження.

$$M_{II} = 11.66 + 534.9 \left(\frac{0.6}{2} - 0.04 \right) = 150.734 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_1 = 36.46 + 3945.3 \left(\frac{0.6}{2} - 0.04 \right) = 1062.24 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\varphi_I = 1 + 1 \frac{150.734}{1062.24} = 1.14; \beta = 1 \text{ для важких бетонів};$$

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{1}{60} = 0.01667; \delta_{e,\min} = 0.5 - 0.01 \frac{1}{60} - 0.01 \cdot 14.5 = 0.355$$

Для подальших розрахунків приймаємо $\delta_e = 0.355$.

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21 \cdot 10^4}{23 \cdot 10^3} = 9.13;$$

$$I_S = (\mu + \mu') \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(\frac{h_0 - a}{2} \right)^2;$$

Значення приймаємо попередньо рівними і залежними від гнучкості
 $\lambda = 19.05; \mu = \mu' = 0.00815;$

$$I_S = (0.00815 + 0.00815) \cdot 60 \cdot 56 \cdot \left(\frac{56 - 4}{2} \right)^2 = 37023.17 \text{ см}^4;$$

$$\alpha \cdot I_S = 9.13 \cdot 37023.17 = 338021.5 \text{ см}^4;$$

$$I_b = \frac{bh^3}{12} = \frac{60 \cdot 60^3}{12} = 10.8 \cdot 10^5 \text{ см}^4;$$

$$N_{cr} = \frac{6.4 \cdot 23 \cdot 10^3}{330^2} \left(\frac{10.8 \cdot 10^5}{1.14} \cdot \left(\frac{0.11}{0.1 + 0.355} + 0.1 \right) + 3.38 \cdot 10^5 \right) = 89451.5 \text{ кН.}$$

Визначаємо параметр η

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{3965.3}{89451.5}} = 1.046$$

Тепер можна обчислити значення ексцентриситету e :

$$e = e_0 \cdot \eta + 0.5 \cdot h - a = 1 \cdot 1.046 + 0.5 \cdot 60 - 4 = 27.046 \text{ см};$$

4.1.4. Підрахунок необхідного армування

Площу стиснутої арматури визначаємо за формулою:

$$A'_S = \frac{N \cdot e - A_R \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')} = \frac{3945.3 \cdot 27.046 - 0.416 \cdot 1.15 \cdot 60 \cdot 56^2}{36.5 \cdot (56 - 4)} = 8.8 \text{ см}^2;$$

Таким чином стиснута арматура приймається
 $4\text{Ø}18\text{A}400\text{C} (A'_S = 10.18 \text{ см}^2)$ і розміщується симетрично в гранях колони.

Перевіряємо відсоток армування:

$$\mu = \frac{10.18}{2 \cdot 60 \cdot 56} = 0.0015, \text{ практично } \mu = 0.002, \text{ що відповідає нормативним}$$

вимогам.

Поперечну арматуру приймаємо конструктивно $\text{Ø}8\text{A}240\text{C}$ з кроком $s = 20 \cdot 18 = 360$ мм, тобто крок поперечної арматури 350 мм (кратно 50 мм).

4.2. Розрахунок колони в ПК ЛІРА-САПР

4.2.1. Загальна характеристика

Розрахунок: за таблицею РСУ

Характеристика перерізу колони показана на рисунку 3.13.

6. Брус 60 X 60

E МПа

B см

H см

Ro МН/м³

Врахування

Параметри матеріалу

Параметри арматури

Врахування зсуву

Коментар

Колір

60.00 60.00

Z1 Y1

Рис. 4.2. Характеристика матеріалу колони

4.2.2. Навантаження

Навантаження задається на весь каркас будівлі і розраховується для всієї конструкції. Навантаження задається від власної ваги, навантаження від перегородок, тимчасові навантаження від людей, навантаження на плити

перекриття, вітрові навантаження та від сейсмічних впливів відносно 7 сейсмічного району.

4.2.3. Зусилля в колоні

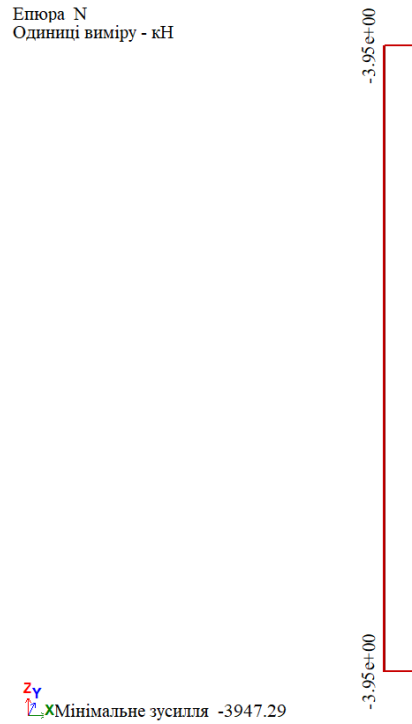


Рис. 4.3. Епюра повздовжніх N зусиль в колоні

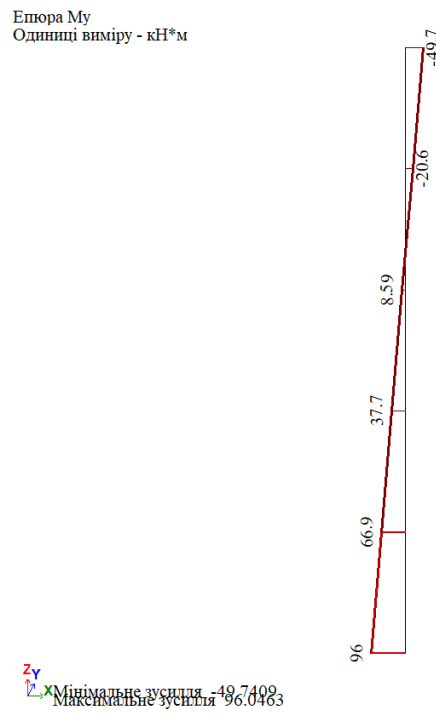


Рис. 4.4. Епюра моментів M_y в колоні

Епюра Qz
Одиниці виміру - кН

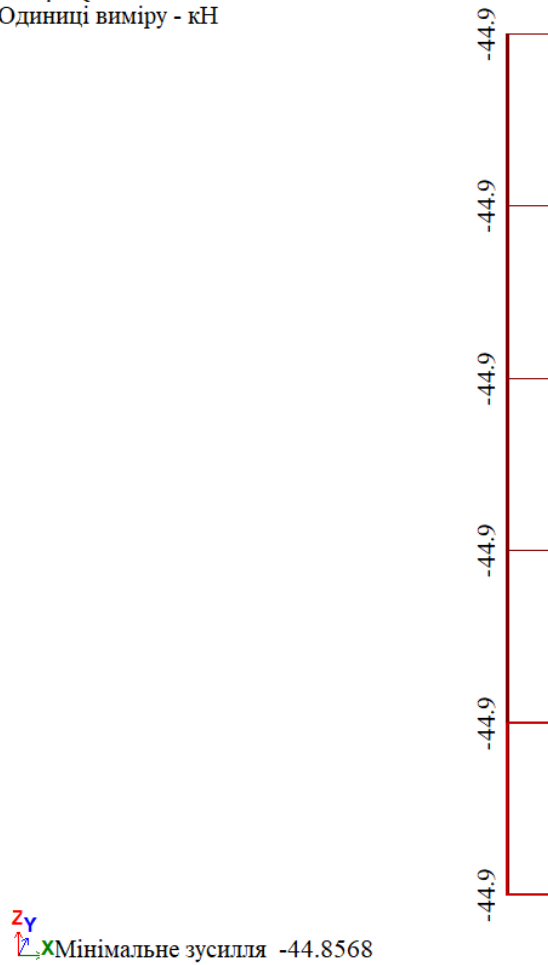


Рис. 4.5. Епюра поперечних зусиль Q_z в колоні

Таблиця 4.1.

Мінімальні та максимальні зусилля та напруження (комбінацій зусиль)

Фактор	Максимальні значення		Мінімальні значення	
	Значення	Переріз	Значення	Переріз
N	-2859.7	2	-3945.3	1
Mk	2.05	1	-1.985	2
My	83.37	1	-81.95	1
Qz	41.37	2	-39.2	1
Mz	43.75	1	-20.333	1
Qy	22.2	2	-11.03	1

4.2.4. Переміщення в колоні

Мозаїка переміщень по X(G)
Одиниці виміру - мм

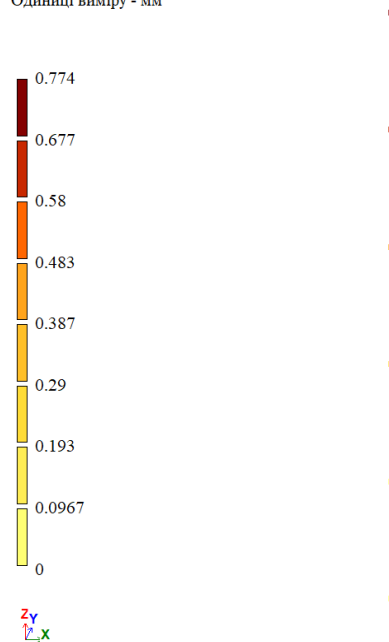


Рис. 4.6. Схема переміщень в колоні по осі X

Мозаїка переміщень по Y(G)
Одиниці виміру - мм

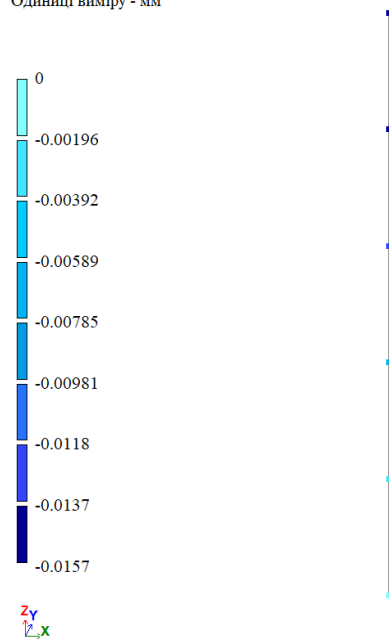


Рис. 4.7. Схема переміщень в колоні по осі Y

Мозаїка переміщень по Z(G)
Одиниці виміру - мм

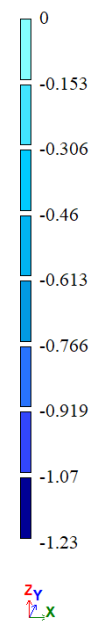


Рис. 4.8. Схема переміщень в колоні по осі Z

Мозаїка переміщень по UY(G)
Одиниці виміру - рад * 1000

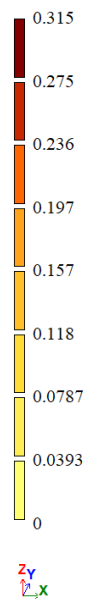


Рис. 4.9. Схема переміщень в колоні по U_Y

4.2.5. Розрахунок армування

Армування виконувалось автоматично на основі таблиці РСЗ. В колоні попередньо була задана арматура А400С, бетон С20/25 та симетрична схема армування.

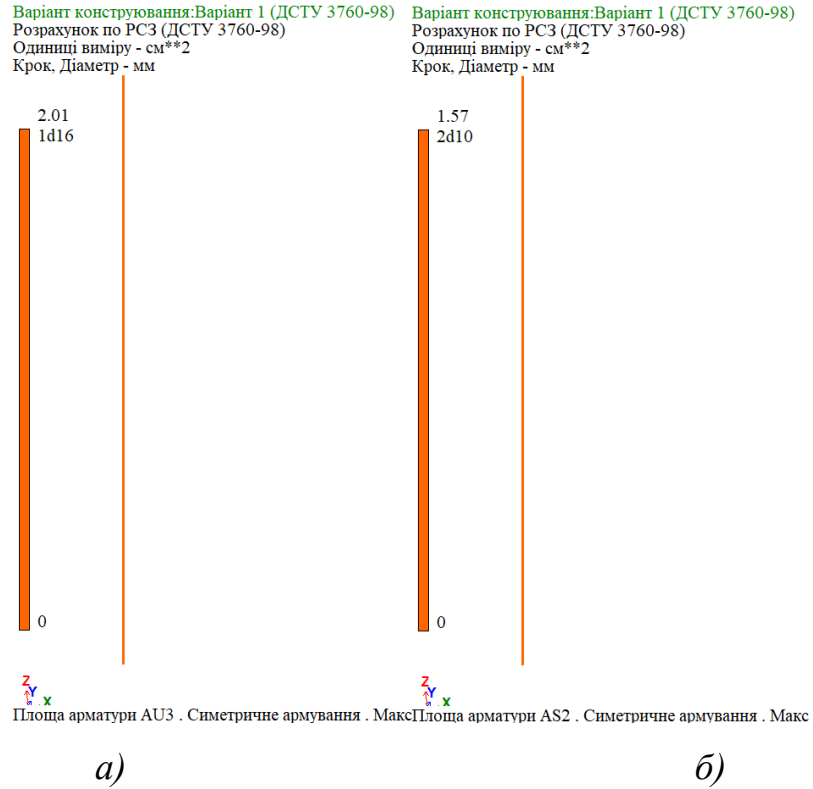


Рис 4.10. Необхідна площа повздовжнього армування для кута колони а) та її грані б)

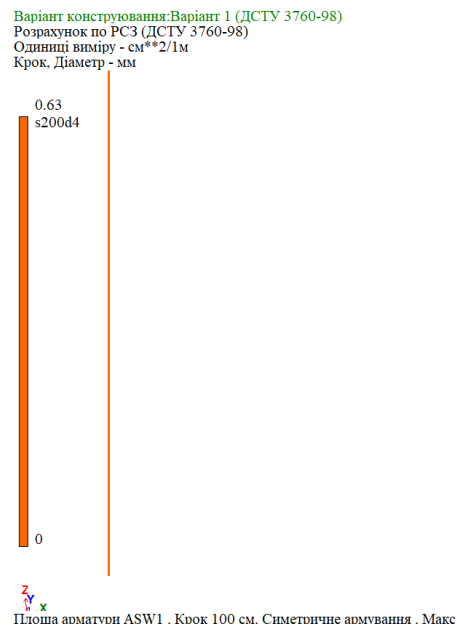


Рис 4.11. Необхідна площа поперечного армування колони

Результати армування у стержнях ДСТУ 3760-98 (Варіант 1)

Таблиця 4.2.

Переріз	С/НС	Подовжня арматура									Поперечна ар- ра		Ширина розкр. тріщин	
		AU1	AU2	AU3	AU4	AS1	AS2	AS3	AS4	%	ASW1	ASW2	Коротк.	Трив.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Подовжня арматура: см ² ; Поперечна: см ² ; Шир.тріщин: мм;														
Колона 172; Прямокутник; В=60.00; Н=60.00 см; L=3.25 м														
Бетон С20/25; Арматура: подовжня А400С3; поперечна А240С														
1	С	2.01	2.01	2.01	2.01	1.13	1.13	1.13	1.13	0.35	0.27	0.22		
		2.01	2.01	2.01	2.01	1.13	1.13	1.13	1.13	0.35				
2	С	2.01	2.01	2.01	2.01	1.13	1.13	1.13	1.13	0.35	0.27	0.22		
		2.01	2.01	2.01	2.01	1.13	1.13	1.13	1.13	0.35				

Для стержнів (см²):

AU1 - площа кутової нижньої поздовжньої арматури (у лівому нижньому куті перерізу);

AU2 - площа кутової нижньої поздовжньої арматури (у правому нижньому куті перерізу);

AU3 - площа кутової верхньої поздовжньої арматури (у лівому верхньому куті перерізу);

AU4 - площа кутової верхньої поздовжньої арматури (у правому верхньому куті перерізу);

AS1 - площа нижньої поздовжньої арматури;

AS2 - площа верхньої поздовжньої арматури;

AS3 - площа бічної поздовжньої арматури (біля лівої грані перерізу);

AS4 - площа бічної поздовжньої арматури (біля правої грані перерізу);

Загальна площа повздовжнього армування виходить 12.56 см², що на 3.76 см² більше ніж при обрахунках вручну. Це пояснюється тим, що при обрахунку конструкції в Лірі враховується більше факторів і тому результати виходять точнішими.

4.3. Обрахунок нахилених колон в ПК ЛІРА-САПР

4.3.1. Загальна характеристика

Розрахунок: за таблицею РСУ

Характеристика перерізу колони показана на рис. 3.23.

