

НУБІП України

НУБІП України

**МАГІСТЕРСЬКА  
КВАЛІФІКАЦІНА РОБОТА**  
01.06 – КМР. 1914 “С” 2020.10.04. 011 ПЗ  
**Богушевського Руслана Юрійовича.**  
2021 р.

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

# НУБІП України

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ  
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ  
Факультет конструювання та дизайну

УДК 711.168:711.552.3

НУБІП України

ПОГОДЖЕНО  
Дека́н факультету  
Конструювання та дизайну  
З.В. Ружи́ло  
\_\_\_\_\_  
(підпис)  
“ ” 20\_ р.

ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ  
Зави́дувач кафедри  
Будівництва  
Є.А. Баку́лін  
\_\_\_\_\_  
(підпис)  
“ ” 20\_ р.

# НУБІП України

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА  
на тему

«Реконструкція адміністративно-офісного центру в м. Львів»

НУБІП України

Спеціальність – 192 «Будівництво та цивільна інженерія»  
Спеціалізація – освітньо-професійна

Магістерська програма «Будівництво та цивільна інженерія»

НУБІП України

Гарант освітньої програми  
Д.Т.Н., доц. І.А. Яковенко  
\_\_\_\_\_  
(підпис)

Керівник магістерської  
кваліфікаційної роботи

НУБІП України

К.Т.Н., доц. Є.А. Баку́лін  
\_\_\_\_\_  
(підпис)

Виконав Р.Ю. Богушевський  
\_\_\_\_\_  
(підпис)

НУБІП України

КІМВ – 2021

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БЮРЕСУРСІВ  
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Конструювання та дизайну

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри будівництва

К.т.н. доц.  
(науковий ступінь, вчене звання)

Бакулін С.А.  
(ПІБ)

2021 року

ЗАВДАННЯ

ДО ВИКОНАННЯ МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ

СТУДЕНТУ

Богушевському Руслану Юрійовичу  
(прізвище, ім'я, по батькові)

Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія

Спеціалізація Будівництво та цивільна інженерія

Освітня програма Магістр

Програма підготовки освітньо - професійна

Тема магістерської роботи : Реконструкція адміністративно-офісного центру в м. Львів

затверджена наказом ректора НУБіП України від "12" Листопада 2021р. №10113

Термін подання завершеної роботи на кафедру \_\_\_\_\_

(рік, місяць, число)

Вихідні дані до магістерської роботи:

ДБН А.2.2-3-2012 «Склад та зміст проектної документації на будівництво», ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 «Клас наслідків та категорії складності об'єктів будівництва»- Категорія складності об'єкта ІІ;- Клас наслідків-СС1.

Перелік питань, що підлягають дослідженню:

1. Аналітичний огляд
2. Архітектурна частина
3. Розрахунково-конструктивна частина
4. Основи фундаменти
5. Технологія будівництва
6. Організація будівництва
7. Охорона праці довкілля

# НУБІП України

8. Економічний розділ

9. Наукова частина

Перелік графічного матеріалу (обов'язкові креслення )

Аркуш 1 Фасади

# НУБІП України

Аркуш 2 План цокольного поверху

Аркуш 3 План першого поверху

Аркуш 4 Розрізи Вузли

Аркуш 5 Металева рама Р-1

Аркуш 6 Металева рама Р-2 мансардного поверху

# НУБІП України

Аркуш 7 Металевий купол

Аркуш 8 Підсилення стрічкових фундаментів

Аркуш 9 Технологічна карта

Аркуш 10 Будгенплан

# НУБІП України

Аркуш 11 Календарний план-графік

Аркуш 12 Наукова частина

Дата видачі завдання " \_\_\_\_\_ " \_\_\_\_\_ 2021 р.

Гарант освітньої програми \_\_\_\_\_

( підпис )

Яковенко І.А.

( прізвище та ініціали )

# НУБІП України

Керівник магістерської

Кваліфікаційної роботи \_\_\_\_\_

( підпис )

Бакулін С.А.

( прізвище та ініціали )

Завдання прийняв до виконання \_\_\_\_\_

( підпис )

Богущевський Р.Ю.

( прізвище та ініціали студента )

# НУБІП України

# НУБІП України

# НУБІП України

## ЗМІСТ

<b>ВСТУП</b> .....	4
<b>1 РОЗДІЛ . АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД</b>	8
1.1. Основні вимоги, що пред'являються до основ і фундаментів	12
1.2. Визначення несучої здатності ґрунтів при проектуванні фундаментів будівель	14
<b>2 РОЗДІЛ АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ</b>	14
2.1. Загальна частина	15
2.2. Загальні відомості	16
2.3. Вихідні умови з проектування реконструкції об'єкта	17
2.4. Архітектурно-конструктивні особливості об'єкта реконструкції	19
2.5. Об'ємно-планувальні особливості об'єкта реконструкції	19
2.6. Технічний стан об'єкта реконструкції	22
2.7. Проект реконструкції будівлі	23
2.8. Конструктивні елементи будівлі	24
2.9. Металевий каркас надбудованої частини	25
2.10. Зовнішнє і внутрішнє оздоблення будівлі	26
<b>3 РОЗДІЛ . РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ</b>	26
3.1. Перевірочний розрахунок цегляної кладки	26
3.1.1. Вихідні умови	26
3.1.2. Збір навантаження на стінку	29
3.1.3. Статичний розрахунок	30
3.1.4. Конструктивний розрахунок	32
3.2. Розрахунок металевої колони	32
3.2.1. Вихідні умови	32
3.2.2. Розрахунок на міцність	34
3.2.3. Розрахунок на стійкість в площині рами	35
3.2.4. Розрахунок бази колони	36
3.3. Розрахунок металевих купола	39
3.3.1. Просторово-стержневі системи	39
3.3.2. Утворення поверхні сітчастих оболонок	40
3.3.3. Основи положення по стійкості сітчастих оболонок	41
3.3.4. Конструктивні рішення однопоясних оболонок	43
3.3.5. Розрахунок зусиль в куполі	45
3.3.6. Розрахунок купола	48
<b>4 РОЗДІЛ ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ</b>	50

4.1	Основні положення	50
4.2	Перевірочний розрахунок стрічкового фундаменту	51
4.2.1	Розрахунок бокового фундаменту	51
4.2.2	Збір навантаження на фундамент	53
4.2.3	Вихідні умови	54
4.2.4	Перевірка існуючих фундаментів під бокові стіни	57
4.2.5	Розрахунок фундаменту по матеріалу	58
4.2.6	Перевірка існуючих фундаментів під середні стіни	58
<b>5 РОЗДІЛ ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВНИЦТВА</b>		60
5.1	Земляні роботи	60
5.2	Технологія будівельно-монтажних робіт	61
5.2.1	Демонтаж конструкцій	61
5.2.2	Бетонні роботи	62
5.2.3	Технологія влаштування цегляної кладки стін і стовпів	62
5.2.4	Монтаж конструкцій	67
5.2.5	Оздоблювальні роботи	68
5.3	Сантехнічні роботи	69
<b>6 РОЗДІЛ ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА</b>		71
6.1	Календарний план ведення будівництва	71
6.2	Виробнича база будівництва	72
6.2.1	Визначення потреби в робочих кадрах	73
6.2.2	Забезпечення будівництва енергетичними ресурсами	73
6.3	Будівельний генеральний план	74
6.3.1	Організація складського господарства	74
6.3.2	Потреба в основних будівельних і спеціальних машинах та механізмах	75
6.3.3	Відомість тимчасових будівель і споруд	77
6.4	Робота в зимових умовах	79
6.5	Розрахунок електричних навантажень	80
6.6	Технологічні розрахунки	83
6.7	Відомість об'ємів основних будівельно-монтажних і спеціальних будівельних робіт	89
6.8	Відомість потреби в будівельних конструкціях, виробках, деталях, напівфабрикатах, матеріалах та обладнанні	90
<b>7 РОЗДІЛ ОХОРОНА ПРАЦІ ТА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА</b>		91
7.1	Вимоги нормативних документів	91
7.2	Охорона водних об'єктів при будівництві	93
7.3	Поверхневий стік з території будівництва	96
<b>8 РОЗДІЛ ЕКОНОМІЧНИЙ РОЗДІЛ</b>		96

# НУБІП України

8.1 Види Інвесторської кошторисної документації 96

## 9 РОЗДІЛ НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ РОЗДІЛ 98

9.1 Методика урахування анізотропних властивостей ґрунтових основ 99

9.2 Розрахунок ґрунтових основ з урахування анізотропних властивостей 102

**ВИСНОВКИ** ..... 106

**СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ** ..... 107

# НУБІП України

# НУБІП України

# НУБІП України

# НУБІП України

# НУБІП України

# НУБІП України

## ВСТУП

Реконструкція - це перебудова існуючого експлуатованого будівельного об'єкта зі зміною його функціонального призначення, геометричних розмірів (прибудова, надбудова), в результаті чого змінюються його основні техніко-економічні показники, відбувається удосконалення виробництва, усувається фізичний та моральний знос і поліпшуються подальші умови експлуатації.

ДБН А.2.2-3-2014 "Склад та зміст проектної документації на будівництво", якими дано визначення таких понять як нове будівництво, реконструкція, технічне переоснащення діючих підприємств, реставрація, капітальний ремонт.

У пунктах 3.10, 3.11 розділу 3 ДБН А.2.2-3-2012 "Склад та зміст проектної документації на будівництво" визначено, що реконструкція - це перебудова введених в експлуатацію в установленому порядку об'єктів будівництва, яка передбачає удосконалення виробництва, підвищення його техніко-економічного рівня та якості продукції, що виготовляється, поліпшення умов експлуатації та проживання, якості послуг, зміну основних техніко-економічних показників (кількість продукції, потужність, функціональне призначення, геометричні розміри тощо).

Реконструкція істотно відрізняється від нового будівництва і має свої особливості в проектуванні, розробці технологічного процесу будівництва, специфіки виконання будівельно-монтажних робіт, що пов'язано з різноманітністю конструктивних та об'ємно-планувальних рішень, стисненістю будівельного майданчика, необхідністю поетапного виконання робіт на різних ділянках, поєднанням виробничої діяльності підприємства з виконанням будівельно-монтажних робіт, розбиранням в окремих випадках старих споруд або їх частин та ін.

У проведенні реконструкції будівель закладено багато задач, таких як, підсилення основних несучих конструктивних елементів, переобладнання горіщного приміщення під мансарду, будівництво та реконструкцію



інженерних систем і комунікацій та інші. Але, головне, Реконструкція передбачає збереження основних елементів несучих і огорожувальних конструкцій та призупинення на час виконання робіт експлуатації об'єкта в цілому або його частин (за умови їх автономності).

Проведення реконструкції будь-якого експлуатованого будівельного об'єкта мають бути економічно обгрунтована. Оскільки в економічному обгрунтуванні порушуються і технічні питання, цей етап роботи називають техніко-економічне обгрунтування реконструкції об'єкта. На його основі складається завдання на проектування, після чого об'єкт може бути включений до плану проектно-пошукових робіт. Передпроектні роботи виконуються замовником за участі проектної організації. Техніко-економічна частина проекту включає в себе економічне обгрунтування доцільності реконструкції, розрахунки кошторисної вартості та очікуємі прибутки або інші економічні показники, що характеризують ефективність проведення реконструкції.

Реконструкція будівель - це складний і трудомісткий процес. Особливо, якщо мова йде про пам'ятник архітектури або історичну забудову. У цьому випадку вік будови може становити кілька століть, і завдання, поставлене перед проектувальником, ускладняється в десятки разів. Адже йому необхідно не тільки поліпшити експлуатаційні характеристики будівлі, створити умови для його ефективного використання, але й відновити його колишню зовнішність, зберегти дух епохи та автентичність об'єкта.

При проведенні реконструкції значний обсяг робіт пов'язаний з розбиранням і руйнуванням окремих конструктивних елементів будівель і споруд, що вичерпали свій термін експлуатації. Це становить велику трудомісткість та в значній мірі впливає на вартість і строки реконструкції. А будь-яке розбирання будівельних конструкцій неможливе без руйнування матеріалу конструкцій або стикуючих вузлових з'єднань. У зв'язку з цим розбирання може виконуватись різними методами, а саме:

при реконструкції об'єктів впроваджуються більш продуктивні висококомеханізовані і автоматизовані технологічні процеси, досягається більші

раціональне використання виробничих площ, підвищується ефективність використання капітальних вкладень;

– при реконструкції що відноситься до перевлаштуванню існуючих об'єктів основного, підсобного та обслуговуючого призначення, як правило, без розширення наявних будинків і споруд основного призначення;

– при реконструкції підприємств можливе розширення окремих будівель і споруд в тих випадках, коли нове високопродуктивне та більш досконале за технічними показниками устаткування не може бути розміщено в існуючих будівлях (будують нові та розширюють існуючі об'єкти комплексу з метою ліквідації диспропорції, або будують нові будівлі того ж призначення замість ліквідованих на території діючого підприємства, подальша експлуатація яких за технічними та економічними умовами визнана нецільною).

Ступінь оновлення основних фондів (експлуатованих об'єктів) характеризується масштабом проведення реконструктивних робіт. За цією ознакою реконструкція підрозділяється на докорінну та малу.

**Корінна реконструкція** являє собою повне переобладнання і перевлаштування з демонтажем, монтажем та заміною обладнання, перебудовою або розширенням існуючих та будівництвом нових приміщень (замість тих, що зносяться). Корінна реконструкція, як правило, здійснюється за єдиним погодженим у встановленому порядку проектом і кошторисом.

**Мала реконструкція** відрізняється від корінної обсягом робіт та пов'язана з переобладнанням і перебудовою окремих приміщень. Реконструкція цього виду здійснюється за окремими технічними (техноробочим) проектом і кошторисом.

Актуальність даної роботи полягає у збереженні історичної архітектурної пам'ятки в центральній частині міста Львів та розширенні адміністративно-офісного комплексу. Ведення будівельних робіт в історичних зонах великих міст супроводжується рядом проблем і має свою специфіку. Головним принципом робіт по реконструкції пам'яток архітектури являється максимальне збереження цілісності і первинного вигляду об'єкту.

Головною метою реставрації пам'ятки є збереження історичної достовірності тобто автентичності об'єкта.

При реставрації пам'ятки встановлені головні принципи:

- принцип найменшого втручання та змін, забезпечення максимального збереження автентичності об'єкта;
- принцип реверсивності, тобто всі застосовані матеріали та технології повинні бути максимально зворотними (підлягати видаленню без пошкодження автентичного матеріалу).

Реставрація повинна ґрунтуватись на бережливому ставленні до старовинної субстанції та автентичних документів і передбачати збереження і розкриття естетичних та історичних цінностей пам'ятки. Не дозволяється змінювати принципову структуру пам'ятки і декор будівель. Зміни в розплануванні об'єкта чи окремих його приміщень потрібно визначати обґрунтованими потребами експлуатації та збереження. Збереження пам'ятки повинно передбачати одночасно збереження безпосереднього традиційного оточення.

Скульптурні, малярські або декоративні елементи, що є невідомою частиною пам'ятки, не дозволяється видаляти або, демонтувати окрім тих випадків, коли цей захід є єдиним засобом забезпечити збереження даних елементів.

При виконанні реставраційних робіт слід застосовувати традиційні для пам'ятки технології і матеріали, а також перевірені практикою матеріали, розроблені спеціально для ведення реставраційних робіт і виготовлені за чинною нормативною документацією. Якщо застосування традиційної техніки (матеріалів і технологій) неможливе або не дає бажаного результату, реставрацію пам'ятки можна здійснювати за допомогою сучасної техніки, ефективність якої доведена науковими даними та гарантована практичним досвідом і не завдає шкоди автентичності пам'ятки.

При проведенні реставраційних і відновлювальних робіт зберігаються значимі внески всіх епох створення пам'ятки. Осягнення єдності стилю не є метою реставрації.

При виконанні робіт потрібно проводити реставрацію елементів пам'ятки, а не їх заміну. Заміна елемента допускається, якщо реставрація неможлива або її результати ненадійні.

Всі доповнення, необхідність яких визнано з естетичних або технічних міркувань, мають ознаки, що дозволяли б їх ідентифікувати, як реставраційні доповнення і відтворюватися виразно в композиції, щоб реставрація не призвела до фальсифікації архітектурного стилю та його історичної цінності.

Експлуатація споруди пам'ятки здійснюється відповідно до встановлених режимів використання, визначених Державними органами виконавчої влади у сфері охорони культурної спадщини. Суспільно-корисна функція споруди пам'ятки повинна завжди сприяти її збереженню.

Враховуючи обсяги робіт, наявність коштів та специфіку технології їх виконання, дозволяється проводити роботи з реставрації не всієї пам'ятки, а окремих її частин, елементів, конструкцій, деталей, якщо це не зашкодить загальному збереженню пам'ятки. Порядок та послідовність робіт повинні визначатися в проєкті організації робіт (ПОР) і проєкті виконання робіт (ПВР).

## 1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД

Місто Львів – стародавнє місто із історично-архітектурною забудовою що склалась наприкінці XVII століття. На даний час багато будівель що мають архітектурно-історичну цінність втратили своє пряме функціональне призначення, мають значний фізичний знос і підлягають глибокій реконструкції із зміною функціонального призначення.

Основна проблема проведення робіт з реконструкції будівель довготривалої експлуатації що знаходяться в щільній міській забудові полягає у їх фундаментах та ґрунтових основах.

При проведенні будь-якої реконструкції збільшуються навантаження на фундаменти, і як наслідок суттєво змінюється напружено-деформований стан ґрунтової основи. Не врахування факторів зміни напружень ґрунтів від додаткових навантажень від реконструкції об'єкта веде до деформацій всієї будівлі, або її часткової руйнації.

### 1.1. Основні вимоги, що пред'являються до основ і фундаментів

Нині розрахунок фундаментів і основ здійснюють за двома групами граничних станів. До першої групи граничних станів належать стани, при яких виключається можливість експлуатації споруди. Сюди входять розрахунки по визначенню несучої здатності основи, по перевірці міцності і стійкості фундаментів проти перекидання і зсуву.

До другої групи граничних станів належать стани, при яких утруднюється нормальна експлуатація споруди. Сюди входять розрахунки по визначенню деформацій і перевірці тріщиностійкості. Це розрахунки по визначенню осідання, крену та інших деформацій фундаменту.

Розрахунки за першою групою граничних станів проводять на розрахункові навантаження, за другим граничним станом - на нормативні навантаження. Розрахунковими навантаженнями називаються нормативні навантаження, що перемножені на ряд коефіцієнтів.

Нормативне навантаження можна виразити так:

$$g_n = g' \cdot \eta_s;$$

де  $g'$  - будь-яке постійне або тимчасове навантаження;

$\eta$  - коефіцієнт сполучень, який враховує зменшення ймовірності одночасної появи розрахункових навантажень (приймається за нормами);

$s$  - коефіцієнт, що враховує вплив тимчасових навантажень з декількох смуг руху (приймається тільки для тимчасових навантажень).

Розрахункові навантаження:

$$g = g_n \cdot \gamma_f (1 + \mu),$$

де  $\gamma_f$  - коефіцієнт надійності за навантаженням;

$(1 + \mu)$  - динамічний коефіцієнт для тимчасових навантажень.

У задачу проектування фундаментів входять питання вибору виду основи (природної або штучної) і визначення типу та розмірів фундаментів.

Останнє питання повинно включати визначення площі і форми фундаменту, визначення розмірів фундаментів глибокого закладення на штучній основі, техніко-економічне обґрунтування прийнятого варіанту фундаменту.

Основні вимоги, що пред'являються до основ і фундаментів:

1. Деформації основи не повинні перевищувати допустимого нормативного осідання, тобто осідання, вказаного в нормах для різних типів споруд ( $s \leq s_u$ ),

де  $s$  - розрахункове осідання

$s_u$  - граничне осідання.

1. Деформації основи обмежуються з метою нормальної експлуатації споруди.

Фундамент повинен бути міцним і стійким під дією можливих навантажень.

2. Фундамент повинен мати найекономічніші для даної споруди

3. конструктивні форми.

4. Виконання цих вимог залежить від глибини закладення фундаменту. Щоб виконати вищезгадані вимоги, слід вирішити цілий ряд питань, а саме:

5. Зробити вибір матеріалу і обґрунтувати конструктивні форми фундаменту.

6. Призначити або розрахувати глибину закладення фундаменту.

7. Підібрати розміри підлоги фундаменту; визначити несучу здатність основи.

8. Перевірити стійкість споруди проти перекидання, зсуву або глибокого зсуву.

9. Визначити осідання споруди.

10. Зробити вибір раціонального способу проведення робіт.

## Причини деформації споруд

Основні причини деформацій основ і фундаментів такі:

- вичерпування міцності матеріалу фундаменту, що призводить фундамент до руйнування;

- перекидання фундаменту внаслідок неправильного урахування співвідношення перекидних і утримуючих моментів;

- зсув фундаменту на рівні підлоги внаслідок неправильного урахування співвідношення зсувних і утримуючих сил;

- зсув маси ґрунту разом з фундаментом за певною поверхнею ковзання (глибокий зсув);

- перенапруження ґрунту під підлогою фундаменту, що призводить до значного осідання.

- Деформації основи можуть відбуватися і з інших причин, наприклад:

- випирання слабких шарів ґрунту;

- підмиву або розмиву ґрунту в районі фундаменту;

- зміни режиму ґрунтових вод;

- нерівномірного осідання, що відбувається внаслідок нерівномірності ґрунтів під площею фундаменту;

- агресивної дії ґрунтових вод;

- випирання фундаментів, що зумовлюється здиманням ґрунтів при їх замерзанні - розмерзанні;

- провалами в карстових районах; землетрусами.

## 1.2. Визначення несучої здатності ґрунтів при проектуванні фундаментів будівель

Фундаменти будівель і споруд розраховують згідно з ДБН В.2.1-10-2009

«Основи та фундаменти будинків і споруд» на основні і особливі поєднання

навантажень. До основних сполучень відносять сполучення, які складаються з постійних, тривалих і короточасних навантажень, до особливих - сполучення,

які включають, крім постійних, тривалих і короткочасних навантажень, одне з особливих навантажень.

Розрахунок основ будівель і споруд за несучою здатністю повинен здійснюватися у таких випадках:

а) на основу передаються значні горизонтальні навантаження (підпирні стінки, фундаменти розпірних конструкцій і т.д.). При цьому повинні бути враховані і сейсмічні навантаження;

б) фундамент або споруда в цілому розташовані на брівці укосу або поблизу крутопадаючого шару;

в) основа складена водонасиченими, пилувато-глинистими і біогенними грунтами (в міру появи вологості  $5\Gamma > 0,85$  при коефіцієнті консолідації  $S_v < 107 \text{ см}^2/\text{р}$ ), які повільно ущільнюються.

У решті випадків розрахунки для визначення несучої здатності основ можна не робити.

Розрахунок за несучою здатністю (а, б) також можна не робити, якщо були передбачені заходи по забезпеченню неможливості зсуву проектованого фундаменту

Якщо передбачено зведення будівлі або споруди зразу після будівництва фундаменту (до зворотної засипки пазах котловану), то повинна бути зроблена перевірка несучої здатності грантів основи на будівельні навантаження.

При розрахунку системи «споруда – ґрунт» або «фундамент – ґрунт» треба враховувати статичну схему споруди, особливості її зведення, а також властивості ґрунту, характер ґрунтових напластунків, зміни властивостей ґрунту в процесі будівництва і експлуатації будівлі або споруди.

Норми рекомендують враховувати й інші фактори (просторову роботу конструкцій, нелінійність, анізотропність, пластичні і реологічні властивості матеріалу конструкцій), використовувати ймовірні методи розрахунку (при



врахуванні статистичної неоднорідності основ, випадкової природи навантажень, властивостей матеріалів і т.д.).

Дозволяється визначати несучу здатність ґрунтів двома способами: аналітичним і графоаналітичним.

Розрахунок несучої здатності нескільких ґрунтів графоаналітичними методами (за кругло циліндричними або ламаними поверхнями ковзання) дозволяється виконувати, коли:

- а) основа неоднорідна в глибину;
- б) привантаження фундаменту, які прикладаються з різних його сторін, неоднакові, а інтенсивність більшого з них перевищує  $0,5R$  ( $R$  - розрахунковий опір ґрунту);
- в) споруда розташована на укосі або поблизу укосу;
- г) можливе виникнення нестабілізованого стану ґрунтів основи. Якщо

ж водонасичений ґрунт, що повільно ущільнюється, однорідний до глибини  $0,75b$  і більше ( $b$  - ширина фундаменту), то несучу здатність треба визначити аналітичним способом.

