

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: Дослідження напружено-деформованого стану фундаментів будівлі, розташованих на просадочних ґрунтах

Виконавець: студент групи ФАБД-201нв Башинський Юрій Костянтинович
(студент, група, прізвище, ім'я, по батькові)

Керівник: Професор, доктор технічних наук кафедри комп'ютерних технологій будівництва Барабаш Марія Сергіївна
(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

Башинського Юрія Костянтиновича
(П.І.Б. випускника)

1. Тема роботи «Дослідження напружено-деформованого стану фундаментів будівлі, розташованих на просадочних ґрунтах» затверджена наказом ректора від « 10 » листопада 2020 р. № 2251 / ст.
2. Термін виконання роботи: з 05 жовтня 2020р. по 20 грудня 2020р.
3. Вихідні дані роботи: місце будівництва - Миколаїв, офісна будівля, навантаження згідно ДБН "Навантаження і впливи", інженерно-геологічні, інженерно-геодезичні вишукування будівельної ділянки, район II – згідно ДБН "Будівельна кліматологія".
4. Зміст пояснювальної записки: Аналітичний огляд літератури за темою роботи, наукова частина, архітектурна частина (та графічний матеріал), конструктивна частина, охорона праці, охорона довкілля.
5. Перелік обов'язкового ілюстративного матеріалу: таблиці, рисунки, діаграми, графіки, креслення архітектурної частини та розрахунково-конструктивної частини.

6. Календарний план-графік

№ з/п	Завдання	Термін виконання	Підпис керівника
1	Аналітичний огляд	5.10.2020	
2	Наукова частина	21.10.2020	
3	Архітектурна частина	09.11.2020	
4	Конструктивна частина	17.11.2020	
5	Охорона праці	20.11.2020	
6	Охорона довкілля	09.12.2020	
7	Оформлення пояснювальної записки	17.12.2020	

7. Консультація з окремих розділів:

Назва розділу	Консультант (посада, П.І.Б.)	Дата, підпис	
		Завдання видав	Завдання прийняв
Аналітичний огляд	Професор, доктор технічних наук кафедри комп'ютерних технологій будівництва Барабаш М.С.		
Архітектурна частина	Професор, доктор технічних наук кафедри комп'ютерних технологій будівництва Барабаш М.С.		
Конструктивна частина	Професор, доктор технічних наук кафедри комп'ютерних технологій будівництва Барабаш М.С.		
Охорона праці	Гулевець В.Д.		
Охорона навколишнього середовища	Гай А.Є.		

8. Дата видачі завдання: «__» _____ 2020 р.

Керівник дипломної роботи: _____
(підпис керівника)

Барабаш М.С.
(П.І.Б.)

Завдання прийняв до виконання: _____
(підпис випускника)

Башинський Ю.К.
(П.І.Б.)

ЗМІСТ

ВСТУП.....	6
РОЗДІЛ 1	9
АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД	9
1.1. Вплив містобудівних та кліматичних факторів на об'ємно-планувальні рішення	9
1.2. Заходи перетворення будівельних властивостей основи.....	16
Конструктивні заходи поділяються на:	17
РОЗДІЛ 2	25
НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА.....	25
2.1. Актуальність роботи	25
2.2. Методи підсилення основи забудови	25
2.3. Вихідні і розрахункові дані	29
2.4. Способи посилення фундаментів.....	34
РОЗДІЛ 3	40
АРХІТЕКТУРНА ЧАСТИНА	40
3.1. Загальні дані.....	40
3.2. Архітектурно-будівельна частина	41
РОЗДІЛ 4	52
РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА	52
4.1. Розрахунок та конструювання багатопустотної панелі перекриття П-1.....	52
РОЗДІЛ 5	69
ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ.....	69
5.1. Коротка характеристика будівлі та будівельного майданчику	69
5.2. Оцінка ґрунтових умов будівельного майданчику	69
5.3. Збір навантаження.....	71
5.4. Розрахунок палевих фундаментів	73

ВСТУП

Основні проблеми при проектуванні та зведені будівель стосуються, перш за все: геологічного вивчення стану ґрунтів, вертикальних навантажень від будівництва горизонтальних аеродинамічних навантажень, температурно-вологісного впливу. Крім цього, необхідно розглянути питання встановлення та експлуатації інженерного обладнання, комплексної безпеки, управління та моніторингу, протипожежних, санітарно-гігієнічних вимог, а також дії для усунення або зменшення психологічного впливу роботи на висоті або на осіб, що проживають в будинках.

Основний фактор будівництва – це наведені у даній роботі структури ґрунту та його несуча здатність на даній площі. Від цієї умови залежить вибір виду фундаменту.

У світовій практиці при зведенні будівель застосовується три основні варіанти фундаментів: плити, палі і пальові-плити. Можуть бути застосовані також різні варіанти фундаментів для окремих ділянок будівництва. Наприклад, у менш завантаженій частині – не глибоке закладення, а під основні будівлі – фундамент глибокого закладення. При цьому необхідно враховувати зміну переміщень фундаменту.

Фундаментна плита застосовуються при допустимій несучій здатності ґрунту і найбільш економічна для будівництва. Палевий фундамент, як правило, застосовується при низькій несучій здатності ґрунту.

Буронабивні палі (їх ще називають буро-ін'єкційні) – на сьогоднішній день самий практичний спосіб створення фундаменту будівлі. Щоб збільшити несучу здатність їх виготовляють з розширенням в нижній частині. Виготовляється арматурний каркас, який надалі монтується в пробурених свердловинах і укладається бетон. Найчастіше буронабивні палі застосовують при великих навантаженнях, а також при глибокому заляганні малостискаємих ґрунтів.

Застосування сучасних технологій улаштування буронабивних паль у будівництві істотно скорочують вартість і терміни будівельних робіт.

Буронабивні палі з успіхом застосовуються при «точковому» будівництві в обмежених умовах і в умовах, коли будівництво йде в поблизу вже побудованих будівель. У цьому випадку під час організації фундаменту прилеглі будівлі не відчувають динамічних навантажень.

У разі застосування буронабивних паль, буриться свердловина під захистом інвентарних обсадних труб. Такий спосіб дозволяє виконувати пальові роботи в безпосередній близькості від існуючих будівель та будівель. Так само він виключає обсіпання стінок і деформацію ґрунтів. Плюс до всього спрощується зміст площі для будівництва, скорочується витрата води. Існує кілька методів пристрою буронабивних паль.

Вибір того чи іншого методу залежить від геологічних умов ділянки, виділеної під будівництво, а так само від економічної доцільності. Пристрій буронабивних паль методом «безперервного шнека» дозволяє бурити свердловини без істотного видалення ґрунту із свердловини. Даний метод буріння дозволяє виробляти земляні роботи в широкому діапазоні ґрунтів сухих або обводнених, зв'язкових або сипких, пухких скельних породах, глинах, вапняках, пісковиках

В даному дипломному проєкті вирішується питання реконструкції та перепланування трьох-поверхового реабілітаційного центру, який проєктується у м. Миколаєві під офісний центр Підвальний поверх знаходиться на позначці -3.600 та -3.150. Висота поверхів 4.2, 3.3, 3,0м. Конструктивна схема будівлі жорстка з несучими повздовжніми стінами.

Естетичний вигляд та архітектурну виразність будівлі забезпечує оздоблення її фасаду вентиляємою фасадною системою із композитної панелі та використанням фасадних вітражних систем. Застосування сучасних матеріалів у оздобленні фасаду та велика площа застосування вітражами надає сучасного звучання усій архітектурній композиції.

На даху будівлі розташовані сонячні колектори, для більш ефективного енергозбереження. Також для економії енергоресурсів у проєкті використано сучасний високоефективний утеплювач фірми "Rockwool."

Центр призначений для профілактики та лікування спортсменів футбольного напрямку. У підвальному поверсі знаходяться приміщення для обслуговування футбольних матчів (роздягальні, душові, приміщення для арбітрів тощо). На інших поверхах знаходяться кабінети різного лікарняного призначення.

РОЗДІЛ 1

АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД

1.1. Вплив містобудівних та кліматичних факторів на об'ємно-планувальні рішення

Сучасне цивільне будівництво і, зокрема, будівництво житлових будівель найчастіше викликає необхідність зведення різних об'єктів в різноманітних і часто досить несприятливих ґрунтових умовах. Питання проектування і спорудження будівель в складних інженерно-геологічних умовах мають для України особливо велике значення, тому що значні території (більше 70%) займають просідаючі ґрунти. Райони Дніпропетровська, Запоріжжя, Нікополя, Херсона, Миколаєва, Одеси, розташовані на просідаючих ґрунтах; Донецький, Львівсько-Волинський вугільні басейни, Кривбас, родовища калійних солей у Прикарпатті, що знаходяться в складних гірничо-геологічних умовах.

Будівництво у складних ґрунтових умовах викликає необхідність здійснення спеціальних заходів для захисту конструкцій від нерівномірних деформацій основи. Це призводить до подорожчання будівництва на 5-20% в порівнянні з будівництвом у звичайних ґрунтових умовах. Особливу проблему становлять ґрунти, які мають специфічні властивості, а саме:

1. Мули, що утворювалися в результаті випадіння в осад дрібних часток породи. Мулисті ґрунти завжди перебувають у водонасиченому стані $S_r \sim 1.0$. У такому ґрунті є водно-колоїдні зв'язки й кристалізаційні зв'язки;

2. Лесовий ґрунт це той же мул, але у висушеному стані (просадкові ґрунти). Пухка структура – ті ж структурні зв'язки, але немає води.

3. Вічномерзлі ґрунти - це ґрунти, властивості яких суттєво залежать від їхньої температури. При відтаванні такі ґрунти дають (також як лес) миттєве осідання, а при проморожуванні спостерігається морозне обдимання.

4. Заторфовані ґрунти – ґрунти, що містять від 30 до 60 % органічних речовин, ці ґрунти мають малу міцність, і велику, а головне нерівномірну, стискальність.

5. Глини, що набухають – збільшують свій обсяг при замочуванні.

6. Засолені ґрунти – при засоленні різко знижують свою міцність і збільшують стискальність (у місцях де виникає постійна фільтрація води виникає вимивання солі).

7. Озерно-льодовикові відкладання (стрічкові глини). Історичний процес їх утворення виглядає так: водний потік несе великі частки й вони випадають в осадок. Вода зупиняється й випадають дрібні частки. Глинисті прошарки водонасичені. За рахунок такої структури (глинистих прошарків) вони дуже добре пропускають воду в горизонтальному напрямку, а у вертикальному коефіцієнт фільтрації досить малий. Якщо стрічкові глини перем'яти, то вони переходять у текучо-пластичний стан, за рахунок звільнення води із глинистих прошарків.

8. Насипні ґрунти – це товщі різнорідних відкладень, що сформувалися в результаті техногенної діяльності людини, а також створені цілеспрямовано відсипанням або наливом. Насипні ґрунти дуже різноманітні й використовувати їх як основу слід з дуже великою обережністю.

Найбільш поширеними в Україні є лесові ґрунти, які займають більше 2/3 її території (рис. 1.2-1.3). Території, підроблювані гірничими виробками, хоча й займають менше 10% площі країни, дуже поширені в районах, густо забудованих промисловими і цивільними об'єктами.

Фактично 2/3 площі України піддається можливого розвитку карстово-суфозійних процесів, хоча реальну загрозу вони представляють тільки для невеликої частини цієї території. Зсувонебезпечні ділянки займають зовсім невелику територію, однак на зсуви і зрушення в Україні і в світі припадає значна частина всіх ґрунтових аварій і катастроф. Крім того, досить великі території займають ділянки з насипними, біогенними і набухаючими ґрунтами.



Рис.1.1. Поширеність складних інженерно-геологічних умов на території України

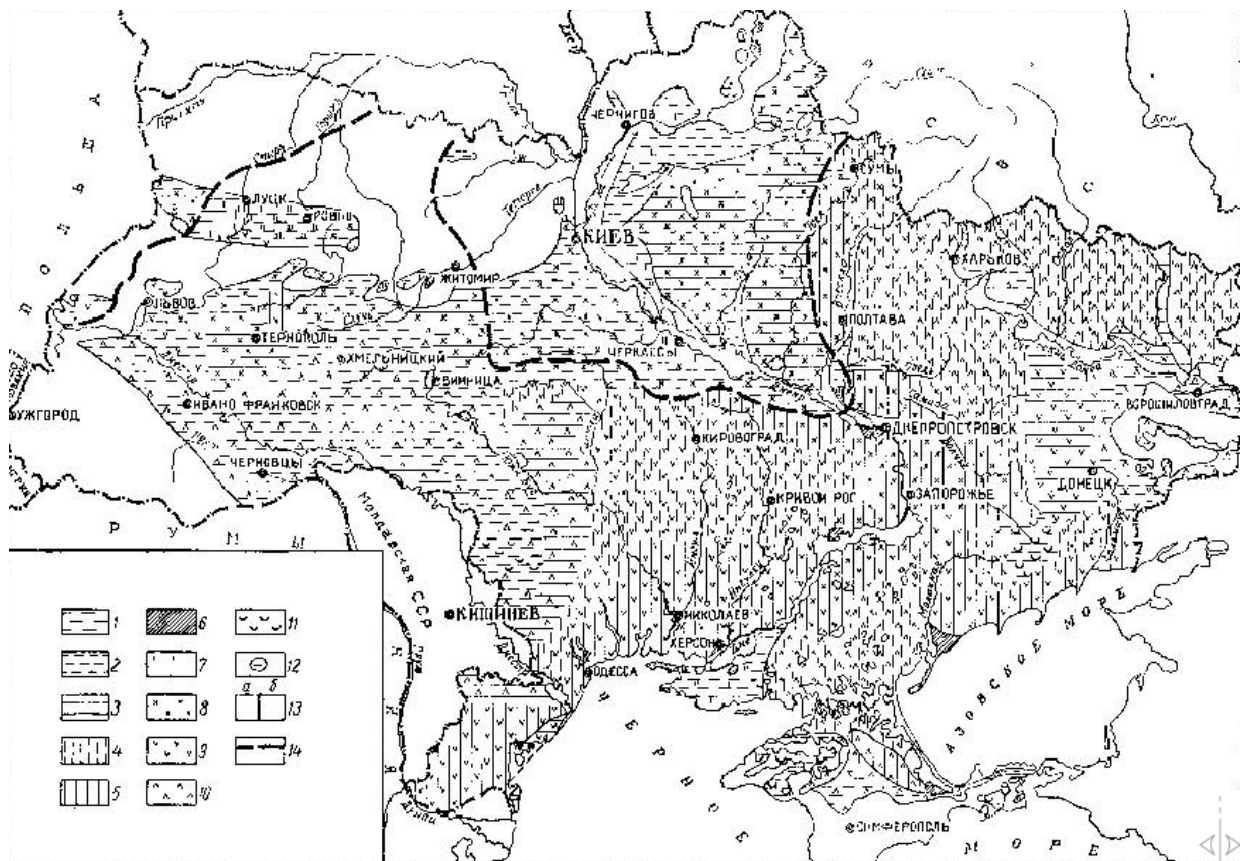


Рис.1.2. Карта потужностей і складу лесових порід України

- 1 - потужність порід лесової товщі менше 5 м; 8 - супіски, легкі і середні суглинки;
 2 - те ж, 5 ... 10 м; 9 - легкі, середні і важкі суглинки;
 3 - те ж, 7 ... 15 м; 10 - середні і важкі суглинки;
 4 - те ж, 15 ... 20 м; 11 - важкі суглинки і глини;
 5 - те ж, 20 ... 30 м; 12 - поди;
 6 - те ж, більше 30 м; 13 - ділянки відсутності лесових порід і піщані тераси;
 7 - супіски і легкі суглинки; 14 - кордон максимального дніпровського зледеніння.

Протягом останніх десятиліть небезпечні гідрогеологічні процеси зазнали істотних змін внаслідок зростання інтенсивності впливу техногенних факторів та посилення підтоплення міських територій. Підтоплення сприяють кліматичні зміни, старіння і пошкодження водогінних комунікацій та інші техногенні фактори.

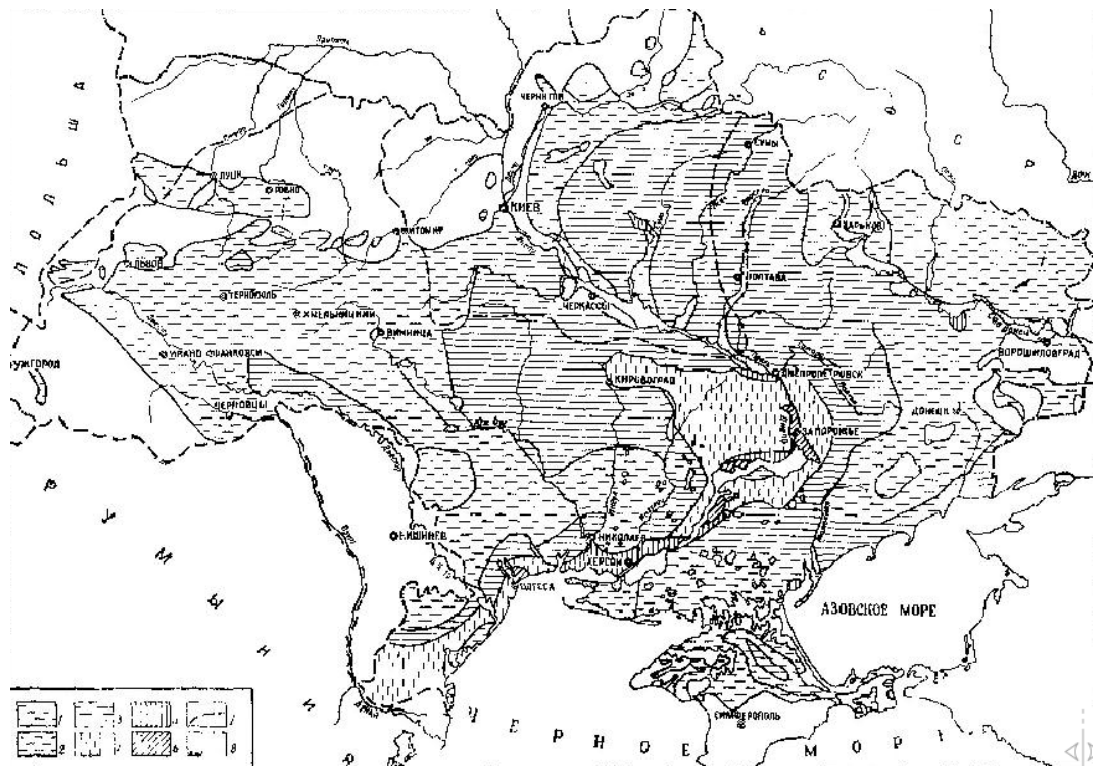


Рис.1.3. Карта просадності лесових порід України

- 1 - величина просідання лесової товщі при $p = 0,3$ МПа до 7 см; 2 - те ж, до 15 см;
 3 - те ж, 15 ... 30 см; 4 - те ж, 30 ... 60 см; 5 - те ж, 60 ... 100 см;
 6 - те саме, більше 100 см; 7 - кордон максимального дніпровського зледеніння;
 8 - піщані тераси.

Всі ці явища знижують несучу здатність ґрунтів, змінюють їх властивості, стимулюють деформування основ, що складаються з структурно-нестійких ґрунтів, а в зонах сейсмічності - знижують ступінь сейсмічної небезпеки.

Через посилений приток води в ґрунтові основи при неорганізованих промислових скидах її рівень постійно піднімається зі швидкістю від 3...6 до 20...30 см і більше на рік, тому нижня частина товщі просідаючих ґрунтів практично всюди є замоченою і перетворилася на пливун. Небезпека пошкодження будівель і споруд у разі локального замочування ґрунтових основ при цьому зменшилася, оскільки найбільш небезпечна верхня частина лесу залишається сухою. Однак до цієї небезпеки додалася й інша – це наявність під просадними ґрунтами структурно нестійкої неущільненої пливунної маси, утвореної внаслідок заповнення порового простору розчинами солей, які раніше скріплювали скелет лесових ґрунтів.

Обсяги негативних гідрогеологічних процесів на Україні можна проілюструвати наступними кількісними оцінками:

- Більше 65% території займають лесові просадні ґрунти, а у Вінницькій, Дніпропетровській, Запорізькій, Миколаївській, Одеській, Харківській, Херсонській областях практично вся територія складена просадними ґрунтами;
- 540 міст і селищ міського типу загальною площею 196 тис. га схильні до процесів підтоплення, більш ніж у 200 містах і селищах міського типу зафіксовано близько 20 тис. зсувів;
- На 27% території країни, і насамперед у Вінницькій, Волинській, Луганській, Тернопільській, Хмельницькій областях, у відкритій формі проявляються карстові процеси;
- Більше 80 населених пунктів з територією близько 45 тис. км² знаходяться в зоні ризику можливого впливу сейсмічних навантажень;
- Понад 50 міст і селищ міського типу площею 30 тис. км² розташовані на підроблюваних внаслідок видобутку вугілля та інших корисних копалин територіях;
- Берегова смуга Чорного та Азовського морів загальною протяжністю 2630 км відчуває постійний вплив негативних геотехногенних процесів як з боку суші, так і з боку моря, що призводить до поступового

руйнування практично 60% берегової лінії, втрати щорічно складають близько 100 га прибережних територій.

Інтегральну оцінку протікання негативних процесів в ґрунтових основах можна звести до того, що ці процеси стають більш небезпечними і менш прогнозованими. Оскільки в багатьох випадках перебіг цих процесів починається лише при несприятливій комбінації декількох природно-геологічних і техногенних факторів, можливість надійного прогнозу при застосуванні звичайних детермінованих методів розрахунків досить обмежена. Очевидно, більш перспективними є імовірнісні методи розрахунків, які, хоча і застосовуються в геотехніці (зокрема, при визначенні фізико-механічних властивостей ґрунтів), проте для специфічних ґрунтових умов поки значного поширення не набули.

Статичні навантаження, будучи в звичайних умовах основним видом впливів на будівлі та споруди (виключаючи аварійні ситуації і не епізодичні навантаження), у складних інженерно-геологічних умовах можуть поступатися квазістатичним впливам у вигляді нерівномірних осідань ґрунтових основ, які відносяться до епізодичних навантажень.

Динамічні навантаження, що найбільш складно враховуються у розрахунках будівельних конструкцій, будівель і споруд через їх специфічну динамічну реакцію, яка залежить від конструктивних особливостей об'єкта, виду динамічних дій, способу їх врахування при виконанні динамічних розрахунків, прийнятих розрахункових моделей і застосовуваних методів розрахунків на стадіях проектування, зведення, експлуатації та реконструкції, ще більше погіршують негативні процеси.

В ідеалі проектувальники повинні мати можливість змоделювати і врахувати всі чинники, як негативні, так і позитивні, що впливають на НДС будівлі або споруди протягом усього терміну експлуатації. Для цього потрібні обґрунтовані, адекватні, в міру докладні моделі окремих конструкцій, будівель і споруд, що дозволяють виконати коректні розрахунки і при цьому не відчувати труднощів з аналізом їх результатів.

Містобудівні фактори суттєво впливають на об'ємно-планувальні та архітектурно-художні рішення житлових і громадських будівель. До числа таких факторів належать розміри відведеної ділянки, її конфігурація, розташування по відношенню до вулиць, площ, парків, водної поверхні, навколишньої забудови, а також її соціальне значення і роль в організації архітектурного ансамблю. Ці фактори визначають розміщення будівлі на ділянці, підходи до неї, її просторову організацію, поверховість, архітектурно-художнє рішення, орієнтацію основних композиційних осей.

Рельєф місцевості також істотно впливає на формування об'ємно-планувальної структури будинку. При цьому вирішується подвійне завдання: технічне та архітектурно-художнє. Технічною стороною завдання є раціональне використання рельєфу місцевості для найбільш зручного і економічного розміщення всіх елементів будівлі. Архітектурно-художнє рішення має найбільш виразно передати зв'язок об'ємно-просторової структури будівлі з навколишнім середовищем, ландшафтом.

На об'ємно-планувальні рішення цивільних будинків істотний вплив має клімат. У кліматичних районах з низькими зимовими температурами, сильними вітрами, об'ємно-планувальні рішення житлових і громадських будинків повинні забезпечувати менші площі зовнішніх огорожень і надійний захист приміщень від продування, тобто повітронепроникність огорож. У районах з теплим кліматом, коротким опалювальним сезоном, з тривалим спекотним періодом і з сильною сонячною радіацією, тепловтрати мало впливають на умови експлуатації будівель, але при формуванні їх об'ємно-планувальних рішень велике місце має займати захист приміщень від надмірної інсоляції, забезпечення інтенсивного повітрообміну і зв'язку приміщень із зовнішнім середовищем.

У районах із складними інженерно-геологічними умовами та сейсмічних районах вимоги до забезпечення міцності, стійкості, просторової жорсткості будівлі та її елементів мають істотний вплив на формування об'ємно-планувального рішення. Переважно це компактні рішення з

симетричною композицією, без сильно виступаючих частин будівель, конструктивних елементів і западаючих кутів. При необхідності більш складної конфігурації будівля повинна бути розділена деформаційними та антисейсмічними швами на самостійні прості за формою частини.