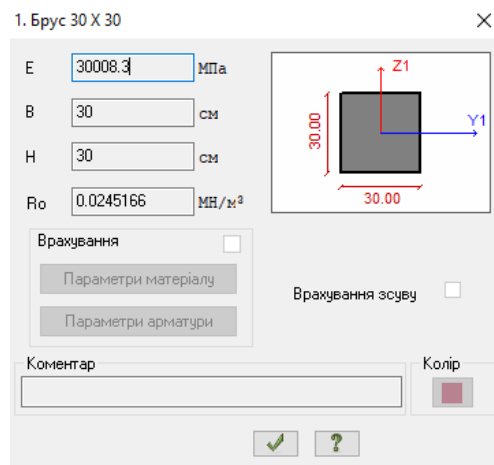


Рис. 4.12. Характеристика матеріалу колон

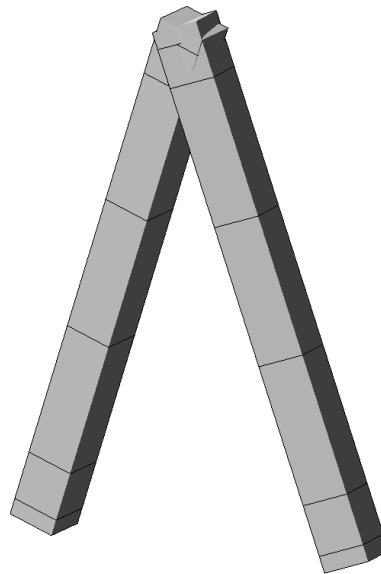


Рис. 4.13. Нахилені колони

4.3.2. Навантаження

Навантаження задається на весь каркас будівлі і розраховується для всієї конструкції. Навантаження задається від власної ваги, навантаження від перегородок, тимчасові навантаження від людей, навантаження на плити

перекриття, вітрові навантаження та від сейсмічних впливів відносно 7 сейсмічного району.

4.3.3. Зусилля в колонах

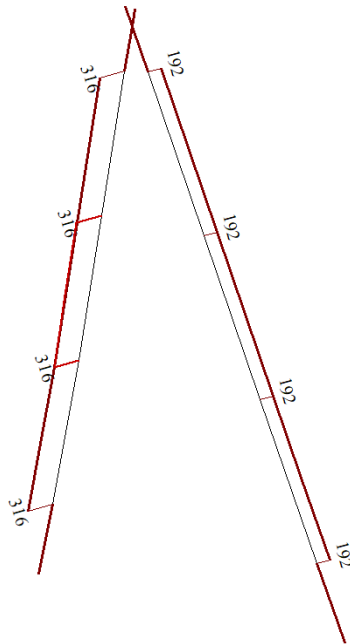


Рис. 4.14. Епюра повздовжніх N зусиль в колонах

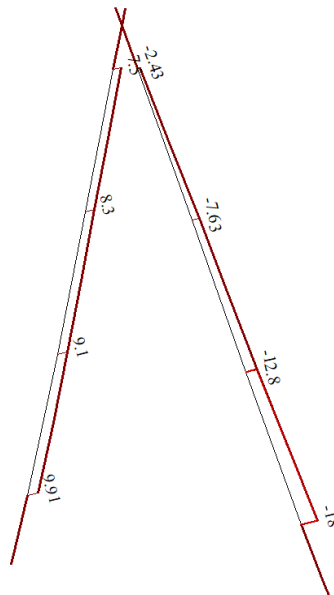


Рис. 4.15. Епюра моментів M_y в колонах

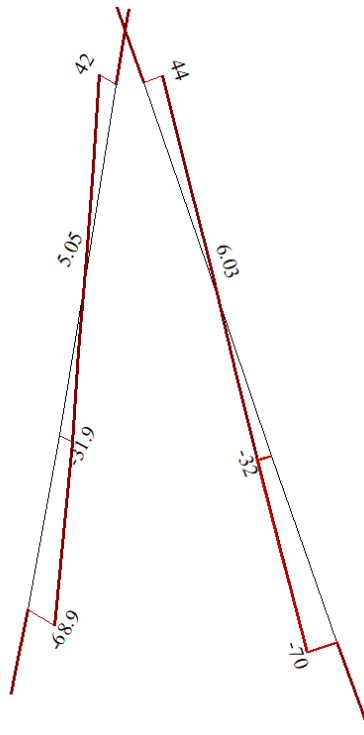


Рис. 4.16. Епюра моментів M_z в колонах

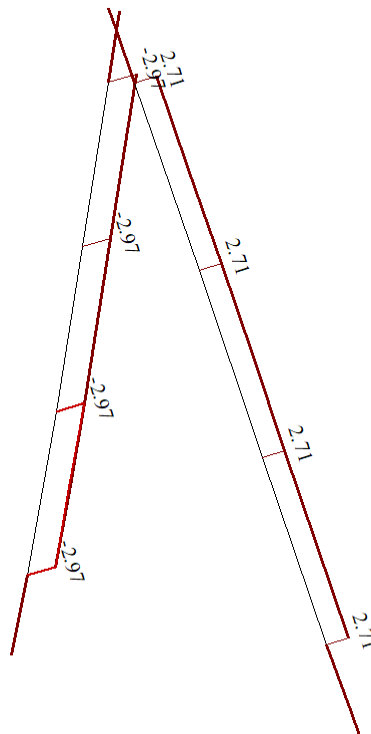


Рис. 4.17. Епюра моментів M_x в колонах

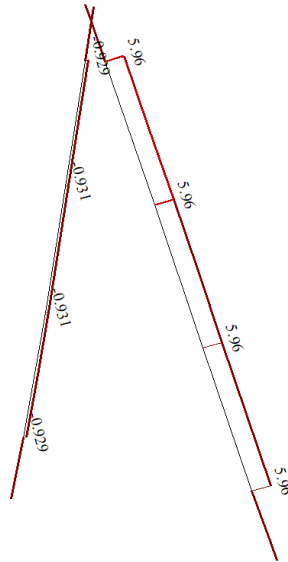


Рис. 4.18. Епюра поперечних зусиль Q_z в колонах

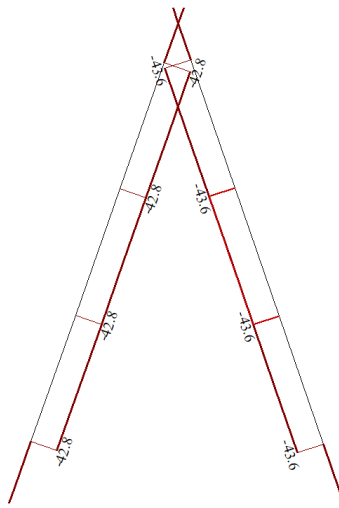


Рис. 4.19. Епюра поперечних зусиль Q_y в колонах

Таблиця 4.3.

Мінімальні та максимальні зусилля та напруження (комбінацій зусиль)

Фактор	Максимальні значення			Мінімальні значення		
	Значення	Елемент	Переріз	Значення	Елемент	Переріз
1	2	3	4	5	6	7
N	316.48	13	1	191.51	6	1
Mk	2.7	7	1	-2.96	10	1
My	9.9	10	1	-18	3	1
Qz	5.96	7	1	-0.93	13	1
Mz	44.04	7	3	-70	3	1
Qy	-42.81	13	1	-43.6	6	1

4.3.4. Переміщення в колоні

Завантаження
Мозаїка переміщень по X(G)
Одиниці виміру - мм

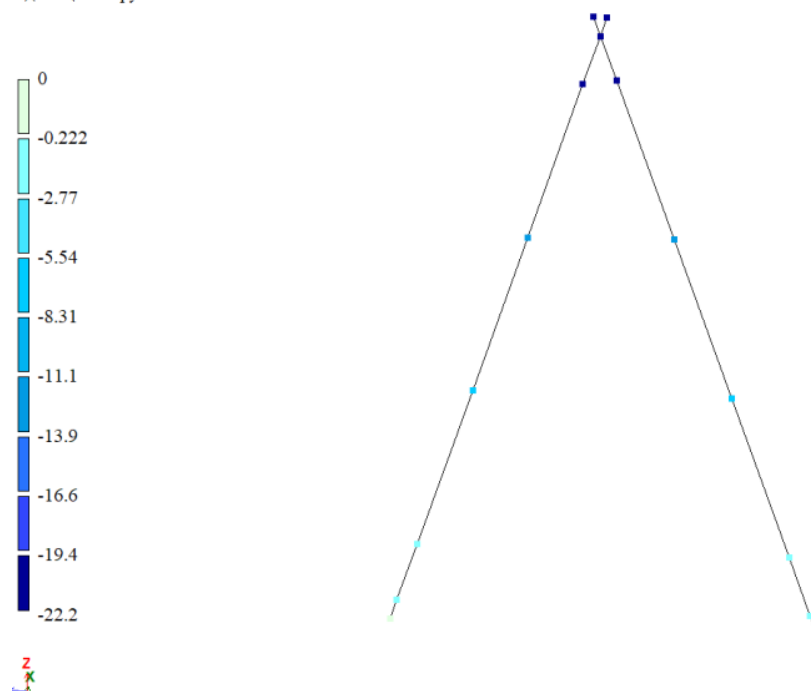


Рис. 4.20. Схема переміщень в колонах по осі X

Завантаження
Мозаїка переміщень по Y(G)
Одиниці виміру - мм

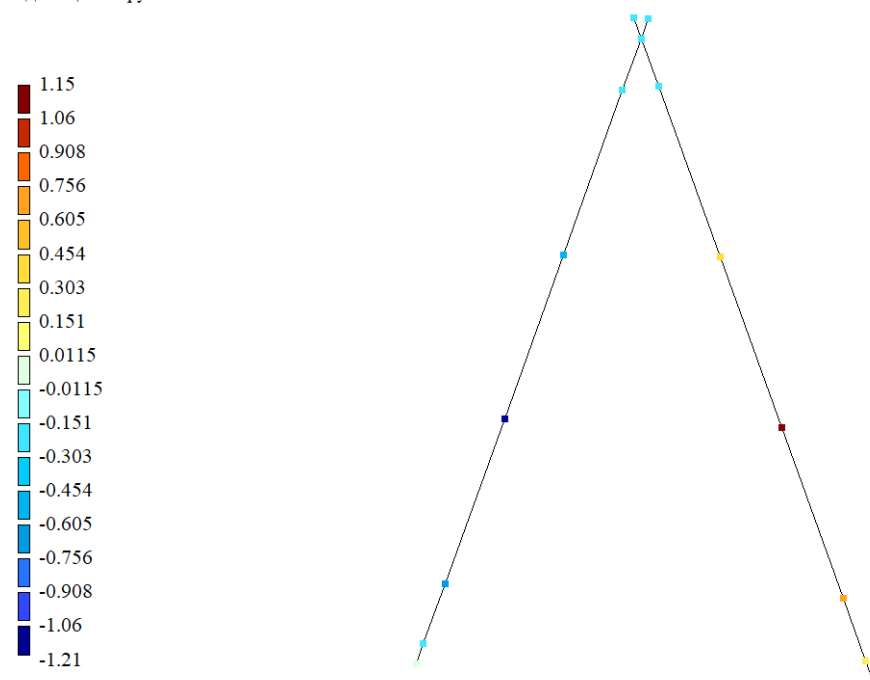


Рис. 4.21. Схема переміщень в колонах по осі Y

Завантаження
Мозаїка переміщень по Z(G)
Одиниці виміру - мм

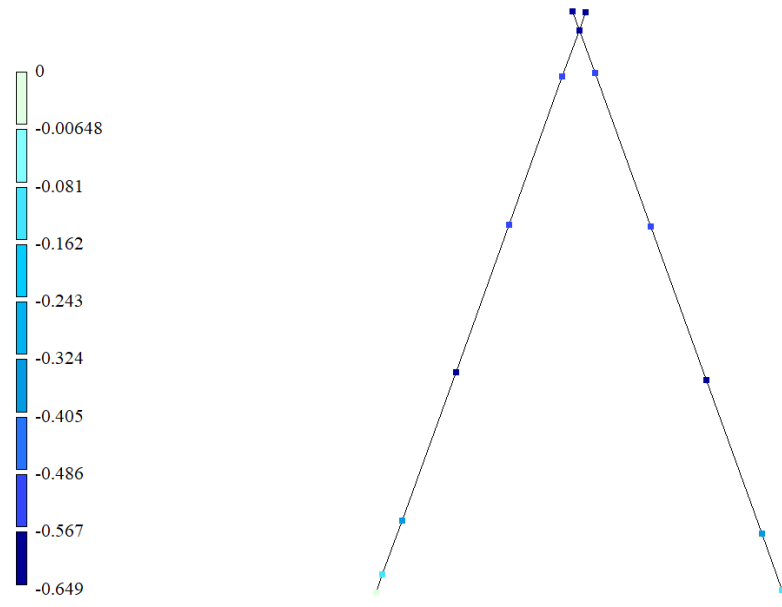


Рис. 4.22. Схема переміщень в колонах по осі Z

Завантаження
Мозаїка переміщень по U_Y(G)
Одиниці виміру - рад * 1000

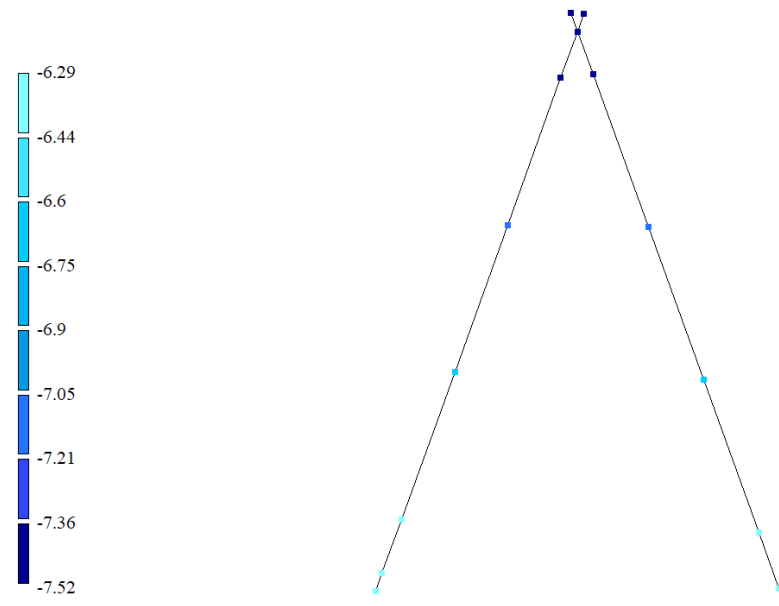


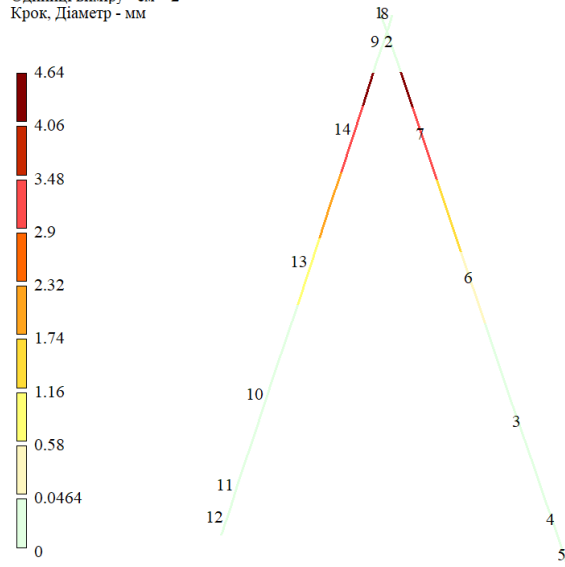
Рис. 4.23. Схема переміщень в колонах по U_Y

4.3.5. Розрахунок армування

Армування виконувалось автоматично на основі таблиці РСЗ.

В колоні попередньо була задана арматура А400С, бетон С20/25 та несиметрична схема армування.

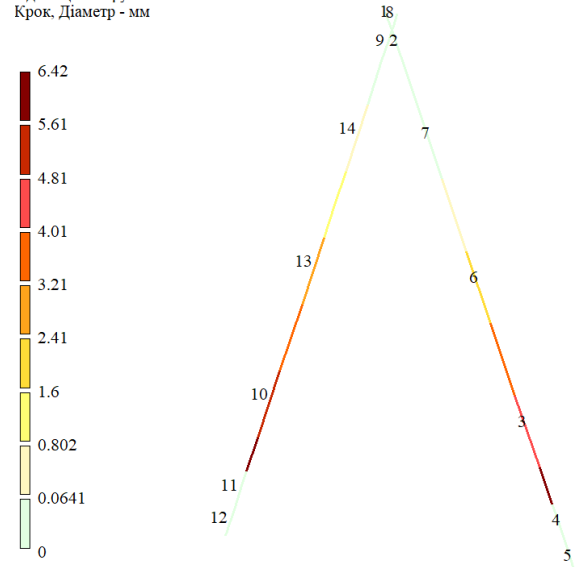
Варіант конструювання: Варіант 1 (ДСТУ 3760-98)
 Розрахунок по РСЗ (ДСТУ 3760-98)
 Одиниці виміру - см**2
 Крок, Діаметр - мм



z
x
Площа арматури AS3 . Несиметричне армування . Максимум 4.64 в елементі 14.