При визначенні несучої здатності основи аналітичним способом повинна виконуватися умова:

$$F \leq \frac{\gamma_s F_u}{\gamma_n}$$

де  $F$  - розрахункове навантаження на основу, кН;

$F_u$  - сила граничного опору ґрунтів основи, кН;

$\gamma_s$  - коефіцієнт умов роботи;

$\gamma_n$  - коефіцієнт надійності за призначенням споруди.

Розрахункове навантаження на основу встановлюють аналітично, як правило, з урахуванням спільної роботи споруди і основи. Види навантажень і коефіцієнти надійності за навантаженням повинні встановлюватися згідно

норм.

## 2. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

### 2.1. Загальна частина

Дана частина магістровської роботи розроблена за матеріалами зібраними при проходженні виробничої та дослідницько-наукової практики для розгляду та погодження архітектурно-планувальної частини проекту «Реконструкція адміністративно-офісного центру в м. Львів». Підставою для початку проектних робіт є завдання видане для виконання кваліфікаційної магістерської роботи.

### 2.2. Загальні відомості

Будівля що підлягає корінній реконструкції з надбудовою двох поверхів знаходиться в м. Львів, у центральній частині Галицького району. Будівля зведена у 1854 році, як прибутковий будинок і є об'єктом архітектури віднесених до пам'яток архітектури місцевого значення.

Будівля належить Товариству з обмеженою відповідальністю «Ріал Естейт Україна» на правах власності і має охоронний договір на пам'ятку культурної спадщини з Управлінням охорони історичного середовища Львівської міської ради.

За даними Технічного паспорта ОКП ЛОР «БТІ та ЕО» від 18.06.2018 року приміщення будівлі можуть використовуватись виключно як офісні або торгові приміщення.

У 50 роках минулого століття була проведена часткова реконструкція будівлі із заміною дерев'яних балок перекриття на залізобетонні перекриття по сталевим балкам та надбудовою третього поверху. За повний термін експлуатації, в різні періоди, в будівлі виконувались роботи по частковому переплануванню, модернізації та інженерному забезпеченню. Первінна проектна документація та передісторія об'єкта з проведення ремонтних робіт за термін експлуатації відсутня. Документація на проведення ремонтних робіт втрачена.

Будівля невеликих розмірів, простої конфігурації та складності, що не становить доміанти архітектурного середовища існуючої міської забудови і не здійснює впливу на оточуюче архітектурне та природне середовище.

Автентичність об'єкта не порушена.

Згідно Акту технічного стану з визначення експлуатаційної придатності будівельних конструкцій і будівлі в цілому, як місцевої пам'ятки архітектури, від 24.10.2020 році, визначено: загальний стан пам'ятки незадовільний, необхідно проведення реконструкції зі зміною функціонального призначення, виключно як будівля адміністративно-офісного призначення.

### 2.3. Вихідні умови з проектування реконструкції об'єкта

**Складність об'єкта** (ДБН А.2.2-3:2012 «Склад та зміст проектно-документації на будівництво», ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 «Клас наслідків та категорії складності об'єктів будівництва»):

- Категорія складності об'єкта – II;
- Клас наслідків – СС1.

**Кліматичні умови** (ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія»):

- м. Львів, II кліматичний район;
- Клімат помірно-континентальний;
- Середня річна температура повітря складає  $+7,4^{\circ}\text{C}$ ;
- Середня температура найбільш холодного місяця січня становить  $-20,0^{\circ}\text{C}$ ;

$^{\circ}\text{C}$ ;

- Середня температура найбільш теплого місяця липня становить  $+23,0^{\circ}\text{C}$ ;
- Абсолютний мінімум температури становить  $-25,0^{\circ}\text{C}$ ;
- Абсолютна максимальна температура становить  $+27,0^{\circ}\text{C}$ ;
- Середня тривалість безморозного періоду 161 – 178 діб;

$^{\circ}\text{C}$ ;

- Переважаючий напрямок вітру – Південно - Східний;
- Середня швидкість вітру  $4,1\text{ м/сек}$ ;

- Середня вологість відносна вологість 79%;
- Середньорічна кількість атмосферних опадів становить 742 мм.

**Навантаження** (ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження та впливи»):

- I сніговий район;
- Снігове навантаження – 1400Па;
- III вітровий район;
- Вітрове навантаження – 550Па.

**Вимоги надійності** (ДБН В.1.2-14-2009 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ»):

- Клас відповідальності будівлі – СС1;
- Клас відповідальності конструкцій – Б;
- Коефіцієнт надійності за призначенням від рівня відповідальності –

$\gamma_n=0,925$ .

**Вимоги сейсмічності** (ДБН В.1/1-12:2016 «Будівництво в сейсмічних районах України», Карта ЗСР-2004, В):

- Сейсмічність – 6 балів шкали MSK-64.

**Архітектурно-планувальні вимоги** (ДБН В.2.2-40:2018 «Інклюзивність будівель і споруд», ДБН Б.1.1-4-2002, наказ Держбуду №152 від 05.09.05р.):

- Збереження автентичності головного фасаду будівлі, як об'єкта архітектури віднесених до пам'яток архітектури місцевого значення.

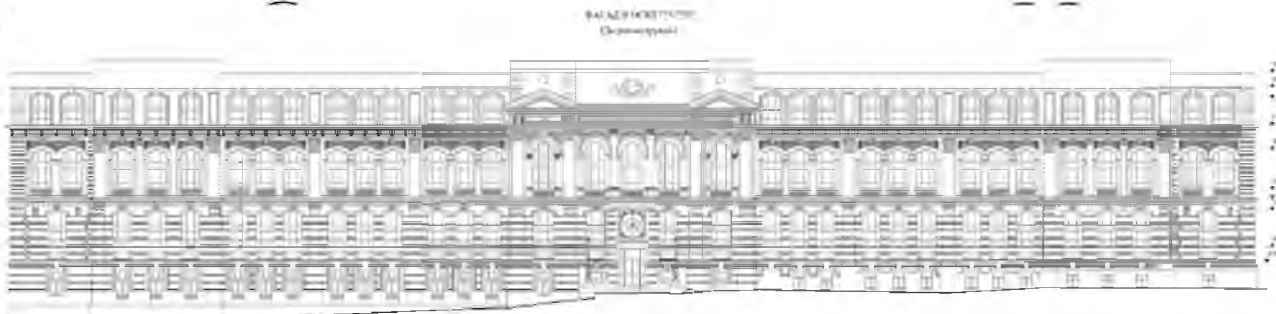
#### 2.4. Архітектурно-конструктивні особливості об'єкта реконструкції

В оздобленні головного фасаду використані неоренесансні і барокові стилі. Композиція головного фасаду симетрично осьова, центральна композиція виділена вертикальною двома екседрами між якими який розташовано вхідний портал першого поверху. Архітектурний декор насичується з цокольного поверху і завершується карнизом з модульонами.

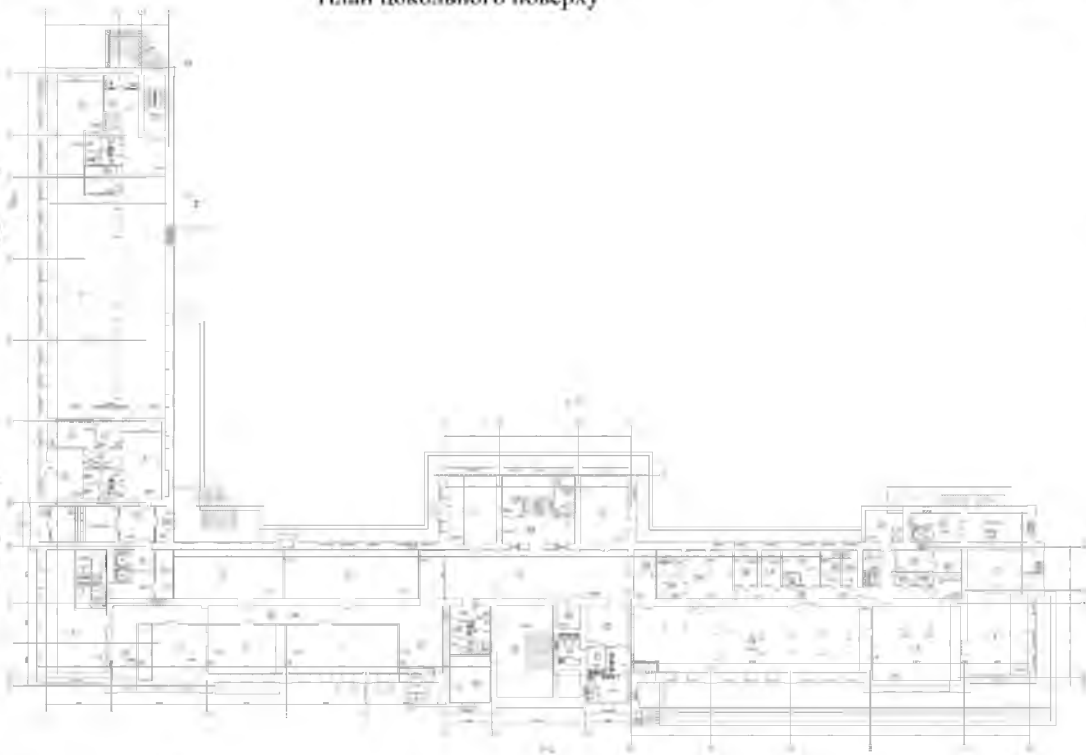
Основний колір головного фасаду синьо-голубий, архітектурні деталі та елементи декору білий. Дворовий фасад будівлі простий без архітектурного

декору. При проведені ремонтно-відновлювальних робіт в різні часи прибудовувались окремі приміщення по першому поверху. Загальний вигляд об'єкта – обмірні креслення, див. рис. 2.1.

а)



План цокольного поверху



НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

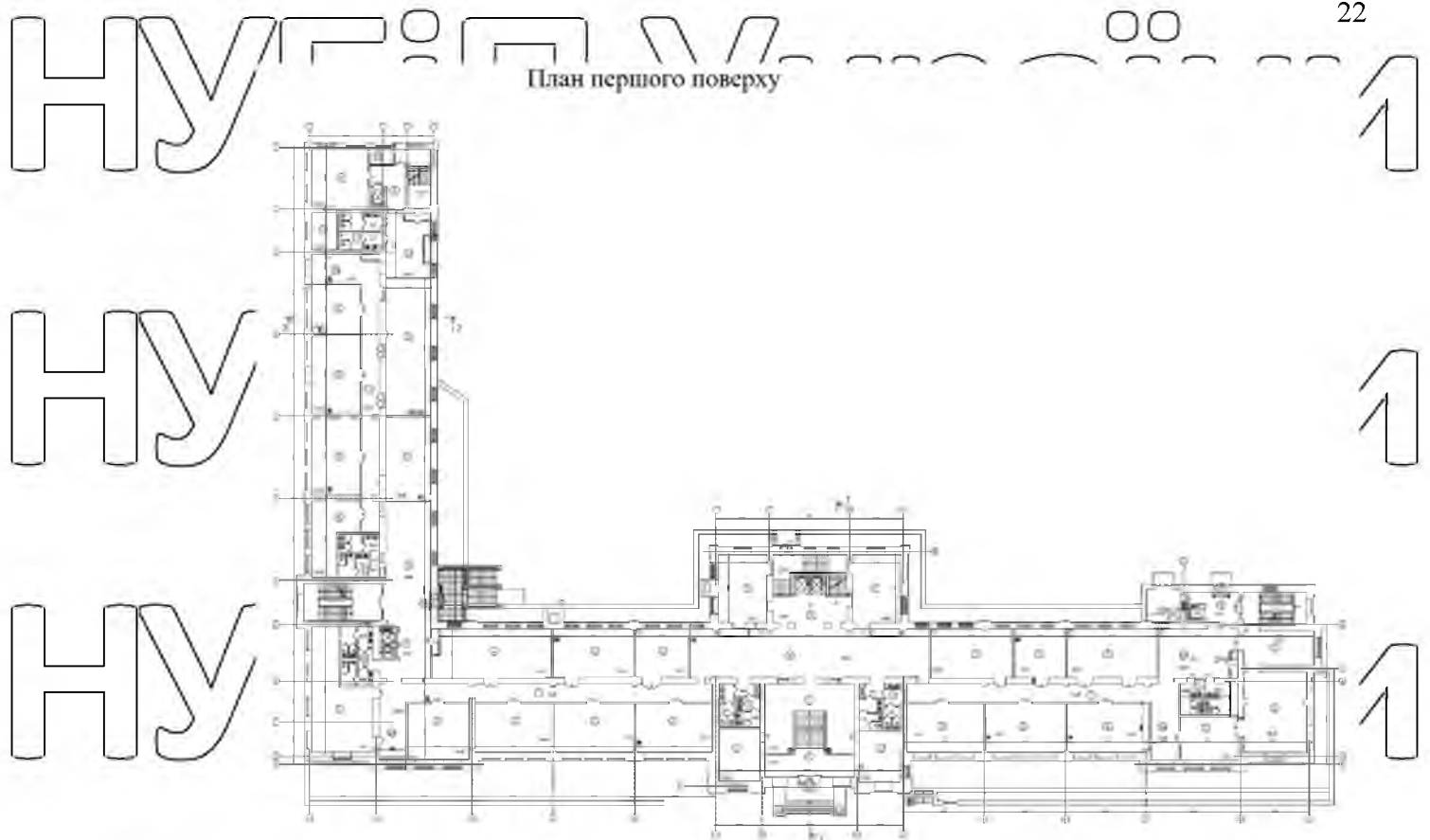


Рис. 2.1. Натурні обмірні креслення:

а – головний фасад будівлі; б – план цокольного поверху; в – план першого поверху

Конструктивно, будівля спроектована по стіновій конструктивній системі з поперечними та поздовжніми несучими стінами. Несучі стіни цегляні на вапняно-піщаному розчині. Товщина несучих стін становить від 510 мм (2 цегли) до 770 мм (3 цегли). Зовні стіни оштукатурені та прикрашені архітектурним декором. По цокольній частині будівлі влаштовані світові приямки із цегли.

Перекриття монолітні залізобетонні по сталевим балкам (вляштовані при проведенні попередньої реконструкції).

Сходи кам'яні та залізобетонні по сталевим костурам.

Фундаменти будівлі стрічкові бутобетонні з цегляними вставками на вапняно-піщаному розчині. Глибина закладання фундаментів становить – 6.04м від відносної позначки  $\pm 0,000$  (рівень чистої підлоги першого поверху).

Внутрішню просторову жорсткість будівлі забезпечують цегляні стіни, які зв'язані дисками перекриття. Крім того, внутрішні сходові клітини можливо розглядати як додатковий фактор підвищення загальної просторової жорсткості та стійкості об'єкта.

В конструктивному відношенні будівля являє собою просторову шарнірну систему, загальна жорсткість та стійкість якої забезпечується сумісною роботою несучих цегляних стін з горизонтальними дисками перекриття.

## 2.5. Об'ємно-планувальні особливості об'єкта реконструкції

В основі об'ємно-планувального рішення будівлі закладено архітектурно-конструктивні особливості традиційної будівельної системи із дрібно розмірних конструктивних елементів. Об'ємно-планувальне рішення базується на індивідуальному підході до правил призначення основних параметрів будинків, розташуванню координаційних осей і правил прив'язки до них несучих і огорожуючих конструктивних елементів.

Існуюча будівля трьох поверхова, з цокольним поверхом та двосхилим дахом. В плані будівля «Г»-подібної форми з основними розмірами по координаційним осям: прогони: в осях «1»-«5» – 14,3 м та в осях в-осях «Б»-«Ж» – 15,4м; довжина в осях «Б»-«Т» – 72,6 м, в осях «1»-«23» – 119,7м. Висота цокольної частини становить 4,04 м, висота першого поверху – 5,07 м (, другого поверху – 4,53 м, третього – 4,53 м. Найвища позначка існуючої будівлі по коньковому прогону даху становить 15,9м. За відносну позначку  $\pm 0,000$  прийнято рівень чистої підлоги першого поверху.

## 2.6. Технічний стан об'єкта реконструкції

Обстеження з визначення технічного стану будівлі проводилось відповідно ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016 «Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану».

Для визначення фізико-механічних характеристик будівельних конструкцій застосовувався прилад неруйнівного контролю ИПС-МГ 4.01 для якого базується на методі ударного імпульсу. По результатам вимірів приладу було складено таблицю вимірів міцності цегляної кладки (таб. 2.1). Результати статистичної обробки наведені в таблиці 2.2. Гістограма розподілу значень наведена на рис. 2.2.

Таблиця 2.1

Виміри міцності цегляної кладки

№	Виріб	Матеріал	V, %	Напрямок удару	Kc	R, МПа	Марка цегли
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Стіна цегляна	Цегла керамічна	13,5		1,00	22,2	M150
2	Стіна цегляна	Цегла керамічна	13,5		1,00	23,1	M200
3	Стіна цегляна	Цегла керамічна	13,5	┘	1,00	14,1	M100
4	Стіна цегляна	Цегла керамічна	13,5		1,00	16,1	M125
5	Стіна цегляна	Цегла керамічна	13,5		1,00	18,2	M150
6	Стіна цегляна	Цегла керамічна	13,5		1,00	21,8	M150
7	Стіна цегляна	Цегла керамічна	13,5	┘	1,00	34,2	M275
8	Стіна цегляна	Цегла керамічна	13,5	┘	1,00	13,9	M150
9	Стіна цегляна	Цегла керамічна	13,5		1,00	12,4	M150
10	Стіна цегляна	Цегла керамічна	13,5		1,00	13,0	M150
11	Стіна цегляна	Цегла керамічна	13,5		1,00	22,9	M200
12	Стіна цегляна	Цегла керамічна	13,5	┘	1,00	23,7	M200
13	Стіна цегляна	Цегла керамічна	13,5		1,00	28,0	M225
14	Стіна цегляна	Цегла керамічна	13,5		1,00	28,0	M225
15	Стіна цегляна	Цегла керамічна	13,5		1,00	26,2	M200
16	Стіна цегляна	Цегла керамічна	13,5	┘	1,00	24,8	M200
17	Стіна цегляна	Цегла керамічна	13,5	┘	1,00	16,1	M125



1	2	3	4	5	6	7	8
18	Стіна цегляна	Цегла керамічна	13.5		1,00	15,2	M125
19	Стіна цегляна	Цегла керамічна	13.5		1,00	21,4	M150
20	Стіна цегляна	Цегла керамічна	13.5	L	1,00	21,2	M150
21	Стіна цегляна	Цегла керамічна	13.5	Г	1,00	19,5	M150
22	Стіна цегляна	Цегла керамічна	13.5		1,00	17,6	M125
23	Стіна цегляна	Цегла керамічна	13.5		1,00	27,5	M225
24	Стіна цегляна	Цегла керамічна	13.5		1,00	25,3	M200
25	Стіна цегляна	Цегла керамічна	13.5	Г	1,00	29,9	M225
26	Стіна цегляна	Цегла керамічна	13.5	L	1,00	48,9	M400
27	Стіна цегляна	Цегла керамічна	13.5		1,00	33,1	M250
28	Стіна цегляна	Цегла керамічна	13.5		1,00	33,9	M275
29	Стіна цегляна	Цегла керамічна	13.5	Г	1,00	41,3	M300
30	Стіна цегляна	Цегла керамічна	13.5	Г	1,00	25,5	M200

Таблиця 2.2

Статистична обробка даних вимірів міцності цегляної кладки

Марка цегли	M100	M125	M150	M200	M225	M250	M275	M300	M350	M400
Кількість значень, що потрапили в проміжок вимірів	1	4	10	8	4	1	2	4	1	1
Покази приладу	14,1	15,2	12,4	22,9	27,5	33,1	33,9	38,4	42,8	48,9
	16,1	13,0	25,1	28,0		34,2	38,8			
		16,1	13,9	23,7	28,0		38,8			
		17,6	14,1	24,8	29,9		40,2			
			18,2	25,3						
		19,3	25,5							

21,2	26,2								
21,4									
21,8									
22,2									

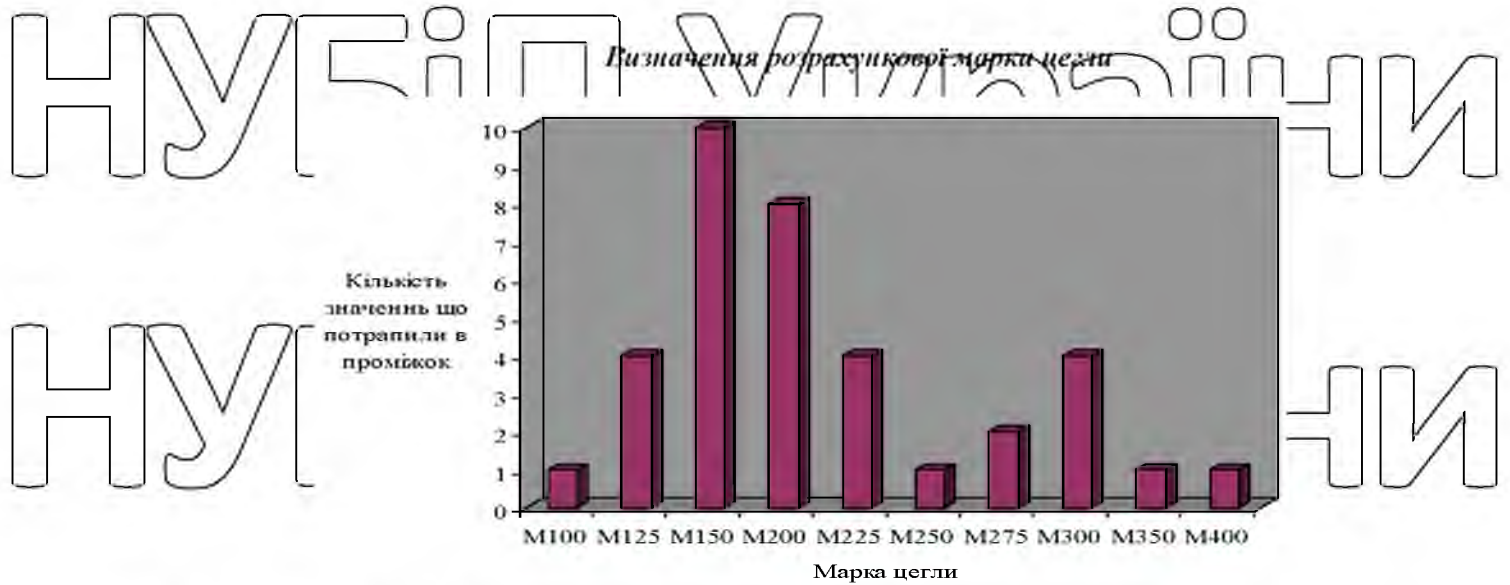


Рис. 2.2 Статистичний розподіл міцності цегляної кладки  
За результатами проведених вимірів та обчислень було встановлено  
марки цегли M150, розрахункова міцність  $R=17,72$  МПа.

## 2.7. Проект реконструкції будівлі

Проект реконструкції будівлі розроблено згідно вимог ДБН В.3.2-2-2009 «Реконструкція, ремонт, реставрація об'єктів будівництва. Реконструкція та капітальний ремонт».

Реконструкцією будівлі передбачено:

1. Надбудова двох поверхів, для додаткових приміщень згідно архітектурно-планувального завдання.

З метою зменшення навантажень на існуючі конструктивні елементи будівлі, надбудова спроектована з поліпшених конструкцій – металевих рам (як основних несучих конструктивних елементів) та мурування зовнішніх стін із цегли та пінобетонних блоків (як зовнішніх огорожувальних конструкцій).

2. Спроектовано світлопрозорий металевий купол в осях «9» - «14» по п'ятому поверху.

3. Передбачено перепланування приміщень цокольного поверху та існуючих трьох поверхів під їх відповідне функціональне призначення.

4. Відновлення (реставрація) існуючого головного фасаду будівлі і відтворення автентичності фасадного декору надбудовуємої частини.

5. Спроектовано сучасне інженерне обладнання, в тому числі, ліфти та заміна всіх внутрішніх і зовнішніх комунікацій.

## 2.8. Конструктивні елементи будівлі

Існуючі фундаменти – стрічкові бутобетонні, глибиною закладання -3,3500 від рівня чистої підлоги першого поверху.

Існуюче перекриття – підлягають частковому демонтажу, зберігаються тільки залізобетонні перекриття.