Багато ґрунтів у природному стані мають невисоку несучу здатність і підвищену стискальність. Для інших ґрунтів характерно істотне погіршення механічних властивостей при певних впливах (наприклад, замочування лесових ґрунтів під навантаженням, відтавання мерзлих ґрунтів, розсолення засолених ґрунтів тощо.), що може викликати нерівномірні деформації основи.

Недооцінка цих явищ може привести до значних деформацій основи, до її осідання і навіть до втрати стійкості основи.

У зв'язку з цим, все більше зростає актуальність розвитку нових захисних заходів та методів розрахунку, що дозволяють з можливо найменшими додатковими витратами (по відношенню до об'єктів в звичайних ґрунтових умовах) вести будівництво в складних інженерно-геологічних умовах. При цьому, ці заходи повинні забезпечувати високу надійність і довговічність будівель, можливість ремонтів та усунення наслідків нерівномірних впливів основи.

Всі захисні заходи діляться на дві групи:

- Заходи з перетворення будівельних властивостей основи;
- Конструктивні заходи з посилення фундаментно-підвальної та верхньої частини будівлі.

1.2. Заходи перетворення будівельних властивостей основи

Основні способи перетворення можна розділити на три групи:

- Конструктивні методи, які не поліпшують властивості самих ґрунтів, а створюють більш сприятливі умови роботи їх як основ за рахунок регулювання напруженого стану й умов деформування, коли їх негативні властивості не можуть виявитися: компоновка генплану; планування

територій, що забудовуються; влаштування під будівлями мало-водопроникних екранів; якісна засипка водонепроникних котлованів і траншей; влаштування навколо будівель водонепроникних відмосток; відведення аварійних вод за межі будівель і в зливо-стічну мережу.

- Ущільнення ґрунтів, здійснюється різними способами й спрямоване на зменшення пористості ґрунтів, створення більш щільного пакування мінеральних агрегатів;

- Закріплення ґрунтів, що полягає в утворенні міцних штучних структурних зв'язків між мінеральними частками.

Вибір методу перетворення структурних властивостей ґрунтів залежить від:

- типу ґрунту (його фізичних властивостей);
- характеристики шарів ґрунтової основи;
- особливості майбутнього спорудження, тобто інтенсивність переданих їм навантажень;
- розв'язуваних інженерних завдань;
- технологічних можливостей будівельної організації.

Конструктивні заходи поділяються на:

- Заміна ґрунту основи (ґрунтові подушки);
- Шпунтові огороження;
- Армування ґрунтів;
- Бічне привантаження;
- Використання підземного простору.

1.2.1. Використання підземного простору

Використання підземного простору для виймання просадної товщі ґрунту та розміщення технічних поверхів є одним із способів будівництва при невеликих товщах просідаючих ґрунтів. При цьому, збільшення вартості будівництва спрямоване не тільки на усунення можливості розвитку нерівномірних деформацій основи, а й на влаштування додаткової корисної

площі.

Як правило, ці частини будівель використовуються для розміщення в них торгових площ, підземних паркінгів, інженерного обладнання.

Підземні гаражі та автостоянки призначаються для зберігання, технічного обслуговування і ремонту легкових, вантажних і спеціальних автомобілів та інших транспортних засобів.

Підземні автостоянки, призначені для постійного зберігання автотранспорту, допускається розташовувати під житловими і громадськими будівлями, ділянками зелених насаджень, спортивними спорудами, під господарськими та ігровими майданчиками (крім дитячих), під проїздами, наземними автостоянками, шкільними майданчиками (при розміщенні заїздів, виїздів за межами шкільних майданчиків), у місцях житлової забудови, а також у вигляді окремо розташованих споруд.

У підземних гаражах і автостоянках можуть застосовуватися одно- або двосторонні схеми розміщення автомобілів (рис.1.4). При постійному зберіганні перевагу віддають двосторонньої однорядній схемі з розташуванням транспортних засобів перпендикулярно до осі проїзду.

Підземні гаражі та автостоянки можуть бути як одно-, так і багатоярусними.

В'їзди і виїзди з гаража повинні бути віддалені від житлових будівель мінімум на 10-20 метрів і розташовуватися безпосередньо на прилеглих вулицях, не порушуючи руху на головних вулицях загальноміського та районного значення.

В останні роки, в підземному просторі розміщують багатоярусні багатофункціональні комплекси об'єктів культурно-побутового обслуговування населення та інженерного забезпечення сучасного міста. Залежно від конкретних умов, підземні комплекси можуть мати від 2 до 6 ярусів.

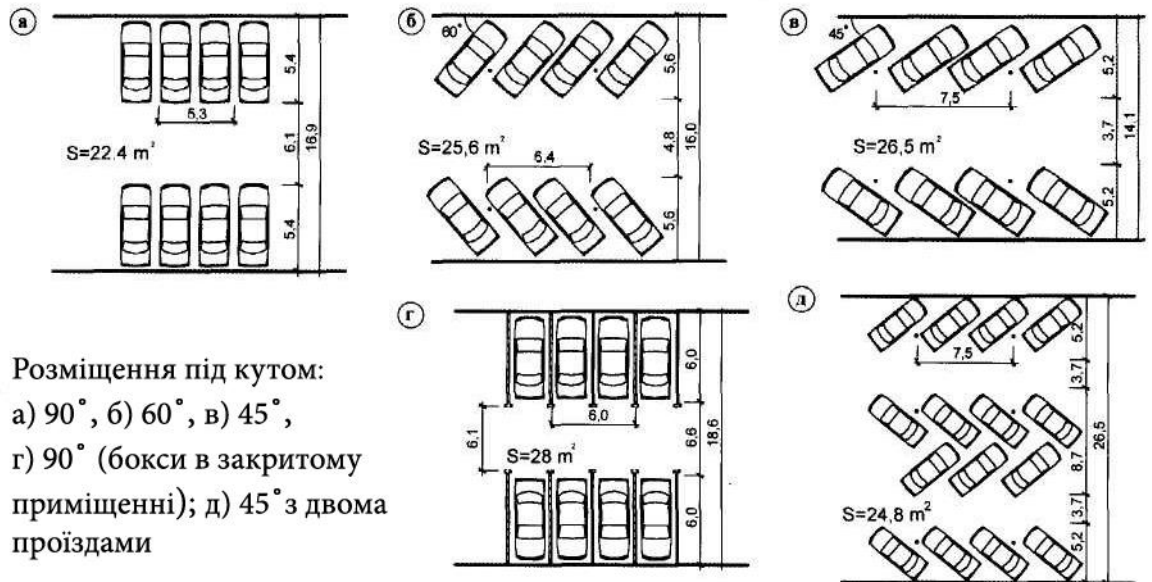


Рис.1.4. Схема розміщення автомобілів у гаражах

1.2.2. Конструктивні заходи з підсилення фундаментно-підвальної та верхньої частини будівлі

Конструктивні заходи об'єднують в групи по складу і способу реалізації, традиційного для будівництва в особливих ґрунтових умовах.

Для жорстких будівель застосовують:

- розрізання будівель осадовими швами на відсіки;
- влаштування залізобетонних поясів і армованих швів;
- посилення фундаментно-підвальної частини шляхом застосування монолітних або збірно-монолітних фундаментів.

Для піддатливих і гнучких будівель використовують:

- заходи для додаткового збільшення податливості (введення гнучких в'язей; підвищення площі спирання);
- рішення, що забезпечують нормальну експлуатацію будівель при можливих, часто нерівномірних просадках.

1.2.3. Сучасні розрахункові схеми цивільних споруд

Історично при проектуванні будинків розрахунки конструкцій виконувались окремо від розрахунків основи. При цьому збір навантажень здійснювався без урахування деформацій основи, тобто розрахунок

навантажень на основу проводився так, наче будівля стояла жорсткій основі. Потім навантаження від будівлі прикладалися до основи як гнучкі та моделювалися з використанням методів механіки ґрунтів.

У 1950-1970-х рр. були розроблені методи розрахунку фундаментних плит з урахуванням їх взаємодії з основою. При цьому моделювання основи виконувалося за двома напрямками. Перше – основа була замінена пружним ізотропним середовищем (на відміну від реального анізотропного і нелінійно-деформуючого непружного середовища). Інший напрямок – введення коефіцієнтів пастелі, більш зручних для чисельних розрахунків і набувших широкого поширення. Спрощені методи застосовуються для розрахунку фундаментальних плит, але вони не дозволяють розглядати нелінійну роботу основи і не застосовуються для розрахунку підземних споруд, будівель з глибокими підвалами, будівель на окремо стоячих фундаментах, для оцінки впливу підземних виробок тощо.

В останні роки значно розширилися обсяги будівництва об'єктів підвищеної поверховості (16 і більше), протяжних в плані, що викликає необхідність розвитку нових і вдосконалення існуючих методів розрахунку. Особливу важливість проблема пошуку оптимальних розрахункових систем набуває для будівель і споруд у складних інженерно-геологічних умовах.

У різний час цими питаннями займалося велике число дослідників. Тривалий період часу були широко поширені методи визначення зусиль в елементах будівель від горизонтальних навантажень і від навантаження на стіни при абсолютно жорсткій основі.

Згодом розвивалися методи визначення зусиль і деформацій по висоті будівель при нерівномірному осіданні основ, характерних для складних інженерно-геологічних умов. Для вирішення цього завдання були розроблені рекомендації в діючих до 1978 р «Вказівки з проектування конструкцій великопанельних житлових будинків» (СН-321-65), заснованих на роботах Б.А. Косіцина. За цією методикою зсувні зусилля в стиках поздовжніх і поперечних стін визначаються з умови рівності просідань поздовжніх і

поперечних стін у місці стиків і розподіляються по їх висоті пропорційно зсувній жорсткості з'єднань, що застосовується лише при припущенні абсолютно жорстких на стиск стін і у випадку, коли вертикальні стики знаходяться на стадіях, далеких від руйнування.

Внаслідок нерозвиненості засобів обчислень і програмних комплексів для розрахунку будівель, тривалий період використовувалися два підходи до формування розрахункових схем будівель:

- Будівлю представляють у вигляді системи перехресних балок. У результаті розрахунку такої системи визначаються узагальнені зусилля, що діють в перетинах системи. Потім, залежно від поставлених практичних завдань, складається детальна розрахункова схема (стін, вертикальних стиків тощо), до неї прикладаються зусилля, отримані з розрахунку перехресної системи і діючі навантаження (власна вага тощо) і проводиться розрахунок, за результатами якого проводиться розробка конструкцій і в'язей.
- Будівлю розглядають як єдину систему, під дією різних навантажень (вітрових, снігових, власної ваги тощо).

Розрахунок будівель на пружній основі, як плоско-просторової системи, навантаженої вітровим навантаженням виконується за допомогою методу переміщень. Вузли просторової рами закріплюються від поворотів у двох напрямках і лінійного переміщення, потім для окремих балок (виділених із загальної системи) визначаються реакції в накладених зв'язках. Однак такий підхід не враховує зрушення і можливість розшарування в горизонтальних стиках, а також жорсткість вертикальних стиків.

Розрахункова схема являє собою систему вертикальних стрижнів (рис.1.5), що моделюють поздовжні стіни, які спираються на горизонтальні балки. У поперечному напрямку стрижні з'єднані пружно-зсувними і абсолютно жорсткими поперечними в'язями. Використання даної моделі можливо для визначення зусиль у вертикальних стикових з'єднаннях поздовжніх і поперечних стін, проте істотно спотворює НДС будівлі і

вимагає додаткових досліджень з метою визначення жорсткісних параметрів в'язей, що моделюють поперечні стіни.

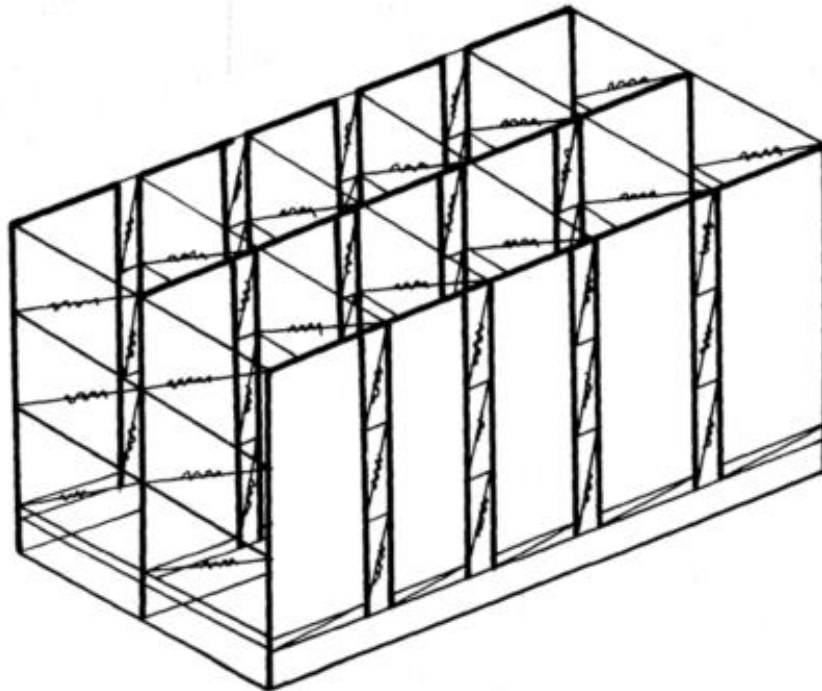


Рис.1.5. Просторова розрахункова модель будівлі у вигляді вертикальних стрижнів

З появою методу скінченних елементів (МСЕ) опубліковано значну кількість робіт, присвячених його застосуванню в розрахунках конструкцій. Істотним фактором був великий обсяг підготовчих робіт (визначення характеристик жорсткості частин розрахункової схеми, її опис тощо), а також великі витрати машинного часу (в порівнянні з іншими методами, наприклад методом складових стрижнів), особливо в просторових розрахункових схемах.

Також, з появою сучасної швидкодіючої обчислювальної техніки та розвитком ефективних математичних методів вирішення великих систем рівнянь, і з подальшою появою високоефективних програмних комплексів (ПК ЛІРА САПР тощо) рішення просторових задач з розрахунку конструкцій будівель стало повсякденною проектною практикою.

Останнім часом в практику проектування входять розрахунки будівель на пружній шаруватій основі, яка моделюється об'ємними кінцевими елементами. У цих розрахунках починають проявлятися основні ефекти

взаємодії основи та будинку. Сучасні програмні комплекси дозволяють також вирішувати завдання спільної роботи будівель і нелінійно-деформованої основи з урахуванням фактору часу.

1.2.4. Результати взаємодії будівлі і основи

Розглянемо основні ефекти, які проявляються при спільному розрахунку будинку та нелінійно-деформованої основи (рис.1.6). Ці ефекти відомі з моменту появи механіки ґрунтів.

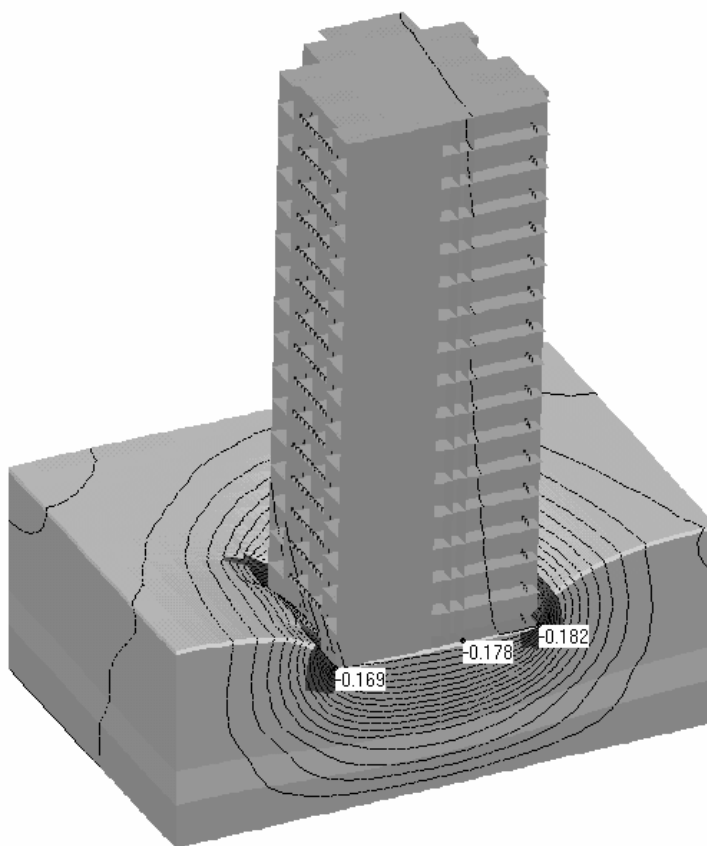


Рис.1.6. Ізолінії осадку (м) при спільному розрахунку будинку на плитному фундаменті і основи і ізолінії вертикальних зусиль (кН/м)

Їх «новизна» є скоріше психологічною проблемою, що виникла через традиційну роз'єднаність розрахунків будівель та їх основ. У будь-якому підручнику з механіки ґрунтів ми побачимо добре відому епюру контактних тисків під жорстким штампом. Для теоретичного вирішення пружного завдання вона має параболічний вид з виходом в нескінченність в крайових зонах. Для реальних ґрунтів вона має характерну сідлоподібну форму, яка змінюється при значних тисках, коли будівля близька до стану втрати

стійкості. Очевидно, що зусилля в самому штампі будуть такими ж. Тому не варто дивуватись, якщо при заміні штампа реальної конструкцією будівлі вертикальні нормальні напруження в крайових зонах виявляться сильно збільшеними.

Збільшення проявляється в зоні, висота якої приблизно дорівнює ширині будівлі. Ця фундаментальна закономірність характерна для будівель як на природній основі, так і на пальових фундаментах. У пальовому полі ефект жорсткості будівлі призводить до збільшення навантажень на палі крайових зон та розвантаженні палей в центрі будівлі. Цей загальновизнаний факт підтверджений численними вимірами. При всій простоті і ясності описаного ефекту рішення задачі є досить складним. Адже проектувальнику важливо не абстрактне знання про наявність ефекту, а його конкретне чисельне значення. Щоб використовувати сучасні нелінійні моделі механіки ґрунтів, нам слід перебудувати на європейський лад всю практику визначення властивостей ґрунтів.

РОЗДІЛ 2

НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

2.1. Актуальність роботи

Актуальність роботи полягає в тому, що приділена увага підсиленню ґрунтів при будівництві в умовах щільної забудови, яке в сучасному розвитку монолітного будівництва зустрічається дуже часто. Необхідно виконувати розрахунок будівельного об'єкту з врахуванням взаємодії наземної частини будівлі, основи та ґрунтів. Несуча здатність ґрунту та основи фундаменту впливає на міцнісні характеристики будівлі взагалі. Підсилення основи фундаменту від просідання при щільній забудові надає можливість вирішення складних питань в конструюванні (вертикальних несучих конструктивних елементів складної геометрії, можливостей збільшення довжини прольоту, підвищенні підлоги, використання конструкцій консольного типу).

2.2. Методи підсилення основи забудови

Фундаменти не тільки передають силові впливи від будівлі на основу, але й самі піддаються ряду статичних і динамічних силових і несилових впливів. До статичних силових відносяться вплив власної ваги конструкцій будівлі та вертикальних навантажень, які діють на них, бічного тиску ґрунту, нерівномірних деформацій основи; до динамічних відносяться вітрові, сейсмічні та вібраційні впливи.

Необхідність підсилення фундаментів, а також посилення основи може бути викликана також збільшенням навантажень на основи і фундаменти, зміною умов роботи основ і фундаментів, викликаним забудовою прилеглої території, освоєнням підземного простору та іншими причинами.

Закріплення ґрунтів основ слід застосовувати при відповідному техніко-економічному обґрунтуванні для підсилення основ фундаментів і для підвищення несучої здатності паль та інших глибоких опор існуючих будинків і споруд.

Способи закріплення ґрунтів:

- Хімічне закріплення ін'єкцією;
- Цементация;
- Струминне ін'єктування;
- Буро-змішувальний спосіб закріплення;
- Термічне закріплення.

Хімічне закріплення ін'єктуванням застосовують в ґрунтових масивах, що володіють певною водопроникністю, включаючи ґрунти тріщинуваті скельні і напівскельні, великоуламкові, піщані, просадні лесові при коефіцієнті фільтрації від 0,2 до 80 м/добу і швидкості руху ґрунтових вод менше 5 м/добу.

Для хімічного закріплення ґрунтів ін'єктуванням, крім закріплювачів затверджувачів, доцільно також вводити регулятори зхвачування, пластифікатори і стабілізатори, дозволені для застосування в цементних бетонах і розчинах.

При техніко-економічному обґрунтуванні прийнятого методу хімічного закріплення ґрунтів орієнтовну міцність при одноосьовому стисканні зразків закріплених масивів ґрунту приймають 0,5 ÷ 3 МПа для методів смолизації карбамідними смолами. Проектну міцність закріплених масивів ґрунту слід визначати виключно досвідченим шляхом за результатами контрольного закріплення, виконаного безпосередньо на об'єкті.

Процес хімічного закріплення ґрунтів можна інтенсифікувати пропусканням через малопроникні глинисті ґрунти електричного струму з метою підвищення їх проникності.

В анізотропних ґрунтах ін'єкцію закріплювального розчину рекомендується робити таким чином, щоб основні лінії струму розчину збігалися з напрямком максимального коефіцієнта фільтрації ґрунту.

Цементация використовується:

- як допоміжний засіб при хімічному закріпленні ґрунтів для ущільнення контакту фундаменту з основою;

- для закріплення тріщинуватих скельних і напівскельних, у тому числі великоуламкових ґрунтів;
- для закріплення малопроникних ґрунтів у режимі розриву пластів з армуванням ґрунту просторовими елементами з цементного розчину.

Методи контролю виконаних цементаційних робіт повинні бути установлені проектом в залежності від особливостей цементованих ґрунтів і конструкцій. Як правило, контроль призначають у кількості 5–10% від основних цементаційних свердловин.

Струминне ін'єктування застосовують для посилення основи фундаментів будівель і споруд у м'яких однорідних ґрунтах, у тому числі практично водонепроникних. За допомогою струменевої технології влаштовують вертикальні циліндричні ґрунтоцементні палі діаметром до 1000 мм. Параметри струменя, швидкість його обертання і поступові переміщення вгору, вид, марку і кількість введеного в ґрунт цементу визначають проектом на підставі дослідних робіт, виконаних в умовах конкретного об'єкта.

Контроль якості палей, які влаштовуються методом струминного ін'єктування, виконують не раніше семи днів з моменту їх влаштування способом колонкового буріння палей з відбором кернів через 1 м по глибині з наступним випробуванням отриманих циліндрів на міцність. Кількість контрольних свердловин для відбору кернів призначають не менше 5% від числа палей. При цьому не менше 50% контрольних свердловин бурять для уточнення фактичного радіуса палей.

Випробування палей, виконаних струменевою технологією, на осьове навантаження роблять у відповідності зі ДБН В.2.1-10-2009 [X]. При цьому кількість досліджуваних палей приймають не менше 2% від числа палей, але не менше 6 штук на об'єкт.

Бурозмішувальний спосіб закріплення застосовують переважно в слабких глинистих ґрунтах текучої консистенції. За допомогою буро змішувальної технології в товщі слабого водонасиченого глинистого ґрунту

виготовляють циліндричні ґрунтоцементні палі діаметром до 1000 мм. Параметри буріння, вид, марку і кількість введеного в ґрунт цементу визначають проектом.

Термічне закріплення ґрунтів (глибинний випал) застосовують для ліквідації просадних і пучинистих властивостей ґрунтових основ, зміцнення укосів, пристроїв зі зміцнених ґрунтів фундаментів і підпірних стінок. Цей спосіб слід застосувати переважно для глинистих ґрунтів з вмістом глинистих часток не менше 7% при ступені вологості не більше 0,8.

Форми і розміри термоґрунтових палей і масивів встановлюють проектом і контролюють бурінням у радіальному напрямку від нагрівальної свердловини. Перевірку міцності закріпленого ґрунту слід проводити випробуванням зразків, відібраних з випаленого масиву, контрольним бурінням, розкриттям шурфами. Необхідність випробування обпалених масивів штампом визначають проектом.

Розглянувши всі способи підсилення можна зробити висновок, що при щільній забудові вплив на основу будівлі, викликаний динамічними навантаженнями, забудовою прилеглої території можна зменшити хімічним ін'єктуванням або цементизацією.

Хімічне закріплення ґрунтів у порівнянні з іншими методами має ряд переваг: простоту виконання робіт; портативність застосування; короткі терміни виконання робіт; довговічність закріплення; можливість закріплення ґрунту на будь-якій глибині без проведення будь-яких спеціальних виробок і земляних робіт; можливість проведення підземних робіт без припинення експлуатації будівлі або споруди.