а)

Варіант конструювання: Варіант 1 (ДСТУ 3760-98)
 Розрахунок по РСЗ (ДСТУ 3760-98)
 Одиниці виміру - см**2
 Крок, Діаметр - мм

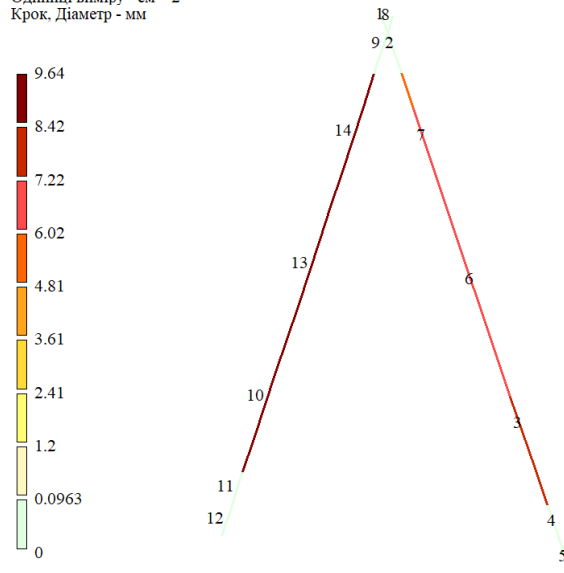


z
x
Площа арматури AS4 . Несиметричне армування . Максимум 6.41 в елементі 10.

б)

Рис 4.24. Необхідна площа повздовжнього армування
 для лівої а) на правої б) грані колон

Варіант конструювання: Варіант 1 (ДСТУ 3760-98)
 Розрахунок по РСЗ (ДСТУ 3760-98)
 Одиниці виміру - см**2
 Крок, Діаметр - мм



z
x
Площа арматури AS1 AS2 . Несиметричне армування . Максимум 9.63 в елементі 10.

а)

б)

Рис 4.25. Необхідна площа повздовжнього армування
 для верхньої та нижньої грані колон

Варіант конструювання: Варіант 1 (ДСТУ 3760-98)
 Розрахунок по РСЗ (ДСТУ 3760-98)
 Одиниці виміру - см**2/1м
 Крок, Діаметр - мм

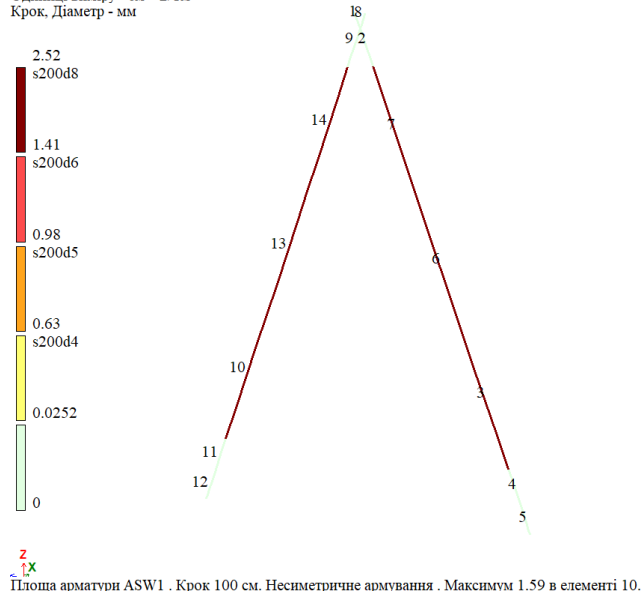


Рис 4.26. Необхідна площа поперечного армування колони

Результати армування у стержнях ДСТУ 3760-98 (Варіант 1)

Таблиця 4.4.

Переріз	С/Н С	Подовжня арматура									Поперечна ар-ра		Ширина розкр. тріщин	
		AU1	AU2	AU3	AU4	AS1	AS2	AS3	AS4	%	ASW1	ASW2	Коротк.	Трив
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Подовжня арматура: см ² ; Поперечна: см ² ; Шир.тріщин: мм;														
Стержень 3; Прямокутник; В=30.00; Н=30.00 см; L=0.87 м														
Бетон С20/25; Арматура: подовжня А400С2; поперечна А240С														
1	Н					2.87	5.52		5.75	1.57	1.46	2.18	0.3	0.3
						2.87	3.9		5.75	1.39				
2	Н					2.21	5.14		4.41	1.31	1.46	2.18	0.3	0.3
						2.21	2.98		4.41	1.07				
3	Н					1.91	4.78		3.81	1.17	1.46	2.18	0.3	0.3
						1.55	2.71		3.09	0.82				
Стержень 6; Прямокутник; В=30.00; Н=30.00 см; L=0.87 м														
Бетон С20/25; Арматура: подовжня А400С2; поперечна А240С														
1	Н					1.91	4.78		3.81	1.17	1.46	2.18	0.3	0.3
						1.55	2.71		3.09	0.82				
2	Н					1.79	4.42	0.09	2.39	0.97	1.46	2.18	0.3	0.3
						0.89	2.94	0.02	1.74	0.62				
3	Н					2.12	4.58	1.63	0.56	0.99	1.46	2.18	0.3	0.3
						1.26	3.41	0.97	0.04	0.63				

РОЗДІЛ 5. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

5.1. Вихідні дані

Для даної будівлі було вибрано пальовий фундамент із буро-забивними висячими палями марки СЦк 8-30, так як в м. Одеса переважно піщані та супіщані ґрунти.

Ґрунтові умови приведені на рис.5.1.

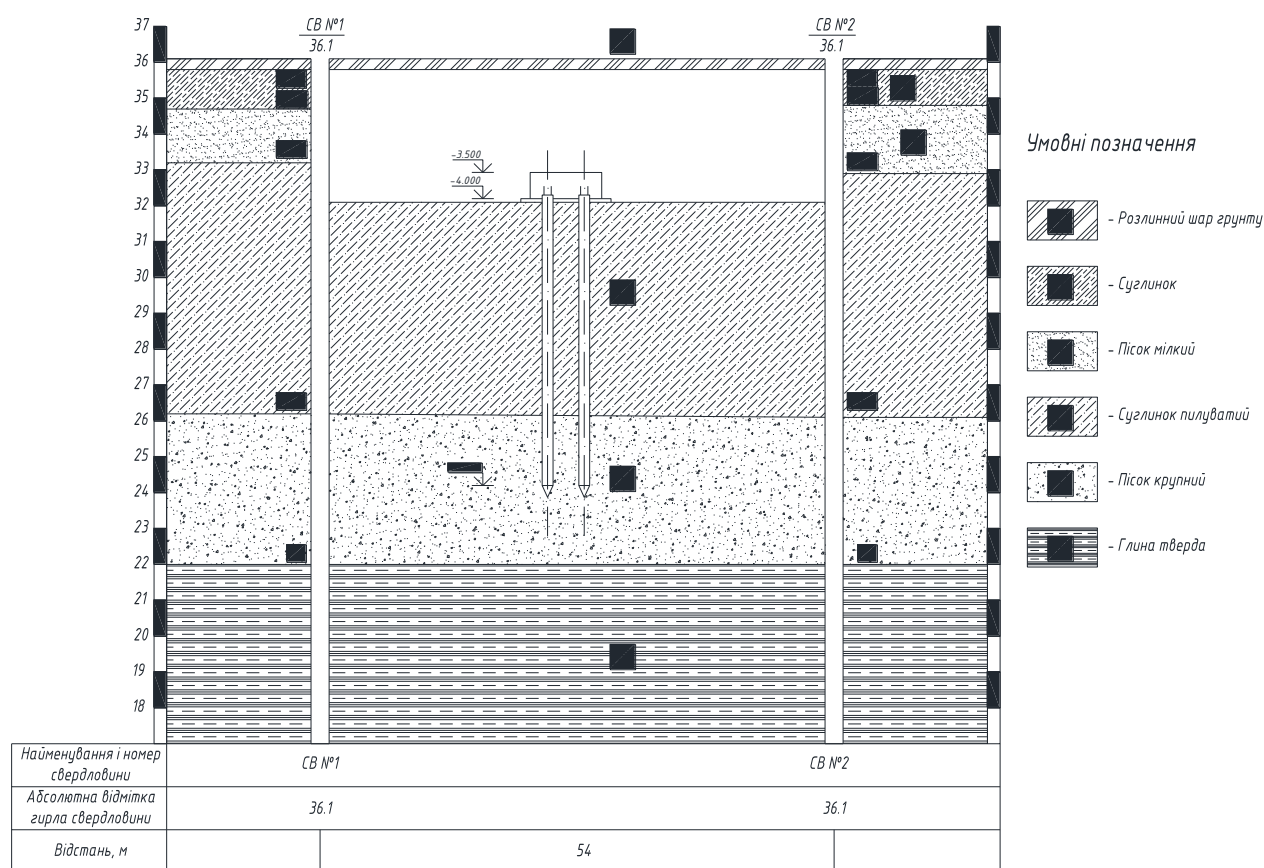


Рис.5.1. Інженерно-геологічний розріз

Приймається монолітний залізобетонний ростверк, який установлюється поверх паль. Палі заглиблюють за допомогою забивання дизель молотом. Приймаємо наступні матеріали ростверку – бетон класу С20/25, арматура А500С згідно ДСТУ 3760:2006

Згідно конструктивних рішень верх ростверку знаходиться на відмітці – 3.500 м.

Товщина ростверку задається 500 мм.

Попередньо приймаються палі марки СЦк 8-30 перерізом 300×300 (мм) та довжиною 8 м. Палі заглиблюються в ґрунт, прийнятий за основу під їх кінцем (пісок крупний) на 2 м, що задовольняє вимоги ДБН В.2.1-10-2009.

Глибина закладання підшви ростверку – 4.000 м.

5.2. Визначення несучої здатності однієї палі

Несуча здатність одиначної висячої палі вираховувалась за допомогою Еспри (Електронний довідник інженера) v.2.1.

В вікно для визначення несучої здатності висячої палі вносяться відповідні дані по шарам ґрунту, їх характеристикам та параметри палі і ростверки.

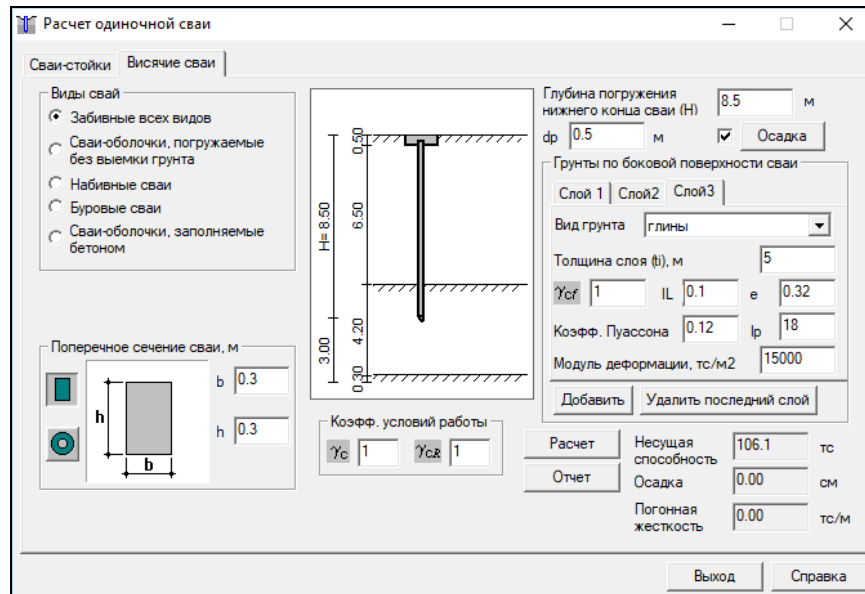
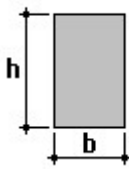


Рис. 5.2. Обрахунок висячої палі в Еспри 2.1

Вихідні дані

Таблиця 5.1.

Забивна паля		
 <p>Поперечний розріз палі: $b=0.3$ м, $h=0.3$ м</p>		
1	2	3

γ_c	Коефіцієнт умов роботи палі	1
------------	-----------------------------	---

Продовження табл. 5.1.

1	2	3
γ_{cR}	Коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі	1
H	Глибина заглиблення нижнього кінця палі, м	8.5
dp	Висота ростверки	0.5
Ґрунти по боковій поверхності		
1 шар	Суглинок пилуватий	
t_i	Товщина шару	6.5
γ_{cf}	Коефіцієнт умов роботи ґрунту	1
I_L	Показник текучості	0.3
e	Коефіцієнт пористості	0.89
I_p	Число пластичності	12
ν	Коефіцієнт Пуассона	0.35
E	Модуль деформації, тс/м ²	6350
2 шар	Пісок крупний	
t_i	Товщина шару	6.5
γ_{cf}	Коефіцієнт умов роботи ґрунту	1
I_L	Показник текучості	0.3
e	Коефіцієнт пористості	0.89
I_p	Число пластичності	12
ν	Коефіцієнт Пуассона	0.35
E	Модуль деформації, тс/м ²	6350
3 шар	Глина тверда	
t_i	Товщина шару	6.5
γ_{cf}	Коефіцієнт умов роботи ґрунту	1
I_L	Показник текучості	0.3
e	Коефіцієнт пористості	0.89
I_p	Число пластичності	12
ν	Коефіцієнт Пуассона	0.35
E	Модуль деформації, тс/м ²	6350

Таблиця 5.2.

Результати розрахунку

1	2		3
F_d	Несуча здатність палі, кН		857
U	Периметр поперечного розрізу палі, м		1.2
A	Площа обпирання палі,		0.09
R	Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кН/м ²		7500
Розрахункові опори ґрунту на боковій поверхні палі			
h_i – товщина і-го шару ґрунту, м			
z_i – середня глибина розташування шару ґрунту, м			
f_i – розрахунковий опір і-го шару ґрунту на боковій поверхні палі, кН/м ²			
h_i	z_i	f_i	
1 шар: $t_i=6.5$ м			
2	1.5	26.5	
2	3.5	36.5	
2	5.5	41	
0.5	6.75	42.75	
2 шар: $t_i=1.5$ м			
1.5	7.75	61.5	

5.3. Розрахунок необхідної кількості палей

Для визначення необхідної кількості палей для ростверки необхідно знати вертикальне навантаження на колон. Величина вертикального навантаження на кожен із колон, що стоять на ростверки вираховувалась за допомогою ПК ЛІРА-САПР. Після задання всіх навантажень на конструкцію проводився розрахунок і за допомогою розрахункових поєднань зусиль

(PCУ) виводився результат по кожній колоні у вигляді таблиці. З таблиці визначалося максимальне вертикальне зусилля і відносно нього визначалась необхідна кількість паль.