Надбудовані два поверхи – складної форми, полегшеного типу (металеві конструкції рам) і складаються з двох прямокутників, які в плані мають розміри:

➤ в осях "1" – "23" довжина – 113,925 м, рядах "А" – "Ж" ширина – 18,800 м.

➤ в осях "1" – "5" довжина – 14,300 м, рядах "Ж" – "Г" 54,470 м.

➤ висота поверхів – 3,3 м.

Металевий каркас (даху-мансарди) запроектовані з двох типів рам, однопрольотні та двох прольотні. Рами складаються зі стійок та ригелів, двотаврового перерізу, прогонів покриття та системи в'язів по прогонах покриття та колонам рами.

Опорні балки спираються на існуючі несучі залізобетонні та цегляні (після реконструкції та підсилені) стіни будівлі.

Міжповерхове перекриття, в місцях надбудови двох поверхів – збірні залізобетонні лоткові плити вагою 50 кг, спиранні по контуру на пояса сталевих балок і цегляні стіни.

Перекриття між надбудованими двома поверхами і мансардою (підлога мансарди) – виконане монолітним по металевим балкам перекриття у неземної опалубки. Бетонування виконується по профільованому листу - товщиною 120 мм.

Покрівля – металева „рама” вагою до 250 кг.

Покриття – по металевим ригелям, прогони покриття і металева черепиця або профільований лист покриття.

Стіни 2-х поверхів – з цегли і цегляних блоків.

Перекриття – збірні та монолітні залізобетонні по сталевим швелерам та несучим цегляним стінам.

Вікна – замінюються на металопластикові з подвійним склопакетом, індивідуального виготовлення.

Двері: зовнішні – дерев'яні, внутрішні – металопластикові. Всі двері індивідуального виготовлення.

### 2.9. Металевий каркас надбудованої частини

Каркас надбудованої частини будинку являє собою систему, яка складається з рам і в'язів двох типів. Саме, металеві рами з системою в'язів забезпечують внутрішню просторову жорсткість та стійкість будівлі.

Стійки рам каркасу спираються на опорні балки та цегляних стін, які розташовані на існуючому покритті будинку по повздовжнім і поперечним несучим стінам.

Опорні балки, в свою чергу, спираються на вільні стоячі опори (цегляні стіни) і закріпленні від горизонтальних зміщень.

Стійкість каркасу рам забезпечується:

- в вертикальних площинах – жорсткими в'язями;
- в горизонтальних – залізобетонними дисками перекриттів по цегляним стінам (в рівні перекриття 2 поверху);

Просторова жорсткість каркасу досягається за рахунок влаштування по другому поверху монолітного поясу та влаштування монолітного

залізобетонного перекриття по металевим балкам перекриття (підлоги мансарди).

Просторова жорсткість каркасу даху, досягається за рахунок встановлення металевих рам та зв'язків по ним. Рами кріпляться до монолітного залізобетонного перекриття жорстко на анкерних само розпирних болтах.

Гідсилення фундаментів виконується монолітним, послідовним (по кроковим) методом. Стіни з фундаментом стикується жорстко. Під

фундаментом необхідно убрати мілкі піски (заїленні) і замінити їх щільним піском середньої фракції, ретельно ущільнити. Перед бетонуванням фундаментів необхідно пролити щебеневу основу (300 мм) цементним розчином М-100.

Поверхні будівельних конструкцій, які приходять або контактують з ґрунтом, необхідно обмазати гарячим бітумом за два рази.

Гідроізоляція – горизонтальна гідроізоляція відновлюється за методом послідовної ін'єкції цементно-піщаного розчину у який додається рідке скло 1:2 у вертикальні та горизонтальні шви цегляної кладки на рівні цоколя. Вертикальна протикапілярна гідроізоляція – виконується методом нанесення за два рази, під високим тиском, гідроізоляційного матеріалу «Пінотрон».

Металеві конструкції закладні деталі та всі зварні з'єднання які не бетонуються, необхідно обробити емаллю ХВ 110 за по ґрунту ФЛ-03К за два рази.

## **2.10. Зовнішнє і внутрішнє оздоблення будівлі**

### Зовнішнє оздоблення будівлі:

Цоколь будівлі лицяється плитками з природного каміння – травертин.

Зовнішні стіни головного фасаду будівлі – відновлюються згідно спеціально розробленого проекту «Реставрація зовнішніх стін головного фасаду будівлі» з відповідним відновленням та влаштуванням архітектурних елементів і декору. Фарбування стін фасаду передбачено відповідно до розробленого та погодженого в установленому порядку – «Паспорт оздоблення фасаду будівлі».

Внутрішнє оздоблення будівлі:

Всі стіни оштукатурюються вапняно-цементним розчином. Стіни надбудованих поверхів утеплюються. По штукатурки виконуються без піщана накривка з подальшим фарбування. Стіни санвузлів лицяються керамічною глазурованою плиткою.

Стелі підвісні та гіпсокартоні з фарбуванням акриловими фарбами.

Підлоги запроектовано мозайчні, паркетні, з керамічної плитки та з лінолеуму в залежності від функціонального призначення приміщень.

### 3. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

#### 3.1. Перевірочний розрахунок цегляної кладки

##### 3.1.1. Вихідні умови

Перевіряємо несучу спроможність стіни, яка виконана з глиняної цегли М100 (фактичне мінімальне значення міцності цегли по результатам натурних інструментальних вимірів).

Будівля відноситься до І категорії за надійністю (Клас наслідків – СС1).

II кліматичний район. I сніговий район. III вітровий район, тип місцевості- В.

Товщина цегляних стін становить від 740 мм до 380 мм, приймаємо розрахункову товщину стіни 51 см.

Так як відстань між поперечними стінами  $l_{cm} = 113,5$  м, то будівля, має жорстку конструктивну схему.

##### 3.1.2. Збір навантаження на стінку

Для розрахунку візьмемо простінок шириною 182 см (шверті  $2 \times 6,5 = 13$  см залишаємо в запас міцності). Його переріз  $1,82 \times 0,51 = 0,93$  м<sup>2</sup>. Відстань між осями суміжних з простінком вікон 335 см, а між внутрішніми гранями повздовжніх стін – 516 см. Вантажна площа, з якої передається навантаження від покриття та перекриття, буде складати:

$$H = 0,5 \times 3,35 \times 5,16 = 8,6 \text{ м}^2$$

Величина цього навантаження дорівнює:

Від покриття:

- постійна  $313 \times 8,6 = 2660 \text{ кг} = 2,66 \text{ т}$ ;
- тимчасова  $203 \times 8,6 = 1750 \text{ кг} = 1,75 \text{ т}$ ;
- повна  $P_1 = 2,66 + 1,75 = 4,41 \text{ т}$ ;

Від перекриття:

- постійна  $406 \times 8,6 = 3490 \text{ кг} = 3,49 \text{ т}$ ;
- тимчасова  $210 \times 8,6 = 1820 \text{ кг} = 1,82 \text{ т}$ ;
- повна  $P_1 = 3,49 + 1,82 = 5,31 \text{ т}$ .

Вага  $1 \text{ м}^2$  стіни товщиною  $51 \text{ см}$  складається з ваги кладки  $0,51 \times 1 \times 1800 = 918 \text{ кг/м}^2$  та ваги штукатурки  $0,02 \times 1 \times 2200 = 24 \text{ кг/м}^2$ , тобто дорівнює  $942 \text{ кг/м}^2$ . З

врахуванням коефіцієнта перевантаження вага буде складатися:

$$918 \times 1,1 + 24 \times 1,2 = 1040 \text{ кг/м}^2.$$

Розрахункові постійні навантаження складають:

- від ділянки стіни вище низу покриття, тобто вище відмітки  $13,7 - Q_3 = 1040 \times (15,95 - 13,70) \times 3,55 = 8180 \text{ кг} = 8,13 \text{ т}$

- від ділянки стіни від низу покриття до низу перемички:

$$Q_1 = 1040 \times 3,55 \times (13,70 - 13,47) = 850 \text{ кг} = 0,85 \text{ т}$$

$$\text{від простінку: } Q_2 = 1040 \times 1,82 \times 1,45 = 2740 \text{ кг} = 2,74 \text{ т}$$

- від ділянки стіни від низу перекриття до низу перемички:

$$Q_1 = 1040 \times 3,55 \times 0,23 = 1110 \text{ кг} = 1,11 \text{ т}$$

- від ділянки стіни від низу перекриття до низу пройму:

$$Q_3 = 1040 \times 3,55 \times 1,05 = 3870 \text{ кг} = 3,87 \text{ т}$$

- від ділянки стіни від низу пройому першого поверху до низу перекриття над підвалом:

$$Q_3^{11} = 1040 \times 3,55 \times (0,38 + 0,75) = 4170 \text{ кг} = 4,17 \text{ т}$$

Глибина закладання перекриття в стіну  $e=11$  см, тоді рівнодіюча зусиль від перекриття буде прикладена на відстані  $11$  см:  $3,7$  см від внутрішньої грані стіни, а ексцентриситет прикладення буде дорівнювати  $e=0,5 \times 51 - 3,7 = 21,8$  см.

Згинальний момент, в перерізі 1-1:

$$M_1 = P_1 e = 5,31 \times 0,218 = 1,155 \text{ м}$$

Враховуючи, що стіна має пройоми значної величини і що переріз 2-2 розташований близько до перерізу 1-1 (згинальний момент  $M_{11}$  приблизно дорівнює моменту  $M_1$ ), розрахунковими можна прийняти лише переріз 2-2 та 3-3. Відстань між перерізами 2-2 та 1-1 дорівнюють  $0,23$  м, а між 2-2 та 3-3 дорівнює  $0,7 \times 0,93 \times 1,8 = 1,17$  т.

Підрахунок навантаження на  $1 \text{ м}^2$  покриття та перекриття зводимо в таблицю № 3.1.

Таблицю 3.1.

## Збір навантаження

№	Вид навантаження	Нормативне навантаження, $\text{кН/м}^2$	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункове навантаження, $\text{кН/м}^2$
Покриття				
1	С.в. панелей «Simo 200»	0,268	1,1	0,3
2	Прогони покриття	0,1	1,1	0,11
3	В'язі по покриттю	0,1	1,1	0,11
4	Рами	0,3	1,1	0,33
5	Сантехнічне обладнання на покрівлі			0,25
	<b>Всього</b>			<b>1,1</b>
Перекриття				
6	3/6 плита	2,1	1,1	2,31
7	Звукоізоляція $t=3$ см	0,06	1,2	0,08



8	Гідроізоляція	0,02	1,1	0,02
9	Стяжка $t=3,7\text{см}$	0,08	1,2	0,1
10	Деревоволокниста плита $t=0,8\text{см}$	0,06	1,2	0,08
11	Лінолеум на мастиці	0,05	1,2	0,06
12	Перегородки	1,2	1,2	1,44
13	Тимчасове навантаження	1,5	1,4	2,1
<b>Всього</b>				<b>6,16</b>

Тимчасові навантаження				
6	Снігове I сніговий район	0,5	1,4	0,7
7	Вітрове III вітровий район Тип місцевості В	0,38	1,2	0,45
<b>Всього</b>				<b>1,15</b>

### 3.1.3. Статичний розрахунок

Відповідно до СНиП 2.01.07-85 при розрахунку стін корисне (тимчасове) навантаження в приміщеннях можливо зменшувати множенням на коефіцієнт:

$$\eta_1 = 0.3 + \frac{0.6}{\sqrt{m}}$$

де  $m$  — кількість перекриттів над перерізом.

В нашому випадку коефіцієнт дорівнює: для 1-го поверху — 0,6; для 2-го — 0,65; для 3-го — 0,73; для 4-го — 0,9.

### 3.1.4. Конструктивний розрахунок

Розрахунок починаємо з найбільш навантаженого першого поверху в перерізі 2-2, в якому діють повздовжні зусилля  $N=66,66$  т та згинальний момент  $M=1,42$  тм.

Ексцентриситет прикладення повздовжньої сили:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{142000}{66660} = 2,1 \text{ см}$$

Розрахункова висота простінку буде дорівнювати  $l_0=2,8$  м.

Так як товщина стінки  $51$  см  $>30$  см, то  $m_{дл}=1$  і видалення з повної повздовжньої сили її довготривалої складової не потрібно.

Пружна характеристика кладки  $\alpha=750$  та розрахунковий опір  $R=9$  кг/см<sup>2</sup>.

Визначаємо приведену гнучкість стінки

$$\lambda_{пр}^h = \frac{l_0}{h} \sqrt{\frac{1000}{\alpha}} = \frac{280}{51} \sqrt{\frac{1000}{750}} = 6,33$$

коефіцієнт повздовжнього згину в передбаченні центрального стиснення  $\alpha=0,953$  та з врахуванням нецентрального стиснення:

$$\varphi_1 = \varphi \left[ 1 - \frac{e_0}{h} \left( 0,06 \frac{l_0}{h_c} - 0,2 \right) \right] = 0,953 \left[ 1 - \frac{2,1}{51} \left( 0,06 \frac{280}{51} - 0,2 \right) \right] = 0,948$$

Коефіцієнт  $\varphi_1=0,948$  можемо використовувати для середньої треті висоти поверху. Переріз 2-2 виходить за межі цієї ділянки і знаходиться від нього на

відстані  $70$  см. Для цього перерізу:  $\varphi_1 = 0,948 + (1 - 0,948) \frac{70}{93} = 0,987$

Площина стиснутої зони перерізу

$$F_c = F \left( 1 - \frac{2e_0}{h} \right) = 182 \times 51 \left( 1 - \frac{2 \times 2,1}{51} \right) = 8520 \text{ см}^2$$

і коефіцієнт

$$\varphi = 1 + \frac{e_0}{1,5h} = 1 + \frac{2,1}{1,5 \times 51} = 1,003 < 1,25$$

Необхідний розрахунковий опір визначимо за формулою:

$$R = \frac{N}{\varphi_1 \times m_{\text{опл}} \times \omega \times F_c} = \frac{66660}{0.987 \times 1 \times 1.003 \times 8520} = 7.9 \text{ кг/см}^2 < 9 \text{ кг/см}^2$$

Тобто, виходячи з розрахунку можливо прийняти марку розчину 10.

Несуча здатність стінки в перерізі 2-2:

$$N_{\text{сеч}} = \varphi_1 \times m_{\text{опл}} \times \omega \times R \times F_c = 0.987 \times 1 \times 1.003 \times 9 \times 8520 = 75600 \text{ кг} \approx 75.6 \text{ т} > N = 66.66 \text{ т}$$

Для перерізу 3-3 величина  $\omega$  та  $F_c$  змінюються незначно, причому в більший бік, а  $\varphi_1 = 0.948$ .

Тоді несуча здатність цього перерізу:

$$N_{\text{сеч}} = 0.948 \times 1 \times 1.003 \times 8520 = 72500 \text{ кг} = 72.5 \text{ т} > N = 67.95 \text{ т}$$

Величини зусиль та моментів в перерізах стіни

Поверх	Переріз	Позначення	Формула підрахунку	Величина зусиль
1	2-2	N <sub>2</sub>		66,66
		M <sub>2</sub>		1,42
	3-3	N <sub>3</sub>		67,95
		M <sub>3</sub>		1,03
2	2-2	N <sub>2</sub>		53,85
		M <sub>2</sub>		1,42
	3-3	N <sub>3</sub>		55,14
		M <sub>3</sub>		1,03
3	2-2	N <sub>2</sub>		40,98
		M <sub>2</sub>		1,42
	3-3	N <sub>3</sub>		42,23
		M <sub>3</sub>		1,03
4	2-2	N <sub>2</sub>		27,98
		M <sub>2</sub>		1,42
	3-3	N <sub>3</sub>		29,27
		M <sub>3</sub>		1,03
5	2-2	N <sub>2</sub>		14,36
		M <sub>2</sub>		1,18


 Таким чином, при марці цегли М100 несуча здатність стінки на рівні

першого поверху забезпечена.

Так як  $e_0 = 2,1 \text{ см} < 0,7y = 0,7 \times 0,5 \times 51 = 17,8 \text{ см}$ , розрахунок по

тріщиностійкості не потрібен.

Поверхи які знаходяться вище, несуть менший вантаж, тому їх розрахунок не потрібний.

## 3.2. Розрахунок мегалевої колони

### 3.2.1. Вихідні умови

Розрахункове навантаження на колону від покриття дорівнює:  $1,1 \text{ кН/м}^2$ , дивись розрахунок фундаментів.

Визначаємо зусилля (навантаження), які діють на колону

$$1,1 \times 7,8 \times 10,2 = 87,52$$

Розрахункове навантаження на колону

$$N = 87,5 \text{ кН}; \quad Q = 24,6 \text{ кН}$$

Розрахункова довжина колони.

$$l_y = 0,7 \times 5,0 = 3,5 \text{ м} - \text{із площини}; \quad l_x = 2 \times 5,0 = 10,0 - \text{в площині}$$

Межова гнучкість колони  $\lambda_{\text{доп}} = 150$  по табл.

Мінімальний радіус інерції:

$$i_{y\text{min}} = \frac{3500}{150} = 23,3 \text{ см} - \text{із площини};$$

$$i_{x\text{min}} = \frac{10000}{150} = 66,6 \text{ см} - \text{в площині}.$$

По умовам статичного розрахунку  $I_x = 24690 \text{ см}^4$

Назначимо висоту перерізу колони конструктивно  $h_c = 400 \text{ мм}$

Товщина стінки із умови:

$$\frac{h_{ef}}{t_f} \leq \lambda_{uw} \sqrt{\frac{E}{R_y}} \text{ по табл. 7.14*}$$

де  $\lambda_{uw} = 1.2 + 0.35\bar{\lambda}$ , по табл. 29\* при  $\bar{\lambda}_1 = 9.12 > 2$

$$\bar{\lambda}_1 = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 150 \sqrt{\frac{240}{206000}} = 5.12$$

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1.2 + 0.35 \times 5.12 = 2.99$$

$$\frac{h_{ef}}{t_f} \leq 2.99 \sqrt{\frac{206000}{240}} = 87.6$$

$$t_{\min} = \frac{h_{ef}}{87.6} = \frac{400}{87.6} = 4.6 \text{ мм}$$

Приймаємо товщину стінки  $t_w = 6 \text{ мм}$

Необхідні геометричні характеристики полук із умови:

$$\frac{h_c \times t_w^3}{12} + 2 \left[ \frac{b_f \times t_f^3}{12} + b_f \times t_f \left( \frac{h_c}{2} \right)^2 \right] = 24690 \text{ см}^4$$

$$\frac{\delta_f}{t_f} = (0.36 + 0.1\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}} \text{ по табл. 29*}$$

$$\text{Звідси } \delta_f = t_f (0.36 + 0.1 \times 5.12) \sqrt{\frac{206000}{240}} = 25.5 t_f$$

$$\frac{40 \times 0.6^3}{12} + 2 \left[ \frac{25.5 t_f^4}{12} + 25.5 \times t_f^2 \left( \frac{40^2}{4} \right) \right] = 24690$$

$$0.72 + 25.5 t_f^4 + 22400 t_f^2 = 300000$$

НУБІП України

$$t_f^4 + 4500t_f^2 - 11764.705 = 0$$

Товщина стінки  $t_{f\min} = 1,56\text{см}$

Приймаємо  $t_f = 1,6\text{см}$

НУБІП України

Максимальна ширина полки

$$b_{f\min} = 1,6 \times 25,5 = 40,8\text{см}$$

Приймаємо переріз полок  $200 \times 16\text{мм}$ ; переріз стінки  $360 \times 6\text{мм}$ .

НУБІП України

### 3.2.2. Розрахунок на міцність

$$\text{При } \tau = \frac{Q}{t \times h} = \frac{24,6 \times 10^3}{0,006 \times 0,36} = 11,4\text{МПа} < 0,5R_s = 0,5 \times 132,6\text{МПа} = 66,3\text{МПа}, \text{ де}$$

НУБІП України

$$R_s = \frac{0,58R_{yn}}{\gamma_m} = \frac{0,58 \times 240}{1,05} = 132,6\text{МПа}, \text{ де}$$

$R_{yn} = 240\text{МПа}$  по табл. 52;  $\gamma_m = 1,05$  по табл. 2

$$\frac{N}{A_n \times R_y} = \frac{87,5 \times 10^3}{70,6 \times 10^{-4} \times 240 \times 10^6} = 0,005 < 0,1$$

НУБІП України

$$1 \lambda_w = \frac{h_w}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{380}{6} \sqrt{\frac{240 \times 10^6}{206000 \times 10^6}} = 2,1 < 2,2 \text{ по табл. 7.5}$$

$$\frac{N}{A_n} + \frac{M_x}{I_x} \times y \leq R_y \times \gamma_c$$

НУБІП України

Міцність перерізу:

$$\frac{87,5 \times 10^3}{70,6 \times 10^{-4}} + \frac{24,6 \times 10^3 \times 5,0}{799 \times 10^{-8}} = 139\text{МПа} < R_y \times \gamma_c = 240\text{МПа} \times 0,95 = 228\text{МПа}$$

міцність забезпечена.

НУБІП України

### 3.2.3. Розрахунок на стійкість в площині рами

# НУБІП УКРАЇНИ

$$\frac{W}{\phi_y \times A} \leq R_y \times \gamma_c$$

Відносний ексцентриситет:

# НУБІП УКРАЇНИ

$$m = \frac{e \times A}{W_x}$$

де  $e = \frac{M}{W} = \frac{48,8 \times 5,0}{799} = 3,05 \text{ м}$

$$m = \frac{3,05 \times 144,4 \times 10^{-6}}{2654,8 \times 10^{-6}} = 15,42$$

# НУБІП УКРАЇНИ

При  $\frac{A_f}{A_w} = \frac{36 \times 1,6}{36 \times 0,6} = 2,67 > 1$ ;  $\bar{\lambda} = 5,12$ ;  $m = 15,42$

Приймаємо коефіцієнт впливу форми перерізу  $\mu = 1,3$

# НУБІП УКРАЇНИ

При  $m_{ef} = \mu \times m = 1,3 \times 15,42 = 20,1 > 20$  — розрахунок на стійкість не проводиться.

Розрахунок ведеться як для згинального елемента по п. 9.29\*.

Розрахунок на стійкість із площини рами відповідно п. 5.30:

# НУБІП УКРАЇНИ

$$\frac{W}{c \times \phi_y \times A} \leq R_y \times \gamma_c, \text{ де } \phi_y = \frac{332}{\bar{\lambda}_2 (51 - \bar{\lambda})}, \text{ при } \bar{\lambda} = 5,12 > 4,5 \text{ по табл. 5.3}$$

$$\phi_y = \frac{332}{5,12^2 (51 - 5,12)} = 0,276$$

# НУБІП УКРАЇНИ

$e = \frac{M}{W_x}$  при  $m = 15,42$ , де  $\phi_0$  приймаємо у залежності від  $\phi$ , по прил. 7\*

7\*

# НУБІП УКРАЇНИ

$$\lambda = 8 \times \left( \frac{l_{ef} \times t_f}{(h_w + t_f) \times b_f} \right)^2 \times \left( 1 + \frac{1}{2} \frac{(h_w \times t_f) \times t_w}{b_f \times t_f^3} \right) = 8 \times \left( \frac{10000 \times 16}{360 \times 200} \right)^2 \times \left( 1 + \frac{0.5 \times 360 \times 6^3}{200 \times 16^3} \right) = 19.27$$

$$\psi = 3.4 + 0.092 = 3.4 + 0.09 \times 19.27 = 5.14$$

$$\varphi = \psi \times \frac{I_y}{I_x} \times \left( \frac{\lambda}{l_{ef}} \right)^2 \times \frac{E}{R_y} = 5.14 \times \frac{1070}{24690} \times \left( \frac{19.27}{10000} \right)^2 \times \frac{206000}{240} = 0.968$$

При  $\varphi_1 = 0.968 > 0.85$  приймаємо  $\varphi_b = 0.68 + 0.21 \times 0.968 = 0.883$

$$\text{Коефіцієнт } c = \frac{1}{1 + 19.42 \frac{0.276}{0.883}} = 0.172$$

Стієність колони із площини рами:

$$\frac{87,5 \times 10^3}{0.172 \times 0.276 \times 100.0 \times 10^{-4}} = 180.9 < R_y \times \gamma_c = 240 \text{ МПа} \times 0.95 = 228 \text{ МПа}$$

забезпечена.

Стієність стінки і полок забезпечена при підборі перерізів елементів загального перерізу колони.

### 3.2.4. Розрахунок бази колони

Приймаємо фундамент колони із бетону класу В15.

Характеристики бетону фундаменту:

$$R_b = 8.5 \text{ МПа}; R_{bt} = 0.75 \text{ МПа по табл. 13}; E_b = 23000 \text{ по табл. 18.}$$

Визначим розміри опорної плити.