Ще існує метод підсилення основи фундаментів за допомогою палей: *буро набивні палі, буроін'єкційні палі*, зроблені по розрядно-імпульсній технології. Якщо за технологією виготовлення буроін'єкційних палей після заповнення свердловини ін'єкційним розчином, свердловини обпресовують з забою стисненим повітрям, то нова технологія передбачає обробку ін'єкційного розчину в свердловині з вибоєм до гирла і назад серією

високовольтних електричних розрядів. Виникаючий при цьому електрогідравлічний ефект ущільнює навколишній ґрунт, знижує його пористість в зоні впливу ударного імпульсу, формує тіло палі.

2.3. Вихідні і розрахункові дані

Найсерйозніші пошкодження будівлі зазвичай пов'язані з порушенням його статичної рівноваги. Через нерівномірне осідання виникають тріщини в стінах і склепіннях, перекося отворів і руйнування їх перемичок, нахили окремих стін або всього будинку в цілому. Іноді це пояснюється невдалим вибором місця для споруди і неврахуванням негативних властивостей ґрунтів у цілому або їх частини. Іноді це залежить від невдалої конструкції фундаменту, що призвела до руйнувань, або від недостатньої ширини.

У більшості випадків нерівномірне осідання фундаментів часто пояснюється погіршенням стану ґрунтів: зменшенням їх несучої здатності внаслідок замочування (осідання лесових ґрунтів), гноїнням органічної частини насипних ґрунтів, вимиванням дрібних фракцій піщаних ґрунтів при зміні режиму ґрунтових вод або виконанням підземних виробок поблизу будівлі.

Розрахункові схеми для визначення кінцевого стабілізованого осідання основи від дії навантаження, що передається на ґрунти через подошву фундаменту, представлені на рис.2.1.

Осадку поверхні основи на рівні подошви фундаменту буде викликати не загальний тиск $p(x)$ що виник після будівництва, а приріст тиску рівний $p(x)-q$, де $q=\gamma d$ – природний тиск на глибині закладання фундаменту.

Прогин поверхні основи буде мати криволінійний стан, який залежить від жорсткості фундаменту. Для абсолютно жорстких фундаментів характер осідання поверхні буде відповідати пунктирним лініям на рис.2.1.

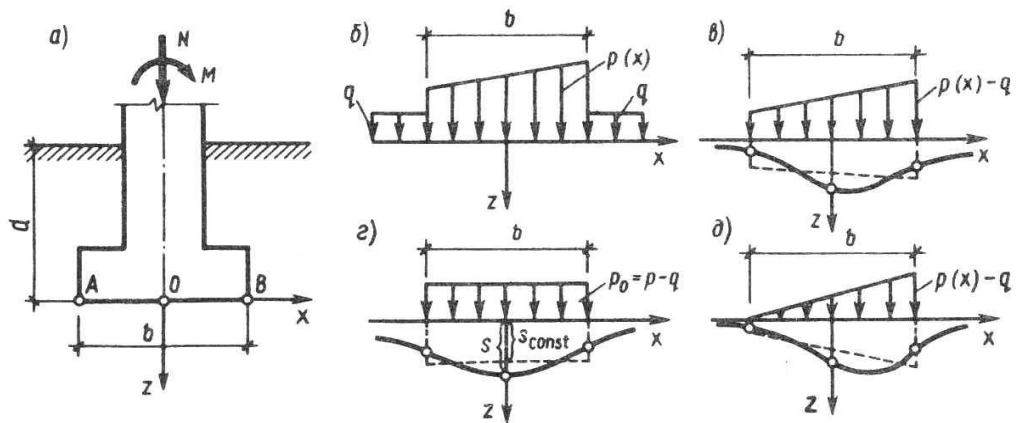


Рис.2.1. Схеми фундаменту: (а), розрахункова схема передачі навантаження на основу (б) різні види епюр додаткового тиску(в-д)

При практичних розрахунках вдаються до спрощення завдання.

Для центрально навантажених фундаментів визначається максимальна осадка s по осі Z , яка приймається як величина спільної деформації основи і фундаменту.

Осадка ґрунту відбувається тільки в межах глибини стиснутої товщі H_c . Осідання основи відбувається тільки за рахунок стиснення стовпа ґрунту, безпосередньо знаходиться під подошвою фундаменту (рис.2.2, а). Стиснення кожного елементарного шару потужністю Δz здійснюється рівномірно розподіленим по його поверхні навантаженням, яке рівне максимальному значенню σ_{zp} , що діє по осі Z .

Визначивши величину стиснення кожного елементарного шару ґрунту в межах стиснутої товщини основи і підсумувавши ці величини, отримаємо загальне осідання основи фундаменту. Такий підхід до вирішення задачі називають методом пошарового (елементарного) підсумовування.

Можливі два розрахункових випадки: стиснення елементарного шару без бокового розширення (рис.2.2, б); стиск елементарного шару з можливістю бокового розширення (рис.2.2, в).

В першому випадку:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$$

$$\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z \frac{\nu}{1-\nu} \quad (2.1)$$

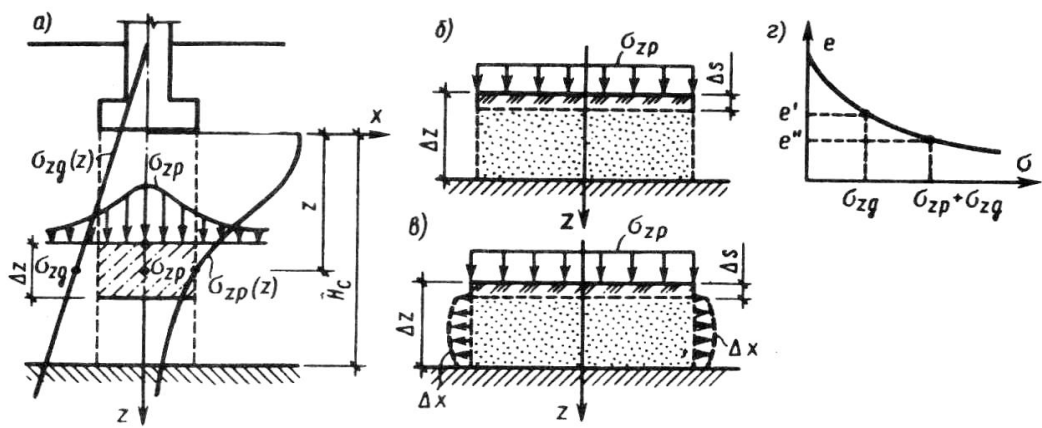


Рис.2.2. Розрахункові схеми для обґрунтування наближених методів визначення осідання (а, б, в) і компресійна крива ґрунту (г)

Відносна деформація елементарного шару:

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} \left(1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu} \right) = \frac{\sigma_z}{E} \beta \quad (2.2)$$

$$\varepsilon_z = \Delta s / \Delta z$$

Стиснення елементарного шару

$$\Delta s = \sigma_{zp} h \beta / E \quad (2.3)$$

$$\Delta s = \sigma_{zp} h m_v \quad (2.4)$$

Для визначення деформаційних характеристик ґрунтів використовуються компресійні випробування.

У другому випадку:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y \neq 0$$

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z - \sigma_m}{2G} + \frac{\sigma_m}{K} \quad (2.5)$$

де G – модуль зсуву, K – модуль об'ємної деформації ґрунту.

Стиснення елементарного шару для просторової задачі:

$$\Delta s = h \left(\frac{\sigma_z - \sigma_m}{2G} + \frac{\sigma_m}{K} \right) \quad (2.6)$$

Для точного визначення деформаційних характеристик потрібне проведення спеціальних дослідів в приладах тривісного стиснення.

Метод пошарового підсумовування (без урахування можливості бокового розширення ґрунту) рекомендований ДБН В.2.1-10-2009 [X], ДСТУ

Б В.3.1-2:2016 «Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій і основ промислових будинків та споруд» [X].

На рис.2.3. представлена розрахункова схема методу.

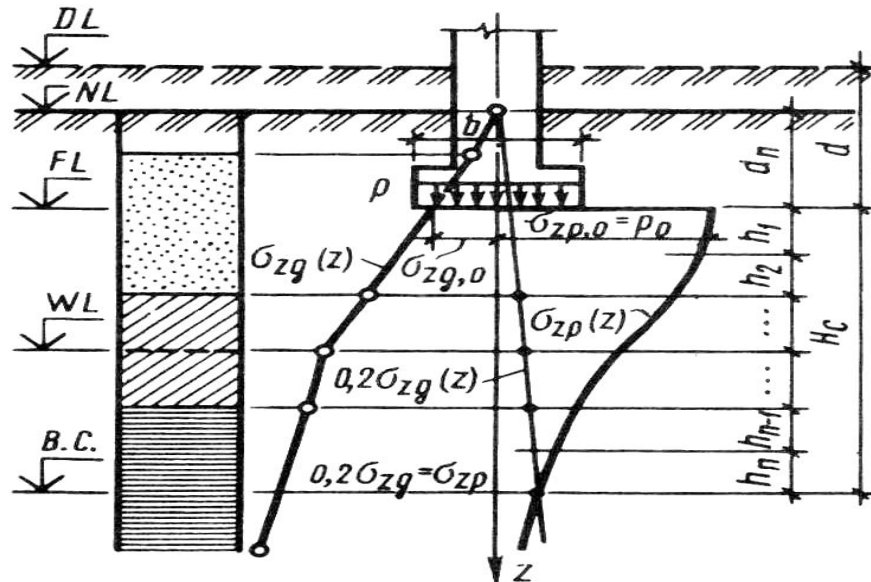


Рис.2.3. Літологічна колонка і розрахункова схема для визначення осад методом пошарового підсумовування (DL - позначка планування, NL - відмітка поверхні природного рельєфу, FL – відмітка)

Алгоритм розрахунку

Проводиться прив'язка фундаменту до інженерно-геологічної ситуації основи, тобто суміщення його осі з літологічною колонкою ґрунтів.

Визначається середній тиск на основу по підшві фундаменту p .

Будується еюра природного тиску σ_{zg} по осі фундаменту.

Визначається додаткова вертикальна напруга в площині підшви фундаменту: $p_0 = \sigma_{zp,0} = p - \sigma_{zg,0}$, де $\sigma_{zg,0}$ – тиск в рівні підшви фундаменту.

Будується еюра додаткових напруг $\sigma_{zp} = \sigma_{zp,0} \cdot \alpha$.

Будується допоміжна еюра природного тиску $0,2 \sigma_{zg}$.

Визначають нижню межу стиснутої товщі з умови $0,2 \sigma_{zg} = \sigma_{zp}$.

Стискаючу товщу основи розбивають на елементарні шари товщиною h_i так, щоб в межах кожного слою ґрунт був однорідним, h_i приймають не більше $0.4 b$.

Знаючи додаткову напругу в середині кожного елементарного шару $\sigma_{zp,i}$, визначають стиснення цього шару.

Загальне осідання фундаменту знаходиться як сума величин стиснення кожного елементарного шару в межах стиснутої товщини:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_i} \text{ или } s = \beta \sum_{i=1}^n \sigma_{zp,i} h_i m_{v,i} \quad (2.7)$$

де n – число шарів, h_i – товщина i -го шару; E_i і $m_{v,i}$ – модуль деформації і коефіцієнт відносної стисливості i -го шару відповідно, $\beta=0,8$.

При цьому проектування і розрахунок будинків і споруд повинні виконуватись за умови

$$S \leq S_u (S'_u) \quad (2.8)$$

де $S=S_0+S_p+S_g$ – розрахункова величина сумарної деформації будівлі сумісно з основою в реальних інженерно-геологічних умовах в залежності від:

S_0 – величина сумісних деформацій для ґрунтів природної вологості;

S_p – величина додаткових сумісних деформацій з урахуванням складу та об'єму підготовчих інженерних заходів на майданчику об'єкта щодо повного або часткового усунення властивостей просідання ґрунтів основи у верхній зоні просідання h_{sl} , p від зовнішнього навантаження;

S_g – величина додаткових сумісних деформацій з урахуванням параметрів викривлення земної поверхні внаслідок просідання ґрунтів основи від власної ваги;

S_u та S'_u – значення граничних сумісних деформацій в залежності від конструктивної системи будинку або споруди відповідно для випадків, коли конструкції об'єкта не розраховані або розраховані на зусилля, що виникають в них при взаємодії з основою.

Для будинків жорсткої конструктивної схеми компоненти сумісних деформацій просідання зображені на рис.2.4.

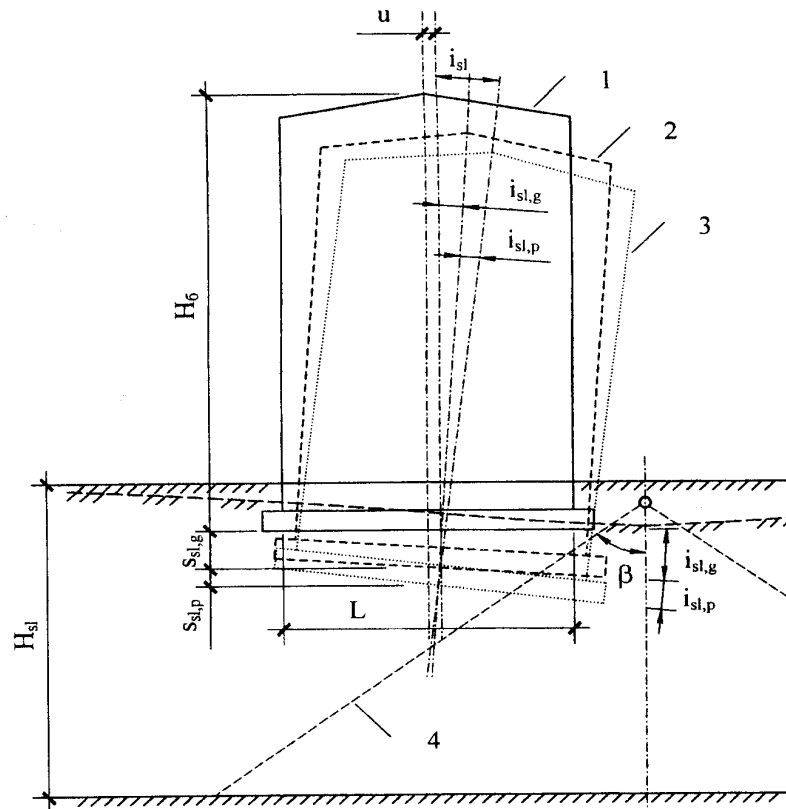


Рис.2.4. Компоненти сумісних деформацій просідання основи і будинку при впливі динамічного навантаження на основу від джерела біля поверхні землі

$H_{\text{бод}}$ і L – висота і довжина будинку; $s_{sl, g}$ та $i_{sl, g}$ – просідання і нахил поверхні основи під будинком від власної ваги ґрунтів; u – горизонтальне переміщення будинку, що спричинене горизонтальними переміщеннями основи u_{sl} при просіданні від власної ваги ґрунтів; $s_{sl, p}$ та $i_{sl, p}$ – просідання і крен будинку від навантажень системи фундаментів; $i = i_{sl, g} + i_{sl, p}$ – крен будинку від просідання основи; 1,2,3 – розташування будинку у вертикальній площині відповідно; 4 – верхня межа зони замочування товщі просідання із локального джерела під кутом розтікання води β .

2.4. Способи посилення фундаментів

Проектування будинків та споруд повинно здійснюватися з урахуванням можливості прояву та усунення наднормативних кренів, які перевищують граничні значення для конструкцій будинку чи споруди та наявного у ньому інженерного обладнання (ліфтів, підйомників, тощо).

Для усунення просадки основи в ущільненій забудові використовують методи буроінекційних паль або метод часткової заміни палевих фундаментів.

В проектуванні нашого офісного центру основою фундаменту є палеве поле з використанням буронабивних паль, але при нерівномірному осіданні основи фундаментів, що часто пояснюється погіршенням стану ґрунтів, відбувається просідання забудови. Щоб уникнути просідання основи, для підсилення використовуємо метод встановлення буроінекційних паль або метод хімічного інекцювання. Розглянемо два способи підсилення:

Перший спосіб полягає в частковій заміні палевих фундаментів.

При обстеженні палевих фундаментів цивільних будинків досить часто виявляється, що вони знаходяться в напівзруйнованому стані внаслідок зміни вологісного режиму в ґрунті або корозії бетону в залізобетонних спаях в результаті потоку кислот, лугів та інших хімічних впливів. Якщо не провести своєчасне посилення таких фундаментів, то внаслідок поступової втрати взаємодії паль з ґрунтом вони почнуть деформуватися і викликати зростаючі в часі осадки будівлі або споруди. Не виключено, що вони можуть стати аварійними. Тому, при дослідженні нашої будівлі, незалежно від того чи будуть збільшені навантаження на основу або вони залишаться тими ж, фундаменти з палями, які пошкоджені корозією необхідно посилити.

Процес посилення фундаментів з палями, які пошкоджені корозією зводиться до наступного. Спочатку шурфуванням виробляється оголення паль нижче палевого ростверку. Якщо палі прийшли в непридатність, то на дні шурфу глибиною 1,2-1,5 м влаштовується армована залізобетонна плита товщиною 20-30 см, яка омонолічує як дефектні, так і добре збережені палі. Після того як плита стала більш міцною і між ростверком і плитою встановили розклинені страхуючі розпірки – дефектні ділянки палі беруться в залізобетонні обойми. В залежності від того, в якому стані знаходяться стовбури паль нижче, горизонтальні монолітні плити можуть влаштовуватися

в кілька ярусів. По завершенні операцій часткової заміни паль у фундаменті простір між плитами ретельно заповнюється місцевим ґрунтом.

Часткова заміна гнилих паль може бути проведена шляхом задавлювання елементів паль типу «Мега» (або відрізків сталевих труб) в міжпалевий простір після розкриття першого ярусу основи. Опорою для вдавлюючих домкратів в цьому випадку міг би служити існуючий палевий ростверк. Посилення деформованих палевих фундаментів після обстеження та засипки шурфів можна провести буроін'єкційними палями, які після твердіння бетону в свердловинах здатні сприйняти на себе частину навантажень, переданих на фундамент, і тим самим в необхідній мірі розвантажити його.

Другий спосіб.

Розглянувши основу споруди на просідання ґрунтів виявилось, що модуль деформації ґрунту в основі споруди бізнес центру збільшився в результаті тривалого ущільнення ґрунту під дією зростаючого навантаження, а також вібрацій від роботи технологічного обладнання поблизу розташованої будівлі. Разом з тим, отримані дані показали, що модуль деформації підвищується більш інтенсивно, ніж зменшується пористість, тому пояснити таке явище лише ущільненням ґрунтів неможливо. Ймовірно, збільшенню модуля деформації сприяють фізико-хімічні процеси, що протікають на межі твердої фази ґрунту. При цьому збільшення дисперсності сприяє інтенсивності прояву цього процесу.

Для багатьох традиційних способів посилення основ і фундаментів проблемою є неможливість застосування в будь-яких ґрунтових умовах, а також висока вартість і трудомісткість виконання робіт. Підсилення фундаментів шляхом влаштування буроін'єкційних паль (рис.2.5) можливо в будь-яких ґрунтових умовах, при цьому вартість робіт знижується в 2-2,5 рази.

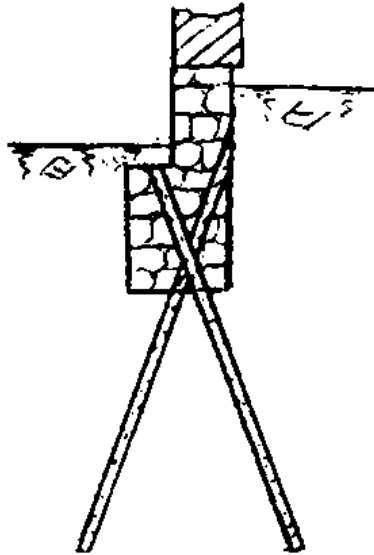


Рис.2.5. Підсилення фундаментів буроін'єкційними палями

За допомогою буроін'єкційних палей можна проводити посилення фундаментів не розробляючи котловани і не порушуючи природної структури ґрунтів основи, так як обладнання, що застосовується для їх влаштування не створює динамічних впливів і крім того, воно малогабаритне і може бути встановлено як всередині житлового або виробничого приміщення, так і в його підвальної частині. Посилення цим способом найбільш доцільно виконувати, якщо ґрунти основи будівлі мають низьку несучу здатність. У цьому випадку, частина або все навантаження від фундаменту передають на більш глибоко розташовані зміцнені шари ґрунту, для чого й влаштовують під будівлею буроін'єкційні палі – свого роду жорсткі коріння в ґрунті. Буроін'єкційні палі за кордоном називають коренеподібними. Вперше вони були запропоновані італійською фірмою "Фондеділе". Буроін'єкційні палі доцільно також застосовувати при будівництві нових споруд поряд з існуючими.

Це необхідно, коли спорудження об'єкту ведеться в умовах сформованої забудови, тобто можна захистити існуючі будівлі від можливих переміщень ґрунту при розробці глибоких котлованів. У цих випадках, звичайні палі виявляються непридатними для підсилення основи, через вібрації, удари і громіздкість технологічного обладнання.

Алгоритм встановлення бурієкційних паль.

По-перше пробурюємо свердловини. Після закінчення буріння до проектної глибини і вилучення бурового механізму, в свердловину заповнену глинистим розчином, секціями опускають арматурний каркас (рис.2.6). Він складається з трьох-чотирьох стрижнів арматурної сталі діаметром $d_c = 0,36$ м та круглих хомутів, діаметр яких не менше діаметра свердловини. Довжина секції арматурного каркаса лімітується висотою приміщення, в якому проводяться роботи, і зазвичай не перевищує 8 м. Між собою секції з'єднують зварюванням. Для попередження відхилення каркаса від осі свердловини на ньому ставлять фіксатори, що приварюються вздовж робочих стержнів. Палі-стійки армують на всю довжину, висячі палі можуть не мати арматури в нижній частині.

Після встановлення арматурного каркасу, або паралельно з його встановленням, в свердловину опускають ін'єкційну трубу діаметром 0.25-0.5 м з ланок довжиною 10-25 м, що з'єднуються муфтами. Через неї свердловину заповнюють цементно-піщаним розчином, що подається насосами СО-49 під тиском до 0,3 МПа. Подача насоса становить 4 м³/год при її дальності по горизонталі 150 м, по вертикалі 30 м. Глинистий розчин з свердловини при цьому витісняється і в її нижній частині, де тиск найбільше, відбувається обтиснення стінок з виникненням невеликого розширення стовбура-виступів в нашому випадку на 0.07 м, $d_p \approx 0,43$ м.

Після заповнення свердловини розчином ін'єкційну трубу витягають, а свердловину обпресовують через клапан стиснутим повітрям тиском 0,3-0,5 МПа або додатковим цементно-піщаним розчином, що подається під тиском від розчино-насоса. Після обпресування повітрям свердловину заповнюють цементно-піщаним розчином до її гирла.

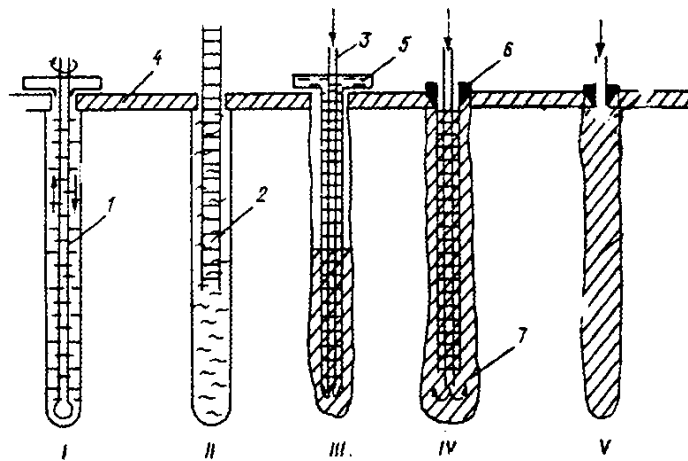


Рис.2.6. Технологічна схема виготовлення буроін'єкційних паль з промиванням свердловин бентонітовим розчином

(I - буріння свердловин шарошечним долотом, II - установка армокаркаса; III - установка ін'єкційної труби і заповнення свердловини розчином; IV-установка тампона і опресовування свердловини з вибоєм, V - опресовування свердловини з гирла: 1 – бурова основа, 2 - армокаркас, 3 - ін'єкційна труба 4 - підсилюваний фундамент, 5 - гирловий лоток, 6 - тампон з сальником, 7 - готова паля)

Графіки залежності осідання буроін'єкційної палі від навантаження $S=f(F)$ за даними моделювання на рис.2.7. Помітна цілком задовільна ситуація графіків, тобто несуча здатність палі при навантаженні $F=550 \text{ кН}$ не вичерпана.