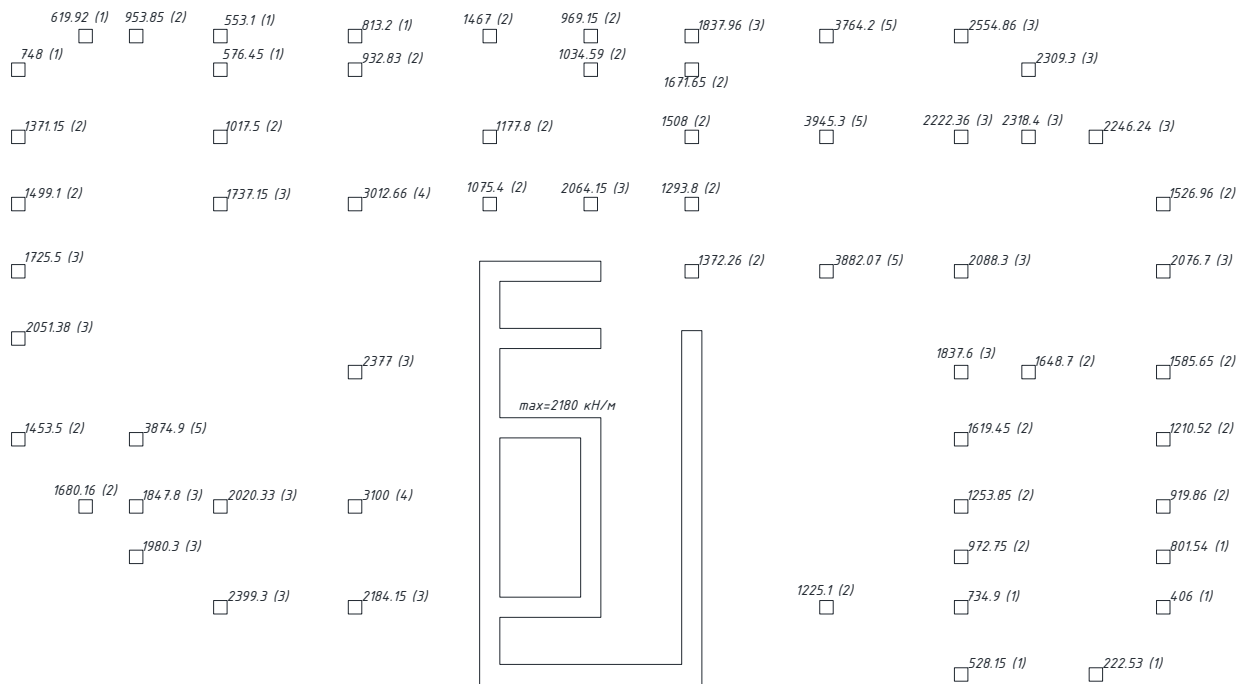


Рис.5.3. Схема навантажень на окремі колони і кількість паль, необхідних для ростверку

Відстань між осями паль: $L_{oc} = 3d = 900$ мм.

Крок паль у стрічковій розвертці:

$$n = \frac{N}{F} = \frac{2180}{857} = 2.54 \text{ палець/м}$$

$$l = \frac{1}{n} = \frac{1}{2.54} = 0.4 \text{ м}$$

5.4. Розрахунок розмірів ростверку

Попередньо приймаємо висоту ростверку рівною 0,5 (м).

Відстань від краю ростверку до зовнішньої сторони палі у відповідності з конструктивними вимогами призначимо рівним . Відстань

між палями прийємо рівною: $L_{oc} = 900$ мм. Конструкція ростверку РМ-4 і його основні розміри показані на рис 5.4.

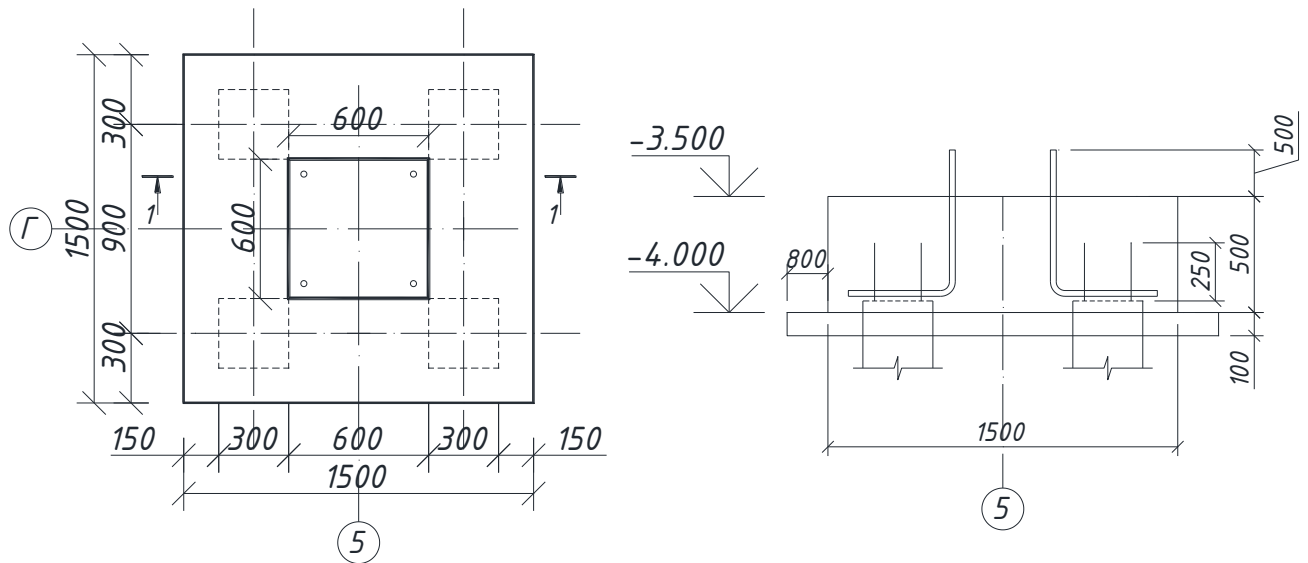


Рис.5.4. Конструкція ростверку РМ-4 і його основні розміри

Клас бетону ростверку по міцності на стиск С20/25, коефіцієнт роботи бетону $\gamma_{b2} = 0.9$

$$R_{bt} = 0.9 \cdot 1.05 = 0.94 \text{ МПа}$$

Знайдемо вагу ростверки:

$$G_p = abhV_1\gamma_{f1} = 1.5 \cdot 1.5 \cdot 0.5 \cdot 2450 \cdot 1.1 = 30.32 \text{ кН}$$

Вага підлоги розміщеної на ростверку:

$$G_{II} = 1.5 \cdot 1.5 \cdot 0.2 \cdot 2450 \cdot 1.1 = 12.13 \text{ кН}$$

Визначимо навантаження, що діє на одну палю по формулі:

$$N = \frac{N + G_p + G_{II}}{4} = \frac{(3012.66 + 30.32 + 12.13)}{4} = 763.777 \text{ кН} < 857 \text{ кН}$$

5.5. Розрахунок ростверку на продавлювання колоною

Розрахунок ростверку на продавлювання від колони проводимо по формулі:

$$F_{per} \leq 2h_0 R_{bt} \left(\frac{h_0}{c_1} (b_{bas} + c_2) + \frac{h_0}{c_2} (a_{bas} + c_1) \right),$$

де F_{per} розрахункова продавлююча сила. Приймається рівною $F_{per} = 2 \sum F_i$, де $\sum F_i$ – сума реакцій всіх паль;

a_{bas} і b_{bas} – розміри опорної бази колони;

R_{bt} – розрахунковий опір бетону розтягу для залізобетонних конструкцій з урахуванням умов роботи бетону; 0

h_0 – робоча висота перерізу ростверку на прямій ділянці, рівна відстані від робочої арматури плити до низу колони;

c_1 – відстань від бічної грані опорної бази колони до паралельної їй площині, що проходить по внутрішній грані найближчого ряду паль, розташованих за межами нижньої основи піраміди продавлювання

c_2 – відстань від поздовжньої грані опорної бази колони до паралельної їй площині, що проходить по внутрішній грані найближчого ряду паль, розташованих за межами нижньої основи піраміди продавлювання

$$h_0 = 500 - 50 = 450 \text{ мм}$$

Так як c_1, c_2 менше ніж $0.4h_0 = 0.4 \cdot 0.45 = 0.18$, то c_1, c_2 приймаємо 0.18.

$$F_{per} \leq 2 \cdot 0.45 \cdot 0.94 \left(\frac{0.45}{0.18} (0.6 + 0.18) + \frac{0.45}{0.18} (0.6 + 0.18) \right) =$$
$$= 0.846 \cdot (1.95 + 1.95) = 3.2994 \text{ МПа} = 3299.4 \text{ кН}$$

$$F_{per} = 4 \cdot N = 3055.11 \text{ кН}$$

$$3055.11 \text{ кН} \leq 3299.4 \text{ кН}$$

Отже міцність ростверку від продавлювання колоною забезпечена

5.6. Перевірка ростверку на продавлювання кутовою палею

Розрахунок ростверку на продавлювання кутовою палею проводиться з умови:

$$F_{ai} \leq R_{bt} h_{01} \left(\beta_1 \left(b_{02} + \frac{c_{02}}{2} \right) + \beta_2 \left(b_{01} + \frac{c_{01}}{2} \right) \right),$$

$$\beta_1 = k_1 \frac{h_{01}}{c_{01}}; \beta_2 = k_2 \frac{h_{01}}{c_{02}}$$

де $b_{01}; b_{02}$ – відстань від внутрішніх граней кутових паль до зовнішніх граней плити ростверки;

$c_{01}; c_{02}$ – відстань від внутрішніх граней кутових паль до найближчих граней ростверки і приймаються 0.4;

$\beta_1; \beta_2$ – значення коефіцієнтів приймаються рівними 1

$$763.777 \text{ кН} \leq 0.94 \cdot 0.45 \left(1 \left(0.6 + \frac{0.45}{2} \right) + 1 \left(0.6 + \frac{0.45}{2} \right) \right) = 765.24 \text{ кН}$$

Отже міцність плити ростверку від продавлювання кутовою палею забезпечена.

5.7. Розрахунок міцності похилих перерізів ростверку на поперечній силі

Розрахунок міцності похилих перерізів ростверку по поперечній силі проводиться з умови:

$$Q \leq 1.5 b h_0 R_{bt} \frac{h_0}{c},$$

де $Q = \sum F_i$ – сума реакцій всіх паль, що знаходяться за межами найбільш навантаженої частини ростверку з рахуванням більшого по величині згинаючого моменту;

b – ширина підосви ростверку;

h_0 – розрахункова висота в перерізі ростверку що розглядається;

c – довжина проекції похилого перерізу, прийнята рівною відстані від площини внутрішніх граней палі до найближчої грані ростверку.

Значення $\frac{h_0}{c}$ приймається не менше 0.4 і відповідно $Q_{\min} = 0.6bh_0R_{bt}$ і

не більше 1,67 і $Q_{\min} = 2.5bh_0R_{bt}$

$$Q_{\min} = 0.6 \cdot 1.5 \cdot 0.45 \cdot 0.94 = 0.381 \text{ МПа}$$

$$Q_{\max} = 2.5 \cdot 1.5 \cdot 0.45 \cdot 0.94 = 1.586 \text{ МПа}$$

$$Q = \sum F_i = 0.764 + 0.764 = 1.528 \text{ МПа} \leq Q_{\max} = 1.586 \text{ МПа}$$

Міцність поперечних перерізів плити ростверку забезпечена.

5.8. Розрахунок ростверку на згин та підбір арматури

Розрахунок ростверку на згин виконується за формулами:

$$M_{xi} = M_{yi} = \sum F_i x_i,$$

де M_{xi}, M_{yi} – згинаючі моменти в перерізах що розглядаються;

F_i – розрахункове навантаження на палю, нормальні до площі підшви ростверку.

$$M_{xi} = M_{yi} = 763.777 \cdot 0.45 \cdot 2 = 687.4$$

Площа перерізу арматури паралельній стороні a , на всю ширину ростверку визначається:

$$A_{sx} = \frac{M_x}{R_s \nu h_0};$$

Площа перерізу арматури паралельній стороні b , на всю ширину ростверку визначається:

$$A_{sy} = \frac{M_y}{R_s \nu h_0};$$

$$\theta = \frac{M_x}{R_b \nu h_0} = \frac{0.45}{14.5 \cdot 1.5 \cdot 0.45} = 0.0459$$

Для значення $\theta = 0.0459$, $\nu = 0.975$

$$A_{sx} = A_{sy} = \frac{0.6874}{450 \cdot 0.975 \cdot 0.45} = 0.0034816 \text{ м}^2 = 34.816 \text{ см}^2;$$

Приймаємо арматуру:

в повздовжньому напрямку 8Ø25A500С ($A_s = 39.27 \text{ см}^2$);

в поперечному напрямку 8Ø25A500С ($A_s = 39.27 \text{ см}^2$).

РОЗДІЛ 6. ОХОРОНА ПРАЦІ

6.1. Аналіз умов праці на об'єкті тринадцяти поверхова адміністративна будівля. Небезпечні та шкідливі чинники

В дипломній роботі виконується проектування багатоповерхової адміністративної будівлі та розробка технологічних карт (земляні роботи, влаштування пальових фундаментів, установка монолітного каркасу і ін.). Тому в даному розділі розглянуті основні шкідливі та небезпечні виробничі фактори, що виникають при влаштуванні пальового фундаменту (забивання паль, збірка опалубки, встановлення арматури, бетонування ростверку, демонтаж опалубки). Був складений календарний графік по влаштуванню пальових фундаментів, визначена необхідна кількість робочих і днів на виконання технологічного процесу, узагальнені питання пожежної профілактики.

При виконанні робіт по влаштуванню фундаменту особлива увага приділяється:

- підземним комунікаціям;
- старим виробкам і фундаментам;
- поверхневим водам (з швидким підніманням їх рівня);
- напірним підземним водам;
- незатампованим розвідувальним свердловинам;
- наземним установкам, що спричиняють вібрацію ґрунту;
- повітряним електричним мережам.

Вище перераховані пункти мають підвищений рівень небезпеки для працюючого персоналу та будівельного обладнання.

Небезпека може надходити і з палейбійних і бурових машин, оскільки висота піднімання бурового інструменту або вантажозахватного пристрою

може бути більшою ніж максимально безпечна і може пошкодити лінії електропередач.

Занадто велика маса молота і палі для копра може призвести до небажаних просідань ґрунту або навіть його обвалу.

Пересування палейних і бурових машин виконується по заздалегідь спланованому горизонтальному шляху при перебуванні конструкцій машин у положенні, яке відповідає паспорту машини.

Улаштування бурових палей у зоні діючих підземних комунікацій виконувати за нарядом-допуском під керівництвом особи, що відповідає за безпечне виконання робіт, а в охоронній зоні діючого газопроводу або кабелів електроживлення — ще і в присутності представників організацій, що експлуатують ці комунікації [36].

При виконанні земляних робіт, а саме розкопці траншей та котлованів для підземного паркінгу та влаштування ростверків під палейний фундамент, може виникати обсіпання ґрунту, або навіть обвали.

6.2. Організаційні та технічні заходи з усунення небезпечних і шкідливих чинників на об'єкті тринадцяти поверхова адміністративна будівля.

Механізовані земляні роботи

На механізований фрагмент котловану слід орієнтуватися на технологічну карту.

Щоб виключити можливість обвалення схилів котловану, обладнання та вантажі розміщуються поза призмою обвалення ґрунту. Відстань до ями, найближчої до бордюру рейки баштового крана, становить 3 м. Люди спускаються в яму по спеціально встановленій драбині або на виїздах для бульдозерів [36].

Засипка котловану бульдозером починається після дозволу підрядника.

Забивання палей

У період експлуатації паливних або бурових машин особи, які не беруть безпосередньої участі у виконанні цих робіт, знаходяться на відстані не менше 15 м. Перед початком бурових чи палебійних робіт перевіряють:

- справність звукових і світлових сигнальних пристроїв;
- пристроїв обмежування висоти піднімання вантажозахватного органа;
- стан канатів для піднімання механізмів;
- стан вантажозахватних пристроїв;
- справність усіх механізмів і металоконструкцій.

Опускання та піднімання бурового інструменту чи палі виконується після подавання попереджувального сигналу.

Під час піднімання або опускання бурового інструменту забороняється виконувати на копрі чи буровій машині роботи, що не мають відношення до зазначених процесів [36].

Монтажні роботи

На будівельному майданчику територія технологічного монтажу позначена знаками, тобто робоча зона, зони зберігання, попередня збірка та транспортування елементів від землі до місця установки. Особлива увага приділяється зоні підвищеної небезпеки - роботі декількох кріпильних механізмів на сусідніх місцях кріплення, на одному або різних рівнях вертикальної роботи.

Працівникам дозволяється встановлювати та проводити допоміжні роботи для розвантаження, складування та стропування збірних елементів лише після вступного інструктажу. Монтажники не нижче 4-ї категорії, яким виповнилося 18 років та мають досвід роботи не менше двох років, дозволяють проводити висотні роботи. Щоб отримати допуск, ви повинні пройти курс навчання з техніки безпеки та пройти необхідні тести. Знання перевіряються не рідше одного разу на рік, медичний огляд проводиться не рідше двох разів на рік.

Підйомні пристрої, стропи та інше обладнання забезпечені бирками із зазначенням вантажопідйомності.

Максимальне зусилля в елементах стропів – 22.738 тон.

Працюючи на висоті, монтажники одягають кріпильні ремені (рис. 6.1.) І за допомогою ланцюга з кріпильним пристроєм приєднуються до шарнірів змонтованих конструкцій або до натягнутих і нерухомих кабелів. Робочий інструмент повинен знаходитися в коробках або мішках, щоб уникнути падіння. Піднімаючи елементи, щоб запобігти їх коченню або скручуванню, їх приймають для розтягування. Забороняється залишати підняті елементи на вазі на перервах у роботі. Підйом будь-якого вантажу дозволяється лише при вертикальному положенні підйомника монтажного крана. Підйомне навантаження є меншим або відповідає вантажопідйомності монтажного крана при заданому доступі стріли; відповідна таблиця залежності вильоту та вантажопідйомності розміщена біля робочого місця водія.