Ширину плити назначасмо конструктивно  $b = 480 \text{ мм}$ .

Необхідна довжина плити із умови:

$$\text{навантаження на підшву фундаменту: } M = 53.1 \times 5.0 = 265,5 \text{ кНм};$$

$$N = 87,5 \text{ кН}$$



# НУБІП України

Навантаження від власної ваги колони  $N_c = 8,2 \text{ кН}$ .

Повне навантаження на обрізі фундаменту:

# НУБІП України

$M = 265,5 \text{ кНм}$ ;  $N = 87,5 \text{ кН}$

$$\frac{N}{b \times l} + \frac{6M}{b \times l^2} = R_b \times \gamma_n, \text{ де}$$

$\gamma_n = 1.2$  із умови збільшення міцності при змитті бетону.

# НУБІП України

$$\frac{87,5 \times 10^3}{0,48 \times l} + \frac{6 \times 265,5 \times 10^3}{0,48 \times l^2} = 8,5 \times 10^3 \times 1,2$$

$$275,417l + 4778,75 + 10200l^2 = 0$$

# НУБІП України

$$10200l^2 - 275,417l - 4778,75 = 0$$

$$D = 75854,3 + 4 \times 4778,75 \times 10200 = 195048850$$

$$l_1 = 0,698$$

Приймаємо опорну плиту розмірами 480x700мм.

# НУБІП України

Фактичний тиск під опорною плитою у самому навантаженому місці:

$$P_{\max} = \frac{N}{b \times l} + \frac{6M}{b \times l^2} = \frac{87,5 \times 10^3}{0,48 \times 0,7} + \frac{6 \times 265,5 \times 10^3}{0,48 \times 0,7^2} = 10,15 \text{ МПа}$$

Фактичний тиск під опорною плитою у самому розвантаженому місці:

# НУБІП України

$$P_{\min} = \frac{N}{b \times l} - \frac{6M}{b \times l^2} = \frac{87,5 \times 10^3}{0,48 \times 0,7} - \frac{6 \times 265,5 \times 10^3}{0,48 \times 0,7^2} = 9,36 \text{ МПа}$$

Розраховуємо товщину опорної плити бази колони:

База має 4 розрахункові ділянки:

# НУБІП України

1 ділянка: консоль  $a = 40 \text{ мм}$

$$M_1 = 10150 \times 0,04 \times 1/2 = 8,12 \text{ кНм}$$

$$t_{1\min} = \sqrt{\frac{6M_1}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 8,12 \times 10^3}{240 \times 10^6}} = 14,24 \text{ мм}$$

2 ділянка: сперт на 3 канта  $a_1 = 380 \text{ мм}$ ;  $\delta_1 = 40 \text{ мм}$

При  $\frac{b}{a_1} = \frac{40}{380} = 0,1 < 0,5$  розрахунок ведуть як для консолі з  $a = 40 \text{ мм}$

$$t_{2\min} = 14,24 \text{ мм}$$

3 ділянка: сперта на 4-ри канта  $a = 95 \text{ мм}$ ;  $b = 380 \text{ мм}$

При  $\frac{b}{a} = \frac{380}{94} = 4,04$   $\lambda = 0,125$

$$M_3 = 0,125 \times 8766 \times 0,094^2 = 9,68 \text{ кНм, де } \sigma_3 = 8766 \text{ кН/м}^2$$

$$t_{3\min} = \sqrt{\frac{6M_3}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 9,68 \times 10^3}{240 \times 10^6}} = 15,56 \text{ мм}$$

4 ділянка: сперта на 4-ри канта  $a = 187 \text{ мм}$ ;  $b = 380 \text{ мм}$

При  $\frac{b}{a} = \frac{380}{187} = 2,03$   $\lambda = 0,125$

$$M_4 = 0,125 \times 5691 \times 0,187^2 = 24,87 \text{ кНм, де } \sigma_4 = 5681 \text{ кН/м}^2$$

$$t_{4\min} = \sqrt{\frac{6M_4}{R_y}} = \sqrt{\frac{24,87 \times 10^3 \times 6}{240 \times 10^6}} = 24,97 \text{ мм}$$

Приймаємо товщину опорної плити  $t = 25 \text{ мм}$ .

### 3.3 Розрахунок металевого купола

#### 3.3.1. Просторово стержневі системи

Просторовими називають конструкції, у яких осі несучих стержньових елементів не лежать в одній площині.

Просторові стержньові системи можливо розділити на три основні групи: стержньові плити, циліндричні оболонки і оболонки двоякої кривизни (купола). Всі три типи просторових стержньових систем уявляють собою, як правило, просторові ферми або рами особистою регулярною структурою.

В основі першої групи структур лежить сітка з чотирьохкутних комірок.

Друга група структур основана на сітці з трикутних комірок. Всі структури можливо розділити на одношарові (односітчасті) і двошарові (двох сітчасті). Вузли одношарових структур розташовані на одній поверхні, а вузли двошарових структур - на двох поверхнях. Одношарові структури характерні для третього типу просторових покриттів. Але вони використовуються також в циліндричних оболонках не великого прольоту.

Просторові металеві конструкції мають ряд переваг в порівнянні з традиційними рішеннями. Основними є наступні:

- максимальна уніфікація вузлів і стержньових елементів;
- просторова робота системи, здатність сприймати нерівномірні, зосередженні навантаження;
- підвищена жорсткість;
- підвищена надійність і довгий строк служби;
- полегшення огорожуючих конструкцій покриття дякуючи частій сітці вузлів;
- можливість використання більш прогресивних методів монтажу;
- архітектурна виразність і гнучкість використання різного призначення.

Разом з тим необхідно відмітити, що вузли просторових конструкцій, як правило, більш складні в виготовленні. Широке використання просторових

металевих конструкцій залежить в основному від розвитку і покращення автоматизованих і поточних виробництв, дозволяючи виготовляти великі серії стандартних конструктивних елементів при не великих витратах.

### 3.3.2. Утворення поверхні сітчастих оболонок

Поверхня сітчастих оболонок одинарної кривизни, наприклад зводів, складок і циліндричних оболонок утворюються відповідним згином плоскої сітки з однаковими комірками.

Для створення поверхні сводчатих покриттів використовують сітки з різними комірками, наприклад трикутними, ромбінними, шестикутними, квадратними з розкосами. Найбільш жорсткими є зводи з сітками трикутних комірок і квадратних з розкосами. Покриття з ромбінними і шестикутними комірками більш деформативні, але допомагають добитися архітектурної виразності поверхні оболонки.

Контур поперечного перерізу зводу легко варюється довжиною стержня комірки сітки. Складчасті зводи утворюють згином сітки в двох напрямках. Чим більше стержнів призначають вздовж дуги зводу, тим більш дрібним виявляється призматичний профіль поперечного перерізу покриття, але при цьому збільшується кількість вузлів та зростає деформативність конструкції в цілому.

Складчастий звід з сіткою з перегнутих ромбів, з шарнірними вузлами, можливо трансформувати вздовж будинку тобто здвигати та роздвигати. Однак в цьому випадку проліг зводу не буде постійним, при складуванні покриття він буде зменшуватися, а при роздвиганні – збільшуватися. Постійність прольоту покриття забезпечується, якщо сітчастий звід передбачити в вигляді конструкції з ромбів, перегнутих по короткій діагоналі і зорієнтованих довжиною діагоналі вздовж дуги покриття. В такому зводі протилежні стержні

ромбів потрібно попарно з'єднувати розпірками, розташованими по прямолінійним утворюючим гіперболоїчного параболоїда.

Для граней складчастих покриттів застосовують різні сітки з геометрично незмінними комірками. Сітки з неповним заповненням квадратних комірок можливо використовувати для зменшення довжини розкосів. Складки з розкосами, зорієнтованими вздовж граней по розтягнутій або стиснутій дузі, мають чітку статичну схему. Для утворення поверхні циліндричних оболонок найкращі сітки зводів тільки з геометрично незмінною коміркою, що необхідно з умови забезпечення роботи покриття під навантаженням.

Для утворення поверхні пологих оболонок рекомендується використовувати сітки з квадратними або трикутними комірками. В протилежності від зводів, поверхню яких утворюють шляхом вигину плоскої сітки, пологі оболонки отримують проекцією плоских сіток на задану криволінійну поверхню.

### 3.3.3. Основи положення по стійкості сітчастих оболонок

Одно поясні сітчасті оболонки конструюють як статично невизначені стержневі системи, інакше загальна жорсткість покриття не буде забезпечуватися. Для забезпечення стійкості одно поясних сітчастих систем необхідні вузли з жорсткими з'єднанням стержнів в напрямку нормалі до поверхні оболонки. Таким вимогам відповідають конструкції вузлів в вже відомим по структурним плитам системам.

В двох поясних оболонках стійкість системи стержнів забезпечується не жорсткістю вузлів, а геометричною незмінністю конструкції в цілому. У вузлах таких покриттів можливе любе з'єднання стержнів.

При невеликих прольотах стійкість сітчастої оболонки можливо забезпечити тільки за рахунок жорсткості вузлів. Для перекриття великих

прольотів вимагається застосовувати двох поясну стержневу конструкцію. Чіткої межі переходу від одно поясних сітчастих оболонок до двох поясних немає. Так як стійкість покриття залежить від ряду факторів, тобто від форми оболонки, контуру і розмірів комірки сітки, матеріалу та перерізу стержнів, значення навантаження. В кожному випадку питання стійкості оболонки вирішують шляхом розрахунків. На практиці будівництва одно поясних сітчастих оболонок проліт що перекривається обмежується 60 – 75 м. При двох поясних покриттях проліт будівлі може досягати 600 м.

Крім жорстких вузлів для забезпечення геометричної незмінності сітчастих одно поясних зводів передбачається жорстка конструкція торців оболонки. Конструкції торця оболонки вибирають при архітектурному рішенні будівлі.

Для забезпечення стійкості одно поясних циліндричних оболонок використовують проміжні діафрагми у вигляді криволінійних ребер з висотою поперечного перерізу приблизно  $1/40$  ширини хвилі оболонки. Вздовж оболонки ребра встановлюють з кроком  $1 - 1,5$  ширини хвилі. Стійкість крайніх складок в торцях покриття забезпечують бортовими елементами або проміжними діафрагмами, які встановлюють з кроком  $2 - 2,5$  ширини складки. Сітчасті пологі оболонки підкріплюють по контуру діафрагмами. Висоту поперечного перерізу контурних ребер та арок назначають приблизно  $1/60$  прольоту. Стійкість сітчастих гнарів забезпечують бортовими елементами. Горизонтальний розмір перерізу нахилених і конькових ребер приймають приблизно  $1/50 - 1/60$  прольоту, вертикальний – в два рази менше.

### 3.3.4. Конструктивні рішення одно поясних оболонок

Конструкції вузлів одно поясних сітчастих оболонок залежить в першу чергу від напруженого стану покриття, умов взведення будівлі та можливості

виготовлення елементів на заводі. Форма покриття та геометрія сітки поверхні практично не визначає застосування якого не будь вузлового з'єднання.

Конструювання вузлових з'єднань одно поясних оболонок полегшується тими умовами, що стержні в вузлах сіток зводяться під однаковими кутами до нормалі поверхні. Необхідне жорстке з'єднання стержнів з площини оболонки в вузлах сітки забезпечують застосування відомих по перехресно стержневим плитам вузлових рішень, які частково спрощуються за рахунок відсутності розкосів (рис. 3.1).

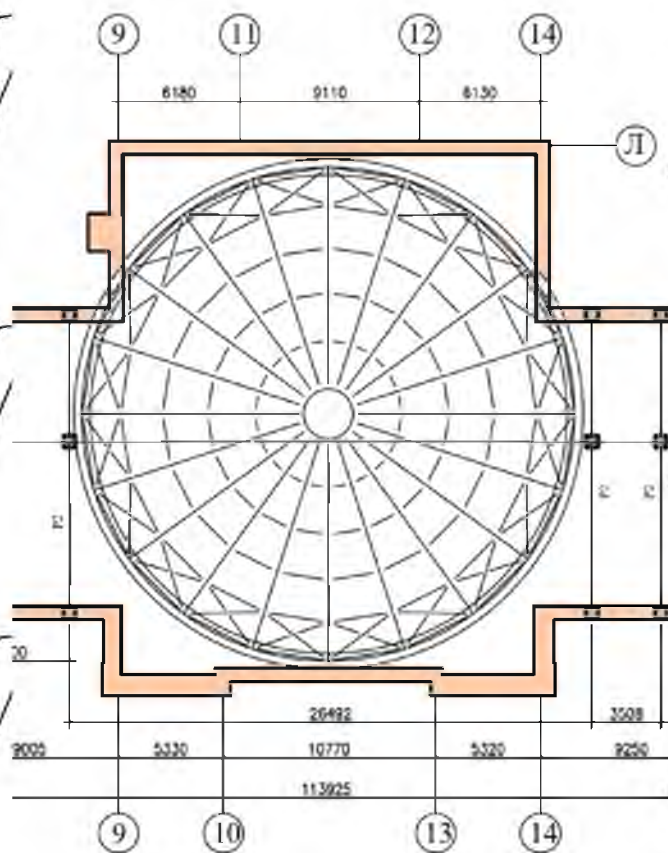


Рис. 3.1. Конструктивне рішення поясної сітчастої оболонки у вигляді купола

Спеціально для з'єднання стержнів в одно поясних оболонках розроблені і застосовують наступні конструктивні рішення вузлів. Трубчаті стержні у зводчатому покритті можуть стикуватися з використанням кутикових профілів. Така конструкція стиків була застосована при перекритті спортивного залу прольотом 60 м в Кладно. При контурі зводу по дузі кола обрамлення

кутками торців стержнів відрізняється простотою виготовлення внаслідок однотипності елементів. При монтажі зводу спочатку збирають на болтах сітку стержнів, після чого стики кутиків обварюють по периметру. Застосування монтажної зварки збільшує трудоемкість робіт по зведенню покриття.

Надійні з'єднання стержнів з квадратних труб отримують в різному вузлі. Такий вузол застосовують для сітчастих оболонок при перехрещенні стержнів близьким до ортогонального. При простоті конструкції врізаного вузла вимагається дуже точне виготовлення стержнів. Крім того, монтажна зварка вузлів негативно впливає на трудоемкості робіт по зведенню сітчастої оболонки.

Зручність та швидкість монтажу одношарових сітчастих оболонок забезпечують при використанні болтових з'єднань з фасонними деталями у вигляді штампованих тарілок чи литих зірок. Тарілкові з'єднання при цьому застосовують конструкції Фуллера, зіркові з'єднання різноманітних конструкцій. Болтове з'єднання стержнів у вузлі забезпечує надійне сприйняття стиснутих і розтягнених зусиль.

Конструктивні рішення вузлів сітчастих оболонок постійно покращуються, пошук нових варіантів з'єднання продовжується.

### 3.3.5. Розрахунок зусиль в куполі

При статичному розрахунку сітчастий купол припускають суцільною оболонкою з безмоментним напруженим станом, що характеризується наступним рівнянням при осі симетричному навантаженню:

$$N_1/R + N_2/R = -q$$

де  $N_1$  – меридіональне зусилля, його значення постійне в межах одного кільцевого перетину;  $N_2$  – кільцеве зусилля, його значення змінюється тільки



уздовж меридіана;  $q$  – нормальна до поверхні оболонки зовнішнє навантаження;  $R$  – радіус сферичного купола.

Для визначення меридіонального зусилля  $N_1$  досить горизонтальною площиною відігнути верхню частину купола і розглянути неї в рівновазі. На відсічений сферичний сегмент діє сумарне навантаження від власної маси купола:

$$2\pi \times R \times f \times g = 2\pi R \times (R - R \cos \varphi) g$$

яка врівноважується меридіональними зусиллями  $N_1$  по периметрі кільцевого перетину з радіусом:

$$r = R \times \sin \varphi$$

$$N_1 \times 2\pi \times r \times \sin \varphi = N_1 \times 2\pi \times R \times \sin^2 \varphi$$

з чого випливає

$$N_1 = -gR \times (1 - \cos \varphi) / \sin^2 \varphi = -gR(1 + \cos \varphi)$$

Кільцеве зусилля  $N_2$  від власної маси купола знаходять з рівняння.

$$N_2 = -qR - N_1 = -gR \times [\cos \varphi - 1 / (1 + \cos \varphi)]$$

де  $q = g \cos \varphi$  – нормальна складова навантаження в рівні кільцевого перетину сферичного купола.

Постійне навантаження  $g$  обчислюють з урахуванням усіх компонентів покрівлі і власної маси ґрат купола, нормативне навантаження від якої приймають по емпіричній формулі з використанням коефіцієнта  $\Omega = 3 - 6$  для сталевих куполів і  $\Omega = 2 - 4$  для алюмінієвих.

При сніговому навантаженні  $P$  меридіональне зусилля в будь-якому перетині має постійне значення:

$$N_1 = -\pi \times r^2 \times p / (2\pi r \sin \varphi) = -pR / 2$$

с обліком нормального складового навантаження в рівні кільцевого перетину  $q = p \cos^2 \varphi$ , кільцеве зусилля  $N_2$  знаходимо з рівняння:

$$N_2 = -qR + pR/2 = -1/2 pR \times \cos 2\varphi$$

де  $P$  — розрахункове снігове навантаження на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальній поверхні купола; обчислюють як  $P_1$  для склепінного покриття.

При розрахунку на вітрове навантаження припускають кососиметричне розподіл напору вітру по поверхні купола відповідно до

$$q_\varphi = q_B^0 \sin \varphi \sin \theta$$

де  $q_B^0$  — розрахункове вітрове навантаження на  $1 \text{ м}^2$  вертикальній площині на рівні підстави купола; визначаються без аеродинамічного коефіцієнта.

Меридіональні і кільцеві зусилля в сітчастому куполі від вітрового навантаження складають:

$$N_1 = q_B^0 \times R \frac{\cos \varphi}{\sin^3 \varphi} \times \left( \frac{2}{3} \cos \varphi + \frac{1}{3} \cos^3 \varphi \right) \sin \theta$$

$$N_2 = q_B^0 R \times \left[ \sin \varphi - \frac{\cos \varphi}{\sin^3 \varphi} \times \left( \frac{2}{3} \cos \varphi + \frac{1}{3} \cos^3 \varphi \right) \right] \sin \theta$$

Розподіл меридіональних і кільцевих зусиль у куполі від вертикальних навантажень. Максимальні зусилля від вітру виникають у куполі при горизонтальному куті  $\theta = 90^\circ$ .

Варто пам'ятати, що зусилля  $N_1, N_2$  є лінійними. Для визначення зусиль у конкретних стрижнях купола необхідно виділити силеві (вантажні) смуги, з яких збираються зусилля в цих стрижнях. Якщо вдасться виділити стрижень, розташований по меридіані та збираємо зусилля з вантажної смуги шириною  $a$ , то зусилля в ньому від кожного виду навантаження буде дорівнює:

$$P_1 = N_1 a$$

Аналогічно визначають зусилля в поясовому стрижні:

$$P_2 = Nb$$

Якщо в гратчастій системі купола немає стрижня уздовж меридіана, то потрібно виділити пари симетричних стрижнів, розташованих із кроком  $a$  уздовж кільцевого перетину. У такому випадку зусилля в одному стрижні буде дорівнює:

$$P_1 = N_1 a / (2 \sin \alpha)$$

де  $\alpha$  – кут нахилу стрижня до кільцевої лінії.

Для забезпечення стійкості купола стрижні повинні мати необхідну твердість. Згідно дослідженнями Райта, стійкість купола забезпечується, якщо дотримується умова:

$$P_1 \leq P_{кр}$$

$$P_{кр} = (0.8 E I / R) \times 100$$

де  $P_{кр}$  – критичне значення подовжнього зусилля в стрижнях купола;  $E$  – модуль пружності матеріалу стрижнів купола;  $R$  – радіус кривизни купола;  $I$  – радіус інерції поперечного переріза стрижня в однопоясному куполі.

### 3.3.6. Розрахунок купола

Підберемо перетин стрижнів і перевіримо стійкість одно поясного купольного покриття. Матеріал стрижнів – основні несучі конструкції – зварні двотаври (С245), другорядні конструкції – швелера та кутики (С245). Покрівля зі світло прозорого поліефірного склопластику по дерев'яних прогонах. Місце будівництва – м. Львів.

Призначаємо відстань між поясами купола:

$$h = D / 100 = 100 / 100 = 1 \text{ м}$$

Сітчасту конструкцію купола збираємо з гептаедрів з розміром поясних стрижнів до 2,3 м. Гептаедри вершинами звернені усередину купола, нижня поясна сітка має трикутні осередки з максимальним розміром:

$$a = 2,3 \times 2 \cos 30^\circ = 3,9 \text{ м}$$

Постійне навантаження від власної маси купола знаходимо по формулі:

$$g_{\text{в.м.}}^H = 4 \times 100 = 400 \text{ Н / м}^2$$

Приймаємо навантаження від покрівлі, і визначаємо повне постійне навантаження:

$$g^H = 400 + 45 = 445 \text{ Н / м}^2$$

$$g = 445 \times 1,1 = 490 \text{ Н / м}^2$$

Обчислюємо снігове навантаження на купол:

$$P_0 = 500 \text{ Н / м}^2$$

$$g^H / P_0 = 445 / 500 = 0,89$$

$$n = 1,455$$

$$\alpha = 0,4$$

$$P = 500 \times 0,4 \times 1,455 = 291 \text{ Н / м}^2$$

Розрахункове вітрове навантаження на 1 м<sup>2</sup> вертикальній площині на рівні підстави купола по формулі:

$$q_0 = 450 \text{ Н / м}^2$$

$$q_b^0 = 450 \times 1,2 \times 1 = 540 \text{ Н / м}^2$$

Зусилля в елементах купола знаходимо за допомогою програмного комплексу SCAD, в зв'язку з великим обсягом інформації отримані зусилля

зведені в таблицю і приведені у додатку №1.

Для сталі С245 розрахунковий опір  $R=245$  МПа. Для стиснутих стрижнів підбираємо зварний двотавр 2-200x16, 268x10:

$$A=60,7 \text{ см}^2; i=3,01 \text{ см}; \lambda=1250/16,2=77; \varphi=0,686;$$

$$\sigma = 855600 / (0,686 \times 60,7 \times 100) = 205 \text{ МПа}$$

Умова виконується.

Для розтягнутих стрижнів (розпірка) підбираємо трубу з перетином

Ø89x2 мм ( $A=5,47 \text{ см}^2$ ):

$$\sigma = 64250 / (5,47 \times 100) = 117 \text{ МПа}$$

Перевіряємо стійкість купола по формулі:

$$E=71000 \text{ МПа};$$

$$P_{кр} = 0,8 \times (71000 \times 10,7 \times 50 / 4950) \times 100 = 614 \times 10^3 \text{ Н} > P_1 = 24,25 \text{ кН}$$

Отже, загальна стійкість купола забезпечується.

Конструкція купола наведена в кресленнях аркуші 7.

## 4. ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

### 4.1. Основні положення

Фундаменти є опорною частиною будинку й призначені для передачі навантаження від вище розміщених конструкцій на ґрунт. Від надійної роботи фундаментів у великому ступені залежать експлуатаційні якості будинку, його капітальність і довговічність. Вартість зведення фундаментів становить 15-20% вартості будинку, а виправлення допущених помилок, як правило, трудомістко й дорого, тому до спорудження фундаментів варто ставитися особливо відповідально.

Стрічкові фундаменти звичайно зводять при будівництві будинків з важкими стінами і перекриттями, а також у випадках, коли під будинком

удаштовуюють підвал або теплий підвал. Можливо і найбільш доцільно влаштування стрічкових фундаментів при їхньому мілкому закладенні на сухих ненабухлих ґрунтах, навіть якщо будинок будують із легких конструкцій без підвалу та підпілля. Стрічкові фундаменти в цих умовах стають як би заглибленим цоколем. По витраті матеріалів і трудозатрат вони наближаються до аналогічних показників стовпчастих фундаментів. На набухлих глибоко промерзаючих ґрунтах, влаштування стрічкових фундаментів технічно важко здійсненне, трудомістке та економічно не виправдане.

Плитні фундаменти є різновидом фундаментів мілко закладання стрічкових, однак на відміну від них, вони мають тверде просторове армування по всій несучій площині, що дозволяє без внутрішніх деформацій сприймати знакозмінні навантаження, що виникають при нерівномірних і сезонних переміщеннях ґрунту.