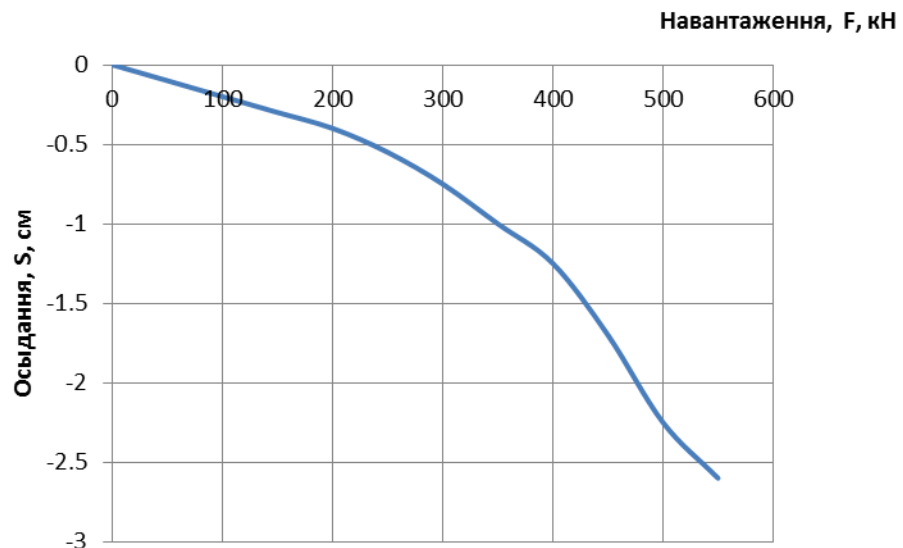


Рис.2.7. Графік залежності осідання буроін'єкційної палі від навантаження за даними моделювання

Отже, встановлена можливість достатньо коректного визначення параметрів ущільнення ґрунту навколо буроін'єкційної палі та побудови графіка залежності її осідання від навантаження в межах рішення поставленої задачі показало більш підсилену основу до просідання

РОЗДІЛ 3

АРХІТЕКТУРНА ЧАСТИНА

3.1. Загальні дані

3.1.1. Район будівництва

Архітектурно-планувальну частину розроблено згідно завдання до виконання дипломного проекту на тему «Дослідження напружено-деформованого стану фундаментів будівлі, розташованих на просадочних ґрунтах». Місце будівництва – місто Миколаїв, територія центрального міського стадіону.

- зона вологості зовнішнього клімату – нормальна;
- розрахункова зимова температура повітря: найбільш холодної п'ятиденки -23°C , найбільш холодної доби -26°C ;
- район по сніговому навантаженню I: вага снігового покриву – 100 кг/м²;
- район по вітровому навантаженню III: величина швидкісного напору повітря – 50 кг/м²;
- кількість опадів на рік – 499 мм;
- нормативна глибина промерзання ґрунту – 80мм;
- середня швидкість вітру: січень – 5,4 м/с, липень – 3,2 м/с.

3.1.2. Об'ємно-планувальне рішення

При розробці фасаду житлового комплексу були враховані архітектурно-художні вимоги. Застосування сучасних матеріалів у оздобленні фасаду та велика площа застосування вітражами надає сучасного звучання усій архітектурній композиції. Центр призначений для профілактики та лікування спортсменів футбольного напрямку. У підвальному поверсі знаходяться приміщення для обслуговування футбольних матчів. На інших поверхах знаходяться кабінети різного

лікарняного призначення. На даху будівлі розташовані сонячні колектори, для більш ефективного енергозбереження.

Будинок запроектовано у відповідності до вимог:

- стан середовища – температура внутрішнього повітря повинна бути $+20^{\circ}\text{C}$, що досягається утепленням зовнішніх стін у відповідності з теплотехнічним розрахунком та за сучасною технологією Rockwool;
- чистота повітря – наявність приточно-витяжної вентиляції, а в загальних приміщеннях додатково і примусової вентиляції;
- звукоізоляція і чутність у приміщеннях досягається за рахунок звукоізоляції міжповерхового перекриття, а зовні склопакетами, що згідно ДБН В.1.1-31:2013 [X] відповідають вимогам, що при $R_{Аmpan}=75$ дБа; $R_w=30$ дБа, коли інтенсивність рівня звуку біля будівлі фасаду при найбільш інтенсивному русі транспорту складає 75 дБа.

Технічні вимоги, такі як міцність, жорсткість (стійкість), витривалість задовольняються у відповідності з розрахунками вибраних будівельних матеріалів.

Техніко-економічні показники

1. Площа забудови – 680.36 м².
2. Будівельний об'єм – 9050.05 м³.
3. Загальна площа – 2293.79 м².

3.2. Архітектурно-будівельна частина

3.2.1. Конструктивні рішення

Конструкція будинку уявляє собою жорстку систему з несучими повздовжніми стінами.

Стіни та перегородки

Зовнішні та внутрішні стіни підвалу – бетонні блоки за ДСТУ Б.В.2.6-108:2010 [X].

Зовнішні стіни – цегла керамічна КРПВ-1/75/1800/15 за ДСТУ Б.В.2.7-61:2008 [X] на цементно-піщаному розчині товщиною 510 мм, утеплювач Rockwool 50 мм, композитна панель.

Внутрішні стіни – цегла керамічна КРПВ-1/75/1800/15 за ДСТУ Б.В.2.7-61:2008 на цементно-піщаному розчині товщиною 380 мм.

Перегородки – цегла керамічна КРПВ-1/75/1800/15 за ДСТУ Б.В.2.7-61:2008 на цементно-піщаному розчині товщиною 120 мм.

Дверні та віконні прорізи перекривати залізобетонними перемичками за Серією 1.038.1-1 вип.1.

Перекриття

Перекриття виконується із збірних залізобетонних панелей за Серією 1.141-1. Цей тип перекриття дає можливість зменшити трудомісткість робіт по влаштуванню перекриття і тим самим зменшити строки будівництва.

Фундаменти

Ростверк влаштовують монолітним з бетону марки С30/35. Основою є піщана підготовка на ґрунті. Товщина підготовки $h_n=50$ мм.

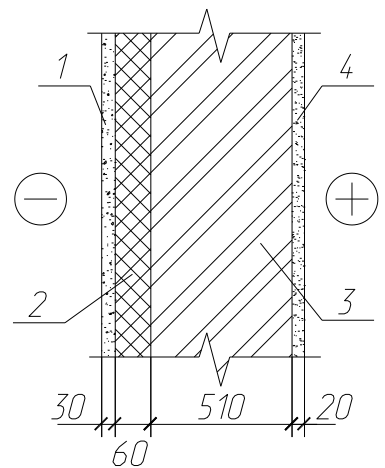
Фундаментну плиту армують плоскими каркасами з подовжньої арматури Ø16A400С і поперечної Ø16A400С. Каркаси з'єднуються між собою окремими стрижнями арматури необхідного діаметру.

Буроабивні палі застосовуються при «точковому» будівництві в обмежених умовах і в умовах, коли будівництво йде в поблизу вже побудованих будівель. У цьому випадку, під час організації фундаменту прилеглі будівлі не відчують динамічних навантажень. Глибина закладання фундаментів $H_3=-28,92$ м. Використання таких фундаментів обумовлене рельєфом місцевості і властивостями ґрунту.

Палю армують просторовим каркасом з арматури: поздовжня Ø16A400С і поперечна Ø8A400С.

3.2.2. Теплотехнічний розрахунок конструкції стіни

1. Декоративна штукатурка по сітці.
2. Утеплювач «Rockwool (Fasrock)» товщиною 60мм, $\gamma=135 \text{ кг/м}^3$.
3. Керамічна цегла товщиною 510мм, $\gamma=1800 \text{ кг/м}^3$.
4. Цементно-піщана штукатурка товщиною 20мм.
5. Температура внутрішнього повітря $t=20^\circ\text{C}$.
6. Вологість повітря $\varphi=60\%$.
7. Для м. Миколаєва та Миколаївської області за ДБН В.2.6.31.2016 «Теплова ізоляція будівель» [X].



Розрахунок

Місто Миколаїв відноситься до II кліматичної зони, отже мінімальне значення опору теплопередачі для цегляних стін з утеплювачем складає $R_{нотр}=2,2 \text{ м}^2\text{°C/Вт}$.

Дійсне значення опору теплопередачі визначимо за формулою:

$$R_0 = (1/\alpha_в) + R_k + (1/\alpha_н)$$

$$\text{де, } \alpha_в = 8.7 \text{ Вт/(м}^2\text{°C)};$$

$$\alpha_н = 23 \text{ Вт/(м}^2\text{°C)};$$

$$R_k = R_1 + R_2 + \dots + R_n$$

$$\text{де, } R_n = \sigma_n / \lambda_n;$$

σ_n – товщина шару;

λ_n – розрахунковий коефіцієнт теплопровідності матеріалу шару.

Таблиця 3.1. Теплові характеристики стін

Найменування шару	σ , м	λ , Вт/(м ² °C)
1. Цементно-піщана штукатурка	0,030	0,76
2. Утеплювач «Rockwool Fasrock»	0,06	0,039
3. Стіна з керамічної цегли на цементно-піщаному розчині.	0,510	0,76
4. Цементно-піщана штукатурка	0,020	0,76

$$R_0 = (1/8,7)+(0,03/0,76)+(0,06/0,039)+(0,51/0,76)+(0,02/0,76)+(1/23) = 2,43 \text{ м}^2\text{°C/Вт} > R_{\text{норм}} = 2,2 \text{ м}^2\text{°C/Вт}.$$

3.2.3. Інженерне обладнання

Необхідні санітарно-гігієнічні умови в приміщенні будівлі забезпечуються запроектованими системами опалення та приточно-витяжної вентиляції, як примусової, так і природної дії.

Водопостачання здійснюється від існуючої водопровідної мережі. Внаслідок недостатності напору у міській мережі проектується окремо стояча насосна станція підкачки води.

Каналізація передбачається господарчо-побутова з відведенням стічних вод в існуючі мережі мікрорайону. Система каналізації виконується із чавунних каналізаційних труб за ДСТУ Б В.2.5-25:2005 [X]. Відведення дощових та талих вод з покрівлі будинку здійснюється поверхневим стоком на відмостку будівлі.

Джерелом теплозабезпечення є існуюча ТЕЦ мікрорайону. Нагрівальні прилади – радіатори чавунні МС-140-108.

Електропостачання здійснюється від місцевої трансформаторної підстанції. За ступенем надійності електропостачання – електроспоживачі відносяться до III категорії. Внутрішнє електрозабезпечення передбачається від ВРУ, укомплектованого приладами для обліку витрат електроенергії.

Внутрішнє і зовнішнє опорядження

Зовні влаштовуємо вентилявану фасадну систему із композитних панелей.

Таблиця 3.2. Відомість оздоблення приміщень

Назва або номер приміщення за експлікацією	Вид оздоблення		
	Стеля	Стіни або перегородки	Низ стін або перегородок
План на позн. -3,600			
1,3,5,30,33	Шпаклівка, водо емульсійне фарбування	Шпаклівка, водо емульсійне фарбування	
4,7,8,9,10,13,16,17,18,	Шпаклівка, водо	Шпаклівка, водо	Керамічна плитка

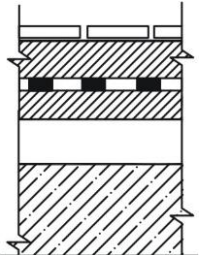
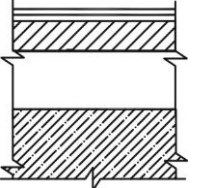
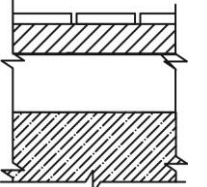
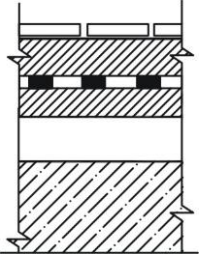
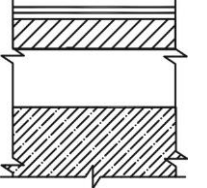
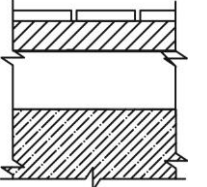
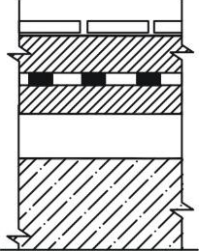
Назва або номер приміщення за експлікацією	Вид оздоблення		
	Стеля	Стіни або перегородки	Низ стін або перегородок
19,23,24,25,27,28,29	емульсійне фарбування	емульсійне фарбування	h=2м
6,11,12,14,15, 20,21,22,26	Шпаклівка, водо емульсійне фарбування	Шпаклівка, водо емульсійне фарбування	Керамічна плитка (робоча поверхня умивальника)
2	Шпаклівка, водо емульсійне фарбування	Шпаклівка, водо емульсійне фарбування	Гранітно-керамічна плитка (колони)
31,32,34	Затірка, фарбування акриловим складом	Штукатурка, водоемульсійне фарбування	
План на позн. 0,000			
1,3,4,5,6,10,11,12,18, 21,23,26,27,28,30	Шпаклівка, фарбування латексним складом	Шпаклівка, фарбування латексним складом	
13,14,15,16,17,25,33	Шпаклівка, водо емульсійне фарбування	Шпаклівка, водо емульсійне фарбування	Керамічна плитка h=2м
7,8,9,15,19,20,22,24	Шпаклівка, фарбування латексним складом	Шпаклівка, фарбування латексним складом	Керамічна плитка (робоча поверхня умивальника)
2	Шпаклівка, фарбування латексним складом	Шпаклівка, фарбування латексним складом	Гранітно-керамічна плитка (колони)
План на позн. 4,200			
2,12,13,14,15,18,19, 20,22,23,24,25,26	Шпаклівка, фарбування латекс складом	Шпаклівка, фарбування латекс складом	
9,10,11,16,17,21	Шпаклівка, водо емульсійне фарбування	Шпаклівка, водо емульсійне фарбування	Керамічна плитка h=2м
3,4,5,6,7,8	Шпаклівка, фарбування латексним складом	Шпаклівка, фарбування латексним складом	Керамічна плитка (робоча поверхня умивальника)
1	Шпаклівка, фарбування	Шпаклівка, фарбування	Гранітно-керамічна плитка

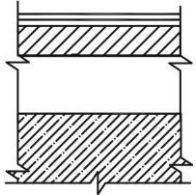
Назва або номер приміщення за експлікацією	Вид оздоблення		
	Стеля	Стіни або перегородки	Низ стін або перегородок
	латексним складом	латексним складом	(колони)
План на позн. 7,500			
2,6,9,10,11,12,16,1 7,23,25,26	Шпаклівка, фарбування латексним складом	Шпаклівка, фарбування латексним складом	
7,8,13,14,15,18, 19,20,21,22	Шпаклівка, водо емульсійне фарбування	Шпаклівка, водо емульсійне фарбування	Керамічна плитка h=2м
3,4,5,24	Шпаклівка, фарбування латексним складом	Шпаклівка, фарбування латексним складом	Керамічна плитка (робоча поверхня умивальника)
1	Шпаклівка, фарбування латексним складом	Шпаклівка, фарбування латексним складом	Гранітно-керамічна плитка (колони)
План на позн. 10,800			
1,2,5	Затірка, фарбування акриловим складом	Штукатурка, фарбування латексним складом	
3,4	Затірка, фарбування акриловим складом	Штукатурка, фарбування латексним складом	Керамічна плитка h=2м

Таблиця 3.3. Експлікація підлог

Назва або номер приміщення за експлікацією	Схема підлоги	Елементи підлоги та їх товщина	
План на позн. -3,600			
31,32,34		1. Бетон кл. С12/15 2. Бетон кл. С8/10 3. Ущільнений ґрунт основи	-20 -100

Назва або номер приміщення за експлікацією	Схема підлоги	Елементи підлоги та їх товщина
1,2,3,5,22,24, 26,28,30,33		1. Плитка "граніто-кераміка" на клей цементі -10 2. Стяжка із цементно-піщаного розчину М200-40 3. Керамзитовий гравій -230 4. Бетон кл. С8/10 -100 5. Ущільнений ґрунт основи
4,7,8,9,10,13, 16,17,18,19, 23,25,27,29		1. Плитка "граніто-кераміка" на клей цементі -10 2. Стяжка із цементно-піщаного розчину М200-16 3. Мембрана "крембіт" -4 4. Стяжка із цементно-піщаного розчину М200-20 5. Керамзитовий гравій -230 6. Бетон кл. С8/10 -100 7. Ущільнений ґрунт основи
6,11,12,14, 15,20,21		1. Лінолеум -8 2. Стяжка із цементно-піщаного розчину М200-40 3. Керамзитовий гравій -230 4. Бетон кл. С8/10 -100 5. Ущільнений ґрунт основи
План на позн. 0,000		
1,2,3,4,5,15,21, 26,27,28,29,30		1. Плитка "граніто-кераміка" на клей цементі -10 2. Стяжка із цементно-піщаного розчину М200-20 3. Стяжка із легкого бетону -30 4. Залізобетонна плита -220
13,14,16,25,33		1. Плитка "граніто-кераміка" на клей цементі -10 2. Стяжка із цементно-піщаного розчину М200-26 3. Мембрана "крембіт" -4 4. Стяжка із цементно-піщаного розчину М200-40 5. Стяжка із легкого бетону -30 6. Залізобетонна плита -220
6,7,8,9,10,11, 12,17,18,19, 20,22,23,24, 31,32		1. Лінолеум -8 2. Стяжка із цементно-піщаного розчину М200-40 3. Стяжка із легкого бетону -30 4. Залізобетонна плита -220
План на позн. 4,200		
1,2,3,4,12,13, 18,19,20,22, 23,24,25,26		1. Плитка "граніто-кераміка" на клей цементі -10 2. Стяжка із цементно-піщаного розчину М200-20 3. Стяжка із легкого бетону -30 4. Залізобетонна плита -220

Назва або номер приміщення за експлікацією	Схема підлоги	Елементи підлоги та їх товщина
9,10,11,16,17,21		1. Плитка "граніто-кераміка" на клей цементі -10 2. Стяжка із цементно-піщаного розчину М200-26 3. Мембрана "крембіт" -4 4. Стяжка із цементно-піщаного розчину М200-40 5. Стяжка із легкого бетону -30 6. Залізобетонна плита -220
5,6,7,8,14,15		1. Плитка "граніто-кераміка" на клей цементі -10 2. Стяжка із цементно-піщаного розчину М200-20 3. Стяжка із легкого бетону -30 4. Залізобетонна плита -220
План на позн. 7,500		
1,2,3,4,9,12,14,17,19,23,24,25,26		1. Плитка "граніто-кераміка" на клей цементі -10 2. Стяжка із цементно-піщаного розчину М200-20 3. Стяжка із легкого бетону -30 4. Залізобетонна плита -220
7,8,13,15,18,20,21,22,27,28		1. Плитка "граніто-кераміка" на клей цементі -10 2. Стяжка із цементно-піщаного розчину М200-26 3. Мембрана "крембіт" -4 4. Стяжка із цементно-піщаного розчину М200-40 5. Стяжка із легкого бетону -30 6. Залізобетонна плита -220
5,6,10,11,14,16		1. Плитка "граніто-кераміка" на клей цементі -10 2. Стяжка із цементно-піщаного розчину М200-20 3. Стяжка із легкого бетону -30 4. Залізобетонна плита -220
План на позн. 10,800		
6		1. Плитка "граніто-кераміка" на клей цементі -10 2. Стяжка із цементно-піщаного розчину М200-20 3. Стяжка із легкого бетону -30 4. Залізобетонна плита -220
3,4		1. Плитка "граніто-кераміка" на клей цементі -10 2. Стяжка із цементно-піщаного розчину М200-26 3. Мембрана "крембіт" -4 4. Стяжка із цементно-піщаного розчину М200-40 5. Стяжка із легкого бетону -30 6. Залізобетонна плита -220

Назва або номер приміщення за експлікацією	Схема підлоги	Елементи підлоги та їх товщина
1,2,5		1. Плитка "граніто-кераміка" на клей цементі -10 2. Стяжка із цементно-піщаного розчину М200-20 3. Стяжка із легкого бетону -30 4. Залізобетонна плита -220

Таблиця 3.4. Специфікація елементів заповнення отворів

№	Найменування	Позначення	Кількість, шт.				
			-3,600	0,000	+4,200	+7,500	+10,800
Двері							
Д1	Індивідуально го виготовлення	Двері дерев'яні гладкі 2400х900	15	9	15	12	-
Д2		Двері дерев'яні гладкі 2400х800	8	5	3	10	-
Д3		Двері дерев'яні гладкі 2400х700	2	1	-	2	-
Д4		Двері дерев'яні гладкі 2400х600	4	-	-	-	-
Д5		Двері дерев'яні гладкі 2400х1200	1	11	1	1	1
Д6	ДСТУ Б В.2.6- 15:2011	Д.Вн.Об.24- 12Кр.К.Б.2.П.Пр.	2	3	2	2	1
Д7	Фірма "АРОМА"	Двері протипожежні 2100х900	3	-	-	-	1
Д7*		Двері протипожежні 2100х1000	-	-	-	-	2
Д8	Індивідуально го виготовлення	Двері металеві утеплені 2100х900	-	-	-	-	1
Д9		Двері металеві утеплені 2100х1000	-	-	-	-	2
Вікна							
О1	ДСТУ Б В.2.6- 15:2011	О.ОБ.27.8- 16Н.Сп.ІІІ.1.ПО.М. П.	-	8	-	-	-
О2		О.ОБ.18.8- 16Н.Сп.ІІІ.1.ПО.М. П.	-	-	8	8	-
О3		О.ОБ.27.8- 12Н.Сп.ІІІ.1.ПО.М.	-	3	-	-	-

№	Найменування	Позначення	Кількість, шт.				
			-3,600	0,000	+4,200	+7,500	+10,800
		П.Ю					
О3*		О.ОБ.27.8- 24Н.Сп.ІІІ.1.ПО.М. П.Ю	-	2	-	-	-
О4		О.ОБ.18.8- 12Н.Сп.ІІІ.1.ПО.М. П.Ю	-	-	3	2	-
О4*		О.ОБ.18.8- 24Н.Сп.ІІІ.1.ПО.М. П.Ю	-	-	2	1	-
О5		О.ОБ.18.8- 36Н.Сп.ІІІ.1.ПО.М. П.Ю	-	-	2	1	-
О6		О.ОБ.27.8- 12Н.Сп.ІІІ.1.ПО.М. П.Ю	-	1	-	-	-
О7		О.ОБ.18- 12Н.Сп.ІІІ.1.ПО.М. П.Ю	-	-	2	2	-
О8		О.ОБ.12- 10Н.Сп.ІІІ.1.ПО.М. П.Ю	-	-	-	3	-
Вітражі							
В1	Індивідуально го виготовлення	Фасадна система 3000x2600	1	-	-	-	-
В1*		Фасадна система 3000x2600	1	-	-	-	-
В2		Фасадна система 2850x12500	-	1	-	-	-
В3		Фасадна система 2850x3200	-	1	-	-	-
В4		Фасадна система 2850x3200	-	1	-	-	-
В5		Фасадна система 7900x12500	-	1	-	-	-
В6		Фасадна система 1180x5800	-	1	-	-	-
В7		Фасадна система 3400x1000	1	-	-	-	-
В8		Фасадна система 3400x4300	1	-	-	-	-
В9		Фасадна система	-	1	-	-	-

№	Найменування	Позначення	Кількість, шт.				
			-3,600	0,000	+4,200	+7,500	+10,800
		7900x3200					
B10		Фасадна система 7900x9400	-	1	-	-	-
B11		Фасадна система 3900x2920	-	1	-	-	-
B12		Фасадна система 2350x13000	-	1	-	-	-
B13		Фасадна система 2350x3200	-	2	-	-	-
B14		Фасадна система 2400x1500	-	2	-	-	-
B15		Фасадна система 2400x5200	-	1	-	-	-
B16		Фасадна система 7800x2920	-	1	-	-	-
B17		Вітраж метало пластиковий 2500x7300	-	-	1	1	-
B18		Вітраж метало пластиковий 2500x5500	-	-	1	1	-
B19		Вітраж метало пластиковий 2500x5500	-	-	1	1	-
B20		Вітраж метало пластиковий 3000x4500	-	-	1	1	-

РОЗДІЛ 4

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

4.1. Розрахунок та конструювання багатопустотної панелі перекриття П-1

4.1.1. Призначення опалубних розмірів

Для визначення розмірів плити за основу прийнята Серія 1.141-1 вип.63.

Довжина плити $l_{пл} = 6280\text{мм}$.

Конструктивна ширина $B^k = 1480\text{мм}$.

Висота плити $h = 220\text{мм}$.

Інші розміри дивись **лист 5**.

4.1.2. Призначення класів матеріалів та їх розрахункових характеристик

Панель виготовлена за поточно-агрегатною технологією з електротермічним натягненням арматури на упори і тепловологісною обробкою.

Панель запроєктована з важкого бетону класу С25/30 з наступними характеристиками:

- розрахунковий опір бетону стиску $R_b = 153\text{МПа}$;
- нормативний опір бетону стиску $R_{b,ser} = 22\text{МПа}$;
- розрахунковий опір бетону розтягу $R_{bt} = 1.08\text{МПа}$;
- нормативний опір бетону розтягу $R_{bt,ser} = 1.8\text{МПа}$;
- початковий модуль пружності $E_b = 29 \cdot 10^3\text{МПа}$.

Передаточна міцність бетону встановлюється так, щоб виконувалась

умова $\frac{\sigma_{сп}}{R_{сп}} \leq 0,75$, а також щоб $R_{бр} \geq 1\text{МПа}$, $R_{бр} \geq 0.5B$.