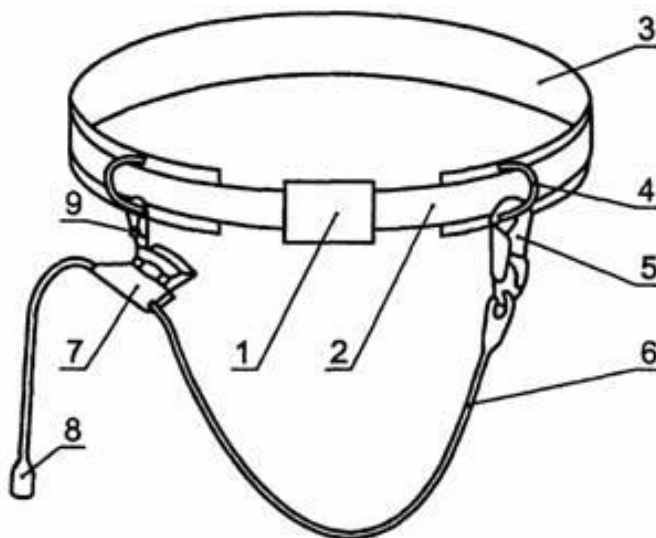


Рис. 6.1. Захисний ремінь: 1 - пряжка; 2 - захисний ремінь; 3 - спинний пояс; 4 - кріпильний елемент; 5 - карабін; 6 - стропа; 7 - регулятор довжини; 8 - обмежувач; 9 - сполучний елемент

На місці будівництва влаштовані проїзди та проїзди, а на видному місці встановлені знаки небезпечних та заборонених зон. Вночі будівельний майданчик освітлений.

Навантажувачі після кожного ремонту перевіряються на навантаження, що в 1,25 рази перевищує їх звичайну вантажопідйомність при витримці 10 хвилин. Результати перевірок навантажувальних пристроїв заносяться до журналу реєстрації. Огляди проводяться: для траверсу кожні 6 місяців; для стропів і контейнерів - кожні 10 днів; для інших захоплень - через місяць.

Монтажні та післямонтажні роботи на одному захоплювачі, але на різних горизонтах не дозволяються.

Межа небезпечної зони визначається горизонтальною відстанню від можливого місця падіння вантажу при його переміщенні краном. Ця відстань при максимальній висоті підйому до 20 м є не менше 7 м, при висоті до 100 м - не менше 10 м.

При зміні погодних умов, вживаються особливі запобіжні заходи. Не дозволяється виконувати монтажні роботи на висоті на відкритих місцях зі швидкістю вітру 15 м/с і більше, в ожеледь, грози та туман.

Велику увагу під час монтажу приділяють безпечним зварювальним методам, що виключає ураження електричним струмом та пожежу. Забороняється проводити зварювальні роботи під час дощу, під час грози, сильного снігопаду та швидкості вітру більше 5 м/с.

Безпечна організація робіт з використання вантажопідіймальної техніки.

Розрахунок стійкості баштового крана

Для безпечної організації монтажних робіт виконують розрахунок стійкості баштового крана.

Перевіряється вантажна стійкість баштового крана з урахуванням додаткових навантажень і ухилу шляху при підйомі вантажу вагою Q , кН (без переміщення крана).

Визначається величина небезпечних зон при роботі баштового крана при побудові споруди висотою 47.9 м.

На даному будівництві прийнятий баштовий кран КБ-674.3.

Вихідні дані крана: вага крана 230 кН; виліт стріли крана 50 м; довжина колії 30 м; ширина колії 10 м; швидкість підйому вантажу $v = 0,5$ м/с; час хитливого режиму роботи крана при пуску й гальмуванні 5 с; вітрове навантаження на кран 200 Па; вітрове 18 навантаження на вантаж 50 Па; відстань від головки рейки до центра додатка вітрового навантаження на кран 15 м; частота обертання крана навколо вертикальної осі $0,6 \text{ хв.}^{-1}$; відстань від головки рейки до оголовка стріли крана 58, м; відстань від головки рейки до центра ваги підвішеного вантажу 50 м; кут нахилу шляху крана 0° ; відстань від осі обертання крана до ребра перекидання 4 м; відстань від осі обертання крана до центра ваги вантажу, що піднімається 48,1 м; відстань від центра додатку вітрового навантаження – на вантаж до головки рейки 22 м; відстань від центра ваги крана до головки рейки 15 м.

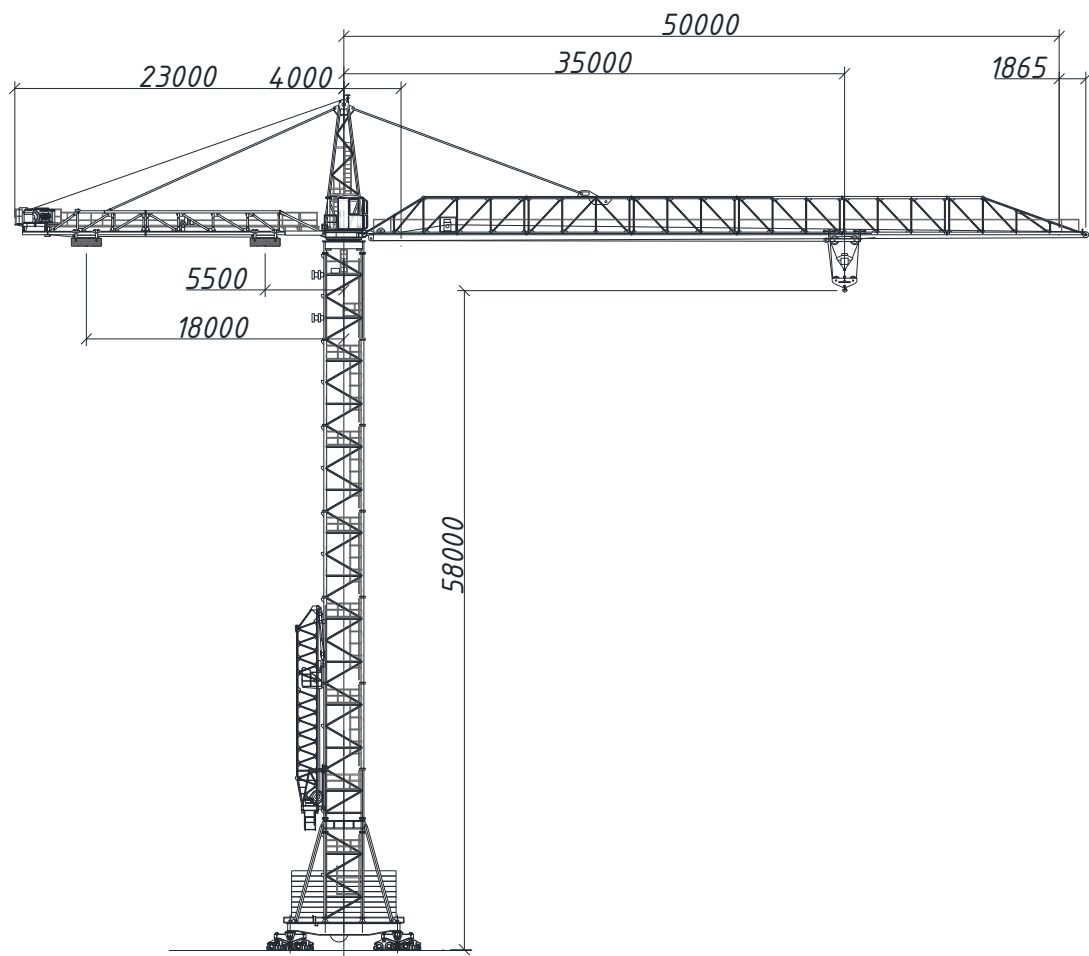


Рис 6.1. Баштовий кран КБ-674.3

Величина вантажного моменту M_c дорівнює:

$$M_z = 125 \cdot (48.1 - 4) = 5512.5 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$M'_e = 2300 \cdot 4 \cdot \cos 0^\circ = 9200 \text{ кН} \cdot \text{м}$ – відновний момент від дії власної ваги крана;

$M_y = 2300 \cdot 15 \cdot \sin 0^\circ = 0 \text{ кН} \cdot \text{м}$ – момент, що виникає від дії власної ваги крана при ухилі шляху;

$$M_{u.c} = \frac{125 \cdot 0.6^2 \cdot 48.1 \cdot 4}{900 - 0.6^2 \cdot 50} = 9.81 \text{ кН} \cdot \text{м} \text{ – момент від дії відцентрових}$$

сил;

$$M_u = \frac{125 \cdot 1.5}{9.81 \cdot 5} (48.1 - 4) = 167.58 \text{ кН} \cdot \text{м} \text{ – момент від сили інерції при}$$

гальмуванні вантажу, що опускається;

$$M_e = 0.2 \cdot 15 + 0.05 \cdot 58 = 5.9 \text{ кН} \cdot \text{м} \text{ – вітровий момент};$$

$$M_n = 9200 - 0 \cdot 9.81 - 167.58 - 5.9 = 9026.52 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad \text{– величина}$$

утримуючого моменту M_n , що виникає в крані від дії основних і додаткових навантажень;

K_1 – коефіцієнт вантажної стійкості, прийнятий для горизонтального шляху без урахування додаткових навантажень:

$$K_1 = \frac{M_n}{M_z} = 1.64 \geq$$

$$\geq \frac{2300(4 + 15) - \frac{125 \cdot 0.6^2 \cdot 48.1 \cdot 58}{900 - 0.6^2 \cdot 50} - \frac{125 \cdot 1.5}{9.81 \cdot 5} \cdot (48.1 - 4) - 0.2 \cdot 15 - 0.05 \cdot 22}{125 \cdot (48.1 - 4)} =$$

$$= 1.594 \geq 1.15$$

$K_1 M_z \leq M_n = 1.594 \cdot 5512.5 < 9026.52$ – умова виконується, отже вантажна стійкість крана забезпечена.

Опалубні роботи

При установці опалубки в кілька ярусів кожен наступний ярус встановлюється тільки після фіксації днища.

Щодня перед укладанням бетону перевіряють стан опалубки та риштування, у разі несправностей їх негайно усувають.

Розбирати опалубку після досягнення бетоном заданої міцності можна з дозволу виконавця робіт. Отвори в підлозі або підлозі, що залишилися після зняття опалубки, є огорожені.

Арматурні роботи

Підготовка та обробка арматури проводиться в спеціально призначених для цього та відповідно обладнаних для цього місцях на території будівельно майданчика. Доставка арматурних сіток та каркасів виконується за допомогою баштового крану моделі

6.3. Забезпечення пожежної та вибухової безпеки на об'єкті об'єкті тринадцяти поверхова адміністративна будівля.

В дипломному проекті розглядається будівля, основною функцією приміщення якої є адміністративне функціонування.

Евакуаційний вихід з підземного паркінгу влаштований через загальну сходову клітку будівлі з окремим виходом назовні, який відокремлюється від іншої частини сходової клітки суцільною протипожежною перегородкою 1-го типу на висоту одного поверху.

Визначення критичного часу пожежі за умови досягнення небезпечними факторами пожежі гранично допустимих значень у зоні перебування людей у приміщеннях 2-го поверху:

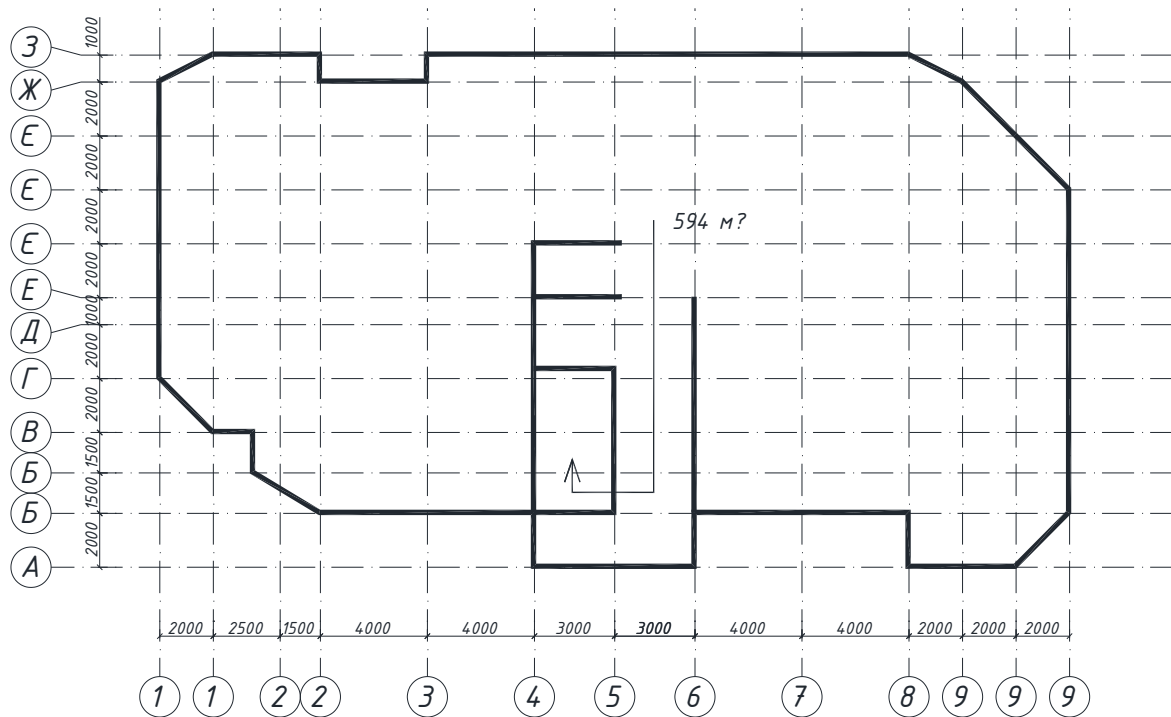


Рис 6.2. Площа 2 поверху та напрям евакуаційного виходу

Згідно наданих вихідних даних, площа приміщень в яких перебувають люди, коридору та сходової клітки складає 594 м².

Висота приміщень дорівнює 3.1 м.

Загальний об'єм приміщень становить 1841.4 м³.

Вільний об'єм становить 80% від загального об'єму приміщення, та дорівнює 1473.12 м³.

Нижче представлені показники пожежної небезпеки:

- найнижча теплота згорання: 13,8 МДж/кг;
- лінійна швидкість полум'я: 0,0045 м/с;
- питома швидкість вигорання: 0,00145 кг/(м²*с);
- витрата кисню (O₂): -1,437 кг/кг;

Вихід газу:

- двооксид вуглецю (CO₂): 1,285 кг/кг;
- оксид вуглецю (CO) або чадний газ: 0,002 кг/кг;
- хлористий водень (HCl): 0,006 кг/кг;
- димоутворювальна здатність: 82 Нп * м²/кг.

Відповідно показник ступеня, враховуючий зміну маси матеріалу що згорає, від часу дорівнює $n=3$.

Визначення розмірного параметру A , що враховує питому масову швидкість вигорання горючого матеріалу для випадку кругової форми горіння проводиться за формулою:

$$A = 0.00145 \cdot 0.00452 = 0.000006554$$

Розмірний комплекс B , що залежить від теплоти згорання пожежного навантаження та вільного об'єму приміщення визначаємо як:

$$B = \frac{353 \cdot 0.001 \cdot 1473 \cdot 12}{(1 - 0.6) \cdot 13.8 \cdot 0.95} = 99.16$$

Безрозмірний параметр Z , що враховує нерівномірність розповсюдження небезпечних чинників пожежі по висоті приміщення знаходимо як:

$$Z = \left(\frac{1.7}{3.1}\right) \cdot \text{Exp}\left(\frac{1.4 \cdot 1.7}{3.1}\right) = 0.2545$$

Час досягнення критичної для людини температури за підвищеною температурою визначається за формулою:

$$t_{кр}^T = \left(\frac{99.16}{0.000006554} \cdot \ln \left(1 + \frac{70 - 20}{(273 + 20) \cdot 0.2545} \right) \right)^{\frac{1}{3}} = 198 \text{ c}$$

Час досягнення критичного для людини вмісту кисню визначається за формулою:

$$t_{кр}^{O_2} = \left(\frac{99.16}{0.000006554} \cdot \ln \left(1 - \frac{0.044}{\frac{99.16 \cdot (-1.437)}{1473 \cdot 12 + 0.27}} \cdot 0.2545 \right)^{-1} \right)^{\frac{1}{3}} = 609 \text{ c}$$

Час досягнення критичної для людини втрати видимості за формулою:

$$t_{кр}^D = \left(\frac{99.16}{0.000006554} \cdot \ln \left(1 - 1473 \cdot 12 \cdot \frac{\ln(1.05 \cdot 0.3 \cdot 50)}{20 \cdot 99.16 \cdot 82 \cdot 0.2545} \right)^{-1} \right)^{\frac{1}{3}} = 527 \text{ c}$$

Необхідний час для евакуації дорівнює:

$$t_{необх} = \frac{t_{кр}^D}{60} \cdot 0.8 = 7 \text{ хв}$$

Висновок: Необхідний час евакуації людей, які знаходяться у приміщеннях 2-го поверху становить 527 с, або 7 хв, за умови горіння вогнища пожежі кругової форми, що збільшується у часі. Найбільшу небезпеку для людей за обраного сценарію пожежі являє втрата видимості внаслідок задимлення приміщення.