## 4.2. Перевірочний розрахунок стрічкового фундаменту

### 4.2.1. Розрахунок бокового фундаменту

В проекті реконструкції будинку маємо підвал висотою 3,0 м, та надбудову 2-х поверхів (з полегшених металевих конструкцій). Необхідно перевірити фундаменти на додаткове навантаження і в разі потреби запроектувати підешення стрічкових фундаментів.

### 4.2.2. Збір навантаження на фундамент

№	Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м <sup>2</sup>	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункове навантаження, кН/м <sup>2</sup>
Покриття				
1	С.в. панелей «Simo - 200»	0,268	1,1	0,3

2	Прогони покриття	0,1	1,1	0,11
3	В'язі попокриттю	0,1	1,1	0,11
4	Рами	0,3	1,1	0,33
5	Сантехнічне обладнання на покрівлі			0,25
	<b>Всього</b>			<b>1,1</b>
Перекриття				
6	3/6 панель	2,1	1,1	2,31
7	Звукоізоляція t=3см	0,06	1,2	0,08
8	Водоізоляція	0,02	1,1	0,02
9	Стяжка t=3,7см	0,08	1,2	0,1
10	Деревоволокниста плита t=0,8см	0,06	1,2	0,08
11	Лінолеум на мастиці	0,05	1,2	0,06
12	Перегородки	1,2	1,2	1,44
13	Тимчасове навантаження	1,5	1,4	2,1
	<b>Всього</b>			<b>6,16</b>
Тимчасові навантаження				
6	Снігове I сніговий район	0,5	1,4	0,7
7	Вітрове III вітровий район Тип місцевості В	0,38	1,2	0,45
	<b>Всього</b>			<b>1,15</b>

### Постійне навантаження

Постійне навантаження від покриття дорівнює:

$$q_n = q_{By} = 1.1 \times 6.0 \times 0.95 = 6.3 \text{ кН/м}$$

Постійне навантаження від власної ваги конструкцій перекриття, дивись розрахунок стіни будівлі (максимальні зусилля N=66,66т; M=1,42тм).

### Снігове навантаження

$$P_0 = S_0 \cdot \gamma_{\text{шт}} \cdot \gamma_s = 0,5 \times 1,4 \times 6,0 \times 1,4 \times 0,95 = 5,6 \text{ кН/м}$$

Вага 1 м<sup>2</sup> стінки товщиною 51 см складається з ваги кладки 0,51 x 1 x 1800=918 кг/м<sup>2</sup>=9,18 кН/м<sup>2</sup> та ваги штукатурки 0,02 x 1 x 2200=0,24 кН/м<sup>2</sup>, разом буде дорівнювати 9,42 кН/м<sup>2</sup>. З врахуванням коефіцієнту перевантаження вага буде складати 9,18 x 1,1 + 0,24 x 1,2=10,4 кН/м<sup>2</sup>.

Розрахункове навантаження N=678,5 кН/м.

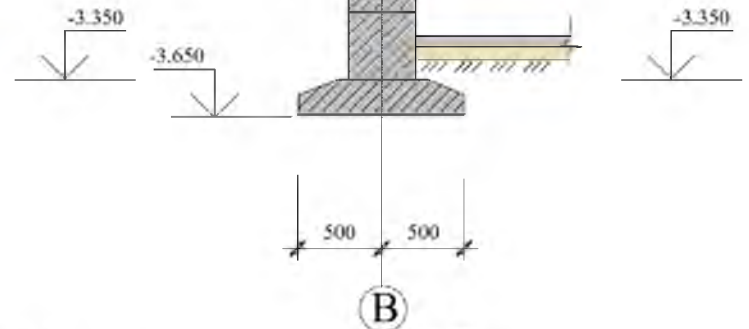
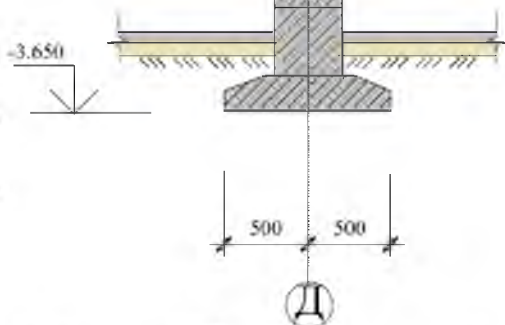
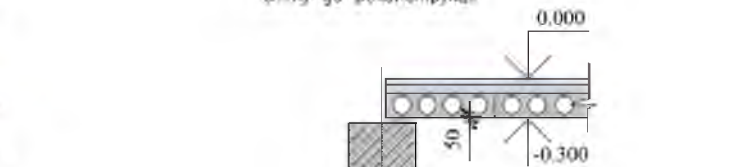
#### 4.2.3. Вихідні умови

Глибина закладання фундаментів для будинків з підвалом залежить в загалі від висоти підвалу, тобто встановлюється з конструктивних міркувань. Для визначення глибини закладання фундаментів складають поперечний розріз. По даним розрізу глибина закладання фундаментів в підвальній частині будинку складає 3,0 м. Фундаменти закладають нижче підлоги підвалу на 0,6 м. Конструктивні рішення стрічкових фундаментів, див. рис. 4.1.

Фундамент під середню стіну до реконструкції



Фундамент під бокову стіну до реконструкції



НУБІП України



Рис. 4.1. Конструктивне рішення та глибина закладання стрічкових фундаментів

Грунти основи:

- шар 1 – пілуваті піски товщиною 0,8 м;  $\gamma_1 = 15 \text{ кН/м}^3$ ;
- шар 2 – пісок середньої крупності, середньої щільності –  $h_3$  до 8 м (на розвідану глибину);  $\gamma_3 = 18,4 \text{ кН/м}^3$ ;  $C_n = 1,00 \text{ кПа}$ ;  $\varphi = 36^\circ$ ;  $R = 400 \text{ кПа}$ .

Прошарки ґрунтової основи наведені у геологічних умовах (рис.4.2).

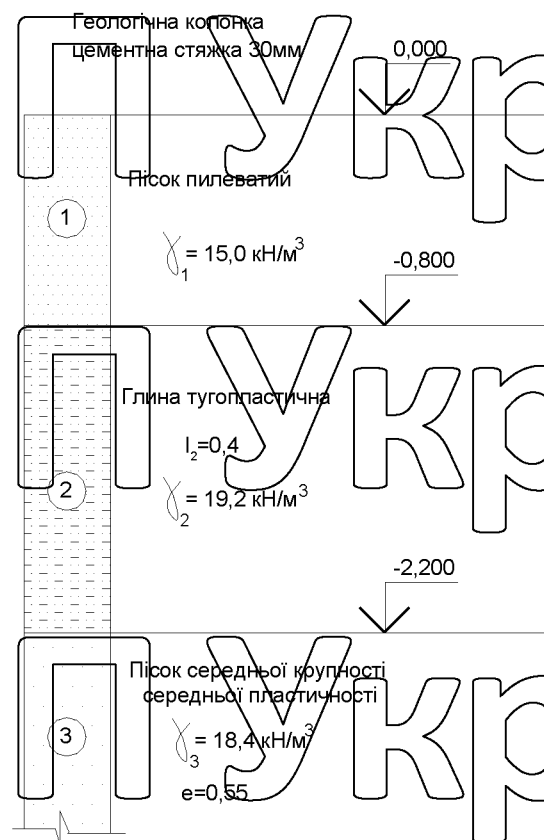


Рис. 4.2. Геологічні умови

#### 4.2.4. Перевірка існуючих фундаментів під бокові стіни

Перевіряємо попередню ширину фундаменту під бокову стіну при значеннях  $R=400 \text{ кПа}$ ,  $N=678,5 \text{ кН/м}$ ,  $d=3,0 \text{ м}$ :

$$b = \frac{678,5}{400 - 20 \times 3,0} = 1,99$$

Визначаємо розрахунок опорного ґрунту.

Знаходимо коефіцієнти  $M_\gamma$ ,  $M_g$ ,  $M_c$  при  $\phi=36^\circ$ ;  $M_\gamma=1,81$ ;  $M_g=3,24$ ;

$$M_c=9,97; \gamma_{II}=18,4 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{II} = \frac{15 \times 0,8 + 19,2 \times 1,4 + 18,4 \times 0,8}{3,0} = 17,9 \text{ кН/м}^3;$$

$\gamma_{cf}=1,4$  для пісків середньої крупності,  $\gamma_{c2}=1,2$  при відношенні  $L/H > 4$ ;

$$K=1,1.$$

Приведену глибину закладання фундаменту від підлоги підвалу визначаємо за формулою:

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma_{II}^I = 0,4 + 0,2 \times \frac{22}{17,9} = 0,65 \text{ м}$$

де  $h_s$  – товщина шару ґрунту від низу подошви фундаменту до низу підлоги підвалу;  $h_{cf}$  – товщина підлоги підвалу;  $\gamma_{cf}$  – середньо вагове розрахункове значення питомої ваги конструкцій підлоги підвалу, приймається  $22 \text{ кН/м}^3$ ;  $d_b$  – глибина підвалу, приймається  $2,0 \text{ м}$

Знаходимо значення:

$$R_1 = \frac{1,4 \times 1,2}{1,1} [1,81 \times 1,0 \times 1,99 \times 18,4 + 8,24 \times 0,65 \times 17,9 + (8,24 - 1) \times 2,0 \times 17,9 + 9,97 \times 1] = 659 \text{ кПа}$$

Уточнюємо ширину фундаменту при  $R_1=659 \text{ кПа}$ .

$$b_1 = \frac{678,5}{659 - 20 \times 3,0} = 1,13 \text{ м}$$

1 тиск на основу при  $b_1=1,2 \text{ м}$ :

$$R_2 = \frac{1,4 \times 1,2}{1,1} [1,81 \times 1,2 \times 18,4 + 8,24 \times 0,65 \times 17,9 + (8,24 - 1) \times 2,0 \times 17,9 + 9,97 \times 1] = 618 \text{ кПа}$$

Знаходимо значення  $b_2$  при новому значенні  $R_2$ :

$$b_2 = \frac{678,5}{618 - 20 \times 3,0} = 1,21 \text{ м}$$

Приймаємо  $b_2 = 1,3$  м.

Визначимо значення  $R_3$  при  $b_2 = 1,3$  м, так як

$$R_2 - R_1 = 618 - 659 = 41 > 10 \text{ кПа}$$

$$R_3 = \frac{1,4 \times 1,2}{1,1} [1,81 \times 1 \times 1,3 \times 18,4 + 8,24 \times 0,65 \times 17,9 + (8,24 - 1) \times 2,0 \times 17,9 + 9,97 \times 1] = 624 \text{ кПа}$$

Порівнюємо значення розрахункового опору ґрунту

$$R_3 - R_2 = 624 - 618 = 6 \text{ кПа} < 10 \text{ кПа}$$

З конструктивних вимог приймаємо  $b = 2,0$  м.

Приймаємо монолітні залізобетонні фундаменти шириною 2,0 м і товщиною 0,4 м. Так як у нас плити шириною 1,0 м, необхідне підсилення по 0,5 м з кожного боку.

Перевіряємо фактичний середній тиск під підшовою фундаменту за формулою  $P = \frac{\sum N_{II}}{b \times l,0}$ , який повинн бути менше або дорівнювати розрахунковому тиску  $R_3$

Тут  $\sum N_{II}$  сума розрахункових навантажень, які прикладені до 1,0 м підшови фундаменту, навантаження від ваги споруди  $N_{II}$ , ваги фундаменту і ваги  $G_{спII}$  на обрізах фундаментів.

$$\sum N_{II} = N_{II} + G_{фII} + G_{спII}$$

Загальний об'єм фундаменту і ґрунту на його обрізах

$$V_o = 2,0 \times 0,6 \times 1,0 + 2,7 \times 0,5 \times 1,0 = 2,55 \text{ м}^3$$

Об'єм фундаменту

$$V_\phi = 2,0 \times 0,4 \times 1,0 + 2,7 \times 0,5 \times 1,0 = 2,15 \text{ м}^3$$

Об'єм ґрунту на уступах фундаменту

$$V_{sp} = V_o - V_{\phi} = 2.55 - 2.15 = 0.4 \text{ м}^3$$

Питома вага фундаментних і стінових блоків приймаємо  $24 \text{ кН/м}^3$  і

отримаємо:

$$G_{\phi II} = 24 \times 2.15 = 51.6 \text{ кН/м}$$

Питома вага ґрунту зворотної засипки приймаємо  $17 \text{ кН/м}^3$ .

Звідки:

$$G_{сп} = 17 \times 0.4 = 6.8 \text{ кН/м}$$

Тобто:

$$\sum N_{II} = 678.5 + 51.6 + 6.8 = 736.9 \text{ кН/м}$$

Середній тиск під подошвою фундаменту:

$$p = \frac{736.9}{2.0} = 368.5 < R_3 = 624 \text{ кПа}$$

Умова виконується.

#### 4.2.5. Розрахунок фундаменту по матеріалу.

Дані для проектування: бетон С25/30,  $R_b = 8.5 \text{ МПа}$ ,  $R_{bt} = 0.75 \text{ МПа}$ ,  $\gamma_{r2} = 1.0$ . Арматура класу А500С –  $R_s = 285 \text{ МПа}$ ,  $N_{II} = 678.5 \text{ кН/м}$ .

При розрахунку стрічкового фундаменту визначаємо виступаючі за грані стін частини фундаменту як консоль, завантажені реактивним тиском ґрунту.

Але так як ми закладаємо поперечну арматуру, розрахунок можливо не виконувати.

Площа перерізу робочої арматури визначаємо за згинальним моментом в розрахунковому перерізі від розрахункових навантажень.

Згинальний момент в перерізі I – I

$$M_1 = \sigma_{sp} l a_k \frac{a_k}{2} = 407.1 \times 1.0 \times 0.8 \frac{0.8}{2} = 130.3 \text{ кН} \times \text{м}$$

$$A_s = \frac{M_1}{0.9 \times h_0 R_s} = \frac{130.3}{0.9 \times 0.37 \times 285000} = 0.001 \text{ м}^2 = 10.0 \text{ см}^2$$

Приймаємо 7014A500С,  $A_s = 10.77 \text{ см}^2$  і розподіляємо її на довжину блоку довжиною 1,0 м. Розподільчу арматуру приймаємо 06A240С з кроком 200 мм.

#### 4.2.6. Перевірка існуючих фундаментів під середні стіни

##### Постійне навантаження

Постійне навантаження від покриття дорівнює:

$$q_n = q B \gamma = 1.1 \times 12.0 \times 0.95 = 12.5 \text{ кН/м}$$

Постійне навантаження від власної ваги конструкції перекриття, дивись розрахунок стіни будівлі (максимальні зусилля  $N=133,3\text{т}$ ;  $M=2,85\text{тм}$ ).

##### Снігове навантаження

$$P_s = S_0 \mu B \gamma_f \gamma_n = 0.5 \times 1.0 \times 12.0 \times 1.4 \times 0.95 = 8.0 \text{ кН/м}$$

Вага  $1\text{м}^2$  стінки товщиною 51 см складається з ваги кладки  $0,51 \times 1 \times 1800 = 918 \text{ кг/м}^2 = 9,18 \text{ кН/м}^2$  та ваги штукатурки  $0,02 \times 1 \times 2200 = 0,24 \text{ кН/м}^2$ , разом буде дорівнювати  $9,42 \text{ кН/м}^2$ . З врахуванням коефіцієнту перевантаження ця вага складе  $9,18 \times 1,1 + 0,24 \times 1,2 = 10,4 \text{ кН/м}^2$ .

Розрахункове навантаження  $N = 1538 \text{ кН/м}$ .

Перевіряємо попередню ширину фундаменту при значеннях  $R = 400 \text{ кПа}$ ,

$N = 1538 \text{ кН/м}$ ,  $d = 3,0 \text{ м}$ :

$$b = \frac{1538}{400 - 20 \times 3.0} = 4.3$$

# НУБІП УКРАЇНИ

Знаходимо коефіцієнти  $M_\gamma$ ,  $M_g$ ,  $M_c$  при  $\varphi=36^\circ$ ;  $M_\gamma=1,81$ ;  $M_g=3,24$ ;  
 $M_c=9,97$ ;  $\gamma_{II}=18,4 \text{ кН/м}^3$ ;

$$\gamma_{II} = \frac{15 \times 0,8 + 19,2 \times 1,4 + 18,4 \times 0,8}{3,0} = 17,9 \text{ кН/м}^3;$$

# НУБІП УКРАЇНИ

$\gamma_{cl}=1,4$  для пісків середньої крупності,  $\gamma_{ca}=1,2$  при відношенні  $L/H > 4$ ;  
 $K=1,1$ .

Приведена глибина закладання фундаменту від підлоги підвалу:

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma_{II}^I = 0,4 + 0,2 \times \frac{22}{17,9} = 0,65 \text{ м}$$

де  $h_s$  – товщина шару ґрунту від низу підшви фундаменту до низу підлоги підвалу;  $h_{cf}$  – товщина підлоги підвалу;  $\gamma_{cf}$  – середньо вагове розрахункове значення питомої ваги конструкцій підлоги підвалу, приймається  $22 \text{ кН/м}^3$ ;  $d_b$  – глибина підвалу, приймається  $2,0 \text{ м}$ .

# НУБІП УКРАЇНИ

Знаходимо значення:

$$R_1 = \frac{1,4 \times 1,2}{1,1} [1,81 \times 1,0 \times 4,3 \times 18,4 + 8,24 \times 0,65 \times 17,9 + (8,24 - 1) \times 2,0 \times 17,9 + 9,97 \times 1] = 776 \text{ кПа}$$

Уточнюємо ширину фундаменту при  $R_1=776 \text{ кПа}$ :

# НУБІП УКРАЇНИ

$$b_1 = \frac{1538}{776 - 20 \times 3,0} = 2,2 \text{ м}$$

тиск на основу при  $b_1=2,2 \text{ м}$ :

$$R_2 = \frac{1,4 \times 1,2}{1,1} [1,81 \times 2,2 \times 18,4 + 8,24 \times 0,65 \times 17,9 + (8,24 - 1) \times 2,0 \times 17,9 + 9,97 \times 1] = 669,4 \text{ кПа}$$

# НУБІП УКРАЇНИ

Знаходимо значення  $b_2$  при новому значенні  $R_2$ :

$$b_2 = \frac{1538}{669,4 - 20 \times 3,0} = 2,5 \text{ м}$$

Приймаємо  $b_2=2,5 \text{ м}$ .

# НУБІП УКРАЇНИ

Визначаємо значення  $R_3$  при  $b_2=2,5 \text{ м}$ , так як

$$R_2 - R_1 = 669,4 - 776 = 107 > 10 \text{ кПа}$$

$$R_3 = \frac{1,4 \times 1,2}{1,1} [1,81 \times 1 \times 2,5 \times 18,4 + 8,24 \times 0,65 \times 17,9 + (8,24 - 1) 2,0 \times 17,9 + 9,97 \times 1] = 685 \text{ кПа}$$

Знаходимо значення  $b_2$  при новому значенні  $R_4$ :

$$b_2 = \frac{538}{685 - 20 \times 3,0} = 2,46 \text{ м}$$

Приймаємо  $b_2 = 2,5 \text{ м}$ .

Порівнюємо значення розрахункового опору ґрунту

$$R_3 - R_4 = 685 - 685 = 0 \text{ кПа} < 10 \text{ кПа}$$

З конструктивних вимог приймаємо  $b = 2,5 \text{ м}$ .

Приймаємо монолітні залізобетонні фундаменти шириною 2,5 м та товщиною 0,4 м. Так як у нас плити шириною 1,0 м, необхідне підсилення по 0,75 м з кожного боку.

## 5. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВНИЦТВА

### 5.1. Земляні роботи

Розробка ґрунту при розриві траншей під фундаменти для підсилення здійснюється частково, при допомозі однокішпових екскаваторів ЕО-4321 і в місцях проходження зберігаємих існуючих інженерних мереж, а також в місцях наближення до існуючих фундаментів, вручну.

Траншеї розробляються з відкосами 1:0,65.

Розроблений ґрунт автотранспортом вивозити в відвал і для зворотної засипки завозиться на майданчик, в зв'язку з відсутністю місця для складування.

Для розрівнювання ґрунту і планування майданчика приймаємо бульдозер Д-271А, Д-606.

Зворотню засипку пазах між фундаментами будівлі виконувати шляхом переміщення ґрунту бульдозером і вручну з пошаровим ущільненням при допомозі пневмотрамбовок.

Підвози ґрунту виконувати автосамоскидами ЗИЛ-685М. Вивіз асфальтобетонну від розробки на черробку виконується в містя, узгодженні з спеціалізацією м. Львів.

Дорожні корита влаштувати при допомозі бульдозерів Д-271А, Д-606. Пошарове ущільнення виконувати моторними катками типа Д-2ИВ.

## 5.2. Технологія будівельно-монтажних робіт

### 5.2.1. Демонтаж конструкцій

До початку виконання робіт по демонтажу даху і монтажу конструкцій надбудови в будівлі необхідно обстежити всі частини будинку для встановлення їх технічного стану і безпечних умов роботи, встановити на існуючій будівлі маячки, по периметру всієї будівлі на рівні перекриття 5-го поверху встановити виносний металевий козирок, шириною не менш 2 метрів, визначити зони і засоби навантаження в транспортні засоби будівельного вантажу.

До початку розробки виконроб повинен ознайомити робітників з проектом виконання робіт по розробці, після чого всі вони повинні розписатися в ПЗР.

По кордонам небезпечних зон повинні бути встановлені огороження і встановленні зосереджуючі знаки і надписи, а також червоні сигнальні вогні, які повинні горіти з наступом темноти.

Розбірку конструкцій проводити під постійним наглядом виконроба.

До розбірки даху необхідно демонтувати теле- і радіоантени, стояки радіо оповіщення, ліній зв'язку, електропроводку, сантехустанови та інше.

Розбірку покриття даху і плит покриття виконувати тільки в сухий проміжок часу і тільки по секційним ділянкам, відповідно до ЛОБ, перед



монтажем металевого каркасу з послідувачим укріпленням плівкою змонтованих секцій до певного завершення робіт на секції.

Плити покриття демонтувати тільки на ділянках встановлення тимчасових монтажних в'язів і колон відповідно проекту.

### 5.2.2. Бетонні роботи

Перед встановленням в проектне положення опалубки і арматури необхідно очистити від корозії, а в літній період опалубку слід зволожувати.

Рекомендується прийняти опалубку інвентарну щитову. Основу під бетонні і залізобетонні конструкції фундаментів перед укладкою бетону необхідно очистити і довести до проектних розмірів і відміток. При бетонуванні конструкцій підземної частини будівлі подачу бетону виконувати безпосередньо в опалубку через віброжелоба. Бетонування фундаментів та інших конструкцій, сприймаючих динамічні навантаження, слід виконувати без перерв. Для ущільнення бетонної суміші застосовувати внутрішні, зовнішні і поверхневі вібратори.

### 5.2.3. Технологія влаштування цегляної кладки стін і стовпів

Для кладки використовується звичайна глиняна цегла розмірами 250x120x65 мм, а також цегла розміром 250x120x88 мм та пустотілого розмірами 250x88x103, 250x120x136 і 250x120x142 мм.

Цегляні стіни виконують товщиною, відповідній цілому або половинні цегли. Товщина стіни в одну цеглу – 250 мм, півтори цегли – 380 мм і так далі.

Цегляні перегородки кладуть в одну цеглу і в півтори цегли. Середню товщину горизонтальних розчинок швів приймають 12, а вертикальних 10 мм. Допускаються шви товщиною не більш 15 і не менш 8 мм.

Кладка стін ведеться по однорядній або багаторядній системі перев'язки швів. Стовпи і вузькі простінки кладуть, використовуючи чотирьох рядну систему перев'язки швів. В однорядній цегляній системі перев'язки міняють тичкові і ложкові ряди. Кожний поперечний вертикальний шов нижнього тичкового ряду перекривають цілою верхнього ложкового ряду. Для цього

починають кладку з кута, тичковими рядами в обидва боки. В кут вкладають три четверті частини цегли і четверті частини цегли, які зміщують ряд тичків на четверть цеглини. Другий ложковий ряд вкладають без трьох четвертих цеглин

і перекривають нижній тичкові цеглини на чверть і половину цеглини. Такий метод забезпечує виконання правила починати і закінчувати кладку стіни тичковими рядами (рис. 5.1).