Приймаємо $R_{бр} = 0.7 \cdot B = 0.7 \cdot 30 = 21\text{МПа} > 1\text{МПа}$.

Робоча арматура повздовжніх ребер прийнята попередньо напружена класу А600С з характеристиками:

- розрахунковий опір розтягу $R_s = 510 \text{ МПа}$;
- нормативний опір розтягу $R_{s,ser} = 590 \text{ МПа}$;
- модуль пружності $E_s = 19 \cdot 10^4 \text{ МПа}$.

Попереднє напруження арматури приймається рівним $0.3 \cdot R_{s,ser} + \rho \leq \sigma_{sp} = 0.75 \cdot R_{s,ser} \leq R_{s,ser} - \rho$,

де ρ – допустиме відхилення значення попереднього напруження.

При електротермічному натяжінні $\rho = 30 + \frac{360}{l}$, де l – довжина напруженого стрижня, м.

$$\rho = 30 + \frac{360}{6.4} = 87 \text{ МПа};$$

$$0.3 \cdot R_{s,ser} + \rho = 0.3 \cdot 590 + 87 = 264 \text{ МПа};$$

$$R_{s,ser} - \rho = 590 - 87 = 503 \text{ МПа}.$$

$$\text{Приймаємо значення } \sigma_{sp} = 0.75 \cdot 590 = 443 \text{ МПа}$$

При електротермічному натяжінні граничне відхилення попереднього напруження:

$$\Delta\gamma_{sp} = 0.5 \frac{\rho}{\sigma_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right) = 0.5 \frac{87}{443} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{4}} \right) = 0.15;$$

де n_p – кількість напружених стрижнів

При сприятливому впливі попереднього напруження коефіцієнт точності натяжіння арматури $\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0.15 = 0.85$.

Попереднє натяжіння з урахуванням точності натяжіння $\sigma_{sp} \cdot \gamma_{sp} = 443 \cdot 0.85 = 377 \text{ МПа}$.

Поперечні стержні і зварні сітки зі сталі класу Вр-I :

- при діаметрі 4, 5 мм: $R_{sw} = 290 \text{ МПа}$, $E_s = 17000 \text{ МПа}$.

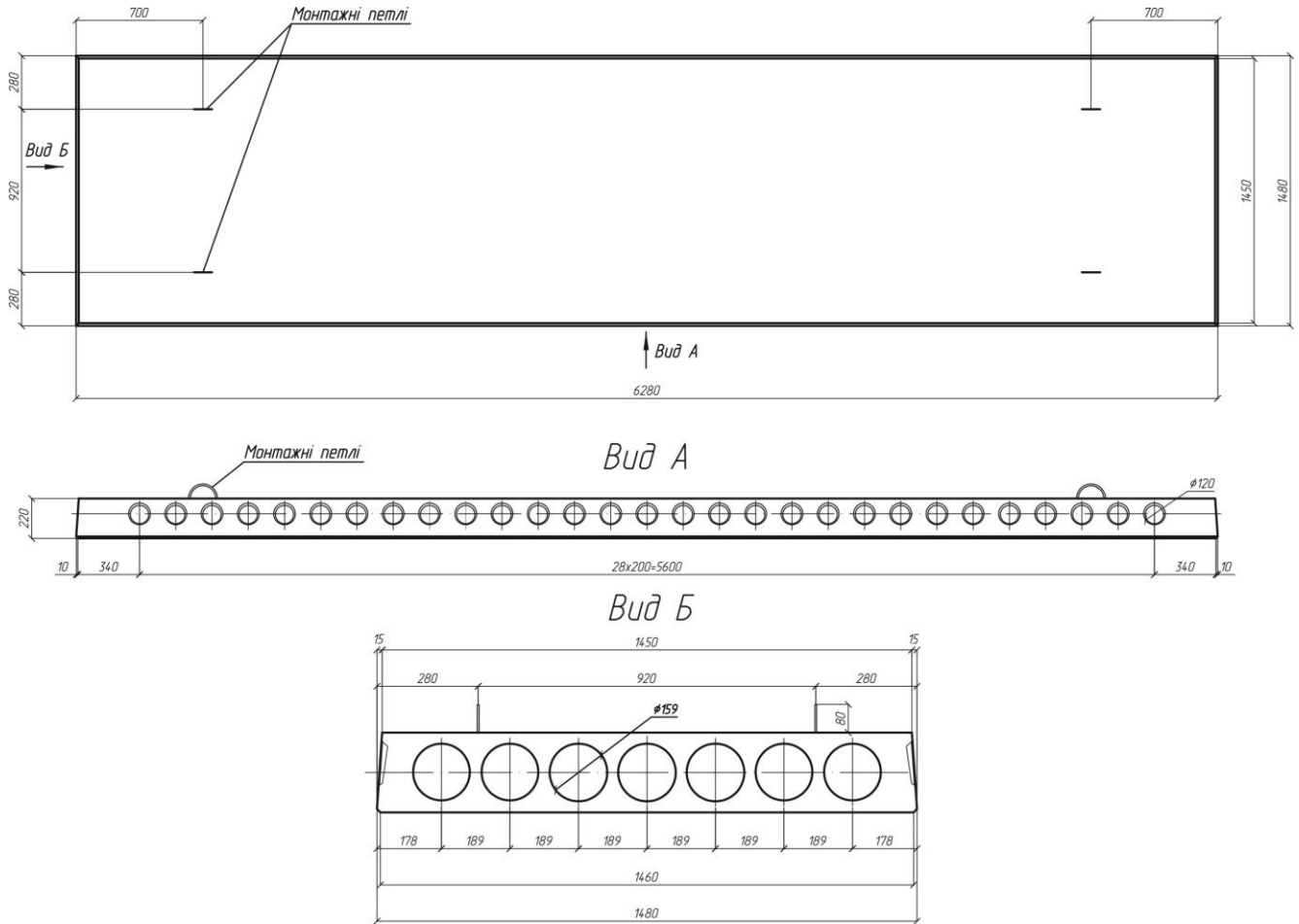


Рис.4.1. Опалубні розміри плити П-1

4.1.3. Розрахункова схема та розрахунковий переріз

Розрахунковий прольот плити перекриття $l = 6.28$ м, при глибині спирання $b = 0.12$ м :

$$l_0 = l - 2 \cdot b = 6.28 - 2 \cdot 0.12 = 6,04 \text{ м}$$

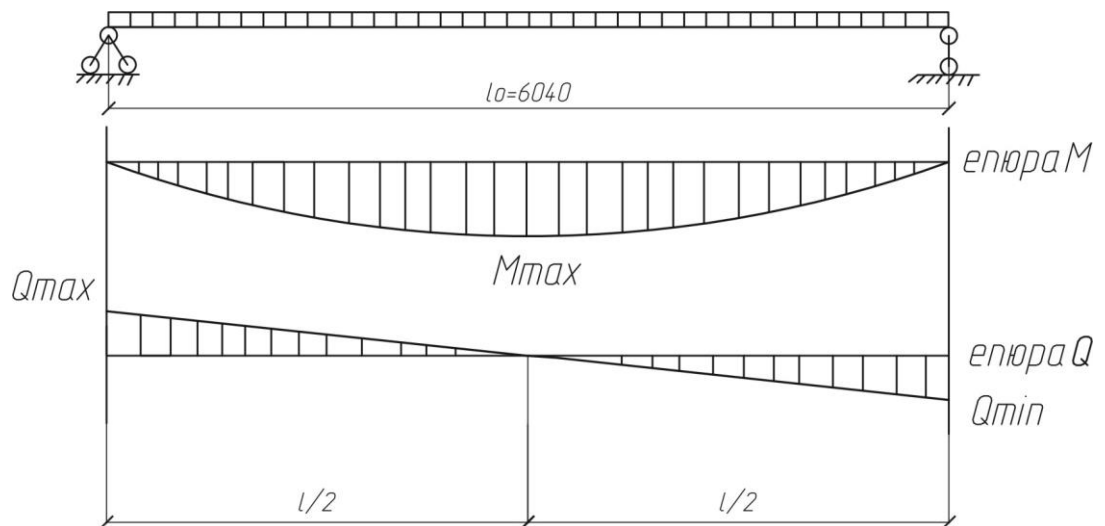


Рис.4.2. Розрахункова схема плити П-1

Розрахунковий переріз багатопустотної плити складається згідно фактичного і для розрахунку на міцність приймається тавровим висотою $h = 22 \text{ см}$, при $D = 15.9 \text{ см}$.

$$h_f' = 0.5 \cdot (h - 0.5 \cdot D \cdot \sqrt{3}) = 0.5 \cdot (22 - 0.5 \cdot 15.9 \cdot \sqrt{3}) = 4.1 \text{ см}$$

$$b_f' = 148 \text{ см}$$

$$b = b_f' - \frac{\pi \cdot D}{2 \cdot \sqrt{3}} \cdot n_{\text{порож}} = 148 - \frac{\pi \cdot 159}{2 \cdot \sqrt{3}} \cdot 7 = 47 \text{ см}$$

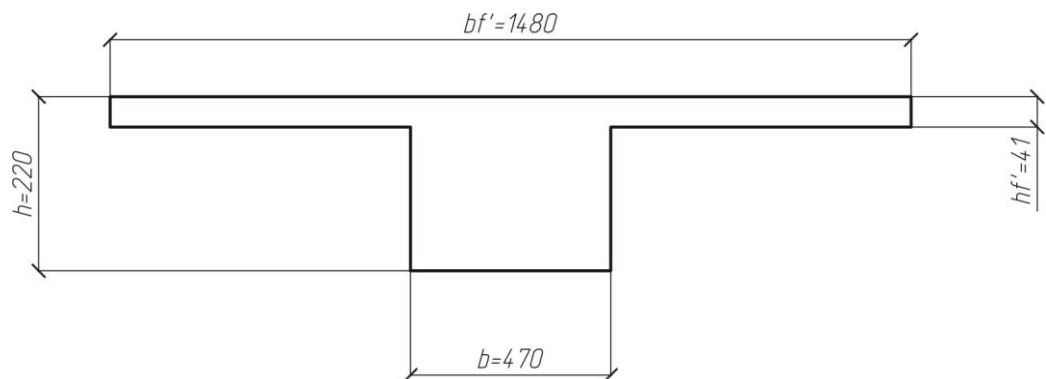


Рис.4.3. Розрахунковий переріз плити П-1

4.1.4. Збір навантажень

Корисне тимчасове нормативне навантаження на перекриття $p = 1.5 \text{ кН/м}^2$, складові її частини: довгостроково – 0.9 кН/м^2 , короткочасна – 0.6 кН/м^2 . Коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f = 1.2$.

Постійне навантаження від підлоги та власна вага плити перекриття визначені з урахуванням даних.

Таблиця 4.1. Збір навантажень на 1 м^2 панелі

Вид навантаження	Формули підрахунку	Нормативне навантаження, $\frac{\text{Н}}{\text{м}^2}$	γ_f	Розрахункове навантаження, $\frac{\text{Н}}{\text{м}^2}$
Постійне Плитка на клей-цементі $\delta = 0.01 \text{ м}$,	$\delta \cdot \rho \cdot g \cdot \gamma_n$ $0.01 \cdot 1800 \cdot 10$	180,0	1,2	216,0

Вид навантаження	Формули підрахунку	Нормативне навантаження, $\frac{H}{M^2}$	γ_f	Розрахункове навантаження, $\frac{H}{M^2}$
$\rho = 1800 \frac{kg}{M^3}$ Цем.-піщана стяжка $\delta = 0.07i$,	$0.07 \cdot 2000 \cdot 10$	1400,0	1,3	1820,0
$\rho = 2000 \frac{kg}{M^3}$ Легкий бетон $\delta = 0.03i$,	$0.03 \cdot 900 \cdot 10$	270,0	1,3	351,0
$\rho = 900 \frac{kg}{M^3}$ Мембрана «крембіт»	$10 \cdot 10$	100,0	1,3	130,0
Збірна з/б ребриста плита	$300 \cdot 10$	3000,0	1,1	3300,0
Разом: Постійне		$g^n = 4950,0$		$g = 5817,0$
Тимчасове Тривала		900,0	1,2	1080,0
Короткочасна		600,0	1,2	720,0
Разом: Тимчасове		$p^n = 1500,0$		$p = 1800,0$
Всього: Повне		$q^n = 6450,0$		$q = 7617,0$

Підрахунок навантаження на 1 м.п. панелі.

- повне розрахункове навантаження:

$$q = q \cdot B \cdot \gamma_n = 7617,0 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 10850,0 \frac{H}{M};$$

- повне нормативне навантаження:

$$q^n = q^n \cdot B \cdot \gamma_n = 6450 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 9190,0 \frac{H}{M};$$

У тому числі:

- постійне розрахункове: $g = 5817,0 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 8290,0 \frac{H}{M};$
- тимчасове розрахункове.: $p = 1800 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 2565,0 \frac{H}{M};$

- постійне нормативне.: $g^n = 4950 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 7054,0 \text{ Н/М}$;
- тимчасове нормативне: $S^n = 1500 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 2137,5 \text{ Н/М}$;
- нормативна довготривала частина навантаження:
 $q_l^n = (4950 + 900) \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 8336,3 \text{ Н/М}$;
- нормативна короткочасна частина навантаження:
 $q_{sh}^n = 600 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 855,0 \text{ Н/М}$.

4.1.5. Статичний розрахунок

Згинальний момент від повного розрахункового навантаження:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{10,85 \cdot 6,04^2}{8} = 49,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечна сила від повного розрахункового навантаження:

$$Q = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{10,85 \cdot 6,04}{2} = 32,8 \text{ кН}.$$

Згинальний момент від нормативного навантаження:

- повної частини: $M = \frac{9,19 \cdot 6,04^2}{8} = 41,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$;
- довготривалої частини: $M_l = \frac{8,34 \cdot 6,04^2}{8} = 38,0 \text{ кН} \cdot \text{м}$;
- короткочасної частини: $M_{ch} = \frac{0,86 \cdot 6,04^2}{8} = 3,92 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Поперечна сила від нормативного навантаження:

- повної частини: $Q = 9,19 \cdot 6,04 \cdot 0,5 = 27,8 \text{ кН}$;
- довготривалої частини: $Q = 8,34 \cdot 6,04 \cdot 0,5 = 25,2 \text{ кН}$.

4.1.6. Розрахунок міцності нормальних перерізів

Приймаємо величину захисного шару $a = 2,5 \text{ см}$.

Одержимо висоту робочого перерізу $h_0 = 22 - 2,5 = 19,5 \text{ дм}$

Визначаємо несучу здатність перерізу, якщо нормальна вісь знаходиться на границі полицки та ребра $X = h'_f$:

$$M = R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right);$$

$$M = 15,3 \cdot 149 \cdot 4,1 \cdot (19,5 - 0,5 \cdot 4,1) \cdot 100 = 163,1 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Порівнюємо моменти:

$$M = 49,5 \text{ кН} \cdot \text{м} < 163,1 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Нейтральна вісь в полиці і переріз розраховуємо як прямокутний шириною $b = b'_f = 148 \text{ см}$.

Визначаємо табличний коефіцієнт α_m :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2};$$

$$\alpha_m = \frac{49500}{15,3 \cdot 148 \cdot 19,5^2} = 0,058;$$

Звідси, $\xi = 0,06$ та $\zeta = 0,97$.

Визначаємо граничне значення табличних коефіцієнтів

$$\xi_{SR} = \frac{W}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{W}{1.1} \right)};$$

$$W = \alpha_1 - 0,008 R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 15,3 = 0,728;$$

$$\sigma_{sc,u} = 503 \text{ МПа};$$

$$\Delta\sigma_{sp} = 1500 \cdot \frac{\sigma_{sp}}{R_s} - 1200 = 1500 \cdot \frac{443}{510} - 1200 = 103 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{SR} = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp} = 510 + 400 - 443 - 103 = 364 \text{ МПа}$$

$$\xi_R = \frac{0,728}{1 + \frac{364}{503} \cdot \left(1 - \frac{0,728}{1,1}\right)} = 0,353$$

$$\alpha_R = 0,353 \cdot (1 - 0,353) = 0,228$$

Перевірка граничних значень табличних коефіцієнтів:

$$\alpha_m = 0,058 < \alpha_R = 0,228.$$

Умови виконуються, переріз нормально армований.

Коефіцієнт умов роботи, що враховує опір напруженої арматури вище умовної границі текучості:

$$\gamma_{sb} = \eta - (\eta - 1) \cdot \left(\frac{2\xi}{\xi_R} - 1\right) \leq \eta,$$

де η - коефіцієнт, який приймається в залежності від виду арматури, для А-600С $\eta = 1,2$.

$$\gamma_{sb} = 1,2 - (1,2 - 1) \cdot \left(\frac{2 \cdot 0,06}{0,353} - 1\right) = 1,34$$

Приймаємо $\gamma_{sb} = 1,2$.

Площа перерізу робочої попередньо напруженої арматури:

$$A_{sp} = \frac{M}{\gamma_{s6} \cdot R_s \cdot h_0};$$

$$A_{sp} = \frac{49500}{1,2 \cdot 510 \cdot 19,5} = 4,15 \text{ см}^2.$$

Мінімальний діаметр 12 мм – приймаємо Ø12 А600С, з $A_s = 4,52 \text{ см}^2$.

4.1.7. Визначення геометричних характеристик перерізу

$$\text{Відношення модулів пружності } \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{190000}{29000} = 6,55$$

Площа приведенного перерізу і статичний момент відносно нижньої грані:

$$A_{red} = A + \alpha \cdot A_s = 148 \cdot 22 - 7 \frac{3,14 \cdot 15,9^2}{4} + 6,55 \cdot 4,52 = 1859 \text{ см}^2$$

$$S_{red} = S + \alpha \cdot S_s = 148 \cdot 22 \cdot 10,2 - 7 \cdot \frac{3,14 \cdot 15,9^2}{4} \cdot 10,2 + 6,55 \cdot 8,04 \cdot$$

$$\cdot 2,5 = 19134 \text{ см}^2$$

Відстань від нижньої грані до центра ваги приведенного перерізу:

$$y_{red} = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{19134}{1859} = 10,3 \text{ см}$$

Визначаємо відстані від центра ваги зведеного перерізу до центра ваги арматури:

$$y_{sp} = y_{red} - a_{sp} = 10,3 - 2,5 = 7,8 \text{ см}$$

Момент інерції приведенного перерізу без урахування власного моменту інерції арматури:

$$I_{red} = I + \alpha \cdot I_s = \frac{148 \cdot 22^3}{12} - 7 \cdot \frac{3,14 \cdot 15,9^4}{64} + 6,55 \cdot 4,52 \cdot 7,8^2 =$$

$$= 12576 \text{ см}^4$$

Момент опору відносно:

- нижньої грані: $W_{red} = \frac{I_{red}}{y_{red}} = \frac{12576}{10,3} = 11314 \text{ см}^3$

- верхньої грані: $W_{red} = \frac{I_{red}}{(h - y_{red})} = \frac{12576}{22 - 10,3} = 9342 \text{ см}^3$

Для визначення пружньопластичного моменту опору і подальших розрахунків, переріз багатопустотної панелі приводить до еквівалентного двотаврового перерізу тієї ж площі й того ж моменту інерції.

$$\text{Площа одного отвору: } A = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 15,9^2}{4} = 200 \text{ см}^2.$$

Момент інерції цієї площі щодо центра ваги:

$$I = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{3,14 \cdot 15,9^4}{64} = 3136 \text{ см}^4.$$

З формули моменту інерції прямокутника $I = bh^3 / 12$ визначаємо:

- висоту еквівалентного отвору:

$$h_y = \sqrt{12 \cdot I / A} = \sqrt{12 \cdot 3136 / 200} = 13,9 \text{ см};$$

- ширину звису полиць еквівалентного перерізу:

$$b_{0\nu} = A / h_y = 200 / 13,9 \cdot 2 = 7,2 \text{ см};$$

- ширину ребра:

$$b = b_f' - 2 \cdot b_{0\nu} = 148 - 2 \cdot 7,2 = 135 \text{ см}$$

Висота верхньої й нижньої полиць:

$$h_f = h_f' = 3 + \frac{15,9 - 13,9}{2} = 4 \text{ см},$$

$\gamma = 1,5$, тоді пружньопластичний момент опору відносно:

- нижньої грані: $W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,5 \cdot 11314 = 16971 \text{ см}^3$
- верхньої грані: $W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,5 \cdot 9342 = 14013 \text{ см}^3$.

4.1.8. Визначення втрат попередньо напруженої арматури

Перші втрати

Втрати від релаксації напружень стержневої арматури при електротермічному способі натягіння:

$$\sigma_1 = 0,03 \cdot \sigma_{sp};$$

$$\sigma_1 = 0,03 \cdot 443 = 13,3 \text{ МПа}$$

Втрати від температурного перепаду:

$$\sigma_2 = 1,25 \cdot \Delta t$$

При агрегатно-поточній технології форма та упори нагріваються разом з виробом при пропарюванні $\Delta t = 65$:

$$\sigma_2 = 1,25 \cdot 65 = 81,25 \text{ МПа}$$

Втрати від деформації анкерів та форми при електротермічному способі натягіння:

$$\sigma_3 = 0.$$

Втрати від тертя арматури об відгинаючи пристрої:

$$\sigma_4 = 0, \text{ так як вигинів нема.}$$

Втрати від деформації сталюї форми при електротермічному способі натяжіння:

$$\sigma_5 = 0.$$

Визначення зусилля обтиснення з урахуванням втрат $\sigma_1 - \sigma_5$:

$$P_1 = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{1-5}),$$

$$\text{де } \sigma_{1-5} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 = 13,3 + 81,65 = 94,95 \text{ МПа}$$

$$P_1 = 452 \cdot (443 - 94,95) = 157319 \text{ Н.}$$

Визначаємо ексцентриситет цього зусилля:

$$e_{op} = y_{sp} = 78 \text{ мм.}$$

Визначаємо втрати від швидкоплатіваючої повзучості. Для цього визначимо напруження в бетоні в середині прольоту від дії сили P_1 згинаючого моменту:

– на рівні арматури розтягнутої, тобто при $y = y_{sp} = 78 \text{ мм}$;

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot l_{op} \cdot y}{I_{red}} - M_{\text{вс}} \cdot \frac{y}{I_{red}},$$

де $M_{\text{вс}}$ - згинальний момент від власної ваги;

$$M_{\text{вс}} = \frac{q_{\text{вс}} \cdot l_0^2}{8},$$

де $q_{\text{вс}}$ - власна вага на 1мп;

$$q_{\text{вс}} = 465 \cdot 0,95 = 442 \text{ кг/м};$$

$$M_{\text{вс}} = \frac{442 \cdot 10 \cdot 6,04^2}{8} = 2016 \text{ Н} \cdot \text{м} = 2,02 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\sigma_{bp} = \frac{157319}{1859} + \frac{157319 \cdot 7,8 \cdot 7,8}{12576} - \frac{2,02 \cdot 10^5 \cdot 7,8}{12576} = 155,7 \text{ Н/см}^2 = 1,56 \text{ МПа}$$

Втрати від швидкозростаючої повзучості на рівні арматури S:

$$\alpha = 0,25 + 0,025 \cdot R_{bp} < 0,8;$$

$$\alpha = 0,25 + 0,025 \cdot 21 = 0,775 < 0,8;$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{1,56}{21} = 0,074 < \alpha = 0,75.$$

Визначаємо втрати від швидкості повзучості на рівні арматури S:

$$\sigma_6 = 40 \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \cdot 0,85;$$

$$\sigma_6 = 40 \cdot 0,074 \cdot 0,85 = 2,5 \text{ МПа}.$$

Визначаємо напруження з урахуванням перших втрат:

$$\sigma_{l_1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_6;$$

$$\sigma_{l_1} = 94,95 + 2,5 = 97,45 \text{ МПа}, \text{ тоді}$$

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{l_1} = 443 - 97,45 = 345,55 \text{ МПа}.$$

Визначаємо зусилля обтиснення з урахуванням перших втрат:

$$P_1 = \sigma_{sp1} \cdot A_{sp};$$

$$P_1 = 345,55 \cdot 452 = 155718,5 \text{ Н}.$$

Визначення ексцентриситету сили P_1 :

$$e_{0P_1} = \frac{\sigma_{sp1} \cdot A_{sp} \cdot y_{sp}}{P_1};$$

$$e_{0P_1} = \frac{345,55 \cdot 452 \cdot 78}{155718,52} = 78 \text{ мм}.$$

Перевіряємо максимальний стиск напруження бетону від дії сили P_1 .

$$y = y_0 = 103 \text{ мм}.$$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{0p1} \cdot y}{I_{red}};$$

$$\sigma_{bp} = \frac{155718,5}{1859} + \frac{155718,5 \cdot 7,8 \cdot 10,3}{12576} = 195 \text{ Н/см}^2 = 1,95 \text{ МПа}$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{1,95}{21} = 0,09 < 0,95.$$

Другі втрати

$$\sigma_{l_2} = \sigma_8 + \sigma_9,$$

де σ_8 - втрати від усадки важкого бетону класу В30, що підлягає тепловій обробці при атмосферному тиску;

$$\sigma_8 = 35 \text{ МПа};$$

σ_9 - втрати від повзучості бетону.