Відстань від найдалшої точки до евакуаційного виходу становить 32 м. Співвідношення площі основних евакуаційних проходів до загальної площі поверху становить 25%. Згідно з таблицею 4 [42] для залів об'ємом менше 5 тис. м³ III-го ступеня вогнестійкості найбільша відстань до евакуаційного виходу становить 35 м.

Таким чином, будівля комплексу має III-а ступінь вогнестійкості, і його конструкція повинна обмежувати вогнестійкість, показану в таблиці 6.1.

Таблиця 6.1.

Мінімальні межі вогнестійкості будівельних конструкцій (у хвиликах) та максимальні межі поширення вогню по них (см)

Ступінь вогнестійкості	стіни	колони	сходові площадки, ко-соури, сходи, балки, марші сходових кліток					перекриття міжповерхові (у т. ч. горючі та над підвалами)	елементи суміщених покриттів
	Несучі та сходових кліток	самонесучі	зовнішні не несучі	внутрішні не несучі (перегородки)				плити, настили, прогони	балки, ферми, арки, рами
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
III-а	REI 60 M0	REI 30 M0	E15M1	EI 15 M1	R 15 M0	R 60 M0	REI 15 M0	RE 15 M1	R 15 M0

Ширина шляху евакуації запроектована:

- 1.2 м – для горизонтальних переходів, пандусів і сходів;
- 1,6 м – для провітрюваних шлюзів на шляху евакуації;

Максимальна довжина шляхів евакуації від найдальшої зони до виходу - 32 м.

Прийнятий тип протипожежних огорожень, що відокремлюють побутові приміщення від офісних приміщень – стіни 1-го типу з 1-м типом заповнення отворів.

По периметру будівлі є прохід для пожежних машин на відстані 8 м від стін і 6 м завширшки.

Вогнегасники показані на рис.6.2. та рис.6.3.

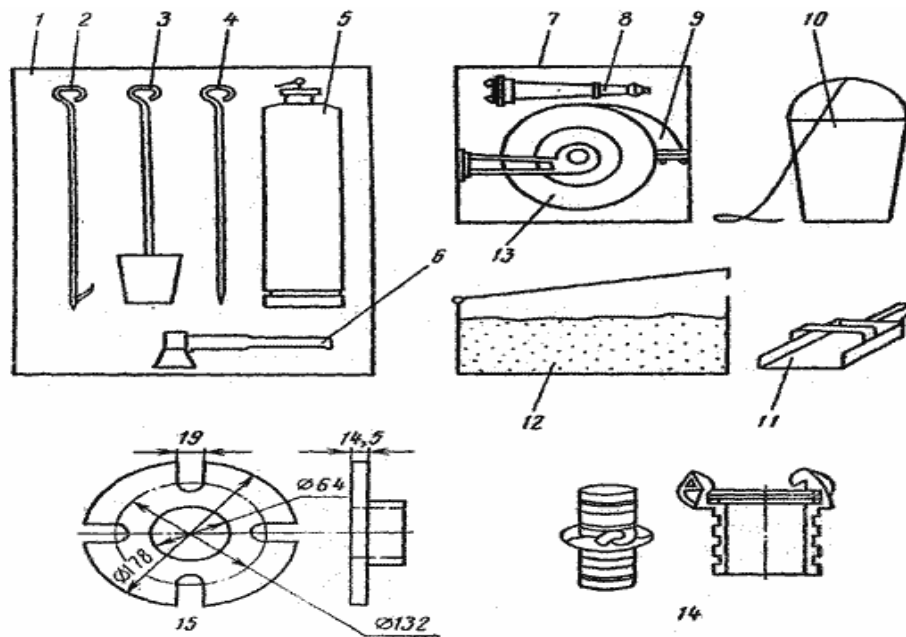


Рис.6.2. Протипожежні засоби:

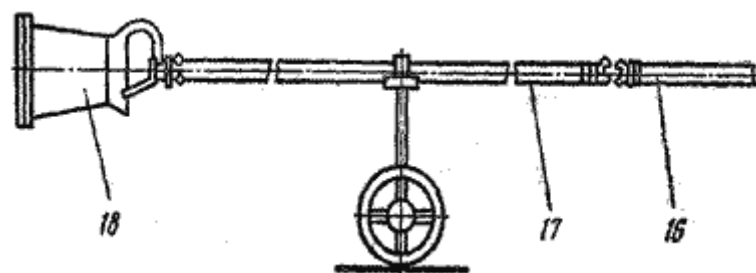


Рис.6.3. Генератор піни:

1. Щит протипожежного постачання;
2. пожежний багор;
3. лопата;
4. пожежний брукт;

5. вогнегасник;
6. пожежна сокира;
7. шафа для шлангу;
8. пожежний ствол
9. Рукав пожежний ручний сопла рука
10. Пожежний шланг.
11. Пожежне відро зі штерт пожежного відра з витяжним шнуром
12. Совок для розкидання піску совок для розсіювання піску
13. Металевий ящик з піском Метал судини, що містять пісок
14. В'юшки для шлангів Шланг катушки
15. Сполучна гайка шлангу
16. Перехідний з'єднання міжнародного зразка (судно) Міжнародний берегового підключення (судна)
17. шланг системи піногасіння;
18. піно злив-подовжувач;
19. піно генератор переносний

Евакуаційні виходи

У будівлі є евакуаційний та аварійний вихід.

Для евакуації в комплексі запроектовані внутрішні сходи, що розміщуються в сходових клітинах.

Сходові клітки обладнані провітрюваними шлюзами, що виключає задимлення евакуаційного виходу.

В приміщеннях без природного освітлення забезпечені пристроями для димовидалення.

Кількість підйомів в одному марші між площадками не перевищує 16. Сходові марші і майданчики мають огорожі з поручнями. Ухил маршів сходів у надземних поверхах не перевищує 1:02. Ширина сходового маршу більше ширини виходу на сходову клітку з поверху з найбільшою кількістю людей.

Сходові клітки, призначені для евакуації людей, як з надземних поверхів, так і з підвалу та мають відокремлені виходи назовні, відокремлені на висоту одного поверху суцільною протипожежною перегородкою 1-го типу.

Висота евакуаційного виходу складає 3 м. Ширина зовнішніх дверей сходових кліток і дверей зі сходових кліток до вестибюля дорівнює 1,5 м.

Двері евакуаційних виходів і інші двері на шляхах евакуації відкриваються у напрямку виходу з будівлі, не мають запорів, що перешкоджають їх вільному відкриванню зсередини без ключа.

Двері сходових кліток мають пристосування для само зачинення та ущільнення в притик, а двері тамбур-шлюзів, з підпором повітря при пожежі, обладнані автоматичними пристроями для закривання при пожежі і ущільнення.

РОЗДІЛ 7. ОХОРОНА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА

7.1. Аналіз впливу техногенних чинників запроєктованої будівлі на навколишнє природне середовище

У процесі будівництва та експлуатації проектується об'єкт може впливати на такі компоненти навколишнього середовища:

- ґрунтово-рослинний комплекс;
- поверхневий шар атмосфери.

Наслідком цього ефекту можуть бути зміни (порушення) компонентів природного середовища.

Вплив на ґрунтово-рослинний комплекс проявляється у вигляді порушень добової поверхні землі навколо будівельного майданчика. Можливі такі форми порушень: ущільнення або розпушування ґрунту, траншейні виїмки, колії тимчасових доріг, викорчовування та пересадка дерев.

Джерелом впливу на компоненти навколишнього середовища можуть бути будівельні машини та обладнання.

Під час виробництва будівельно-монтажних робіт можливе забруднення ґрунтів, підземних вод будівельними та побутовими відходами, сміттям, ПМР.

Робота споруджуваного об'єкта пов'язана з утворенням побутових та виробничих стічних вод.

Перед початком будівництва будівельний майданчик повинен бути якимось чином обладнаний.

Важливим завданням у збереженні природних властивостей земель є не лише збереження існуючого ландшафту міста, а й забезпечення родючого ґрунту для теплиць, теплиць, теплиць та використання для інших цілей.

Під час будівництва підземного паркінгу проводяться попередні роботи з метою меліорації земель - видалення та зберігання родючого шару

грунту для подальшого його використання. Частина землі, яка була використана під час будівництва, використовується для озеленення території, посадки дерев, квітів, чагарників, а частина - для будівництва доріг, виготовлення цегли та інших матеріалів, залишки за погодженням направляються в районне господарство.

Ефективність капітального будівництва залежить від споріднених підприємств, які постачають сировину та продукцію, забезпечують будівництво електроенергією, водою, парою тощо.

Всі типи будівництва взаємопов'язані єдиною технологічною одиницею та джерелами сировини, що дозволяє краще вирішувати питання планування житла, будівництва доріг, переробки та переробки. Водночас сировина та матеріали раціонально використовуються, що призводить до зменшення забруднюючих викидів. Найефективнішими та найефективнішими засобами захисту повітря від викидів газу та пилу під час будівництва є технологічні заходи, що забезпечують ліквідацію викидів шкідливих речовин, що досягається вдосконаленням самого процесу та герметизацією обладнання та апаратури [24]. Герметичність обладнання є необхідною умовою сучасного будівництва. При транспортуванні та зберіганні сипучих будівельних матеріалів та порошкових конструкцій. матеріалів вони розміщені на спеціально пристосованих складах.

Більшість будівельних машин і майже всі транспортні засоби виготовляються на двигунах внутрішнього згорання. Склад вихлопних газів залежить від багатьох факторів, найважливішими з яких є тип і якість палива, тип двигуна, режим роботи та навантаження, технічний стан та кваліфікація водія. Вважається, що працюючий, добре відрегульований двигун виділяє в повітря в 10 разів менше окису вуглецю, ніж несправний або невідрегульований. Також під час будівництва використовують механізми з дизельними двигунами замість карбюраторного бензину. Це дозволяє використовувати дешевше паливо та зменшити його витрати на 20-30%. Нові

дизельні двигуни не мають диму, повільності та шуму, характерних для цього типу двигунів [37].

7.2. Розрахунки концентрації шкідливих речовин під час будівництва та експлуатації об'єкта

В процесі будівництва та експлуатації об'єкта відбувається забруднення атмосферного повітря в результаті викидів на транспорті CO, NO_x, SO₂, C_nH_m, сажі.

Розрахунок викидів шкідливих речовин від автомобільних двигунів, що працюють на будівельному майданчику.

Автомобільні двигуни працюють при будівництві будинків і споруд на різних видах палива: бензині (4 марки) та дизельному паливі.

Типи основних машин і механізмів наведені в таблиці 7.1.

Таблиця 7.1.

Основні машини і механізми

№	Назви машин	Вид палива	Кіл-ть палива на 100 км	Кіл-ть год роботи (одн. машини)
1	2	3	4	5
1.	Автомобілі бортові, груз. до 3т	АИ	25	176,0026
2.	Автомобілі самоскиди, груз. до 5т	АИ	28	2748,6442
3.	Крани на гусеничному ході. в.п.16т	ДТ	26,5	112,001
4.	Бульдозер, потужністю 61 кВт	ДТ	31	1366,203
5.	Екскаватори одноковш. дизельн. на гусеничному ході, ємн.ковша 0,4м3	ДТ	30	135,52
6.	Машини поливні. ємн.6 тис.л.	ДТ	30	125,21

При роботі автотранспорту з вихлопними газами в навколишнє середовище викидаються шкідливі речовини приведені в таблиці 7.2.

Таблиця 7.2.

Вид палива	Шкідливі речовини				
	2	3	4	5	6
1 Бензин	CO	SO ₂	NO _x	C _n H _m	

ДТ	СО	SO ₂	NO _x	C _n H _m	Сажа
----	----	-----------------	-----------------	-------------------------------	------

Розрахунки річних викидів шкідливих речовин автомобільним транспортом, необхідні для здійснення державного або муніципального обліку викидів з метою зняття платежів за забруднення навколишнього середовища та розробки заходів щодо їх зменшення.

Методика розрахунку викидів шкідливих речовин автомобільним транспортом базується на середніх питомих викидах будівельної техніки та автомобілів певних груп (вантажних автомобілів, спецтехніки, автобусів, легкових автомобілів тощо). Викиди шкідливих речовин регулюються залежно від технічного стану автомобілів, їх середнього віку, природно-кліматичних умов [37].

Для автомобільних двигунів, що працюють частково в режимі холостого ходу (автокрани, екскаватори, бульдозери тощо), важко визначити пробіг в км. У цьому випадку розрахунок максимального разового викиду, а також розрахунок другого та річного викидів проводиться за формулами (7.1) та (7.2):

$$M_{т.р.ж.} = C_{jxx} A_{cn} A_b / t, \text{ г/с}, \quad (7.1)$$

$$C_{jxx} = 1.3 Q p N_k, \quad (7.2)$$

Де: A_{cn} – кількість автомобілів в групі, шт.;

p – густина палива, кг/дм³; (для бензину $p=0,75$ кг/дм³; для дизельного палива $p=0,826$ кг/дм³.)

t - час роботи автомобіля на будівельному майданчику;

N_k – коеф. що характеризує відношення маси шкідливих речовин до маси спаленого палива наведений в таблиці 7.3.

Таблиця 7.3.

Значення коефіцієнта P_k

Видпалива	Значення П для к-го вещества				
	СО	СН	NO _x	SO ₂	Сажа

Бензин	2,62	1,01	0,27	0,01	-
ДП	0,27	0,06	0,03	0,03	0,23

1,3 – коеф. врахування середньої швидкості руху, режим холостого ходу, г/сек.

Розрахунок річних викидів проводиться за формулами:

$$M^{\text{год}}_j = C_j A_{cn} A_b T 10^6, \text{т/рік} \quad (7.3)$$

Де Т – загальний час роботи двигуна автомобіля за рік, за год.

Порівняльна характеристика розрахункових викидів шкідливих речовин з гранично-допустимою концентрацією приведена в таблиці 9.5.

Таблиця 7.4.

Порівняльна характеристика розрахункових викидів шкідливих речовин з гранично-допустимою концентрацією (ГДК)

Шкідливі речовини	Розрахункова концентрація викиду j-ї речовини середньодобова мг/м ³	Допустима концентрація викиду j-ї речовини середньодобова мг/м ³
СО	15,552	20
СnНm	258	900
NO ₂	1,397	2
СО ₂	5897	9000
Сажа	0,041	0,05

Висновок: згідно проведених розрахунків було встановлено що концентрації основних небезпечних речовин, які утворюються під час спорудження даного об'єкта знаходяться в межах норми. Концентрацію одного з найбільш небезпечного компоненту, який утворюється під час

будівництва – CO, можна знизити використанням каталізаторів допалення, які встановлюються у вихлопній системі будівельної техніки.

7.3. Методи і засоби захисту навколишнього середовища від впливу техногенного характеру

7.3.1. Охорона водних ресурсів

Існує тверда поверхня об'єкта з встановленням бордюрів по периметру, вертикальне планування забезпечує необхідний потік. Для запобігання забрудненню земель та підземних вод під час будівельно-монтажних робіт забороняється скидання техногенних вод на будівельний майданчик.

Зливі води з можливим забрудненням нафтопродуктами від діючих транспортних засобів збираються і скидаються на очисні споруди або каналізаційну систему міста.

7.3.2. Охорона та раціональне використання земельних ресурсів

Родючий шар ґрунту товщиною 0,20 м буде використаний для озеленення після будівництва.