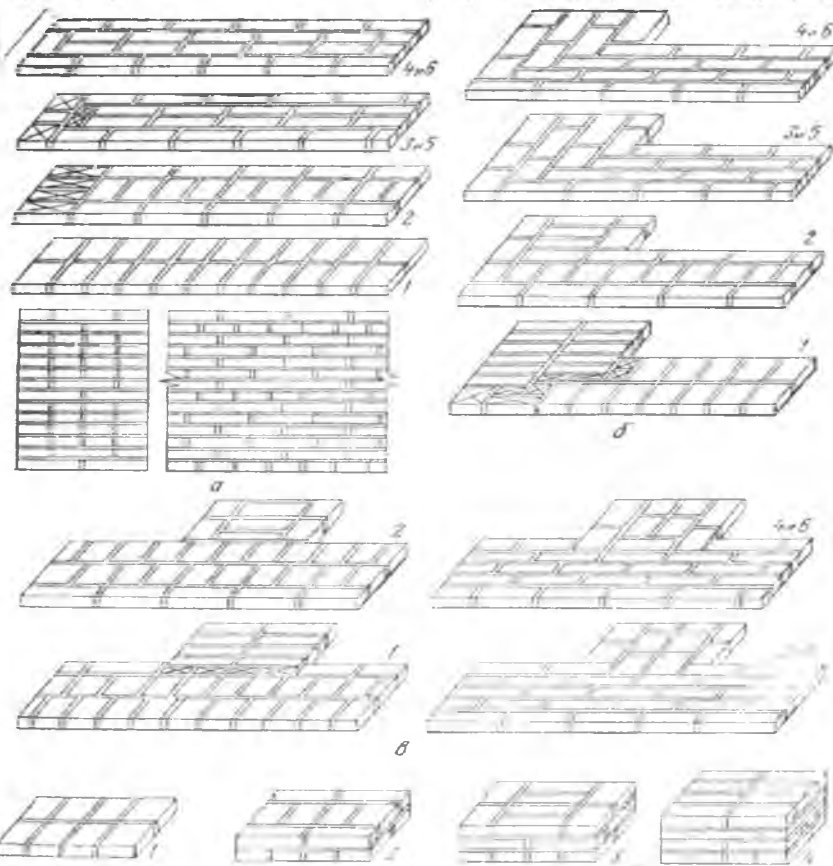


Рис. 5.1. Влаштування цегляної кладки стін і стовпів

Ця кладка найбільш міцна і повністю забезпечує виконання правила перев'язки швів. Однак опит показує, що цей спосіб кладки найбільш трудомісткий (рис. 5.2).

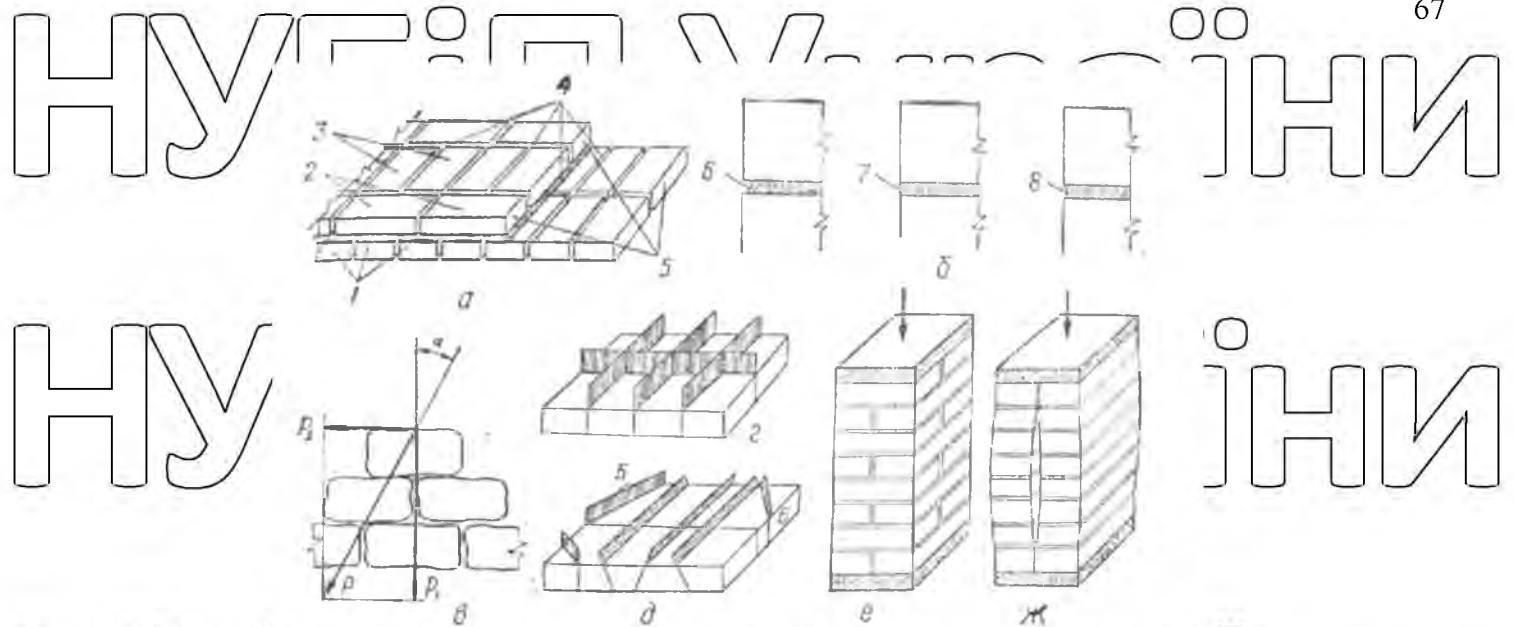


Рис. 5.2. Цепна система перев'язки півів цегляної кладки

По мірі кладки віконних і дверних проїомів простінки стін перекривають перемичками. Як правило, для цього використовують залізобетонні балки, бруски і плити. В деяких випадках, влаштовують рядові цегляні перемички. Для цього на опалубку, яка влаштовується в проїомі, влаштовується шар цементного розчину марки не менш М150 товщиною 3,0 см і в цементний розчин вкладають арматуру по проекту. Кінці арматурних стержнів замурують в кладку стіни не менш ніж на 25 см. Опалубку, стійки та інші утримуючі засоби знімають на п'яту – шосту добу, після чого встановлюють віконні блоки.

Паралельно з кладкою зовнішніх стін встановлюють кріпки для кронштейнів тимчасових захисних козирків і встановлюють дерев'яні вкладиші для кріплення в проїомах стін віконних і дверних блоків (коробок).

Процес цегляної кладки включає в себе операції по встановленню і перестановці порядовок і причалок, подачу і розкладку цегли та розчину, вкладання цегли в зовнішні і внутрішні верстові ряди і контроль кладки, розшивку швів (рис.5.3).

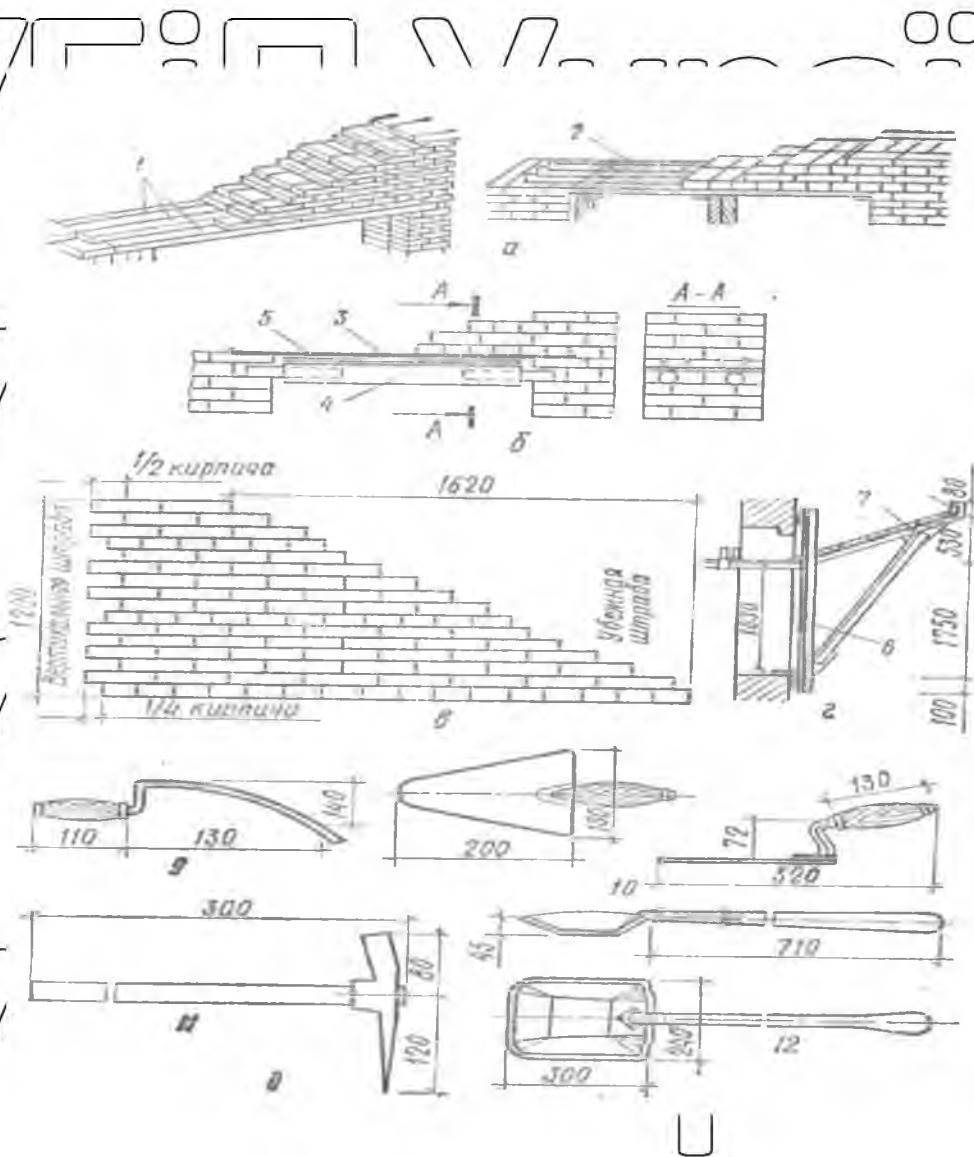


Рис. 5.3. Влаштування цегляної кладки

Перед укладанням цегли розчин слід розстелити, відступаючи від краю стіни на 20...30 мм, товщиною шару 2...3 і шириною 70...80 мм під ложковий ряд і шириною 200...210 мм – під тичковий. Цегляр набирає з ящика розчин лопатою в кількості, необхідній для утворення горизонтального шву під 6...7 цеглин, розстилає його на стіні для ложкового ряду боковою стороною лопати, для тичкового – передньою стороною лопати.

Цеглу для зовнішнього ряду розкладають на внутрішній половині стіни, для внутрішнього ряду – на зовнішній, а для забутки – на одному з верстових рядів. Розкладають його плашмя, стопками, паралельно осі стіни для ложкових рядів і перпендикулярно – для тичкових.

Способи укладання цегли та контроль якості цегляної кладки, рис. 5.4.

НУБІП України

НУ раїни

НУ раїни

Н /країни

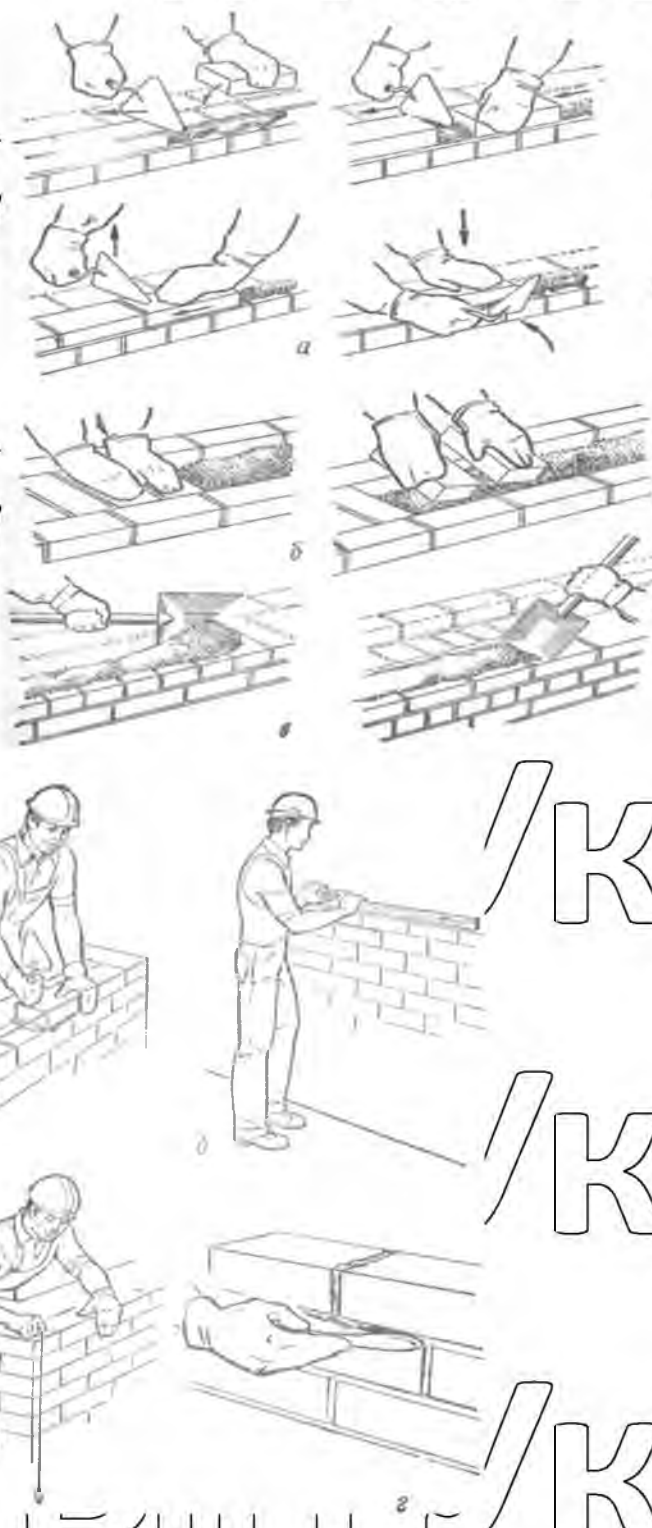
Н /країни

Н України

Рис. 5.4. Способи укладання цегли та перевірка якості цегляної кладки

5.2.4. Монтаж конструкцій

НУБІП України



Вибір методу і засобу здійснення монтажу двох поверхів, визначений реконструкцією будівлі, ступеню стислих умов будівельного майданчика, місцями для розміщення монтажних підйомників і легких стрілових кранів, а також майданчиками для складування матеріалів.

Для скорочення строків реконструкції будівлі довжиною (184 метрів) в плані проектом організації будівництва передбачена розбивка будівлі на захватки:

1-ша захватка - в осях 1 – 8

2-га захватка - в осях 8 – 16

3-тя захватка - в осях 16 – 23

4-та захватка - в осях Ж – М'

5-та захватка - в осях М' – П'

6-та захватка - в осях П' – Т.

і виконання всіх видів робіт на кожній захватці з повним їх завершенням.

Виходячи з ваги, висоти встановлення металевого каркасу, плит покриття і перекриття, основними монтажними механізмами прийняті:

- баштовий кран КБ-401;

- кран-підйомник КП-06 або будівельний підйомник ТП-5, вантажопідйомність 500кг;

- легкий переносний кран типу „Піонер”, вантажопідйомність 500кг.

Монтаж на захватці починається з демонтажу існуючої плити покриття над сходовими клітинами і встановленням одразу після демонтажу тимчасових в'язів СГМ1 і СГМ2, а монтажні в'язі СВМ встановлювати, як вказано на аркушах КМ в місцях одночасно з монтажем стійок.

Передбачені методи монтажу забезпечать стійкість і незмінність змонтованих та існуючих частин будівлі на всіх стадіях монтажу при дотриманні основного принципу – послідовності утворення жорстких і просторових комір з влаштуванням постійних кріплень.

Демонтаж тимчасових в'язей виконати після влаштування перекриття, а також повздовжніх і поперечних стін з комірних блоків. Після цього, дозволяється вести подальші роботи.

При виконанні монтажних робіт необхідно постійно наглядати за станом існуючої будівлі. В випадку появи деформацій одразу зупинити роботи і прийняти необхідні заходи по допоміжному кріпленню.

### 5.2.5. Оздоблювальні роботи

Штукатурні роботи виконувати з використанням комплекту механізмів прямим соплованням від розчинонасосів СО-10 (СО-58), розташованих на відмітці 0,00 м, затіркою машинами ЗИЛ (ЗМЛ-9).

Малярні роботи виконувати з допомогою малярної станції, фарбувальних агрегатів і пневмоподачею СО-4 (СО-75), електрифарбобульбів СО-22 (СО-61), установок для нанесення шпаклівки СО-21.

Подачу сипучих, штучних та інших матеріалів при оздоблювальних роботах здійснювати в контейнерах при допомозі вантажопасажирських та інших підйомників. Зовнішнє оздоблення будівель виконувати з підвісних люлек ЛЭ-250.

Оздоблювальні роботи починати після влаштування покриття і всі роботи вести зверху до низу.

### Внутрішнє оздоблення

Проектом передбачається:

- стіни і стелі офісних і підсобних приміщень виготовленні з вапняних плит „КНАУФ” і виготовленні під оздоблення (індивідуальний дизайн);

- підлога офісних приміщень – паркет (клепка) по паркетній мастиці;

- підлога санвузлів – підготовленні під кафельну плитку для підлоги.

- підлога підсобних приміщень – підготовленні під шиолеум;

- стіни і стелі технічного підпілля фарбуються різними кольорами по затірці;

- сходишкову клітину – клејове фарбування стін і стель.

### 5.3. Сантехнічні роботи

Внутрішні сантехнічні роботи в будинках виконувати в 2 етапи:

- на першому етапі до оздоблювальних робіт необхідно виконати розводку труб, навіску опалювальних приборів і вентиляційних коробів;

- на другому етапі після влаштування підлоги і перед фарбуванням виконати влаштування фаянсових приборів та іншого обладнання.

Подачу заготовок, труб, обладнання і приборів до місця встановлення здійснюється в контейнерах.

Всі сантехнічні вводи і випуски будівлі повинні бути виконанні в період будівництва нульового циклу.

#### Каналізація

Проектом передбаченні заходи по відводі побутових вод від санітарних приборів проектуємих приміщень на 5 – 7 поверхах, а також від приборів існуючих приміщень, розташованих на 1- 4 поверхах.

При цьому зберігаються місця розташування каналізаційних стояків в існуючих санвузлах і їх випуски з будинку.

Як основний варіант, проектом передбаченні чавунні каналізаційні труби, діаметром 50 мм і 100 мм.

Трубопровід прокладати з ухилом 0,03.

#### Водопровід

Джерелом холодного водопостачання є міські мережі питного водопроводу.

Місце підключення до міських мереж, місце вводу трубопроводу в підвал збереженні без змін.

Система холодного водопостачання монтується з водогазопровідних оцинкованих труб за ГОСТ 3262-75\*.

Система водопостачання загальна для існуючих квартир і надбудови.

В чотирьохповерховій (існуючій) частині виконується заміна трубопроводів на нові і додатково влаштовуються циркуляційні трубопроводи.



## 5.4. Електромотажні роботи

Внутрішні електромотажні роботи виконувати в два етапи:

- перший етап – після монтажних робіт, влаштування перегородок і встановлення столярки виконати електропроводку;

- другий етап – перед малярними роботами виконати встановлення електроарматури і електрообладнання. Подачу заготовок електрообладнання і арматури до місця встановлення виконувати в контейнерах. Всі електричні вводи в будівлю повинні бути виконані в період будівництва нульового цикла.

## 6. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

### 6.1. Календарний план ведення будівництва

В основу визначення тривалості будівництва (реконструкції) об'єкту в прийнятті положення та норми ДСТУ Б А.3.1-226-2013 «Визначення тривалості об'єктів будівництва».

В нашому випадку загальна площа надбудови і прибудови приміщень становить 8762 м<sup>2</sup>.

Відповідно до загальних положень ДСТУ Б А.3.1-226-2013 методом екстраполяції, виходячи з максимальної площі, приймаємо вказані в норми.

Збільшення площі складає:

$$\frac{8762 - 750 * 100}{750} = 88\%$$

Приріст до норм тривалості будівництва складає:  $88 \times 0,3 = 26,4\%$ .

Тривалість будівництва з врахуванням екстраполяції буде дорівнювати:

$$T = \frac{(100 + 26,4) * 7 \text{ міс.}}{100} = 9 \text{ місяців}$$

Таким чином, загальна тривалість реконструкції складає:

# НУБІП України

$T_{\text{заг.}} = 9 \text{ міс.} + 2 \text{ міс.} = 11 \text{ місяців,}$

в тому числі тривалість підготовчого періоду складає 2 місяця.

Реконструкція на майданчику буде здійснюватися в два періоди:

# НУБІП України

Перший період – Підготовчий;

Другий період – Основний.

Склад підготовчого періоду:

1. Обстеження та визначення технічного стану і експлуатаційної придатності всіх конструктивних елементів будівлі.

2. Встановити тимчасове огороження будмайданчику, встановити по всьому периметру фронту робіт захисні козирки та галереї до виходів в парадні, огородити захисними сітками віконні пройми.

3. Встановити сигнальні огороження небезпечних зон, над якими проходять переміщення вантажів монтажним краном, освітлювальні та інші знаки.

4. Встановити тимчасові будівлі і споруди.

5. Виконати підрізку і огороження існуючих дерев, розташованих в зоні реконструкції.

6. Організувати майданчики складування, визначити місця і встановити монтажний кран-підйомник вертикального транспортування вантажів тільки в місцях відсутності вікон по фасаду будівлі.

7. Здійснити тимчасове водо-електропостачання по ТУ, представленим замовником.

8. Демонтувати всі встанови, розташовані на даху.

9. Демонтувати ділянку покриття на першій захватці в місці спирання розвантажувальних балок і колон.

# НУБІП України

10. Виконати заходи по забезпеченню техніки безпеки, вжити заходи по забезпеченню охорони праці та пожежної безпеки, відповідно до організації будмайданчику.

В основний період виконуються наступні роботи:

- реконструкція будинку;
- благоустрій території;
- здача та ввід об'єкта в експлуатацію

## 6.2. Виробнича база будівництва

Будівельні конструкції і матеріали, бетони і розчини доставляються з будівельної бази автотранспортом безпосередньо в зону будівництва.

Для адміністративно-побутових потреб робітників на територію будівництва передбачається ряд тимчасових будинків контейнерного типу (виконробська, побутовці, комірка та інше).

### 6.2.1. Визначення потреби в робочих кадрах

Розрахунок потреби в робочих кадрах зведено в таблицю 6.1.

Таблиця 6.1

Потреби в робочих кадрах

Найменування показників	Кількість робітників
Об'єм БМР, тис. грн.	1250,3
Виробітка на 1 працівника, грн.	9462
К-ть робітників, чол.	59
в тому числі:	
робітників – 84,5 чол.	30
Інженерно-технічні працівники – 11% - 9,2 чол.	6

службовців – 3,2 чол.

3

Трудоємність, чол/дб.

27603

### 6.2.2. Забезпечення будівництва енергетичними ресурсами

Потреба в енергетичних ресурсах визначаються на основі нормативів для складання проектів організації будівництва та зводяться у відповідні таблиці (таблиця 6.2). У нашому випадку річний обсяг будівельно-монтажних робіт складає:

$$\frac{1250,3 \text{ тис. грн.}}{1,1 * 1,2} = 947,2 \text{ тис. грн.}$$

Таблиця 6.2

Потреба у енергоресурсах на терміні будівництва

Найменування ресурсів	Потрібна кількість		Джерело забезпечення
	на 0,5 млн. БМР	на плануємий рік	
Електроенергія, квт	203	174	від існуючих на майданчику мереж
Пар, кг/ч	200	170	від існуючих теплових мереж
Кисень, тис.м <sup>3</sup>	4700	3995	доставка в балонах
Стиснуте повітря – компресори, шт.	3,91	3995	рухомі компресори
Вода, з врахуванням протипожежного водопроводу, л/сек	0,3+20	20,03	від існуючого водопроводу

### 6.3. Будівельний генеральний план

Загальна компоновка реконструкції будинку і розташування тимчасових будинків (споруд) та комунікацій зображено на кресленні (аркуш 10).