Втрати на рівні арматури S:

$$\sigma_9 = \frac{150 \cdot \alpha \cdot \sigma_{bp}}{R_{bp}},$$

де $\alpha = 0,85$, для бетону, що підлягає тепловій обробці;

$$\sigma_9 = \frac{150 \cdot 0,85 \cdot 1,95}{21} = 11,8 \text{ МПа}.$$

Другі втрати

$$\sigma_{l_2} = 35 + 11,8 = 46,8 \text{ МПа}.$$

Повні втрати

$$\sigma_l = \sigma_{l_1} + \sigma_{l_2} = 97,45 + 46,8 = 144,25 \text{ МПа}.$$

Визначення напруження в арматурі з урахуванням повних втрат:

$$\sigma_{sp_2} = \sigma_{sp} - \sigma_l;$$

$$\sigma_{sp_2} = 443 - 144,25 = 298,75 \text{ МПа}.$$

Зусилля обтиснення з урахуванням повних втрат:

$$P_2 = \sigma_{sp_2} \cdot A_{sp};$$

$$P_2 = 298,75 \cdot 452 = 135040 \text{ Н.}$$

Ексцентриситет зусилля:

$$e_{0p_2} = y_{sp} = 78 \text{ мм}$$

4.1.9. Розрахунок міцності похилих перерізів

Приймаємо крок поперечних стержнів виходячи із конструктивних міркувань $S_y = 150 \text{ і}$.

Приймаємо поперечні стержні діаметром 4 мм класу ВР-I.

Площа поперечного перерізу поперечної арматури:

$$A_{s\omega} = A'_{s\omega} \cdot n = 12,6 \cdot 4 = 50,4 \text{ і}^2.$$

Визначення коефіцієнту насичення перерізу поп. арматурою:

$$\mu_\omega = \frac{50,4}{470 \cdot 150} = 0,0007.$$

Визначення коефіцієнту, який враховує вплив поперечних стержнів:

$$\varphi_{\omega 1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_\omega;$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b};$$

$$\alpha = \frac{19 \cdot 10^4}{29 \cdot 10^3} = 6,55;$$

$$\varphi_{\omega 1} = 1 + 5 \cdot 6,55 \cdot 0,0007 = 1,023 < 1,3.$$

Перевірка умови:

$$Q < Q_u;$$

$$Q_u = 0,3 \cdot 0,87 \cdot 1,023 \cdot 15,3 \cdot 470 \cdot 195 = 374,4 \cdot 10^3 \text{ Н};$$

$$Q = 32,8 \cdot 10^3 \text{ Н} < Q_u = 374,4 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Умова виконується, отже розміри поперечного перерізу достатні.

Визначення поперечної сили, яка сприймається стиснутим бетоном:

$$Q_b = \frac{M_b}{c} \geq Q_{b \min} = \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0;$$

$$M_b = \varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2;$$

$$M_b = 2 \cdot 1,08 \cdot 470 \cdot 195^2 = 38,6 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Визначення зусилля, яке сприймають поперечні стержні на одиницю довжини балки:

$$q_{s\omega} = \frac{290 \cdot 50,4}{150} = 97,5 \text{ Н/іі};$$

$$b'_f = b + 3 \cdot h'_f = 470 + 3 \cdot 41 = 593 \text{ мм};$$

$$\varphi_f = \frac{0,75 \cdot (b'_f - e) \cdot h'_f}{e \cdot h_0} = 0,04 \leq 0,5;$$

$$\varphi_n = 0,1 \cdot \frac{P_2}{R_{bt} \cdot e \cdot h_0} \leq 0,5;$$

$$\varphi_n = 0,1 \cdot \frac{135,04 \cdot 10^3}{0,95 \cdot 470 \cdot 195} = 0,16 < 0,5;$$

$$Q_{b \min} = 0,6 \cdot (1 + 0,04 + 0,16) \cdot 0,95 \cdot 470 \cdot 195 = 63,2 \cdot 10^3 \text{ Н};$$

$$q_\omega = \frac{63200}{2 \cdot 195} = 162 \text{ Н/іі};$$

$$q_{s\omega} = 97,5 \text{ Н/іі} < q_\omega = 162 \text{ Н/іі} \text{ — умова виконується};$$

$$c_0 = 2 \cdot h_0 = 2 \cdot 195 = 390 \text{ іі};$$

$$q_1 = g + \frac{p}{2};$$

$$g = 8290 \text{ Н/м}^2, p = 2565 \text{ Н/м}^2;$$

$$q_1 = 8290 + \frac{2565}{2} = 9572,5 \text{ Н/м}.$$

Визначення довжини проекції похилих тріщин:

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}};$$

$$c = \sqrt{\frac{38,6 \cdot 10^6}{9572,5}} = 63,5 \text{ мм.}$$

Визначення максимально можливої довжини проєкції:

$$c_{\max} = \frac{\varphi_{b2} \cdot h_0}{\varphi_{b3}} = \frac{2 \cdot 195}{0,6} = 650 \text{ мм.}$$

Визначення зусилля, яке сприймає бетон:

$$Q_b = Q_{b\min} = 63,2 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Визначення зусилля, яке сприймає арматура:

$$Q_{s\omega} = q_{s\omega} \cdot c_0 = 97,5 \cdot 390 = 38 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Визначення зусилля, яке сприймає бетон та арматура разом:

$$Q_{sob} = Q_b + Q_{s\omega};$$

$$Q_{sob} = 63,2 \cdot 10^3 + 38 \cdot 10^3 = 101,2 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Визначення поперечної сили в кінці поперечної тріщини:

$$Q = Q_{\max} - q_1 \cdot c = 32,8 \cdot 10^3 - 9,57 \cdot 10^3 \cdot 0,0635 = 32,2 \cdot 10^3 \text{ Н} < Q_{sob} = 101,2 \cdot 10^3 \text{ Н}$$

Міцність забезпечена.

4.1.10. Конструювання плити

До розробки конструкції згідно робочих креслень прийнята багатопустотна плита П-1 з чотирма попередньо напруженими стержнями арматури класу А600С діаметру 12мм, які розмішуються по одному в повздовжніх ребрах з захисним шаром 25мм від нижньої грані плити. Також плита армується сіткою С1 з робочою арматурою класу Вр-І діаметру $d_s = 5\text{мм}$ з кроком 200мм та поперечні стержні арматури класу Вр-І діаметру $d_{s\omega} = 5\text{мм}$ з кроком 200мм. Конструктивна сітка С2 з арматури класу Вр-І діаметру $d = 3\text{мм}$ з кроком 150мм для поперечних стержнів та

арматури класу Вр-І діаметру $d = 3\text{мм}$ з кроком 150мм для поздовжніх стержнів.

Зварні каркаси Кр-1 на приопорних ділянках з повздовжніми стержнями з арматури класу Вр-І діаметру $d = 5\text{мм}$ и поперечними стержнями з арматури класу Вр- І діаметру $d = 4\text{мм}$.

РОЗДІЛ 5

ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

5.1. Коротка характеристика будівлі та будівельного майданчику

Будівля має розміри в плані (39 x 18.1) м, 3 поверхи, висота поверхів 4.2 та 3.3 м, з цокольним поверхом на позначці -3.600.

Район будівництва – м. Миколаїв.

Будівельний майданчик, на якому проектується дана будівля складається з таких інженерно-геологічних елементів:

1. ІГЕ-1 – насипний ґрунт неоднорідний.
2. ІГЕ-2 – супісь жовта з прошарками піску та суглинку.
3. ІГЕ-3 – пісок коричневий, крупний, щільний, кварцевий.
4. ІГЕ-4 – глина зеленувато-сіра напівтвердої консистенції.

Рельєф – спокійний.

Рівень ґрунтових вод – відсутній.

5.2. Оцінка ґрунтових умов будівельного майданчику

5.2.1. Визначення фізико-механічних характеристик інженерно-геологічних елементів

1. ІГЕ-1 – насипний ґрунт неоднорідний – в якості основи під фундаменти не підходить.

- щільність $\rho = 2.02 \text{ г/см}^3$;
- щільність твердих частинок $\rho_s = 2.74 \text{ г/см}^3$;
- природна вологість $\omega = 0.151$;
- початковий модуль пружності $E_0 = 23 \text{ МПа}$;
- кут внутрішнього тертя $\varphi = 23^\circ$;
- питоме зчеплення $c = 22 \text{ кПа}$.

2. ІГЕ-2 – супісь жовта з прошарками піску та суглинку:

- щільність $\rho = 1.86 \text{ г/см}^3$;
- щільність твердих частинок $\rho_s = 2.67 \text{ г/см}^3$;
- природна вологість $\omega = 0.122$;
- вологість на межі розкочування $\omega_p = 0.12$;
- вологість на межі текучості $\omega_L = 0.28$;
- початковий модуль пружності $E_0 = 31 \text{ МПа}$;
- кут внутрішнього тертя $\varphi = 23^\circ$;
- питоме зчеплення $c = 3 \text{ кПа}$.

3. ІГЕ-3 – пісок коричневий, крупний, щільний, кварцевий:

- щільність $\rho = 1.81 \text{ г/см}^3$;
- щільність твердих частинок $\rho_s = 2.66 \text{ г/см}^3$;
- природна вологість $\omega = 0.03$;
- початковий модуль пружності $E_0 = 49 \text{ МПа}$;
- кут внутрішнього тертя $\varphi = 32^\circ$;
- питоме зчеплення $c = 0$.

4. ІГЕ-4 – глина зеленувато-сіра напівтвердої консистенції:

- щільність $\rho = 2.01 \text{ г/см}^3$;
- щільність твердих частинок $\rho_s = 2.74 \text{ г/см}^3$;
- природна вологість $\omega = 0.253$;
- вологість на межі розкочування $\omega_p = 0.25$;
- вологість на межі текучості $\omega_L = 0.5$;
- початковий модуль пружності $E_0 = 50 \text{ МПа}$;

- кут внутрішнього тертя $\varphi = 16^\circ$;
- питоме зчеплення $c = 37 \text{ кПа}$.

5.3. Збір навантаження

Таблиця 5.1. Збір навантаження на 1 м^2 покриття

Вид навантаження	Формули підрахунку	Нормативне навання, $\frac{\text{Н}}{\text{М}^2}$	γ_f	Розрахункове навання, $\frac{\text{Н}}{\text{М}^2}$
Постійне				
Бетон $\delta = 0.03 \text{ м}$, $\rho = 2400 \text{ кг/м}^3$	$0.03 \cdot 2400 \cdot 10 \cdot 0.95$	684.0	1.3	889.2
1 шар бітуліну	$5 \cdot 10 \cdot 0.95$	47.5	1.2	57.0
Підклад. мембрана	$5 \cdot 10 \cdot 0.95$	47.5	1.2	57.0
Цем.-піщана стяжка $\delta = 0.03 \text{ м}$, $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$	$0.03 \cdot 1800 \cdot 10 \cdot 0.95$	513.0	1.3	666.9
Керамзитовий гравій $\delta = 0.3 \text{ м}$, $\rho = 150 \text{ кг/м}^3$	$0.3 \cdot 150 \cdot 10 \cdot 0.95$	427.5	1.3	555.8
Цем.-піщана стяжка $\delta = 0.02 \text{ м}$, $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$	$0.02 \cdot 1800 \cdot 10 \cdot 0.95$	342.0	1.3	444.6
Утеплювач "Rockwool" $\delta = 0.1 \text{ м}$, $\rho = 150 \text{ кг/м}^3$	$0.1 \cdot 150 \cdot 10 \cdot 0.95$	142.5	1.2	171.0
1 шар рубімасту	$5 \cdot 10 \cdot 0.95$	47.5	1.2	57.0
З/б плита	$300 \cdot 10 \cdot 0.95$	2850.0	1.1	3135.0
Разом: Постійне		$g^n = 5101.5$		$g = 6033.5$
Тимчасове(снігове)	$100 \cdot 10 \cdot 0,95$	950.0	1.4	1330.0
Разом: Тимчасове		$p^n = 9500$		$p = 13300$
Всього: Повне		$q^n = 6051.5$		$q = 7363.5$

Таблиця 5.2. Збір навантаження на 1 м² перекриття

Вид навантаження	Формули підрахунку	Нормативне навантаження, $\frac{H}{M^2}$	γ_f	Розрахункове навантаження, $\frac{H}{M^2}$
Постійне Плитка "граніто-кераміка" $\delta = 0.01i$, $\rho = 1800 \frac{кг}{M^3}$	$0.01 \cdot 1800 \cdot 10 \cdot 0.95$	171.0	1.2	205.2
Цем.-піщана стяжка $\delta = 0.02i$, $\rho = 1800 \frac{кг}{M^3}$	$0.02 \cdot 1800 \cdot 10 \cdot 0.95$	342.0	1.3	444.6
Стяжка із легкого бетону $\delta = 0.03i$, $\rho = 800 \frac{кг}{M^3}$	$0.03 \cdot 800 \cdot 10 \cdot 0.95$	228.0	1.3	296.4
Перегородки	$50 \cdot 10 \cdot 0.95$	475.0	1.1	522.5
З/б плита	$300 \cdot 10 \cdot 0.95$	2850.0	1.1	3135.0
Разом: Постійне		$g^n = 4066.0$		$g = 4603.7$
Тимчасове Тимчасове	$150 \cdot 10 \cdot 0.95$	1425.0	1.3	1852.5
Разом: Тимчасове		$p^n = 1425.0$		$p = 1852.5$
Всього: Повне		$q^n = 5491.0$		$q = 6456.2$

Навантаження від покриття і перекриття визначаємо за вантажною площею:

- для зовнішніх стін:

$$A_b = 3.15 M^2 ;$$

- для внутрішніх стін

$$A_b = 6.3 M^2 .$$

Нормативна вага зовнішньої стіни на 1м.п.:

$$G_{cm}^n = b \cdot h \cdot \rho \cdot \gamma_n ;$$

$$G_{cm}^n = 0.51 \cdot 12 \cdot 18000 \cdot 0.95 = 104.7 \cdot 10^3 \text{ H.}$$

Розрахункова вага зовнішньої стіни на 1 м.п.:

$$G_{cn} = G_{cm}^n \cdot \gamma_f;$$

$$G_{cn} = 104.7 \cdot 10^3 \cdot 1.2 = 125.7 \cdot 10^3 \text{ H.}$$

Нормативна вага внутрішньої стіни на 1 м.п.:

$$G_{cm}^n = b \cdot h \cdot \rho \cdot \gamma_n;$$

$$G_{cm}^n = 0.38 \cdot 12 \cdot 18000 \cdot 0.95 = 78.0 \cdot 10^3 \text{ H.}$$

Розрахункова вага внутрішньої стіни на 1 м.п.:

$$G_{cn} = G_{cm}^n \cdot \gamma_f;$$

$$G_{cn} = 78.0 \cdot 10^3 \cdot 1.2 = 93.6 \cdot 10^3 \text{ H.}$$

Визначення навантаження на вантажну площу:

- на внутрішню стіну:

$$N_{\perp} = 7363.5 \cdot 6.3 + 3 \cdot 6456.2 \cdot 6.3 + 93.6 \cdot 10^3 = 262.0 \cdot 10^3 \text{ H};$$

$$N_{\parallel} = 6051.5 \cdot 6.3 + 3 \cdot 5491.0 \cdot 6.3 + 78.0 \cdot 10^3 = 219.9 \cdot 10^3 \text{ H};$$

- на зовнішню стіну:

$$N_{\perp} = 7363.5 \cdot 3.15 + 3 \cdot 6456.2 \cdot 3.15 + 125.7 \cdot 10^3 = 209.9 \cdot 10^3 \text{ H};$$

$$N_{\parallel} = 6051.5 \cdot 3.15 + 3 \cdot 5491.0 \cdot 3.15 + 104.7 \cdot 10^3 = 175.7 \cdot 10^3 \text{ H}$$

5.4. Розрахунок палевих фундаментів

Товщина ростверку: $h_r = 1,0 \text{ м.}$

Глибина котловану: $h_k = 6,32 \text{ м.}$

Вихідні данні для досліджень.

- ПГЕ-1 – насипний ґрунт неоднорідний, який як природну основу використовувати не рекомендовано;
- ПГЕ-2 – супісь жовта з прошарками піску та суглинку;
- ПГЕ-3 – пісок коричневий, крупний, щільний, кварцевий;
- ПГЕ-4 – глина зеленувато-сіра напівтвердої консистенції.

Проаналізувавши ґрунтові умови на будмайданчтку можна прийти до висновку, що глина напівтверда легка має великий опір ґрунту и тому може бути несучим шаром для паль.

Приймаємо буронабивну палю з підширенням довжиною 22м и перерізом Ø800 и Ø1200 – діаметр підширеної, частини з бетону класу С30/35 з поздовжньою арматурою класу А400С.

5.4.1. Розрахунок несучої здатності паль за спрощеною схемою

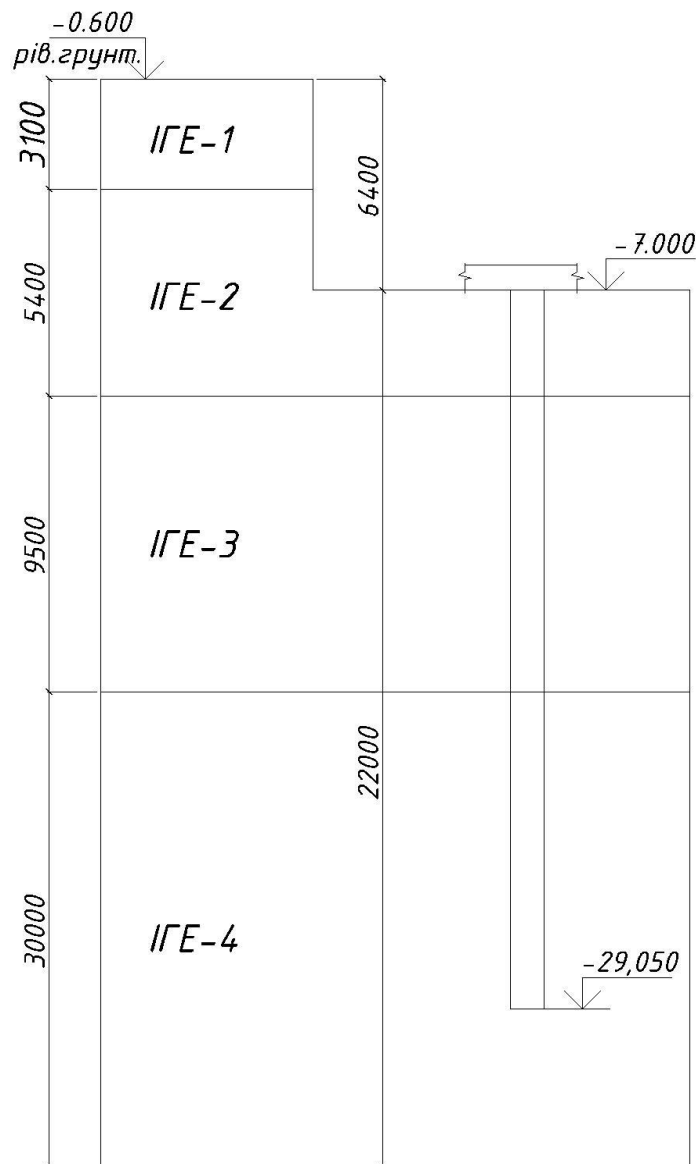


Рис.5.1. Схема розміщення палі у ґрунті

Визначимо несучу здатність буронабивної палі.

Несуча здатність палі: $F_d = \gamma_C \cdot (\gamma_{CR} \cdot R \cdot A + U \cdot \sum \gamma_{Cfi} \cdot f_i \cdot h_i)$,

де γ_c - коефіцієнт умов роботи палі, $\gamma_c = 1,0$;

γ_{cR} - коефіцієнт умов роботи ґрунту;

A – площа перерізу палі;

R – розрахунковий опір під подошвою палі;

u - периметр поперечного перерізу палі;

γ_{cf} - коефіцієнт умов роботи ґрунту на бічній поверхні палі;

f_i - розрахунковий опір i -го шару ґрунту по бічній поверхні стовбура палі;

h_i - товщина i -го шару ґрунту.

Для палі з підширенням:

$$\gamma_{cR} = 0,9;$$

$$\gamma_{cf} = 0,6.$$

$$\text{Площа підширеної частини палі: } A = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 1,2^2}{4} = 1,131 \text{ м}^2.$$

При глибині заглиблення нижнього кінця палі 28,320м при $I_L = 0,19$ інтерполяцією отримуємо:

$$\text{При } I_L = 0,1 \text{ и } h = 20 \text{ } R = 2100 \text{ кПа.}$$

$$\text{При } I_L = 0,2 \text{ и } h = 20 \text{ } R = 1900 \text{ кПа.}$$

$$\text{При } I_L = 0,1 \text{ и } h = 30 \text{ } R = 3000 \text{ кПа.}$$

$$\text{При } I_L = 0,2 \text{ и } h = 30 \text{ } R = 2600 \text{ кПа.}$$

$$R = 1900 + \frac{2100 - 1900}{0,2 - 0,1} (0,19 - 0,1) = 2080 \text{ кПа.}$$

$$R = 2600 + \frac{3000 - 2600}{0,2 - 0,1} (0,19 - 0,1) = 2960 \text{ кПа.}$$

$$R = 2080 + \frac{2960 - 2080}{30 - 20} (28,32 - 20) = 2812,16 \text{ кПа.}$$

Отже $R = 2812,16 \text{ кПа}$.

Визначаємо величини розрахункового опору по бічній поверхні палі.

Результати інтерполяції заносимо до таблиці:

Таблиця 5.3. Результати інтерполяції

№ точки	z_i	f	h_i
1	6,865	31,87	1,09
2	7,955	32,96	1,09
3	9,25	26,63	1,5
4	10,8	27,16	1,6
5	12,4	27,48	1,6
6	14	27,80	1,6
7	15,6	28,24	1,6
8	17,2	28,88	1,6
9	18,5	76,90	1
10	19,66	78,52	1,32
11	21,12	80,57	1,6
12	22,72	82,81	1,6
13	24,32	85,05	1,6
14	25,92	87,29	1,6
15	27,52	89,53	1,6

Периметр палі: $u = \pi \cdot d = 3,14 \cdot 0,8 = 2,51$ м.

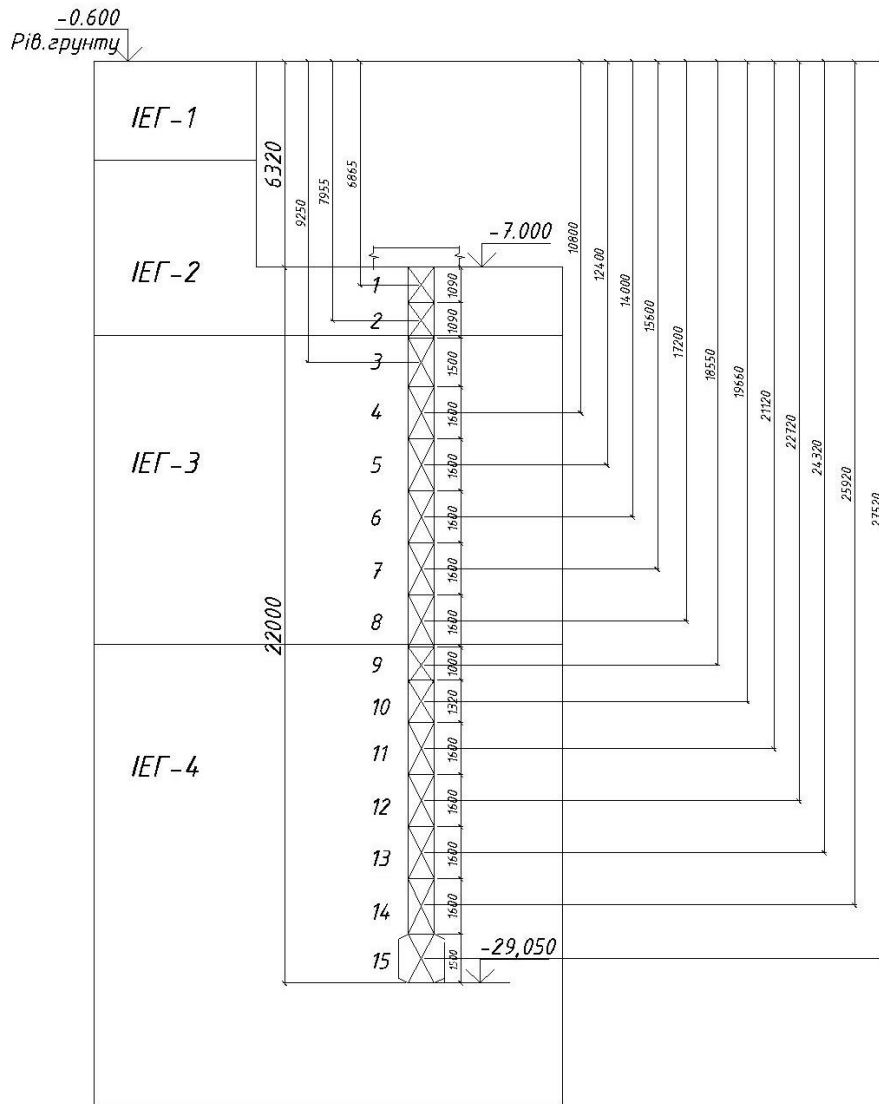


Рис.5.2. Розрахункова схема палі

Несуча здатність палі:

$$F_d = 1,0 \cdot (0,9 \cdot 2812,16 \cdot 1,131 + 2,51 \cdot 0,6 \cdot (1,09(31,87 + 32,96) + 1,5 \cdot 26,63 + 1,6(27,16 + 27,48 + 27,8 + 28,24 + 28,88) + 1,0 \cdot 76,9 + 1,32 \cdot 78,52 + 1,6 \cdot (80,57 + 82,81 + 85,05 + 87,29 + 89,53))) = 2862,5 + 1799,4 = 4661,9 \text{ кН}$$

Розрахункове навантаження, допустиме на палю:

$$N_{cv} = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{4661,9}{1,4} = 3329,93 \text{ кН}$$

Розрахунок палевого фундаменту за осями.