Перед початком будівельних робіт на спроектованій ділянці необхідно провести підготовчі роботи:

- видалення родючого шару ґрунту та його поховання під час будівництва;
- демонтаж існуючого покриття, визначеного проектом;
- демонтаж існуючих будівель та споруд, визначених проектом;
- видобуток ґрунтів під час будівництва котловану або фундаментів та використання ґрунтів для планування будівельного майданчика;
- організація тимчасових доріг та будівель;
- викорчовування деяких існуючих зелених насаджень;
- вивезення будівельних відходів.

Виробництво будівельно-монтажних робіт, рух машин і механізмів, зберігання матеріалів у місцях, не передбачених проектом, заборонені. Після

завершення будівництва територію очищають від сміття та інших відходів. Будівельні відходи та відходи вивозяться на звалище, погоджене з землевпорядником. Для збору побутових відходів встановлюються сміттєві контейнери.

Площа твердих покриттів на будівельному майданчику становить 0,5 га, які поєднуються з асфальтовими покриттями, фігурною плиткою, лотками, огорожами, з попередньою підготовкою землі. Інша частина вирівняна для облаштування газону із заміною рослинного ґрунту товщиною 0,15 м, на якому будуть сіяти трави - райграс, лугова осока, дрова в межах землекористування.

Знищення рослинності навколо ділянки буде компенсовано озелененням - висадкою дерев, чагарників, клумб, як на ділянці, так і навколо неї згідно з проектом.

7.3.3. Прогнозування зміни стану природного середовища

Технологія будівництва та експлуатації об'єкта виключає навмисне зберігання відходів та викиди забруднюючих речовин у навколишнє середовище.

Сформоване під час будівництва сміття вивозиться на узгоджене сміттєзвалище.

Витрачене паливо збирається в вигрібній ямі.

Забруднення водного басейну не проводиться через те, що скид побутових і зливових вод здійснюється в міській або зливовій каналізації.

Прийняті проектні рішення, а також комплекс екологічних заходів можуть запобігти забрудненню навколишнього середовища. З метою захисту навколишнього середовища від забруднення, проект передбачає такі заходи:

- на території проектного об'єкта передбачено пристрій бетонного покриття з бордюрами, що виключає безпосереднє проникнення забруднених стічних вод в ґрунт;

- вертикальне планування ділянки з урахуванням видалення поверхневого стоку захистить будівельний майданчик від штормового затоплення;

- для зменшення шкідливих викидів передбачені аспіраційні системи: рукавний фільтр, фільтр, циклони;

- Надмірно запилене повітря від пневматичного транспорту, цементу та вапна при заповненні силосів очищається встановленим на них фільтром.

- агрегати для наповнення матеріалом оснащені місцевими всмоктувальними насосами з аспіраційними системами.

- очищення та повторне використання стічних вод.

На підставі розрахунків та оцінки впливу експлуатації об'єкта на атмосферне повітря можна зробити висновок, що зміни стану навколишнього середовища в зоні будівництва не відбудуться. Враховуючи те, що проєктований об'єкт забезпечує сучасні технології виробництва будівельних робіт, використовуються сучасні оздоблювальні матеріали, застосовувана індивідуальна система опалення будівлі не змінить навколишнє середовище.

Значною проблемою після будівництва є утилізація відходів.

В даний час із усієї сировини, яка використовується для будівництва, лише кілька відсотків йде на відходи, а решта йде на продукцію, або використовується для будівництва доріг тощо.

Під час будівництва автостоянки, на території будівельного майданчика та поблизу нього, не допускається скидання відпрацьованих моторних масел та інших шкідливих речовин. На момент будівництва на будівельному майданчику виділяється зона санітарного обслуговування. Домашнє сміття не дозволяється закопувати або спалювати, необхідно підготувати сміттеву яму, яка після будівництва прибирається і сміття вивозиться на звалище.

Після будівництва родючий шар ґрунту, який на початку будівництва після зрізу зберігався на будівельному майданчику, порізаний шарами, в

частині ділянки, де забруднення будівельними відходами неможливе, поширюється на зрізаному місці, а надлишок вивозиться на сільськогосподарські угіддя. Після завершення робіт конструкцію та облицювання будівлі необхідно очистити та очистити від будівельного сміття.

Для прикраси квітів використовують щільно стійкі види однорічних, дворічних та багаторічних квітучих рослин. Для створення газонів - рекомендуються газонні трави.

При проектуванні благоустрою місце їх розташування встановлюється за погодженням з місцевими органами санітарного нагляду, будівництва та архітектури.

Висновки до розділу 7

У розділі охорона навколишнього середовища було показано потенціальні ризики від будівництва та експлуатації новобудови. Головними чинниками, що можуть негативно впливати на навколишнє середовище є вихлопні гази із бензинових та дизельних двигунів автотранспорту. Також територію навколо будівництва може забруднювати будівельне сміття, утилізація якого вимагає спеціальних засобів та зусиль. Також було порахована та складено порівняльну характеристику розрахункових викидів шкідливих речовин з гранично-допустимою концентрацією та було встановлено, що концентрації основних небезпечних речовин, які утворюються під час спорудження даного об'єкта знаходяться в межах норми.

ВИСНОВКИ

Під час роботи над дипломним проектом було проведено дослідження над впливом нового будівництва на напружено-деформований стан існуючої будівлі. На основі зробленого дослідження, можна зробити наступні висновки: новобудова безпосередньо впливає на напружено-деформований стан існуючої забудови, але при використанні правильних фундаментів і правильного підходу до будівництва цей вплив є незначним. Але ситуація може погіршитись, якщо існуюча забудова буде досить старою, або ґрунти будуть досить м'якими і будуть легко деформуватись.

Практична значущість дипломної роботи полягає в покращенні прогнозування впливу нового будівництва на навколишню забудову та попередження виникнення можливих деформацій або руйнувань.

Була запроектована тринадцяти поверхова адміністративна монолітно-каркасна будівля із усіма конструктивними елементами. Також було проведено армування всіх елементів каркасу.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Навантаження і впливи: ДБН В.1.2.-2:2006 [Чинний від 2007-01-01]. – К.: Мінбуд України, 2006. – 59 с. – (Національні стандарти України).
2. Мурашова О.В., Григоровський П.Є., Червяков Ю.М., АНАЛІЗ ОРГАНІЗАЦІЙНИХ РІШЕНЬ ІНСТРУМЕНТАЛЬНОГО МОНІТОРИНГУ ПРИЛЕГЛОЇ ЗАБУДОВИ В УМОВАХ ВПЛИВУ НОВОГО БУДІВНИЦТВА – м. Київ – УДК 69:001.89; 69:658; 624.131.2.
3. Прусов Д.Е. Теорія та методологія прогнозування наслідків інженерної підготовки перетворення міських територій зі щільною забудовою та складними геологічними умовами : автореф. дис. д.т.н., Київ, 2015.
4. Бакулін Є.А. Визначення впливу нової забудови на фундаменти існуючих будівель. Збірник Містобудування та територіальне планування. 2014, вип. № 53, с. 10–15.
5. Проектирование железобетонных конструкций: Справоч. пособие/ А.Б.Голышев, В.Я.Бачинский, В.П.Полищук и др.; Под ред. А.Б.Голышева.- К.: Будівельник, 1985.-496 с.
6. Расчёт и конструирование частей жилых и общественных зданий: Спр-к пр-ка/П. Ф. Вахненко, В. Г. Хилобок, Н. Т. Андрейко, М. Л. Яровой; Под ред. П. Ф. Вахненко. - К.: Будівельник, 1987. – 424 с.
7. Дудар І.Н. Довідник нормативно-технічних даних для проектів виконання комплексу робіт нульового циклу в будівництві. Навчальний посібник/ Дудар І.Н., Прилипко Т.В., Потапова Т.Е.-Вінниця.: ВДТУ, 2001-133 с.
8. Дудар І.Н. Довідник нормативно-технічних даних для проектів виконання комплексу робіт по зведенню надземної частини будівель та споруд. Навчальний посібник / Дудар І.Н., Потапова Т.Е., Прилипко Т.В.-ВНТУ, 2006- 132с.

9. Белецкий Б.Ф. Строительные машины и оборудование. Справочное пособие для производителей-механизаторов, инженерно-технических работников строительных организаций, а также студентов строительных вузов, факультетов и техникумов./ Белецкий Б.Ф., Булгакова И.Г. – Ростов н/Д: “Феникс”, 2005. – 608 с. ISBN 5-222-06968-0.

10. Будівельна техніка, оснастка, інвентар та інструмент: ДБН Г.1-5-96 [Чинний від 1996-01-09]. – К., Держкоммістобудування України, 1997. - 161 с. – (Національні стандарти України).

11. ДБН А.2.1-1:2014 Вишукування, проектування і територіальна діяльність. Вишукування. Інженерні вишукування для будівництва. Проект, друга редакція

12. ДБН В. 2.2-15-2005. Житлові будинки основні положення. – Київ. Державний комітет України з будівництва та архітектури, 2005. – 36 с.

13. Методичні вказівки до розроблення технологічних карт на виконання різних видів будівельно-монтажних робіт. /Уклад. Дудар І.Н., Прилипко Т.В./ - Вінниця: ВДТУ, 2001.- 20 с.

14. Соколов Г.К. Выбор кранов и технических средств для монтажа строительных конструкций: Учеб. пособие /Моск. гос. строит. Ун-т. М.: МГСУ, 2002.- 180 с.

15. ДБН Д.2.2-1-99. РЕКН на будівельні роботи. Збірник 6. Бетонні та залізобетонні конструкції монолітні. Київ, 2000.

16. ДБН В.1.1.7–2002 Захист від пожежі пожежна безпека об'єктів будівництва –[Чинний від 2003-01-01]. - К: Держбуд України, 2003. – 35 с. – (Національні стандарти України).

17. ДБН В.2.2-24-2009. Будинки і споруди. Проектування–[Чинний від 2009-09-01]. - К: з Мінрегіонбуду України, 2009. – 101 с. – (Національні стандарти України)

18. ДБН В.2.6-220-2017 Покриття і покрівля–[Чинний від 2018-01-01]. - К: з Мінрегіон України, 2017. – 43 с. – (Національні стандарти України)

19. Євро код 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд: ДСТУ-Н Б EN 1992-11:2010. – К.: Мінрегіонбуд України, 2012. – 312 с.

20. ДБН В.2.5-56-2010 Інженерне обладнання будинків і споруд – [Чинний від 2011-10-01]. - К: Мінрегіонбуду України, 2011. – 43 с. – (Національні стандарти України)

21. ДБН В.1.2-14-2009 Загальні принципи забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів – [Чинний від 2009-12-01]. - К: Мінрегіонбуду України, 2009. – 30 с. – (Національні стандарти України)

22. Проектирование фундаментов зданий и промышленных сооружений. Под ред. Б. И. Далматова Учеб. Пособие для студентов инженерно-строительных вузов и факультетов ... М., «Высш. школа». 1969. – 296 с.

23. Методичні вказівки до виконання розділу "Охорона праці" в дипломних проектах і роботах. Для студентів всіх спеціальностей освітньо-кваліфікаційних рівнів "спеціаліст" та "магістр". /Укладачі: О.І Запорожець, А. В. Русаловський. - К.: НАУ, 2004. – 15с.

24. Инженерная экология: Общий курс./Мазур, И.И. - 2 Т., 1996. – 92 с.

25. ДБН В.2.5-28-2006 Природне і штучне освітлення – [Чинний від 2006-01-01]. - К: Держбуд України, 2006. – 62 с. – (Національні стандарти України).

26. Державні санітарні норми України. Санітарні норми виробничого шуму, ультразвуку та інфразвуку: ДСН 3.3.6.037-99 – [Чинний від 09-03-1999] – К. : Держбуд України, 1999. – 41 с

27. ДБН А.2.2-3-97 Склад, порядок розроблення, погодження та затвердження проектної документації для будівництва. – Київ: Укрархбудінформ, 1997.- 33 с.

28. Лялюк О.Г., Маєвська І.В. Посібник "ТЕО та економічний розрахунок в дипломних проектах". Вінниця, ВНТУ 2005р. – 85ст.

29. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ: ДБН В.1.2-14-2009 [Чинний від 2009-12-01]. – К., Мінрегіонбуд України, 2009. – 30 с. – (Національні стандарти України).

30. ДБН В.2.2-28:2010. Будинки адміністративного та побутового призначення. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011, 28 с.

31. ДСТУ Б А.2.4-7:2009. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 71 с.

32. ДСТУ – Н Б В.1.1–27:2010. Будівельна кліматологія. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с.

33. Каминский В.П., Георгиевский О.В., Будасов Б.В. Строительное черчение / Каминский В.П., Георгиевский О.В., Будасов Б.В. – М.: Архитектура-С, 2004. – 456 с.

34. Пономарев В.А. Архитектурное конструирование: Учебник / Пономарев В.А. – М.: Архитектура-С, 2008. – 736 с., ил.

35. ГОСТ 28984-91. Модульная координация размеров в строительстве. – М.: Издательство стандартов, 1991. – 18 с.

36. ДБН А.3.2-2-2009 Охорона праці і промислова безпека в будівництві– [Чинний від 2012-04-01]. - К: Мінрегіонбуду України, 2012. – 116 с. – (Національні стандарти України)

37. ДБН А.2.2-1-2003 Склад і зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище (ОВНС) при проектуванні і будівництві підприємств, будинків і споруд– [Чинний від 2004-04-01]. - К: Держбуд України, 2004. – 21 с. – (Національні стандарти України)

38. ДБН А.2.2-3-2004 Склад, порядок розроблення, погодження та затвердження проектної документації для будівництва– [Чинний від 2004-07-01]. - К: Держбуд України, 2004. – 34 с. – (Національні стандарти України)

39. ДБН А.3.1-5-2009 Організація будівельного виробництва– [Чинний від 2011-05-25]. - К: Мінрегіонбуд України, 2011. – 61 с. – (Національні стандарти України)

40. ДБН 360-92** Планування та забудова міських і сільських поселень– [Чинний від 1992-04-17]. - К: Держкоммістобудування України, 1992. – 142 с. – (Національні стандарти України)
41. ДСТУ 2272:2006 Пожежна безпека. Терміни та визначення основних понять
42. ДБН В.1.1-7-2002 Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва
43. ДБН В.1.2-7-2008. Пожежна безпека
44. ДБН В.1.2-8-2008 Безпека життя і здоров'я людини та захист навколишнього природного середовища
45. ДБН В.1.2-12-2008. Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки
46. ДБН В.2.2-15-2005. Житлові будинки. Основні положення ДБН В.2.5-20-2001. Газопостачання
47. ДБН В.2.5-28-2006. Природне і штучне освітлення
48. ДБН В.2.6-33:2008. Конструкції зовнішніх стін з фасадною теплоізоляцією
49. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд
50. ДБН А.2.1-1-2008 Інженерні вишукування для будівництва
51. ДБН А.2.2-3:2014 Склад та зміст проектної документації на будівництво
52. ДБН В.1.1-12:2014 Будівництво у сейсмічних районах України
53. ДБН В.1.1-24:2009 Захист від небезпечних геологічних процесів. Основні положення проектування
54. ДБН В.1.1-25-2009 Інженерний захист територій та споруд від підтоплення та затоплення
55. ДБН В.1.1-45:2017 Будівлі і споруди в складних інженерно-геологічних умовах. Загальні положення

56. ДБН В.1.1-46:2017 Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення
57. ДБН В.1.2-5:2007 Науково-технічний супровід будівельних об'єктів.
58. ДБН В.1.2-6-2008 Основні вимоги до будівель і споруд. Механічний опір та стійкість.
59. ДБН В.1.2-7-2008 Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека.
60. ДБН В.1.2-8-2008 Основні вимоги до будівель і споруд. Безпека життя і здоров'я людини та захист навколишнього природного середовища.
61. ДБН В. 1.2-9-2008 Основні вимоги до будівель і споруд. Безпека експлуатації.
62. ДБН В.1.2-10-2008 Основні вимоги до будівель і споруд. Захист від шуму.
63. ДБН В.1.2-11-2008 Основні вимоги до будівель і споруд. Економія енергії
64. ДБН В.1.2-12-2008 Система надійності та безпеки в будівництві. Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки.
65. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування.
66. ДБН В 2.2-5-97 Будинки і споруди. Захисні споруди цивільної оборони.
67. ДБН В.2.2-15-2005 Житлові будинки. Основні положення
68. ДБН В.2.2-24:2009 Проектування висотних житлових і громадських будинків.
69. ДБН В.2.4-3:2010 Гідротехнічні споруди. Основні положення.
70. ДСТУ-Н Б В.1.1-39:2016 Настанова щодо інженерної підготовки ґрунтової основи будівель і споруд.
71. ДСТУ-Н Б В.1.1-40:2016 Настанова щодо проектування будівель і споруд на слабких ґрунтах.