На майданчику передбачається розміщення рухомих тимчасових будинків адміністративно-побутового призначення: коитора виконроба, кімнатка матеріально-інструментальна, побутова, диспетчерська, приміщення для обігріву та інші, вказані шляхи руху і місця зупинок крана і крана-підйомника, майданчики складування і вузли підключення тимчасових водо- і енергомереж.

#### 6.3.1. Організація складського господарства

Для зберігання на будівництві елементів збірних конструкцій, будівельних матеріалів і обладнання рекомендована наступна схема організації складського господарства:

1. Матеріали зачиненого зберігання складуються на приоб'єктному матеріальному складі.

2. Елементи збірних залізобетонних конструкцій, цегли і т.п. зберігати на відкритих складських майданчиках.

3. Щебінь, пісок та інші матеріали для влаштування автодоріг складувати на вільних майданчиках поблизу проєктуємих автошляхів.

Аналогічно організується складування труб для прокладки зовнішніх комунікацій.

4. Складування сантехнічних та іншого внутрішнього інженерного обладнання здійснюється на майданчиках біля будинку.

5. Передбачено:

- закриті склади;
- відкриті склади (навіси);

- складські майданчики;
- опалювальні складські приміщення.

Під час підготовчого періоду передбачено необхідну розбірку (демонтаж) з подальшим вивозом будівельного сміття. Огородження будівельного майданчика здійснюється дерев'яним парканом з інвентарних щитів. Номенклатура монтажного комплексу складів приведено в таблиці 6.3.

Таблиця 6.3

## Відомість складських приміщень

Найменування	Розрахункова площа на 1млн.грн. БМР	Потрібна площа на 0,425 млн. грн. БМР	Термін зберігання, днів
<i>Закриті склади</i>			
Опалювальні для зберігання кімікатів, фарби т.п.	24	10	25-30
Неопалювальні для зберігання волока, паклі, дроту і т.п.	29	12	20-25
Неопалювальні для зберігання цементу, вапна, алебастру і т.п.	22,2	9,5	20-25
<i>Навіси</i>			
Для збереження рулонних матеріалів, столярних виробів, бітуму і т.п.	76,3	32,5	20-25
Склад вогнебезпечних матеріалів.	19,7	8,4	20-25
Відкриті майданчики для складування збірних конструкцій, тротуарів т.п.	300	127,50	15-24

## 6.3.2. Потреба в основних будівельних і спеціальних машинах та механізмах

Потреба будівництва (реконструкції) в транспортних засобах визначено у відповідності з розрахунковими нормативами для складання проектів організації будівництва, із розрахунку 42,37 автотонперевезень на 1 млн. грн.. будівельно-монтажних робіт (БМР).

Потреба у спеціальних машинах та механізмах визначена у відповідності з технологічними процесами виконання БМР по розрахунковим нормативам і приведено в таблиці 6.4.

Таблиця 6.4

Відомість потреби в основних будівельних, монтажних механізмах, обладнанні, пристроях

№№	Найменування	Кількість
1.	Екскаватор ЭО-4321 емк. ковша 0,5 м <sup>3</sup>	1
2.	Бульдозер Д-27 А	1
3.	Каток моторний Д-2116	1
4.	Кран-підйомник КП-06 в.п. 0,6 т, виліт 6,3 м.	1
5.	Легкий кран типу „Піонер” в.п. 500 кг	1
6.	Асфальто-вкладач Д-150м	1
7.	Катки Д-24Б	1
8.	Автовишки	1
9.	Компресори 6-8 атм.	1
10.	Зварювальні апарати	1
11.	Штукатурні станція	1
12.	Самохідні люльки типа АЭ ЗС-250	2
13.	Самохідні стрілові крани Э-1004А	1
14.	Баштовий кран КБ-403А	1

Україна! Ніби

Україна! Ніби

Україна! Ніби

Україна! Ніби

Україна! Ніби

Україна! Ніби

Україна! Ніби



Таблиця 6.5

## 6.3.3. Відомість тимчасових будівель і споруд

№	Найменування	Ед.	Кіл.	Характеристика	Примітки
1	Інструментальні склади	шт.	1	Інвентарний 11,4х6	Тип.420-04-6
2	Побутові приміщення	шт.	2	9х2,7	Тип.420-01-13
3	Контора виконроба	шт.	1	9х2,7	Тип.420-01-3
4	Приміщення для обігріву	шт.	1	9х2,7	Тип.420-01-3
5	Приміщення для прийому їжі	шт.	1	9х2,7	Тип.420-01-5
6	Диспетчерська	шт.	1	9х2,7	Тип.420-01-3
7	Прохідна	шт.	1	3х2	Інвентарний
8	Контора субпідрядника	шт.	1	4х3	Інвентарний
9	Гардероби з умивальниками, чоловічі	шт.	1	6х3	Інвентарний
10	Гардероби з умивальниками, жіночі	шт.	1	3х2	Інвентарний
11	Душові чоловічі	шт.	1	3х2	Інвентарний

12	Душові жіночі	шт.	1	2x1,5	Інвентарний
13	Приміщення для сушки одягу	шт.	1	2x2	Інвентарний
14	Майстерня	шт.	1	5x3,2	Інвентарний
15	Санвузли	шт.	1	3x2	Інвентарний
16	Шляхи для подачі конструкцій	т	1,2	$L_{\text{общ.}} = 60\text{м}$	

## 6.4. Робота в зимових умовах

Робота в зимових умовах виконується відповідно проектам виконання робіт з врахуванням місць знаходження.

### Земляні роботи

Земляні роботи в зимових умовах дозволяється виконувати, якщо вони необхідні для своєчасного виконання наступних загально будівельних робіт.

Розробка мерзлого ґрунту однокішшовим екскаватором без додаткового рихлення дозволяється при товщині мерзлого шару до 0,25 м і ємкістю ковша 0,5-0,65 м<sup>3</sup>. Ґрунт який підлягає розробці при промерзанні його на глибину більш вказаної вище повинен бути попередньо спущений.

Основи в зимових умовах повинні захищатися від промерзання шляхом недобору або укриття утеплювачем. Зворотню засипку котлованів і траншей слід виконувати ґрунтом з кількістю мерзлих каменів менш 15% від об'єму засипки. При засипці пазах будівлі використання мерзлого ґрунту не дозволяється.

### Бетонні роботи.

При виконанні робіт в зимовий час необхідно передбачити технологію приготування і транспортування бетонних сумішей, що забезпечують отримання заданої температури суміші при вивантаженні її і у місця її укладки. В цих цілях необхідно приймати міри по вкриттю і утепленню транспортної тари. В місцях вивантаження, підігрів – бункерів, кузовів автосамоскидів і бетоновозів.

Цегляну кладку і монтаж залізобетонних конструкцій виконувати з використанням сумішей підвищеної марки з додаванням нітрату натрію або поташу, а для підземної частини в суміш рекомендовано додавати хлористий кальцій або хлористий натрій.

### Зварювальні роботи.

НУБІП УКРАЇНИ

Щоб не було тріщин при зварюванні на морозі сталевих конструкцій в зварних швах і в їх зоні основного металу необхідно утеплювати зварювальні місця і шви. Зварювання на морозі відповідальних з'єднань слід поручати робітнику не нижче 5 розряду при технічному надзорі. Місця зварювання відгородити від вітру.

НУБІП УКРАЇНИ

НУБІП УКРАЇНИ

НУБІП УКРАЇНИ

НУБІП УКРАЇНИ

НУБІП УКРАЇНИ

НУБІП УКРАЇНИ



Україні любі!

Україні любі!

Україні любі!

Україні любі!

Україні любі!

Україні любі!

Україні любі!

## 6.6. Технологічні розрахунки

(на 6 ділянках)

№.№	Найменування та комплекс робіт	Об'єм роботи		Нормативне обґрунтування	Норма на од. виміру		Трудоємність на весь об'єм				Основні механізми	Виконавець			Змінність	Тривалість, дні	
		Од. виміру	К-ть		маш-змін	люд-змін	маш-змін		люд-змін			Найменування	кількість	бригада			
							норм.	прин.	норм.	прин.				проф. розряд			кількість
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
<b>Роботи підготовчого періоду</b>																	
1	Влаштування тимчасових будівель та споруд	шт.	12	Угруп. показн.	-	3	-	-	36	36	-	-	різнороб.	12		1	3
2	Монтаж інвентарних тимчасових будівель і споруд	шт.	12	§Еб-41	1	2	12	12	24	24	КС-3571	2	монтажник 4.3 розр. маш. 5 розр.	4		1	6
3	Влаштування тимчасового	100 м	6,0	Угруп. показн.	-	6,7	-	-	40,2	40	-	-	електрик 6	4		1	10

	освітлення												розр.				
4	Влаштування тимчасового огородження	100 м <sup>2</sup>	3,0	Укруп. показ.	0,54			1,62	2			-	тесляр 4 розр.	3		1	2
5	Очищення території будівн. та будівлі від сміття	т	2,0	Укруп. показ.	-	3,6	-	-	7,2	8	-	-	різнороб.	8		1	1
<b>Підземні роботи</b>																	
	Розробка ґрунту																
6	Розробка ґрунту екскаватором з завантаженням на автомобілі	100 м <sup>3</sup>	5,48	§E2-1-8	5,2	6,3	28,5	29	31,5	31	Є-304	1	маш. 6 розр.	1		1	30
7	Вивіз ґрунту на відстань до 20 км	100 м <sup>3</sup>	5,48	§E2-1-8	2,8	3,2	12,8	12	13,5	13	Є-304, КрАЗ-2556	3	водій, маш. 6 розр.	3		1	12
8	Розробка ґрунту у відвал	100 м <sup>3</sup>	3,67	§E2-1-8	2	5	7,34	8	17,3	16	Є-304	1	маш. 6 розр.	1		1	16
9	Розробка ґрунту вручну в траншеї	100 м <sup>3</sup>	0,7	§E2-1-47	-	15,9	-	-	13,6	14	-	-	робітник	4		1	14
10	Влаштування монолітного фундаменту	100 м <sup>3</sup>	2,95	§E4-1-1	10,1	55,9	88,8	89	164,9	165	Авто міксер, станція.	3	водій, маш. 6 розр.	5		1	32
11	Зворотня засипка з пошаровим ущільненням.	100 м <sup>3</sup>	3,67	§E2-1-22	1,68	2,4	8,8	9	11,6	12	ДЗ-29(Т-74)	1	маш. 6 розр.	1		1	12



12	Ущільнення ґрунту щобезем	100 м <sup>2</sup>	15	Укруп. показн.	1,3	1,6	19,5	20	24	24	МТ-2р	6	робітник	6	1	8
13	Влаштування бетонної підлоги	100 м <sup>3</sup>	2,88	Укруп. показн.	32	8,1	92,2	90	23,3	23	БУ-4	10	бетонник 4, 2 розр.	10	1	11
14	Інші бетонні роботи	100 м <sup>3</sup>	2,02	Укруп. показн.	24	5,3	48,5	49	10,7	11	БУ-4	10	бетонник 4, 2 розр.	10	1	5
Монтаж наземних конструкцій																
Монтаж зірних конструкцій:																
15	Бетонних і залізобетонних	100 м <sup>3</sup>	6,26	§Е5-1-6	0,7	3,5	4,4	5	21,8	22	БУ-4	2	монтаж кон. 4, 3, 2 розр. маш. 6 розр	6	1	20
16	Металевих	т	516	§Е5-1-6	0,42	2,1	216	216	108 2	108 2	КБ-403А	1	монтаж констр. 4, 3, 2 розр. маш. 6 розр	6	1	65
18	Влаштування пароізоляції	100 м <sup>2</sup>	4,04	§Е7-13	-	3,9	-	-	15,6	16	-	-	покрівельни к 5, 3 розр.	4	1	5
19	Влаштування теплоізоляції	100 м <sup>2</sup>	4,04	§Е7-13	-	1	-	-	28,6	29	-	-	покрівельни к 5, 3 розр.	6	1	10
20	Цегляна кладка	м <sup>3</sup>	40,6	§Е3-3	-	3,1	-	-	122	122	-	-	камінчик 4,	5	1	42

											3 розр.				
21	Влаштування перегородок	100 м <sup>2</sup>	34,8	§E6-1-4	-	0,98	-	34,2	34	-	тесляр 4, 2	4		1	9
<b>Влаштування кровлі</b>															
23	Рулонної	100 м <sup>2</sup>	1,26	§E7-1	-	8,4	-	10,6	11	-	покрівельни к 5, 3 розр.	3		1	6
24	Покриття с.в. панелями	100 м <sup>2</sup>	80	§E7-8	-	0,57	-	45,6	46	-	покрівельни к 5, 3 розр.	4		1	14
<b>Опоряджувальні роботи</b>															
25	Влаштування віконних блоків	шт	284	§E6-1-14	-	1,8	-	170, 4	171	-	тесляр 6, 4 розр.	8		1	22
26	Закладення вікон	100 м <sup>2</sup>	84	§E7-4-8	-	8,3	-	698	698	-	скляр 3 розр.	20		1	36
	Підлога:														
27	бетонні	100 м <sup>2</sup>	6,6	Укруп. показн.	-	0,82	-	5,4	6	-	бетон. 4, 3 розр.	2		1	3
28	асфальтобетонні	м <sup>2</sup>	14,3	§E19-35	-	0,14	-	2	2	-	бетон. 4, 3 розр.	2		1	4
29	ліноліумні	м <sup>2</sup>	515,	§E19-16	-	0,22	-	113	113	-	тесляр 4, 3,	6		1	24



НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

## 6.7. Відомість об'ємів основних будівельно-монтажних і спеціальних будівельних робіт

№№	Найменування	Оддиниці виміру	Всього по об'єкту
1	2	3	4
1.	Земляні роботи:		
	- виїмка	м <sup>3</sup>	440,9
	- засипка	м <sup>3</sup>	367,6
2.	Влаштування монолітних з/б конструкцій	м <sup>3</sup>	95,4
3.	Бетонні роботи	м <sup>3</sup>	202,37
4.	Монтаж збірних конструкцій:		
	- бетонних і залізобетонних	м <sup>3</sup>	625,88
	- металевих	т	515,5
5.	Цегляна кладка	м <sup>3</sup>	39,5
6.	Влаштування перегородок	м <sup>2</sup>	3479
8.	Гідроізоляція:		
	бічна обробка	м <sup>2</sup>	42,0
	горизонтальна обмазка	м <sup>2</sup>	362,2
9.	Підлога:		
	бетонні	м <sup>2</sup>	660,0
	асфальтобетонні	м <sup>2</sup>	14,28
	ліноліумні	м <sup>2</sup>	515,4
	керамічна плитка	м <sup>2</sup>	674,8
	паркетні	м <sup>2</sup>	3124,86
	гідроізоляція з руберойду	м <sup>2</sup>	490,1
10.	Влаштування кровлі:		
	покриття сталеве	м <sup>2</sup>	80,4

11.	Опоряджувальні роботи:		
	гіпсокортонні плити	м <sup>2</sup>	1478,24
	штукатурка і затірка	м <sup>2</sup>	185
	обл. керамічна плитка	м <sup>2</sup>	1742,4
	малярні роботи	м <sup>2</sup>	4120,53

**6.8. Відомість потреби в будівельних конструкціях, виробих, деталях, напівфабрикатів, матеріалах та обладнанні**

№№	Найменування	Одиниці виміру	Всього по об'єкту
1.	Збірні залізобетонні конструкції	м <sup>3</sup>	181,44
2.	Сталеві конструкції	т	515,494
3.	Бітум і бітумна мастика	т	2,07
5.	Сталь стержнева арматурна	т	49,3
6.	Шебень	м <sup>3</sup>	414,52
7.	Пісок	м <sup>3</sup>	463,82
8.	Лак ХС-76	кг	3316,06
9.	Рулонні покрівельні і гідроізолюючі матеріали	м <sup>2</sup>	2446,7
10.	Лінолеум	м <sup>2</sup>	525,78
11.	Цемент	т	0,1
12.	Склопакети	т	3518,92
13.	Вапняно картонні плити	м <sup>2</sup>	10715,68
14.	Паркет	м <sup>2</sup>	3171,74
15.	Блоки:		
	віконні деревинні	м <sup>2</sup>	3420,92
	дверні деревинні	м <sup>2</sup>	965,84
16.	Бетон важкий	м <sup>3</sup>	308,08

18.	Асфальтобетон		167,76
19.	Труби:		
	чавунні Ø 30 мм	м	110,0
	сталеві Ø 15 мм	м	3908,0
	чавунні Ø 100 мм	м	400,0
	сталеві Ø 50 мм	м	62,0
	сталеві Ø 20 мм	м	2240,0
	сталеві Ø 25 мм	м	1440,0
	сталеві Ø 32 мм	м	1190,0
	сталеві Ø 40 мм	м	276,0
	сталеві Ø 160 мм	м	792,0
20.	Руберойд	м <sup>2</sup>	2824,99
21.	Цегла глиняна звичайна	тис. шт.	17,42

## 7. ОХОРОНА ПРАЦІ ТА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА

### 7.1. Вимоги нормативних документів

При виконанні будь-яких ремонтних або будівельних робіт необхідно враховувати вимоги нормативних і методичних документів з охорони праці та навколишнього середовища.

У складі матеріалів робочого проекту з реконструкції будівлі повинні приводитися проектні рішення та матеріали, що передбачають і обґрунтовують:

- заходи з охорони праці;

- заходи та засоби індивідуального захисту з техніки безпеки;

- умови і засоби очищення, скидання і повторного використання стічних вод;

- прогресивні технічні рішення й експлуатаційні характеристики будинку, що забезпечують раціональне використання природних ресурсів;

- баланс відходів виробництва і системи очищення шкідливих викидів у навколишнє природне середовище;

- нормативи гранично допустимих викидів (ГДВ) забруднюючих речовин в атмосферне повітря і нормативи гранично допустимих скидань (ГДС) шкідливих речовин зі стічними водами;

- способи зняття і збереження родючого шару ґрунту, а також заходи щодо використання рослинного покриву, що знімається в зв'язку з будівництвом об'єкта.

На скидання стічних вод з об'єкту, включаючи і прибудинкову територію, у відкриті водойми чи в систему каналізації населеного пункту, повинні бути отримані відповідні письмові дозволи місцевих органів по регулюванню використання й охорони водних систем.

У процесі проектування головний інженер проекту і головні фахівці повинні приділяти постійну увагу:

вимогам Держнаглядохоронпраці з питань охорони праці та техніки безпеки;

поточній екологічній експертизі пропонуванних технічних рішень.

У задачу такої експертизи входять, зокрема, розгляд на стадії проектування документації на будівництво, підготовка проектної документації до експертизи в органах державного нагляду пропонуванних заходів щодо охорони навколишнього середовища, їх комплексній оцінці можливих екологічних і соціально-економічних наслідків, здійснення проекту будівництва чи реконструкції об'єкта, контроль за розробкою зазначених заходів.

На території проведення будівельних робіт одним із джерел забруднення і шкідливого впливу на природне середовище є відходи виробництва.



Нижче розглянемо декілька основних видів цих забруднень і їхнього негативного впливу на природне середовище при будівництві, реконструкції та експлуатації будинку.

## 7.2. Охорона водних об'єктів при будівництві.

Охорона вод - це система мійр, спрямованих на запобігання й усунення наслідків забруднення і виснаження вод.

Охорона вод регламентується спеціальними правилами і нормами, що обмежують діяльність людини і забезпечують екологічне благополуччя водних об'єктів і необхідні умови для охорони здоров'я населення і спеціального водокористування.

До водних об'єктів єдиного державного водного фонду відносяться:

- водотоки - ріки, канали, струмки;
- водойми - озера, водоймища, ставки;
- моря - внутрішні, територіальні;
- підземні води - басейни, родовища, водоносні горизонти;
- льодовики - материкові, гірські.

Будь-який з зазначених об'єктів розглядається як важливий елемент природного комплексу біогеоценозів і як об'єкт, що задовольняє потреби у воді людини, тварин і рослин. При будівництві будинків та прилеглої до них території головними напрямками в охороні водних об'єктів є раціональне (обґрунтоване відповідними нормами) використання води, водотоків, водойм і підземних водоносних горизонтів, збільшення оборотного і повторного використання води, упровадження замкнених систем водопостачання, будівництво очисних споруджень стічних вод.

Вода - це природний сировинний ресурс підприємства, тому при проектуванні будівництва нових будинків або їхньої реконструкції необхідно зберегти єдину існуючу систему водного господарства, що включає питне і

технічне водопостачання, водовідвід, очищення стічних вод і їхню підготовку для оборотних чи замкнених систем.

Проектування зазначених систем необхідно вести відповідно до вимог діючих нормативів по проектуванню зовнішніх мереж і споруджень каналізації, „Правил охорони поверхневих вод від забруднення стічними водами“, „Правил користування системами комунального водопостачання і каналізації“, „Правил прийому виробничих стічних вод у системи каналізації населених місць“

Технологічна схема очищення і набір споруджень для очищення і знешкодження стоку господарсько-побутових, виробничих і поверхневих вод з окремих будинків і споруджень повинні визначатися в залежності від виду забруднення і ступеня очищення, необхідного при скиданні стоку у водний об'єкт, комунальну систему водовідведення або наступного використання очищеної води у виробничих.

Стічні води з прилеглої до будинку території, що містять бензол, нафтопродукти, кислоти, луги, розчинені метали і ядохімікати, перед скиданням у каналізаційну систему населеного пункту повинні знешкоджуватися на локальних очисних спорудженнях до концентрацій, передбачених „Правилами приймання виробничих стічних вод у системи каналізації населених пунктів“. Узгодження проектної документації на будівництво і реконструкцію розробляється місцевим водопровідно-каналізаційним підприємством при представленні замовником або генеральним проектувальником заявки на скидання стічних вод і проектної документації, що включає розділи: „Водопостачання і каналізація“, „Охорона навколишнього середовища“.

У складі розділу „Охорона навколишнього середовища“ повинні бути матеріали, що підтверджують пророблення питань: максимального використання очищених і знезаражених стічних вод в повторному водопостачанні; заходи щодо скорочення споживання води на технологічні носії; зменшення забруднюючих речовин у стічних водах; нормативи гранично допустимих скидань (ГДС) забруднюючих речовин; обґрунтування і розрахунки до прийнятих проектних рішень з утилізації, обробки і

знезаражування осадів, що утворюються на очисних спорудженнях, і концентрованих рідких і твердих відходів; розрахункові дані, що характеризують ефективність намічуваних, проєктованих очисних споруджень; довідкові дані про витрати, зв'язаних зі здійсненням заходів для охорони водних об'єктів. Термін дії узгодження проєктної документації 5 років – для стадії технічного проєкту, 3 роки – для стадії робочих креслень.

Заходи щодо охорони підземних вод від забруднення і виснаження розробляються у відповідності з вимогами „Положення про охорону підземних вод”, що обов'язкові для всіх підприємств, установ і організацій водокористувачів.

Основними об'єктами охорони є водоносні горизонти і споруди господарсько-питного призначення.

### 7.3. Поверхневий стік з території будівництва

На території спорудження сучасних будинків у процесі виробничої діяльності накопичуються різні по складу домішки. Ці домішки змиваються поверхневим стоком і виносяться через систему дощової каналізації в прилеглі водні об'єкти, будучи причиною значного їхнього забруднення.

Найбільш високі концентрації домішок утворюються в стоці з водозбірних басейнів, що мають штучне покриття і включають основні джерела забруднення поверхневого стоку. Поверхневий стік з таких водозбірних басейнів має потребу в повному очищенні від зважених і розчинених домішок.

Основна кількість домішок, що виносяться у водні об'єкти поверхневим стоком з забудованої території, міститься в дощовому стоці. Склад домішок у дощовому стоці і їхня концентрація не стабільні і змінюються в дуже великому діапазоні в залежності від цілого ряду факторів (пори року, функціонального призначення споруджень у межах даного водозбірного басейну, величини шару дощу, його інтенсивності, тривалості періоду попередньої „сухої” погоди).

Проектування споруджень для очищення і знешкодження поверхневого стоку необхідно вести з урахуванням рекомендацій, розроблених Всесоюзним науково-дослідним інститутом по охороні вод (ВНДІВО).

Концентрація домішок у стоці істотно залежить від кількості опадів, що випадають. Основна маса домішок в залежності від характеристики окремих ділянок водозбору (по інтенсивності забруднення покриттів) змивається дощовими водами, що випадають у кількості 50 - 100 м<sup>3</sup>/га (відповідає шару опадів 5 - 10 мм).