Для вісі «В 4'»:

$$N^I = 5808,17 \text{ кН} .$$

Визначаємо необхідну кількість палей: $n = \frac{N^I}{N_{cv}} = \frac{5808,17 \cdot 1,05 \cdot 1,0}{3329,93} = 1,831 .$

Відстань між стовбурами паль:

$$l = 2,6\text{ м} > 1\text{ м} \text{ а також } > 3d = 3 \cdot 0,8 = 2,4\text{ м}.$$

Приймаємо ростверк наступних розмірів:

$$h = 1,0\text{ м}, \quad b = 1,6\text{ м}, \quad l = 4,2\text{ м}.$$

Перевіряємо розрахункове навантаження на палю: $N = \frac{N_{1\phi}}{n} \leq N_{\text{на}};$

$$N_{1\phi} = (N_1 + G_p + G_{zp}) \cdot l_1.$$

Так як ростверк входить до складу монолітної ж/б плити, а вага плити була врахована при зборі навантажень на фундамент, тоді враховуємо тільки ту частину ростверку, що лежить нижче плити. Висота виступаючої частини ростверку 0,4м.

$$G_p = 1,1 \cdot b_p \cdot h_p \cdot \gamma_{\text{жб}} = 1,1 \cdot 1,6 \cdot 0,4 \cdot 24 = 16,896 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Так як над ростверком по осям В-4' знаходиться приміщення паркінгу, тоді значення:

$$G_{zp} = 0$$

$$N_{1\phi} = 16,896 \cdot 4,2 + 5808,17 = 5879,13 \text{ кН}$$

$$N = \frac{N_{1\phi}}{n} = \frac{5879,13}{2} = 2939,57 \text{ кН} \leq N_{\text{сб}} = 3329,93 \text{ кН}$$

Умова виконується, тобто необхідна несуча здатність палевого фундаменту забезпечена.

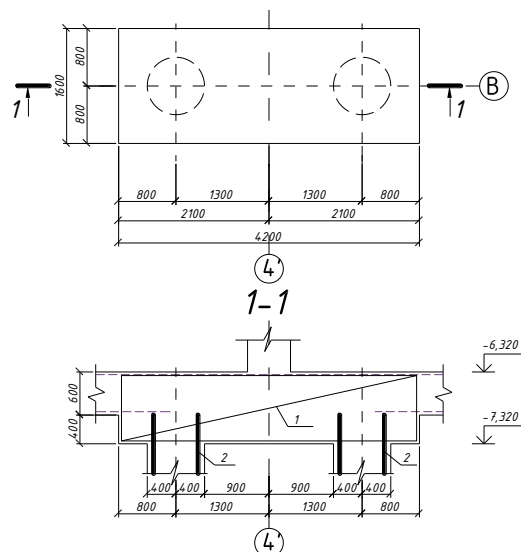


Рис.5.3. Розрахунковий ростверк

РОЗДІЛ 6

ОХОРОНА ПРАЦІ

6.1. Аналіз шкідливих та небезпечних виробничих факторів

Робоче місце закріплюється за окремим працівником кожної зони, яка обладнаним засобами праці, необхідними для виконання певної роботи.

Організація робочого місця повинна допомогти максимізувати ефективність трудового процесу. Це визначає продуктивність і якість праці працівника. Організація робочого місця – система заходів щодо його спеціалізації, оснащення необхідними засобами та предметами праці, розміщення їх на робочому місці, його зовнішнє оформлення та створення належних умов праці. Конкретний зміст цих видів діяльності визначається характером та спеціалізацією робочого місця, його видом та значенням у виробничому процесі.

Основними напрямками в організації робочих місць є:

- ефективного розміщення обладнання та робочих предметів;
- раціональної спеціалізації;
- освітлення робочої зони;
- обслуговування;
- умови безпечної та високопродуктивної роботи.

Рівень організації роботи на конкретному робочому місці також залежить від якості його обслуговування. Обслуговування робочого місця забезпечує своєчасне надання усього необхідного, включаючи технічне обслуговування (налаштування, регулювання, ремонт); регулярне постачання необхідної енергії, інформації та витратних матеріалів; контроль якості обладнання, його транспортування та обслуговування (прибирання, чистка переобладнання тощо).

Службові робочі місця забезпечуються такими функціями: підготовча, інформаційна, промислова, інструментальна, налагоджувальна, енергетична,

контрольна та ін. Прогрес у системах обслуговування робочих місць полягає в переході від наступної служби.

Відповідно до [18] на працівника впливають такі небезпечні та шкідливі виробничі фактори:

1. Рухомі машини та механізми; рухомі частини виробничого обладнання;
2. Підвищена запиленість і загазованість повітря робочої зони;
3. Підвищений рівень шуму в робочій області;
4. Підвищена напруга в електричному ланцюзі, коротке замикання яке може відбуватися через тіло людини;
5. Підвищена або знижена температура повітря робочої зони;
6. Нестача або відсутність природного світла;
7. Розміщення робочого місця на значній висоті відносно землі (підлоги).

Всі вищезазначені фактори ризику у своїх проявах мають суттєвий негативний вплив на здоров'я та навіть на життя персоналу. Високий рівень виробничого травматизму знижує продуктивність праці та може призвести до втрати працездатності (тимчасової та / або постійної) і навіть бути причиною смерті. Тому мінімізація негативних наслідків та ризиків для життя та здоров'я працівника є невід'ємною частиною виробничого процесу. Доведено, що за допомогою регулярних тренувань та перевірок безпеки ,виробничий травматизм значно зменшується. Тому, ця частина виробничого процесу важлива для виконання роботи з високою ефективністю.

6.1.1. Підвищена запиленість та загазованість повітря робочої зони

У процесі монтажу будівельної конструкції виникає запиленість та забруднення газом. Це пов'язано з результатом роботи машин та використанням будівельних матеріалів. Концентрація пилу 18 мг/м^3 , згідно з дод. 2 [19] дозволена в зоні будівництва. При перевищенні граничного значення – застосовуються засоби індивідуального захисту. У районі

підвищеного забруднення повітря необхідно повністю прибрати або мінімізувати кількість робітників.

6.1.2. Розташування робочого місця на значній висоті відносно землі (підлоги)

Під час монтажу конструкцій будівлі робоче місце може знаходитися на значній висоті відносно землі. Для забезпечення безпеки при роботі на висоті необхідно дотримуватись «Правил охорони праці під час виконання робіт на висоті» [20].

6.1.3 Рухомі машини та механізми, рухомі частини виробничого обладнання

Рухомими машинами та механізмами та рухомими частинами виробничого обладнання згідно з [21] є монтажний кран та роботи, які пов'язані з переміщенням та монтажем сталевих конструкцій.

У процесі монтажних робіт використовуються різні типи машин і механізмів (автомобільні пневматичні колісні крани, вантажівки, стрілові та кабельні підйомники тощо). Тільки особам, які пройшли спеціальне навчання та отримали сертифікат на експлуатацію (або обслуговування) цієї машини, дозволяється працювати з ними. Працюючи поблизу машини або механізму, ви повинні суворо дотримуватися правил техніки безпеки та знати й дотримуватись інструкцій з експлуатації машини, які повинні бути на робочому місці. Пересувні машини (розчинонасоси, компресори, змішувачі тощо) слід встановлювати на рівній землі, а потім фіксувати їх опорами або підкладати під колеса упор. Всі рухомі частини машин та механізмів повинні бути огорожені, а робоча зона навколо машини повинна бути закрита.

Перш ніж запускати машину після монтажу або ремонту, її слід ретельно оглянути та перевірити, щоб не залишити ніяких запасних частин або монтажних інструментів, які можуть потрапити в рухомі деталі під час роботи та спричинити аварію. Категорично забороняється залишати машину без нагляду або налаштовувати або змащувати її під час роботи.

6.2. Заходи щодо зменшення впливу шкідливих та небезпечних виробничих факторів

6.2.1. Нормалізація повітря в робочій зоні

У розділі розглядаються заходи, що забезпечують безпечні та шкідливі умови праці та здоров'я працівника на робочому місці. Нормалізація повітря в робочій зоні заходи та засоби запобігання забрудненню повітря в робочій зоні передбачає:

- видалення шкідливих речовин в технологічних процесах, заміна їх менш шкідливими речовинами;
- вдосконалення технологічних процесів та обладнання;
- автоматизація та дистанційне управління технологією та процесами;
- герметизація виробничого обладнання, локалізація шкідливих викидів через місцеву вентиляцію тощо;
- нормальне функціонування систем опалення, загальної вентиляції, кондиціонування, контролю викидів;
- попередні та періодичні медичні огляди працівників, які працюють у шкідливих умовах, профілактичне харчування та дотримання правил особистої гігієни;
- контроль вмісту шкідливих речовин у повітрі робочої зони;
- використання засобів індивідуального захисту.

Вентиляція – це видалення повітря з приміщення та заміна його свіжим, при необхідності, обробленим повітрям. Вентиляція створює умови повітряного середовища, сприятливі для здоров'я та добробуту людини, що відповідають вимогам технологічного процесу.

За способом переміщення повітря вентиляція поділяється на два типи: природна та механічна.

За способом організації повітрообмінної вентиляції можуть бути: місцевими та загальними.

За принципом вентиляції обладнання поділяється на:

1. Витяг в (загальний та місцевий);
2. Проточний місцевий (повітряні «душі», оазиси, завіси) та загальний.

Кондиціонер – це створення та автоматична підтримка параметрів мікроклімату в приміщеннях незалежно від зовнішніх умов, які найбільш підходять для людини та нормального проходження технологічного процесу.

Основний принцип повітряного балансу будівлі полягає в тому, що об'єм, що надходить у будівлю зовні, повинен відповідати об'єму повітря, що виходить з неї. В ідеалі, кількість зовнішнього повітря, що подається через вентиляційні та кондиціонуючі системи в будівлі, повинна перевищувати кількість вихідного повітря, щоб забезпечити деякий надлишковий тиск всередині будівлі. Це запобігає неконтрольованому проникненню зовнішнього повітря на входах і виходах.

Кратність повітрообміну – це параметр, який показує скільки разів на годину змінюється повітря в приміщенні.

Враховуючи виділення вуглекислого газу людиною, що перебуває у стані спокою, дослідники підраховали, що мінімальна кількість вентиляції на одну людину в житловій площі повинна бути не менше 30 м^3 на 1 годину. Оптимальні умови кондиціонування повітря для людини забезпечуються при обсязі вентиляції $80\text{-}120 \text{ м}^3 / \text{год}$.

6.2.2 Правила при роботі на високому рівні.

Найважливішим зі згаданих факторів є розташування робочого місця на високому рівні над землею. Необхідно забезпечити розрахунок міцності та стабільності вантажопідйомних робіт.

Прийmemo в першу чергу такі дані: розміри естакад $L = 200 \text{ см}$, $e = 100 \text{ см}$, $e_2 = 30 \text{ см}$, $h = 200 \text{ см}$; поздовжні розкоси з труби $42,3 \times 3,2 \text{ м}$; $W = 3,6 \text{ см}^2$; підпірка з труби $48 \times 3,5 \text{ м}$; $F = 5 \text{ см}^2$, $W = 5,44 \text{ см}^2$, $i = 1,57 \text{ см}$, $e = 7 \text{ см}$; труби зі сталі Ст3, [22], $[\sigma] = 2100 \text{ кгс} / \text{см}^2$, $E = 2 \times 10^6 \text{ кгс} / \text{см}^2$.

Навантаження: розподілене $q = 200 \text{ кгс} / \text{см}^2$, концентроване $P = 200 \text{ кгс}$, максимальний на опорі $P_{\text{п}} = 1200 \text{ кгс}$.

Перевірка поздовжнього кріплення.

Завантаження P_A дорівнює:

$$P_A = Pe_1 / e, \quad P_A = 200 \times 70 / 100 = 140 \text{ кгс}.$$

Максимальний згинальний момент у поздовжньому кріпленні:

$$M_{\max} = P_A / 2 \cdot L / 2, \quad M_{\max} = 140 / 2 \times 200 / 2 = 7000 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

$$\sigma_{\text{пс}} = M_{\max} / W, \quad \sigma_{\text{пс}} = 7000 / 3,6 = 1944 \text{ кгс} / \text{см}^2.$$

Міцність поздовжнього кріплення забезпечується як:

$$\sigma_{\text{пс}} = 1944 < [\sigma] = 2100 \text{ кгс} / \text{см}^2.$$

Перевірка опори.

Максимальний момент згинання на опорі становить:

$$M^{\max} = P_2 \varepsilon = P_3 \varepsilon = P_A \varepsilon, \quad M^{\max} = 140 \times 7 = 980 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Максимальна напруга:

$$\sigma_{\text{вс}} = P_{\text{II}} / F + M^{\max} / W, \quad \sigma_{\text{вс}} = 1200 / 5 + 980 / 5,44 = 240 + 180 = 420 \text{ кгс} / \text{см}^2,$$

Що нижче $[\sigma] = 2100 \text{ кгс} / \text{см}^2$, тобто міцність опори забезпечується.

Перевірка стійкості стійки:

$$\text{Гнучкість стійки } \lambda = 1 \times 200 / 1,57 = 127.$$

$$\text{Умовна гнучкість – це } \lambda_y = \lambda \sqrt{[\sigma] / E}, \quad \lambda_y = \lambda \sqrt{[\sigma] / E}.$$

$$\text{Відносний ексцентриситет } m = 7 \times 5 / 5,44 = 6,4.$$

$$\text{Знижений відносний ексцентриситет } m_{ef} = 1,05 \times 6,4 \sim 7,0.$$

$$\text{Якщо } \lambda_y = 4,1 \text{ та } m_{ef} = 7, \text{ тоді } \varphi_e \approx 0,13.$$

Забезпечується стабільність опори:

$$P_{\text{II}} / \varphi_e F \leq [\sigma] \gamma_c, \quad 1200 / 0,13 \times 5 = 1846 < [2100] \times 0,95 = 1995 \text{ кгс} / \text{см}^2.$$

Перевірка настилу:

Момент опору соснової дошки згідно ДСТУ EN 336:2003, наприклад, при розмірах $b = 50 \text{ см}$ і $t = 2 \text{ см}$, дорівнює:

$$W_{\text{H}} = 50 \cdot 2^2 / 6 = 33,3 \text{ см}^3.$$

Максимальна напруга:

$$\sigma_{\text{н}} = M_{\text{н}} / W_{\text{н}} = P_{\text{А}} e_2 / bt^2 / 6 ,$$

$$\sigma_{\text{н}} = 140 \times 30 / 33,3 = 126 \text{ кгс} / \text{см}^2 < [\sigma] = 150 \text{ кгс} / \text{см}^2,$$

це означає, що забезпечується міцність настилу.

Перевірка фіксації до стіни при висотних роботах: сила тиску дюбеля при розмірах $d = 3 \text{ см}$, $e = 4 \text{ см}$ на стіні з цегли ($\sigma_{\text{см}} = 50 \text{ кгс} / \text{см}^2$):

$$N = 50 \times 3 \times 4 = 600 \text{ кгс.}$$

Сила витягування дюбеля від стіни з коефіцієнтом тертя $f = 0,35$:

$$Q = f * z * N, Q = 0,35 * 2 * 600 = 420 \text{ кгс.}$$

Параметри гвинта з середнім діаметром $d_{\text{сп}} = 10,8 \text{ мм}$, кроком $S = 1,75 \text{ мм}$, половиною кута профілю гвинта $\beta = 30^\circ$ та коефіцієнтом тертя $f_p = 0,25$:

$$\text{tg } \alpha = S / \pi d_{\text{сп}} , \alpha = \text{arctg} (1,75 / 3,14 \times 10,8) = 2^\circ 56' ;$$

$$\text{tg } \rho = f_p / \cos \beta , \beta = \text{arctg} (0,25 / \cos 30^\circ) = 16^\circ 4' .$$

Оптимальний момент згинання на гвинтовій гайці 5см:

$$M_{\text{кр}} = Qd_{\text{сп}} / 2\text{tg}(\alpha + \rho) , M_{\text{кр}} = 420 \times 10,8 / 2 \text{ tg} (2^\circ 56' + 16^\circ 4') = 84$$

кгс * см.

При довжині плеча гвинта 10 см зусилля не перевищує 9 кгс, що цілком прийнятно. Розрахунок доводить правильність обраних параметрів кріплення дюбелів до стіни.

6.3. Інструкція з охорони праці для зварювальника

6.3.1. Загальні вимоги безпеки.

Вікове обмеження для зварювальних робіт – 18 років. Зварювальник повинен бути освіченим, повинен пройти медичний огляд, повинен перевірити свої знання, після проведення вступного інструктажу на робочому місці. Вони повинні мати кваліфікаційний сертифікат щодо заходів безпеки не менше II, при роботі в закритих місцях – не менше III.

Працівники, у яких закінчився термін проходження техніки безпеки не мають права виконувати зварювальні роботи; жінкам заборонено працювати в закритих місцях.

Зварювальник повинен:

- Виконувати лише ту роботу, яку доручив йому бригадир або керівник бригади і відповідно до якої він пройшов інструктаж по заходам безпеки праці;
- Дотримуватися правил внутрішнього розпорядку. Заборонено вживати, а також перебувати на території будівельного майданчика в стані алкогольного, наркотичного чи токсичного сп'яніння. Курити дозволяється лише у спеціально для цього відведених місцях.
- Використовувати захисний одяг та захисні засоби, незалежно від виду робіт, повинен використовувати захисну каску на будівельному майданчику;
- Вміти надати першу медичну допомогу постраждалій особі;
- Дотримуватися гігієнічних правил;
- Повідомляти адміністрацію про будь-які несправності приладів, машин та обладнання.

Основними шкідливими та небезпечними факторами в процесі зварювання є:

- електродугове випромінювання, яке може призвести до захворювання очей;
- ураження електричним струмом;
- інтоксикація оксидами азоту, а також хвороба чорних легенів, спричинена забрудненням робочої зони зварювальника шкідливими парами, газами та пилом;
- опік тіла при дотику до зварених виробів та конструкцій.

Зварювальнику слід надати:

- полотняний костюм;
- нижня білизна;

- шкіряні черевики або кирзові чоботи;
- полотняні рукавиці;
- діелектричні рукавиці;
- калоші;
- захисну каску.

При роботі взимку на вулиці додатково слід давати:

- бавовняна куртка з теплоізоляцією;
- бавовняні штани з теплоізоляцією;
- зимові рукавиці;
- валяні чоботи;
- калоші над валяними черевиками;
- ковдра.

Серед засобів індивідуального захисту повинен бути монтажний пояс.

У процесі експлуатації пояс слід випробовувати кожні 6 місяців на натяг статичною силою, рівною 400 кг з відповідним маркуванням. Перед початком зварювання ремінь щодня оглядається зварювальником.

Для захисту голови від механічних пошкоджень та ударів електричним струмом необхідно використовувати захисні каски.

Очі слід захищати захисними окулярами (екранами).

Для захисту від пилу необхідно використовувати респіратори типів: «ТБ-1», «Лепесток-5, 40, 200», а також «Астра-2», «Кама-200», «Сніжок».

Вимоги до пожежної безпеки та вибухобезпеки:

- Працівники, що виконують електрозварювальні роботи, повинні знати практичні правила використання первинних засобів пожежогасіння;
- На робочому місці зварювальника не повинно бути легкозаймистих речовин та матеріалів;
- Електричний зварювальний пристрій повинен бути належним чином заземлений;

- Місця, де мають виконуватися зварювальні роботи, повинні розташовуватися на відстані не менше 5 м від горючих речовин і 10 м від вибухових речовин;

- Забороняється залишати зварювальний пристрій увімкненим під час перерви та після закінчення робіт.

За недотримання вимог інструкції працівник нестиме відповідальність згідно з чинним законодавством.

6.3.2. Вимоги безпеки перед початком робіт.

Перед початком ручного зварювання працівник повинен:

- Перевірити наявність захисного одягу, захисного взуття та інших засобів індивідуального захисту;
- Отримати завдання від старшини (керівника бригади) та ознайомитись з наказом про безпечне виконання робіт;
- Перевірити працездатність усіх інструментів. У разі несправності відремонтувати або замінити;
- Перевірити працездатність, надійність з'єднань, наявність механічних пошкоджень обладнання відповідно до вимог правил технічної експлуатації зварювального обладнання та кабелю;
- Перевірити наявність та працездатність зварювального жала.

6.3.3. Вимоги безпеки під час виконання зварювальних робіт

Під час електрозварювання в дощову погоду або снігопад робоче місце повинно бути обладнано навісом.

Виконання зварювальних робіт на великій висоті дозволяється, якщо передбачені всі умови, що запобігають падінню робітників, займанню дерев'яної підлоги та конструкцій, контакту зварювального жала та металевих конструкцій.

Не допускається перебування людей у зоні можливого падіння розплавленого металу.

Місця проведення зварювальних робіт повинні бути розташовані на відстані щонайменше 5 м від легкозаймистих матеріалів та 10 м від вибухових матеріалів.

Руки, одяг та взуття завжди повинні бути сухими.

При перемиканні проводів необхідно використовувати полотняні рукавиці.

Робоче місце зварювальника повинно бути огорожене переносними або стаціонарними огорожами (щитами або екранами).

Зварювання елементів над місцями виконання інших робіт дозволяється лише у разі наявності графіка суміщених робіт та відсутності людей у небезпечній зоні.

З'єднання зварювальних кабелів слід виконувати лише за допомогою пресування, зварювання або пайки.

Зварювані металеві конструкції, деталі, вузли повинні бути належним чином заземлені.

Робочі місця, розташовані на відстані понад 1,3 м над рівнем землі, повинні бути огорожені.

При роботі на висоті необхідно використовувати захисний монтажний пояс.

Місця проведення зварювальних робіт повинні мати належне освітлення, оскільки для тимчасових джерел освітлення слід використовувати спеціальні ліхтарі.

Під час зварювальних робіт та після їх завершення рублики повинні бути зафіксовані.

Переміщення зварювальних кабелів та установок слід виконувати після їх відключення від мережі.

В якості портативного джерела освітлення слід використовувати ліхтарі напругою 12 В.

6.3.4. Вимоги безпеки після закінчення робіт

- Необхідно вимкнути зварювальний пристрій, вимкнути і зафіксувати рубильник;
- Прибрати все на робочому місці;
- Здати інструменти в шафу;
- Скрутити в котушку зварювальний кабель і поставити його на належне місце;
- Привести в порядок захисний одяг та черевики;
- Виконати санітарні процедури.

6.3.5. Вимоги безпеки в надзвичайних ситуаціях

При аваріях необхідно негайно ліквідувати джерело аварії, вжити заходів щодо надання першої допомоги постраждалим та повідомити про це майстра (керівника бригади) і, якщо це не загрожує життю людини, слідкувати за ситуацією.

Аварійні ситуації на будівельному майданчику під час електрозварювальних робіт можуть трапитися з таких причин:

- Зберігання легкозаймистих речовин, близько до виконання зварювальних робіт;
- Підключення більше одного агрегату до пускового пристрою.

6.4. Рішення інженерних задач по охороні праці

Розрахунок стійкості баштового крану КБ-308А. В розрахунковій схемі важливо визначення власної та вантажної стійкості крану. Перевіряємо його стійкість з урахуванням вітрових навантажень під час підйому вантажу.

Вітрове навантаження для баштових кранів приймаємо 150Па.

Власну стійкість крану визначаємо з умови:

$$K_{\gamma} = \frac{\sum M_{\text{ущ}}}{\sum M_{\text{пер}}} \geq 1.15$$

$$K_y = \frac{450 \cdot (3 + 0.25)}{0.15 \cdot \frac{25^2}{2}} = 31.2 > 1.15$$

Власна стійкість крану забезпечена.