72. ДСТУ-Н Б В.1.1-41:2016 Настанова щодо проектування будівель і споруд на закарстованих територіях.

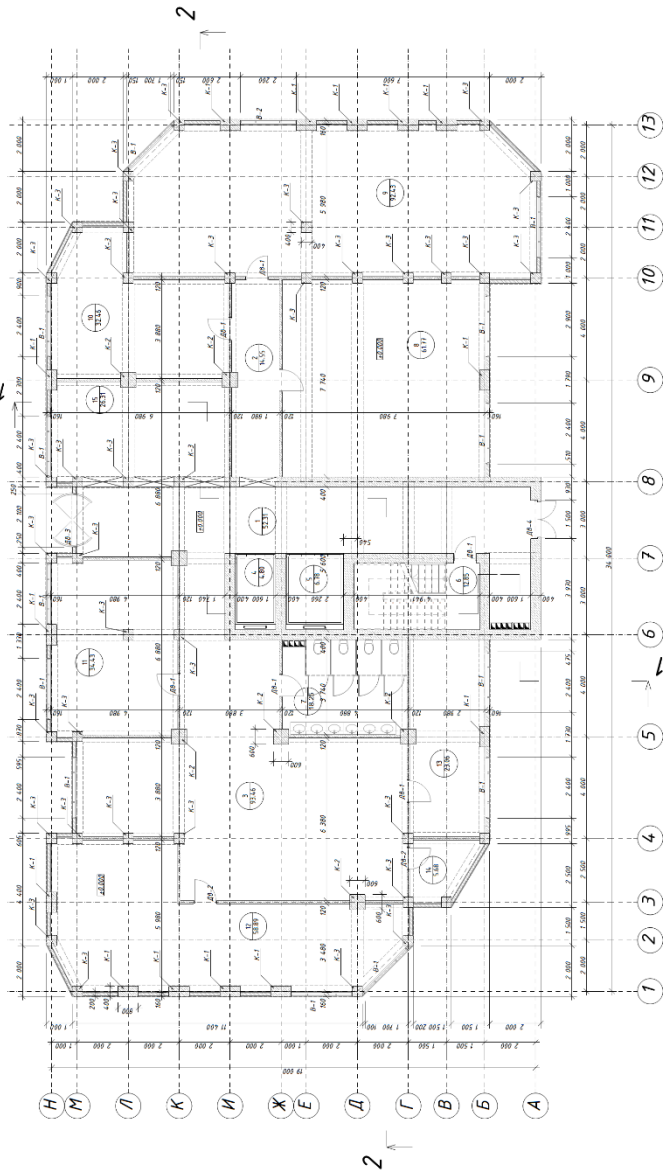
73. ДСТУ-Н Б В.1.1-42:2016 Настанова щодо проектування будівель і споруд на підроблюваних територіях.

74. ДСТУ-Н Б В.1.1-44:2016 Настанова щодо проектування будівель і споруд на просідаючих ґрунтах.

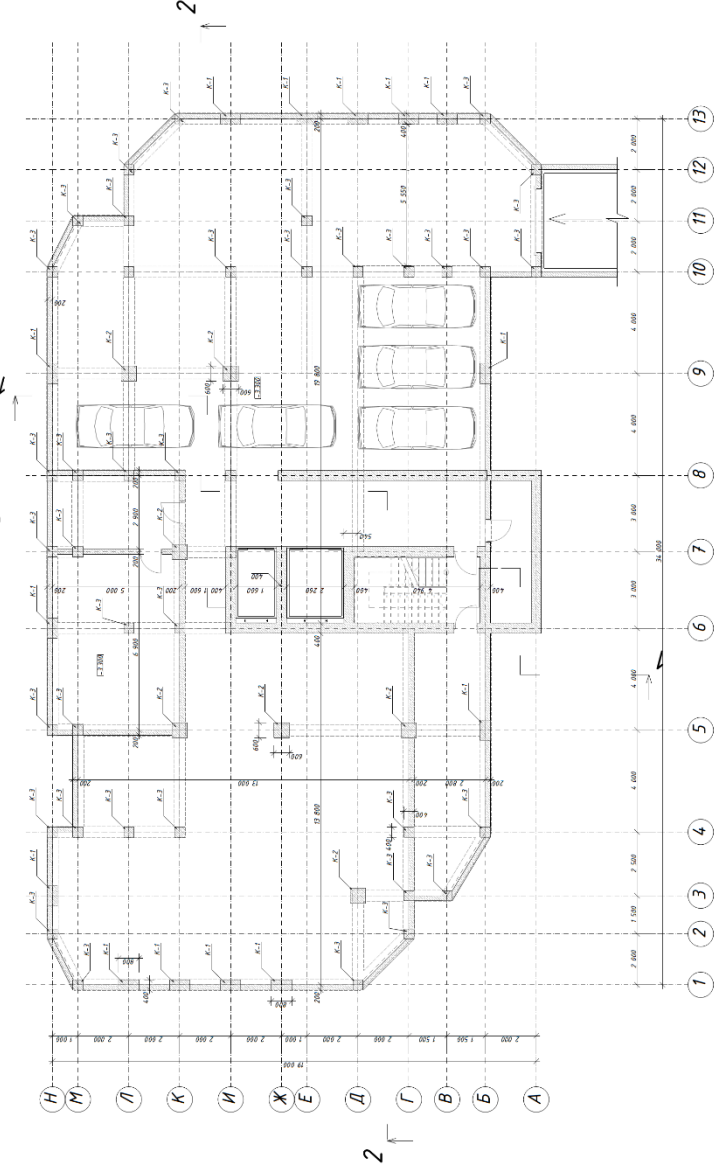
75. ДСТУ-Н Б В.1.3-1:2009 Система забезпечення точності геометричних параметрів у будівництві. Виконання вимірювань, розрахунок та контроль точності геометричних параметрів.

76. ДСТУ-Н Б А 3.2-1:2007. Настанова щодо визначення небезпечних і шкідливих факторів та захисту від їх впливу при виробництві будівельних матеріалів і виробів та їх використанні в процесі зведення та експлуатації об'єктів будівництва.

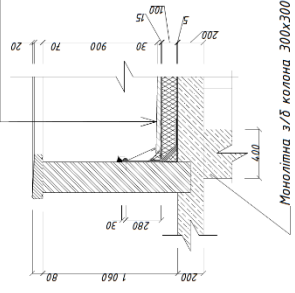
План на відміці 0.000



План підвалу



- Тротуарна плитка - 30
- Чіфлекс ЕКП 4,9 сланець сірий Р=4 кг/м² - 15
- Техніколь Сарвол Его рипологіторол Р=284 кг/м² - 100
- Парозащадна плівка Р=0,2 кг/м² - 5
- Защитна плита С20/25 - 200



Специфікація 1-го поверху

Поз.	Позначення	Найменування	Кільк.	Маса, кг	Прим.
ДСТУ Б В.2.6-23:2009					
	ДВ-1	ДВ ДВ 21-9 По Л	1		
	ДВ-1	ДВ ДВ 21-9 По Л	6		
	ДВ-2	ДВ ДВ 21-9 По П	2		
	ДВ-3	ДВ К 21-21 По Бп П	1		
	В-1	В П РСП 21-24 СВ	13		
	В-2	В П РСП 21-22 СВ	1		
ДСТУ Б В.2.6-2:2009					
	К-1	КМ 800x400 С20/25	14	2400	
	К-2	КМ 600x600 С20/25	7	2700	
	К-3	КМ 400x400 С20/25	38	1200	

Експлікація приміщень 1-го поверху

№п/п	Назва приміщення	Площа	Кільк. приміщення
1	Коридор 1	52,31	
2	Коридор 2	14,55	
3	Коридор 3	94,06	
4	Ліфт 1	4,80	
5	Ліфт 2	6,78	
6	Евакуаційний вихід	12,85	
7	Туалет	18,25	
8	Побудове приміщення 1	61,77	
9	Побудове приміщення 2	92,43	
10	Побудове приміщення 3	32,46	
11	Побудове приміщення 4	34,43	
12	Побудове приміщення 5	58,89	
13	Побудове приміщення 6	23,06	
14	Технічне приміщення	5,68	
15	Рецепція	26,31	
		536,63...	

НАЧ 4.6 08 000

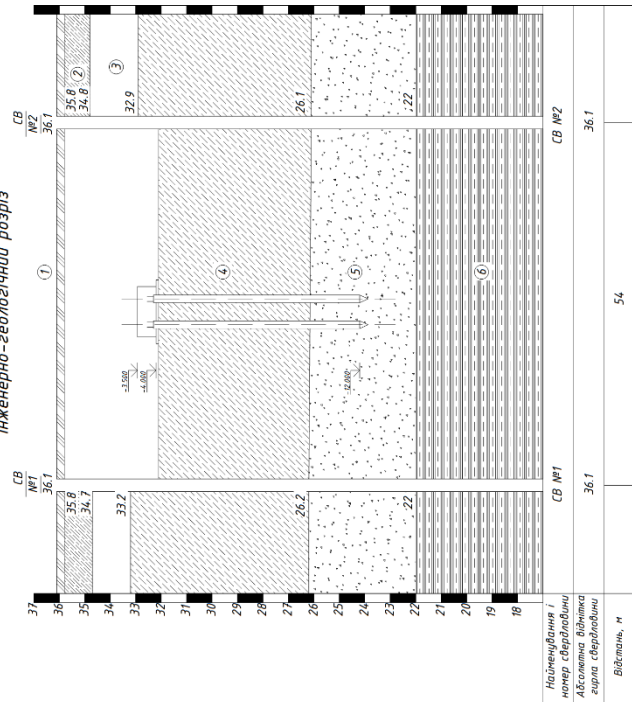
Геометричні основи, визначення входу нового базалитового будівки на існуючу забудову

Архітектурно-ландшафтне рішення

План на відміці 0.000 1:100
План підвалу 1:100

ФЕБД-2014/1921

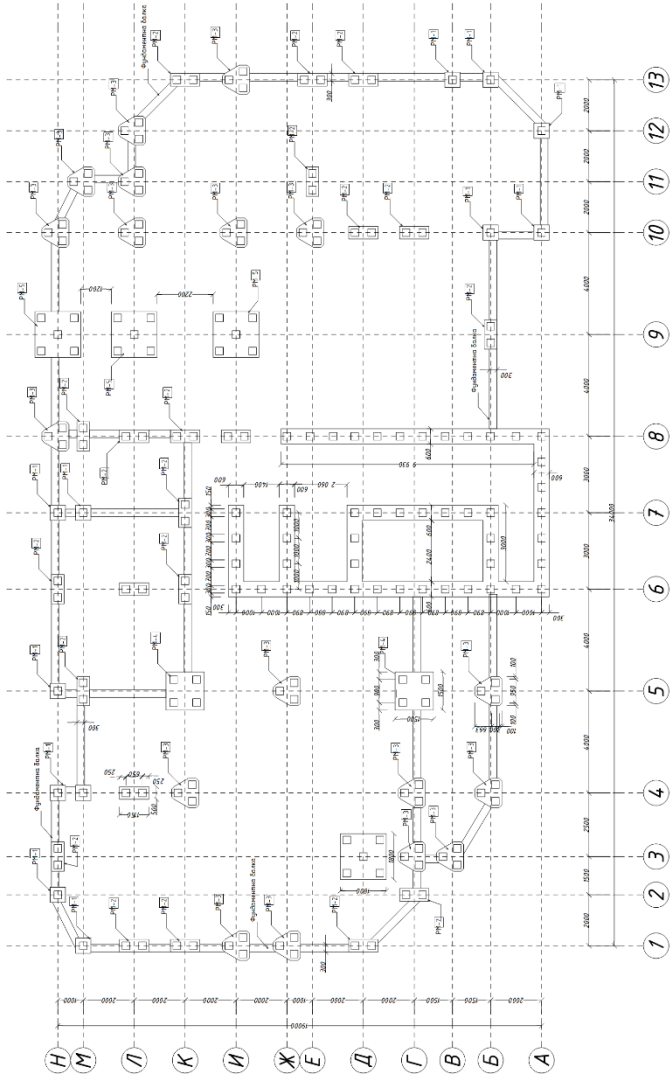
Посадка фундаментів на інженерно-геологічний розріз



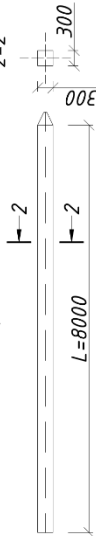
Умовні позначення

- 1 - Розширений шар ґрунту
- 2 - Суцільний
- 3 - Пісок м'який
- 4 - Суцільний піщуватий
- 5 - Пісок середній
- 6 - Глина тверда

План фундаментів

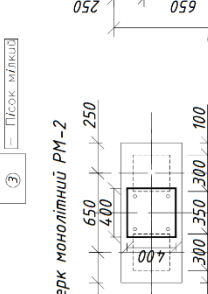
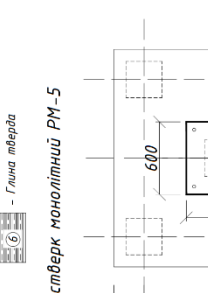
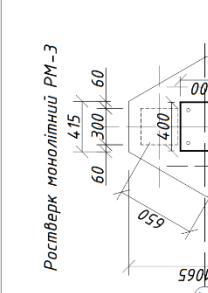
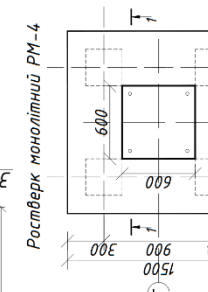
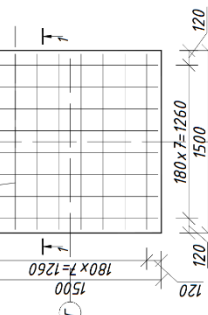


Паля СЦК 8-30



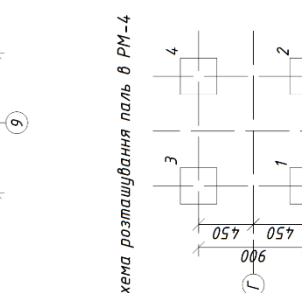
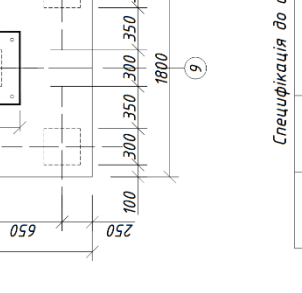
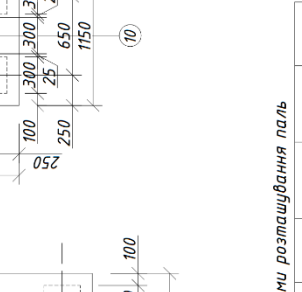
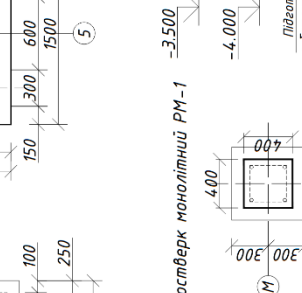
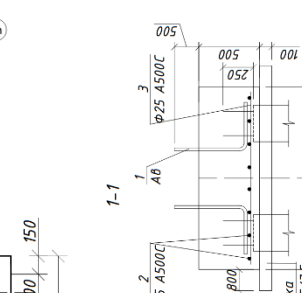
Відомість витратилі сталі, кг

Вироби арматурні		Кіл. вага, кг	Прим.
Марка елемента	Арматура класу А500 С	Всього	
PM-4	ДСТУ 3769:2006		
	Ф25	Всього	
	105.4	105.4	105.4



Специфікація для розстверка РМ-4

Поз.	Позначення	Найменування	Кіл. вага, кг	Прим.
1	АВ	Арматурні вигуски	4	
2		Деталі ДСТУ 3769:2006	8	
3		Ф25 А500С L=1460	8	
		Ф25 А500С L=1460	8	
		Матеріали		
		Бетон кл.С20/25 для розстверки	1.12	м ³
		Бетон кл.С17/25 для підлощити (В31)		м ³
		НАМ 46 08 000		



Специфікація до схеми розташування палів

Марка палів	Номер палів	Відмітка Верху палів	Відмітка Низу встановлення	Кількість палів	Примітки	Розрах. навант.
СЦК 8-30	1, 2, 3, 4	-3,700	-3,700	4		763.777

Твердість основи визначена влітку набова базальтовихового буріння на станції лабораторії

Зн.	Діаг. №	Висота буріння, м	Твердість, МПа	Діаметр буріння, м	Серед. діаметр буріння, м	Глибина буріння, м

Базальтовий комплекс

Склад	Діаметр	Глибина

Пасажка фундаментів на інженерно-геологічний розріз

ФАСБ-2014М 192.1