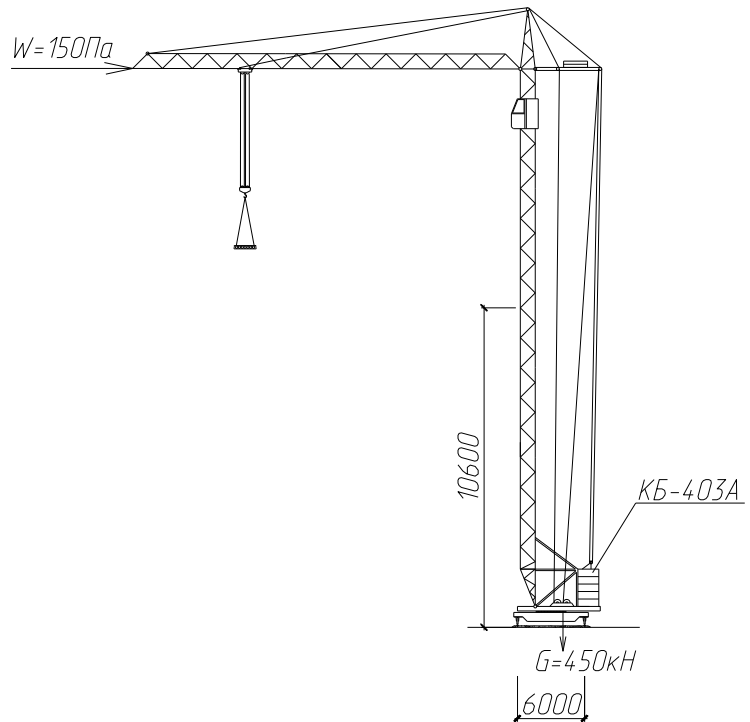


Рис.6.1. Схема визначення власної стійкості крану

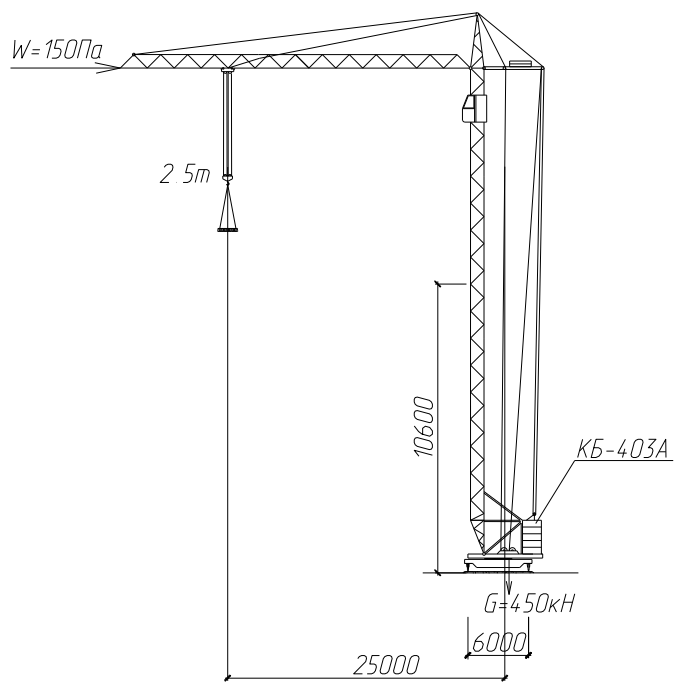


Рис.6.2. Схема до визначення вантажної стійкості крану

Умова стійкості крану:

$$k_1 = \frac{G \left[(b+c) \cos \alpha - h_1 \sin \alpha \right] - \frac{Qn^2 ah}{900 - n^2 H} - \frac{Qv(a-b)}{gt}}{Q(a-b)} \dots \frac{-W_p - W_{p11}}{Q(a-b)} \geq 1.45$$

де, $G=450 \text{ кН}$ – вага крану;

$c=0.25 \text{ м}$ – відстань від осі обертання крану до його центру ваги;

$v=0.67 \text{ м/с}$ – швидкість підйому вантажу;

$t=5 \text{ с}$ – час гальмування вантажу;

$n = 0.6 \times 8^{-1}$ – частота обертання крану навколо осі;

$b=3 \text{ м}$ – половина ширини колії крану;

$a=25 \text{ м}$ – відстань від осі обертання крану до центру ваги вантажу;

$h_1=10.6 \text{ м}$ – відстань від центра ваги крану до площини опорного контуру;

$\alpha=0$, $\cos \alpha=1$, $\sin \alpha=0$ – нахил майданчику відсутній.

K_1 – коефіцієнт стійкості крану.

$$k_1 = \frac{450 \cdot \left[(3 + 0.25) \cos 0 - 10.6 \sin 0 \right] - \frac{2.5 \cdot 0.6^2 \cdot (25 - 10.6)}{900 - 0.6^2 \cdot 21.2} - \frac{2.5 \cdot 0.67 \cdot (25 - 3)}{9.81 \times 5}}{2.5 \cdot (25 - 3)} \dots$$
$$\dots \frac{-150 \cdot (24 - 50) \cdot 10.6}{2.5 \cdot (25 - 3)} = 2.4 > 1.45$$

Висновок: Умова виконується, стійкість крану забезпечена.

РОЗДІЛ 7

ОХОРОНА НАВКОЛИШНЬОГО ДОВКІЛЛЯ

На сьогоднішній день в Україні, як і у всьому світі, дуже гостро стоїть питання охорони навколишнього середовища. Взаємодія людини з оточуючим середовищем супроводжується порушенням екологічної стійкості біосфери.

Будівництво, що супроводжується викидами шкідливих речовин та утворенням будівельного сміття, знищенням верхнього родючого шару землі та іншими небажаними факторами – це потужний тиск на біосферу.

Сучасне будівництво, впливаючи на протікання біосферних процесів, може активно змінювати стан поверхні Землі. Часткове або повне руйнування споруди чи будівлі, викликані як надзвичайними ситуаціями (вибухи газу, пожежі, теракти, дефекти проектування та експлуатації будівель) або природними явищами (землетрусами, ураганами, зсувами, повеннями), можуть значно сильніше впливати на довкілля, забруднюючи його як обломками зруйнованої конструкції, пилом, стоками, так і викидами побитого газу, пожежами, що є особливо небезпечним.

В наш час передовою задачею є не усунення наслідків від аварій а їх попередження і недопущення.

7.1. Вплив будівництва на навколишнє середовище

Серед факторів екологічної небезпеки проектуемого об'єкту, що можуть вплинути на стан навколишнього середовища, необхідно відмітити такі:

- забруднення атмосфери і гідросфери від процесу виробництва будівельних матеріалів;
- знищення верхнього родючого шару ґрунту при розчищенні території під будівництво, зміна геоморфологічної структури ґрунту в наслідок ущільнення його будівельним транспортом;

- вирубка зелених насаджень при розчищенні території під будівництво;
- шум від процесів будівництва, таких як: роботи кранів, забивання фундаментних паль, монтажу конструкцій;
- забруднення навколишнього середовища будівельним сміттям;
- забруднення річок та водойм викидами будівництва та стоками.

Правове регулювання охорони навколишнього середовища та забезпечення, закріпленого у праві раціонального використання, відтворення і охорону природних ресурсів здійснюється за допомогою нормативно-правових актів, комплекс яких становить основу екологічного законодавства (Закон України «Про охорону навколишнього середовища» 1992р., Закон України «Про забезпечення санітарного та епідеміологічного благополуччя населення», Закон України «Про охорону атмосферного повітря»).

В Законі України «Про охорону навколишнього середовища» сказано, що екологічні нормативи встановлюють гранично допустимі викиди та скиди у навколишнє природне середовище забруднюючих хімічних речовин, рівні допустимого шкідливого впливу на нього фізичних та біологічних факторів.

Згідно до нормативно-правових актів в дипломній роботі передбачаються заходи по зменшенню викидів забруднюючих речовин, забруднення навколишнього середовища будівельним сміттям, шумового забруднення.

Процес будівництва супроводжується утворенням великої кількості сміття і будівельних відходів, таких як: відходи бетонування та армування, бите скло, склопрофлист, скловолокно тощо. Стеклобій і відходи скловолокна повинні доставлятися на заводи по переробці скла. Використання технології вторинної переробки скла дозволяє економити десятки тисяч тонн кальцію і соди. До того ж, при додаванні до сировини битого скла, майже на 40% скорочується витрата електроенергії.

Відходи скла можна застосовувати як наповнювач в дорожньому будівництві, добавку у виробництві цеглини, що призводить до підвищення їх міцності.

Відходи будівельних матеріалів, таких як невикористаний бетоний розчин, цегляна крихта, можна використовувати для влаштування тимчасових доріг на об'єкті будівництва.

Лом і відходи чорних і кольорових металів, що накопичуються на будівельному майданчику (обрізки арматури, прокату, банки і бочки з під фарби) необхідно вивозити на металобрухт. На сьогодні металобрухт служить важливим сировинним матеріалом в металургійній промисловості, оскільки виробництво основних металів стало складніше і дорожче. Через збільшення витрати енергії, все більше використовується вторинна сировина.

Захист довкілля від забруднення будівельними відходами є одним з елементів системи раціонального використання природних ресурсів. Він безпосередньо пов'язаний з рішенням соціальних і економічних проблем: додатково утилізується цінна сировина, у ряді випадків зменшується знос основних фондів в результаті поліпшення санітарно-гігієнічних умов праці, знижується захворюваність і плінність кадрів, підвищується продуктивність праці.

7.2. Вплив землетрусів і повенів на виникнення аварій будівлі

Стихійні дії сил природи поки ще не в повній мірі підвладні людині та наносять економіці держави та населенню величезних збитків. Стихійні лиха – це такі явища природи, які викликають екстремальні ситуації, порушують нормальну життєдіяльність людей і роботу об'єктів. Найбільш поширені стихійні лиха: землетруси, повені, паводки, селеві потоки та зсуви, снігові лавини, бури й урагани, пожежі. Стихійні лиха виникають раптово і носять надзвичайний характер. Вони можуть руйнувати будинки і спорудження, знищувати цінності, порушувати процеси виробництва, викликати загибель людей і тварин.

В основі кожного землетрусу лежить сейсмічна хвиля, що приводить в рух земну кору. Вона виникає в результаті потужних процесів різної глибини. Досить незначні землетруси відбуваються через дрейф літосферних плит на поверхні, часто уздовж розломів. Більш глибокі за своїм розташуванням причини виникнення землетрусів частіше мають руйнівні наслідки. Вони протікають у зонах уздовж країв зсувних плит, які занурюються в мантию. Процеси, які там відбуваються призводять до найбільш помітним наслідків.

Сильні землетруси призводять до великих руйнувань на великих територіях. Катастрофічність наслідків зменшується в міру віддалення від епіцентру. Найбільш небезпечні результати руйнувань – це різні техногенні аварії. Обвалення або деформація виробництв, пов'язаних з небезпечними хімічними речовинами, призводить до їх викиду в навколишнє середовище. Те ж можна сказати і про могильники і місця поховання ядерних відходів. Сейсмічна активність здатна стати причиною зараження величезних територій.

Крім численних руйнувань в містах, землетруси мають наслідки іншого характеру. Сейсмічні хвилі, як уже зазначалося, можуть викликати обвали, селі, повені та цунамі. Зони землетрусів після стихійного лиха часто змінюються до невпізнання. Глибокі тріщини і провали, змив ґрунту – ці та інші «перетворення» ландшафту призводять до значних екологічних змін. Вони можуть призвести до загибелі флори і фауни на місцевості. Цьому сприяють різні гази і сполуки металів, що виходять з глибоких розломів і просто знищення цілих ділянок зони проживання.

Повінь – це інтенсивне затоплення великої території водою вище щорічних рівнів, одне з стихійних лих. Відзначається при паводках, прориви дамб і гребель.

Розмір шкоди, викликаної повінню, пов'язаний з цілою низкою вражаючих факторів, найважливішими з яких є:

- швидкий підйом води і різке збільшення швидкості течії, що призводять до затоплення території, загибелі людей та худоби, знищення майна, сировини, продовольства, посівів, городів тощо;
- низька температура води, перебування в якій людей може призводити до захворювань і загибелі;
- зниження міцності і терміну служби житлових і виробничих будівель;
- змив родючого ґрунту і замулювання посівів.

7.3. Заходи спрямовані на мінімізування ризик виникнення аварії

від впливу землетрусів і повенів

Згідно з українськими нормативними документами, здійснювати захист від сейсмічної загрози мають власники (розпорядники) будинків і споруд [Ошибка! Источник ссылки не найден.,Ошибка! Источник ссылки не найден.,Ошибка! Источник ссылки не найден.] Алгоритм розрахунків і оцінки економічних наслідків від очікуваних впливів наступний.

Для природних впливів:

- визначають науково обґрунтовану можливість виникнення руйнівних природних явищ на розглянутій території, здатних завдати шкоди інженерним спорудам (транспортні комунікації, об'єкти гідротехніки та енергетики) промисловим і цивільним об'єктам;
- оцінюють ймовірність виникнення кожного виду природних впливів, їх інтенсивність і частоту повторюваності;
- визначають стан ґрунтового середовища і встановлюють міцнісні характеристики несучих та огорожувальних конструкцій;
- виконують комплекс аналітичних робіт та інженерних розрахунків по визначенню надійності роботи фундаментів і опору будівельних конструкцій до навантажень, що виникають при природних і техногенних впливах за розрахунковий період експлуатації;

- виконують роботи з посилення конструкцій будівель і споруд, якщо в цьому є необхідність, по зміні схем транспортних комунікацій (наприклад, в лавинонебезпечних районах або на селевих ділянках) та інші необхідні рішення.

За даними очікуваних впливів і визначення можливих пошкоджень й руйнувань будівельних об'єктів, а також нанесення шкоди навколишньому середовищу, обчислюються розрахункові значення шкоди і збитків, як у сфері економічних втрат, так і в питаннях здоров'я і життєдіяльності населення.

Щоб уникнути затоплення, здійснюють обвалування річок, будівництво польдерів, гребель і водосховищ. Врахування весняного підйому рівнів річок необхідне при проектуванні і експлуатації мостів, гребель, дамб та інших народно-господарських об'єктів в долинах річок.

При цьому, рекомендації та висновки можуть бути відновного характеру або характеру реконструкції та модернізації, а також кардинальної зміни структури економіки району, і навіть переселення населення з районів з серйозними небезпеками і витратами, які економічно недоцільно розвивати (наприклад, в районах сильних землетрусів, постійних повеней і сходу лавин).

7.4. Комплекс заходів щодо забезпечення норм шуму

Шум – це хаотичне нагромадження звуків різної частоти, сили, висоти, тривалості, які виходять за межі звукового комфорту. Нині добре відомо, що шуми шкідливо впливають на здоров'я людей, знижують їхню працездатність, викликають захворювання органів слуху (глухоту), ендокринної, нервової, серцево-судинної систем (гіпертонія). Фізіологічна адаптація людини до шуму практично неможлива, тому регулювання і обмеження шумового забруднення довкілля важливий і обов'язковий захід.

Шкода шуму проявляється як в його інтенсивності, так і в тривалості дії на людину. Але шум шкідливий не лише для людини. Встановлено, що рослини під впливом шуму повільніше ростуть. Хворобливо переносять шум риби, особливо у період нересту.

Під час процесу будівництва задіяна велика кількість будівельних машин та техніки, що здійснює шумове навантаження на довкілля.

З метою дотримання нормативних вимог на будівельному майданчику забороняється одночасна робота декількох машин з високим рівнем шуму.

Передбачається виконання робіт шумними механізмами в першу зміну.

Під час будівництва відбуваються досить негативні в плані розповсюдження шуму процеси: забивання паль, робота кранів, постачання на будівельний майданчик засобів будівництва (бетонної суміші, арматурних виробів, фарби тощо). Конкретних джерел шуму при русі автомобіля багато, це і двигун, і зубчасті передачі, і вібруючі деталі, і підвіска, і шини, і гальма в період їх дії. Рівень шуму залежить також від швидкості руху, навантаження на двигун тощо.

Рівень зниження шуму від сферичного поширення у вільній однорідній атмосфері визначається по формулі :

$$X_1 = 10 \lg \frac{r_n}{r_1}, \quad (7.1.)$$

де $r_n = 100$ – відстань до точки, в якій розраховується рівень шуму (м), r_1 – відстань до точки, в якій виміряний рівень шуму (м).

$$X = 10 \lg \frac{100}{7} = 11,5 \text{ Дба}.$$

Зниження шуму від поверхні землі:

$$X_2 = K_n \cdot X_1, \quad (7.2)$$

$$X_2 = 1,0 \cdot 11,5 = 11,5 \text{ Дба}$$

Рівень шуму в досліджуваній точці визначають

$$Y = \Psi_7 - X_1 - X_2, \quad (7.3.)$$

де $\Psi_7=70$ (Дба) – шумність від виробничого корпусу, виробничих підприємств.

Знаходимо рівень шуму в досліджуваній точці:

$$Y = 70 - 11,5 - 11,5 = 47,0 \text{ Дба}.$$

Рівень шуму вищий за санітарні вимоги ($47 \text{ Дба} \geq 40 \text{ Дба}$ – для житлових кімнат квартир), слід передбачити заходи, що знижують шум – посадку зелених насаджень.

Можливе зниження шуму за допомогою зелених насаджень визначається по формулі:

$$X_3 = K_3 \cdot X_1, \tag{7.4}$$

де $K_3 = 1,5$ – коефіцієнт середньої величини зниження звукової енергії зелених насаджень (при ширині смуги не < 6 м і висоти дерев не < 7 м в 2 рази)

$$X_3 = 1,5 \cdot 11,5 = 17,25 \text{ Дба},$$

$$Y = 47 - 17,25 = 29,75 \text{ Дба} < 40 \text{ Дба}$$

Висновок: На ділянці будівництва необхідно мінімізувати вирубку зелених насаджень або забезпечити їх пересадження на певну відстань задля зменшення шумового впливу (від будівельних процесів) на будівлі розташовані поряд.

ВИСНОВОК

В науково-дослідницькій частині було проведений порівняльний аналіз методів підсилення основи. Найбільш раціональним у використанні прийнято метод підсилення буроін'єкційним способом. За допомогою буроін'єкційних паль можна проводити посилення фундаментів, не розробляючи котловани і не порушуючи природної структури ґрунтів основи, так як обладнання для їх влаштування не створює динамічних дій і крім того, воно малогабаритне і може бути встановлено як всередині житлового або виробничого приміщення, так і в його підвальній частині. Посилення цим способом найбільш доцільно виконувати, якщо ґрунти основи будівлі мають низьку несучу здатність. У цьому випадку частина або все навантаження від фундаменту передають на більш глибоко розташовані зміцнені шари ґрунту, для чого й влаштовують під будівлею буроін'єкційні палі – свого роду жорсткі коріння в ґрунті.

В архітектурній частині розглядалися основні конструктивні елементи будівлі. Проаналізовано призначення запроектованого будинку, інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови району будівництва, а також архітектурні рішення. Розроблено: фасади, розрізи, плани типового поверху та технічного, фундаменти.

В розрахунково-конструктивній частині були проведені розрахунки несучих залізобетонних конструкцій фундаментів, паль, плити перекриття.

Приведені основні рішення по охороні праці та навколишнього довкілля.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. «Архітектура будівель та споруд. Книга 1. Основи проектування: Підручник.» - К.: Кондор, - 2011 р.
2. «Металеві конструкції. 2-е видання. Підручник». О.О. Нілов, В.О. Пермяков, О.В. Шимановський, С.І. Білик, Л.І. Лавріненко, І.Д. Белов, В.О. Володимирський.
3. «Программные комплексы САПФИР и ЛИРА-САПР – основа отечественных ВІМ-технологий». /Укладачі: Барабаш М. С., Медведенко Д. В., Палиенко О. И.
4. Егупов В. К. Пространственные расчеты зданий, пособие по проектированию / В. К. Егупов, Т. А. Командрина, В. Н. Голобородько. – Киев: Будівельник, 1976. – 264 с.
5. Общие принципы обеспечения надежности и конструктивной безопасности зданий, сооружений строительных конструкций и оснований: **ДБН В.1.2-14-2009**. – [Введен в действие с 01-12-2009]. – К.: Минрегионстрой Украины, 2009. – 45 с. – (Государственные строительные нормы Украины).
6. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика. Под ред. Е. А. Сорочана, Ю. Г. Трофименкова. – М. : 1985.
7. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. М. : Стройиздат, 1991. – 412с.
8. Бамбура А. М. Експериментальні основи прикладної деформаційної теорії залізобетону: дис. ... доктора техн. наук: 05.23.01/ Андрій Миколайович Бамбура – Київ НДІБК, 2005. – 379 с.
9. Банах В. А. Статико-динамические расчетные модели зданий и сооружений в сложных инженерно-геологических условиях : монография / В. А. Банах. – Запорожье: Издательство ЗГИА, 2012. – 334 с.

10. Барабаш М. С. Компьютерное моделирование процессов жизненного цикла объектов строительства: Монография / Мария Сергеевна Барабаш – К.: Изд-во «Сталь», 2014. – 301 с.
11. Барашиков А. Я. Будівельні конструкції : підручник / А. Я. Барашиков, В. М. Колякова. - К. : Слово, 2011. - 255 с.
12. Берлинов М. В., Ягупов Б. А. Примеры расчёта оснований и фундаментов. М. : 1986. – 145с.
13. Белановский, С. В. Нормативні основи функціонального проектування цивільних будівель: навч посібник для студ. вузів, що навчаються за напрямом 653500 "Будівництво" / С. В. Белановский. - Москва: АСВ, 2007. - 216 с.
14. В. М. Улицький Основи спільних розрахунків будинків і основ. Розвиток міст і геотехнічне будівництво, №10 / 2006 с.56.
15. Верюжский Ю. В. Методы механики железобетона / Ю. В. Верюжский, В. И. Колчунов. – К.: НАУ, 2005. – 653 с.
16. Верюжский Ю. В., Компьютерные технологии проектирования железобетонных конструкций / Ю. В. Верюжский, В. И. Колчунов, М. С. Барабаш, Ю. В. Гензерский. – Киев: НАУ, 2006. – 808 с.
17. Городецкий А. С. Компьютерные модели конструкций / А. С. Городецкий, И. Д. Евзеров. – [2-е изд., доп.] – Киев: "ФАКТ", 2007. – 394 с.
18. ГОСТ 12.0.003-74 Небезпечні та шкідливі виробничі фактори. Класифікація
19. ГОСТ 12.1.005-88 Загальні санітарно-гігієнічні вимоги до повітря робочої зони
20. Далматов Б. И., Морарескул Н. Н., Науменко В. Г. Проектирование фундаментов зданий и промышленных сооружений. М. : 1986. – 56с.

21. ДБН А.2.1-1:2014. Вишукування, проектування і територіальна діяльність. Вишукування. Інженерні вишукування для будівництва.

22. ДБН А.2.2-1:2003. Склад і зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище (ОВНС) при проектуванні і будівництві підприємств будинків і споруд.

23. ДБН А.3.2-2:2009. Охорона праці і промислова безпека у будівництві.

24. ДБН В.1.1-45:2017. Будівлі і споруди в складних інженерно-геологічних умовах. Загальні положення.

25. ДБН В.1.2-14:2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд.

26. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження та впливи. Норми проектування.

27. ДБН В.1.2-8:2008. Основні вимоги до будівель і споруд. Безпека життя і здоров'я людини та захист навколишнього природного середовища.

28. ДБН В.2.1-10:2009. Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення. Основи та фундаменти будинків і споруд. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування.

29. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування.

30. ДБН В.2.6-31:2016. Теплова ізоляція будівель.

31. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги.

32. Довідник інженера-конструктора житлових і громадських будівель/ за ред. О. Г. Диховічного. - Москва: Стройиздат, 1975. - 439 с.

33. ДСТУ 2651:2005 (ГОСТ 380-2005) Сталь вуглецева звичайної якості. Марки. Зміна № 1
34. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія.
35. Житлові та громадські будівлі: короткий довідник інженера конструктора / за ред. Ю. А. Диховичного. - 3-е изд., Перераб. і доп. - Москва: Стройиздат, 1991. - 656 с.
36. Клованич С. Ф. Метод конечных элементов в нелинейных задачах инженерной механики / Клованич С. Ф. – Запорожье : ООО «ИПО "Запорожье"», 2009. – 400 с.
37. Конюхов Д.С. Використання підземного простору. Учеб. посібник для вузів. - М. : Архитектура-С, 2004. - 296 с, іл.
38. Лапшин Ф. К. Основания и фундаменты в дипломном проектировании. Саратов. Изд. – Саратовского университета, 1989. – 212с.
39. Малышев М. В. Прочность грунтов и устойчивость основания сооружений. – М. : 1980. - 310с
40. Маклакова, Т. Г. Конструкції цивільних будинків : навч. для студ. вузів, що навчаються по всіх будує. спец. / Т. Г. Маклакова. - 2-е вид., Доп. і перероб.- Москва: АСВ, 2006. - 296 с.
41. Нойферт Э. Строительное проектирование. М. : Стройиздат, 1991.
42. НАПБ А.01.001-2014. Правила пожежної безпеки в Україні.
43. НПАОП 0.00-1.15-07 Правила охорони праці під час виконання робіт на висоті
44. Пищаленко М. Ю. Технология возведения зданий и сооружений – Киев.: Высшая школа, 1982. - 298с.
45. Флорин В. А. Основы механики грунтов. – М. – Л. : Т. 1, 1951; Т. 2,
46. Цытович Н. А. Механика мёрзлых грунтов (общая и прикладная) , – М.: 1973. – 387с.