## 8. ЕКОНОМІЧНИЙ РОЗДІЛ

### 8.1. Види Інвесторської кошторисної документації

1. Локальні кошториси, є первинними кошторисними документами і складаються на окремі види робіт та витрат по будівлях та спорудах або по загально-майданчикових роботах на підставі обсягів, що визначилися при розробленні проєктної документації.

2. Об'єктні кошториси, об'єктні ресурсні кошториси об'єднують у своєму складі дані відповідних локальних кошторисів, локальних ресурсних кошторисів.

3. Зведені кошторисні розрахунки вартості будівництва підприємств, будівель, споруд (або їх черг) складаються на основі об'єктних кошторисів.

4. Зведення витрат – це кошторисний документ, що об'єднує зведений кошторис Складання локальних кошторисів.

Локальні (локальні ресурсні) кошториси складаються з вартості в поточному рівні цін трудових і матеріально-технічних ресурсів.

При складанні локальних кошторисів застосовуються:

– ресурсні елементні кошторисні норми України;

вказівки щодо застосування ресурсних елементних кошторисних норм;

ресурсні кошторисні норми експлуатації будівельних машин і механізмів;

- поточні ціни на матеріали, вироби і конструкції;
- поточні ціни на машино-години;

поточна вартість людино-годин відповідного розряду робіт;

- поточні ціни на перевезення вантажів для будівництва;
- правила визначення загальновиборничих витрат.

Локальні кошториси містять у собі прями і загальновиборничі витрати.

Прямі витрати враховують у своєму складі заробітну плату робітників; вартість матеріалів, виробів, конструкцій та експлуатацію будівельних машин і механізмів. Вони визначаються в локальних кошторисах шляхом множення обсягів робіт, обчислених за робочими кресленнями на відповідний укрупнений показник (або одиничну розцінку).

Загальновиборничі витрати – це витрати будівельно-монтажної організації, які включаються до виробничої собівартості будівельно-монтажних робіт і необхідні для відшкодування витрат на управління та обслуговування будівельного виробництва, на організацію робіт на будівельних майданчиках та вдосконалення технології.

Для розрахунку загальновиборничих (ЗВ) витрат їхній перелік, групується в три блоки:

- кошти на заробітну плату працівників;
- відрахування на соціальні заходи згідно із законодавством;
- рента статей ЗВ витрат.

Кошторисні розрахунки наведені у додатку 2

## 9. НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ РОЗДІЛ

МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ ОСІДАННЯ ОСНОВИ СТРІЧКОВИХ

## ФУНДАМЕНТІВ З УРАХУВАННЯМ АНІЗОТРОПІЇ ҐРУНТІВ І ЗМІННОГО МОДУЛЯ ДЕФОРМАЦІЇ

Об'єкт дослідження – ґрунтові основи що залягають під стрічковими фундаментами будівлі та мають анізотропні властивості.

Мета роботи – визначити вплив анізотропних властивостей ґрунту на осідання фундаментів будівлі що підлягає реконструкції.

Методи дослідження – аналітичні, чисельні, аналіз-співставлення.

Результати робіт – по отриманим результатами провести аналіз - співставлення осідання фундаментів будівлі без урахування анізотропних властивостей ґрунту і з урахуванням анізотропії ґрунту.

### 9.1. Методика урахування анізотропних властивостей ґрунтових

#### основ

Натурні спостереження за осіданням будівель і споруд та експериментальні дослідження свідчать, що дуже часто розрахункові деформації основ не узгоджуються з фактичними. Цю невідповідність, можливо пояснити неповним урахуванням фізико-механічних характеристик ґрантів та їх неоднорідністю, яка характеризується анізотропними властивостями. Анізотропія (від грецького слова  $\alpha\nu\iota\sigma\tau\omicron\varsigma$  - нерівний, неоднаковий та грецького слова  $\tau\rho\acute{o}\lambda\omicron\varsigma$  - напрям) - відмінність властивостей середовища у різних напрямках.

Анізотропія механічних властивостей ґрунтів проявляється насамперед у тому, що їх міцність у різних напрямках різна. Монокристали легше руйнуються в одних напрямках, ніж в інших, і саме тому їх злами плоскі. Наприклад, шматочок такої ґрантової основи як слюди, легше розщепити на тоненькі пластинки, ніж розірвати ці пластинки на частинки. Тобто, є ґрунтові основи які розколеться у певних напрямках на шматки, грані яких утворять кути, характерні для даної ґрунтової основи. Це означає, що міцність цих ґрунтів у кожному напрямку різна.

Як показали дослідження, ці властивості істотно впливають на розподіл напружень та деформацій в основах фундаментів, але нормативними документами вони не враховуються в розрахунках ґрунтових основ. При визначенні напружень в основі стрічкових фундаментів та проведенні розрахунків деформацій основ, анізотропні властивості зручно враховувати через коефіцієнт деформаційної анізотропії, який визначається як відношення горизонтального модуля деформації до вертикального, тобто:

$$\delta = E_x / E_z \quad (1)$$

Методика розрахунку деформацій основи стрічкових фундаментів базується на загальних принципах визначення осідання за методом пошарового підсумування, але з урахуванням нижче зазначених особливостей:

вертикальні напруження під подошвою стрічкового фундаменту визначаються за формулою  $S_i \leq 0,001 S_u$ , з урахуванням анізотропних властивостей і коефіцієнта пористості ґрунтів, або за значеннями коефіцієнта  $a$ , які визначені за тією ж формулою;

- активна зона основи розбивається на елементарні шари товщиною  $0,4b$ , де  $b$  - півширина стрічкового фундаменту;

нижня границя зони стискання основи обмежується елементарним шаром ґрунту (товщиною  $0,4b$ ), деформація  $S_i$  якого складе 0,1% від величини граничного загального осідання будівлі або споруди  $S_u$ , тобто:

$$S_i \leq 0,001 S_u \quad (2)$$

- модуль загальних деформацій - змінний, залежить від вертикальних напружень, що діють на подошві фундаменту, визначається для кожного елементарного шару за формулою:

$$E_i = E_n / \alpha^2, \quad (3)$$

де  $\alpha$  - коефіцієнт затухання вертикальних напружень з глибиною в основі, який визначається даними таблиці;

$E_n$  - початковий змінний модуль деформації, який залежить від інтенсивності середніх напружень на підшві фундаменту, може визначатися за двома методиками:

- за результатами штампових випробувань визначається січний модуль деформації на всьому інтервалі навантаження штампа, величина якого приймається у відповідності до діючого тиску за початковий модуль деформації  $E_n$ . Для зручності проведення розрахунків на ЕОМ, залежність  $E_n = f(P)$  достатньо апроксимувати квадратною параболою;

- за табличними даними, що наведені в нормативних документах значення модуля деформації, як правило, визначались в діапазоні напружень 0,1-0,2 МПа. Тому при тиску більше вказаних величин нормативний модуль деформації слід коригувати в залежності від інтенсивності напружень на підшві фундаменту. Ця зміна може бути визначена за формулою:

$$E_n = E_t \exp(0,2 / P - 1) \quad (4)$$

де  $E_t$  - модуль деформації, який приймається за нормативними документами:

$P$  - середнє напруження на підшві фундаменту, МПа;

- осідання кожного елементарного шару визначається за формулою:

$$S_i = \frac{\beta \sigma_{zp,i} h_i}{E_i} \quad (5)$$

де  $h_i$  - товщина  $i$ -го шару ґрунту;

$E_i$  - значення змінного модуля деформації в  $i$ -ому шарі активної зони основи, визначеного за формулою (3);

$\beta$  - коефіцієнт, який враховує стан ґрунту, анізотропні властивості і коефіцієнт бокового розширення, визначається за формулою:



# НУБІП України

(6)

$$\beta = \frac{\nu\delta}{1+e}$$

тут  $\nu$ ,  $\delta$ ,  $e$  - відповідно коефіцієнт Пуассона, коефіцієнт деформаційної анізотропії і коефіцієнт пористості ґрунту елементарного шару.

# НУБІП України

Розрахункова величина осідання основи стрічкового фундаменту визначається за формулою:

$$S = \sum_{i=1}^{n'} S_i$$

# НУБІП України

(7)

де  $n'$  - кількість елементарних шарів, що знаходяться у межах зони стискання.

Після виконання розрахунків за даною методикою необхідно перевірити,

# НУБІП України

(8)

чи не перевищує розрахункове осідання граничної величини, тобто

$$S \leq S_{gr}$$

## 9.2. Розрахунок ґрунтових основ з урахування анізотропних властивостей

Визначимо осідання основи стрічкового.

Фундаменту шириною 2,0 м заглибленого в пісок середньої крупності на

3,0 м. На підшві фундаменту діє середнє напруження  $P_{mt} = 624$  кПа.

Характеристики ґрунтів наведені в табл. 9.1.

Таблиця 9.1

Характеристика ґрунтів основи

Номер ПЕ	Потужність, м	Щільність ґрунту, $\rho$ , г/см <sup>3</sup>	Коефіцієнт пористості, $e$	Модуль деформації, $E_z$	Коефіцієнт анізотропії, $\delta$
1	8,0	1,84	0,65	30,0	0,8

Додатковий тиск (напруження) на підлошві фундаменту складає:

$$\sigma_{zp.o} = 624 - (1,5 \times 3,0 \times 9,81) = 579,85 \text{ кПа.}$$

Величину початкового модуля деформації приймаємо рівним нормативному, тобто  $E_0 = 11,0 \text{ МПа}$ .

Додаткові напруження і природний тиск визначаються для середини елементарного шару.

Розрахунок осідання основи стрічкового фундаменту до їх підсилення при збільшенні навантаження від реконструкції (таб. 9.2) рис. 9.1).

Таблиця 9.2

Розрахунок осідання основи стрічкового фундаменту до підсилення

Но- мер точ- ки	Глибина, $z, \text{ м}$	$\sigma$	Додатковий тиск, $\sigma_{zp, i},$ кПа	Природний тиск, $\sigma_{q, i},$ кПа	Товщи- на шару, $h_i,$ м	Модуль дефор- мації, $E_i, \text{ кПа}$	Осідання, $S_i,$ м	Но- мер ІФБ
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	0	1	579.85	53.6	-	30000	-	1
1	0.2	1	579.85	57.28	0.2	30000	0.00340	9
2	0.4	1	579.85	60.96	0.2	30000	0.00340	
3	0.6	0.999	579.27	64.64	0.2	30060	0.00339	
4	0.8	0.999	579.27	68.32	0.2	30060	0.00339	
5	1	0.998	578.69	72	0.2	30120	0.00338	
6	1.2	0.997	578.11	75.68	0.2	30181	0.00337	
7	1.4	0.995	576.95	79.36	0.2	30302	0.00335	
8	1.6	0.993	575.79	83.04	0.2	30424	0.00333	
9	1.8	0.988	572.89	86.72	0.2	30733	0.00328	
10	2	0.984	570.57	90.4	0.2	30984	0.00324	
11	2.2	0.973	564.19	94.08	0.2	31688	0.00314	
12	2.4	0.966	560.14	97.76	0.2	32149	0.00307	
13	2.6	0.952	552.02	101.44	0.2	33101	0.00294	
14	2.8	0.933	541.00	105.12	0.2	34463	0.00277	
15	3	0.898	520.71	108.8	0.2	37202	0.00247	

16	3.2	0.876	507.95	112.48	0.2	39094	0.00229
17	3.4	0.842	488.23	116.16	0.2	42315	0.00203
18	3.6	0.791	458.66	119.84	0.2	47948	0.00168
19	3.8	0.732	424.45	123.52	0.2	55989	0.00134
20	4	0.681	394.88	127.2	0.2	64688	0.00108
21	4.2	0.628	364.15	130.88	0.2	76068	0.00084
22	4.4	0.566	328.20	134.56	0.2	93646	0.00062
23	4.6	0.51	295.72	138.24	0.2	115840	0.00045
24	4.8	0.463	268.47	141.92	0.2	139946	0.00034
25	5	0.422	244.70	145.6	0.2	168460	0.00026
26	5.2	0.383	222.08	149.28	0.2	204514	0.00019
27	5.4	0.363	210.49	152.96	0.2	227671	0.00016
28	5.6	0.324	187.87	156.64	0.2	285780	0.00012
29	5.8	0.301	174.53	160.32	0.2	331122	0.00009

 $H_c = 5.80 \text{ м}$ 
 $\Sigma S = 5.94 \text{ см}$ 

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

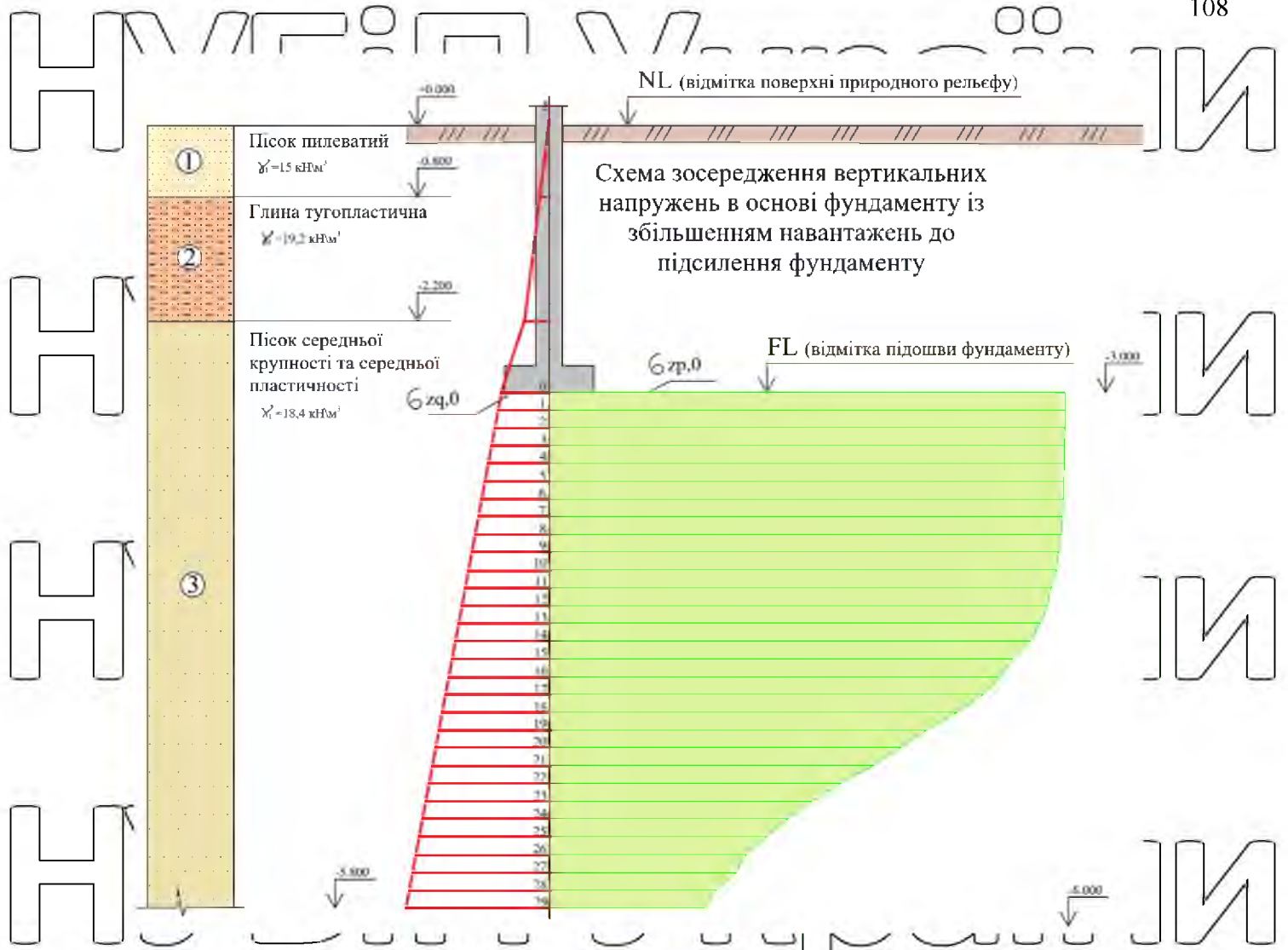


Рис. 9.1. Схема напружень в основі фундаменту до підсилення при збільшені навантаження від реконструкції

Розрахунок осідання основи стрічкового фундаменту після підсилення (таб.9.3, рис 9.2)

Таблиця 9.3

Розрахунок осідання основи стрічкового фундаменту після підсилення фундаментів

Но- мер точ- ки	Глибина, $z$ , м	Додатковий тиск, $\sigma_{zp}$ , кПа	Природний тиск, $\sigma_{zr}$ , кПа	Товщина шару, $h_i$ , м	Модуль дефор- мації, $E_i$ , кПа	Осідання, $S_i$ , мм	Номер ІГЕ
--------------------------	------------------------	--	--	----------------------------------	---	----------------------------	--------------

0	0	0.1	290	53.6	0.4	30000	0.00341
1	0.4	0.999	290	60.96	0.4	30000	0.00341
2	0.8	0.999	289.71	68.32	0.4	30060	0.00340
3	1.2	0.997	289.13	75.68	0.4	30181	0.00337
4	1.6	0.993	287.97	83.04	0.4	30424	0.00333
5	2	0.984	285.36	90.4	0.4	30984	0.00324
6	2.4	0.966	280.14	97.76	0.4	32149	0.00307
7	2.8	0.933	270.57	105.12	0.4	34463	0.00277
8	3.2	0.876	254.04	112.48	0.4	39094	0.00229
9	3.6	0.791	229.39	119.84	0.4	47948	0.00169
10	4	0.681	197.49	127.2	0.4	64688	0.00108
11	4.4	0.566	164.14	134.56	0.4	93646	0.00062
12	4.8	0.463	134.27	141.92	0.4	139946	0.00034
13	5.2	0.383	111.07	149.28	0.4	204514	0.00019
14	5.6	0.324	93.96	156.64	0.4	285780	0.00012
15	6	0.281	81.49	164	0.4	379934	0.00008

$H_c = 6.00 \text{ м}$   $\Sigma S = 2.898 \text{ см}$

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

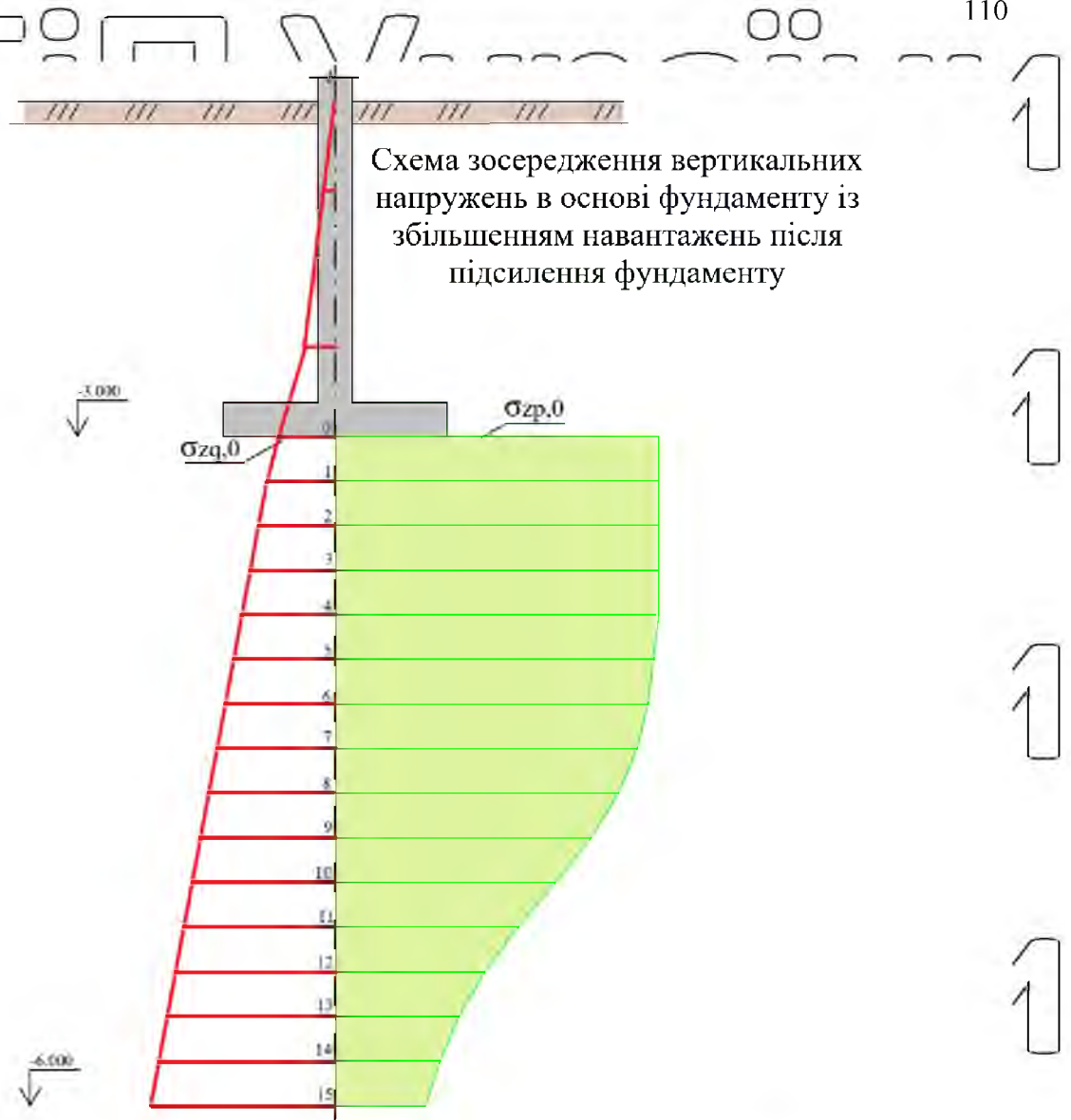


Рис. 9.2. Схема напружень в основі фундаменту до підсилення при збільшенні навантажень від реконструкції

## ВИСНОВОК

Отримані результати показують, що розрахункове осідання основи складає 5,9 см, а після підсилення 2,9 см, тобто розрахункова деформація значно перевищує норму, тому існуючі фундаменти потребують підсилення, щоб уникнути втрати несучої здатності всієї будівлі вцілому.

Зона стискання визначається умовою (2) і складає 6,0 м.

Запропонована методика розрахунку осідання основи стрічкових фундаментів дає можливість побудувати графік залежності  $S = f(P)$

для кожного крокового ступеневого збільшення середнього напруження на підшві фундаменту

Аналіз залежності  $S = f(P)$  дозволяє вибирати оптимальне навантаження на фундамент і з більшою користю використовувати можливості основи, тобто проектувати фундаменти економічними.

Запропонована методика розрахунку деформації основи стрічкових фундаментів враховує деформаційні анізотропні властивості і коефіцієнт пористості ґрунтів та змінного модуля деформації. Розрахункові деформації основи, отримані за даною методикою, порівнюються з деформаціями, визначеними за нормативними документами.

## 10. ВИКОРИСТАНА ЛІТЕРАТУРА

Характеристика джерела	Бібліографічний опис
	1. ДБН В.1.2-2:2006. Нагрузки и воздействия. К.: Мінбуд України. 2006. – 57 с.
	2. ДБН В.2.2-12:2018 “Планування і забудова територій”. К.: Мінрегіонбуд України. 2018. – 179 с.
	3. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія. К.: Мінбуд України. 2010. – 127 с.
	4. ДБН В.2.6-31:2016. Теплова ізоляція будівель. К.: Мінбуд України. 2006. – 74 с.
	5. ДБН В.1.1.7–2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. К.: Держбуд України. 2002. – 87 с.
	6. ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016. Настанова щодо обстеження будівель для визначення та оцінки їх технічного стану.. – К.: ДП «УкрНДНЦ», 2017.
Нормативні документи	7. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України. Київ : Мінрегіонбуд України, 2014 р.
зі стандартизації	8. ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти будинків і споруд. Основні положення проектування». Київ: Мінрегіонбуд України, 2009 р.
	9. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. К.: Мінбуд України. 2009. – 74 с.
	10. ДСТУ 3760:2006. Прокат арматурний. Для железобетонных конструкций. К.: Держспоживстандарт України. 2006. – 17 с.

11. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. СНББ. Прогинь і переміщення. Вимоги проектування. К.: Мінбуд України. 2006. – 15 с.

12. ДСТУ Б А.2.4-13:2008. СПДБ. Антикоровий захист конструкцій будівель та споруд. К.: Мінбуд України. 2008. – 10 с.

13. ДБН В.2.6-198:2014. „Сталеві конструкції. Норми проектування” К.: Мінрегіонбуд України. 2014. – 198 с.

14. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. К.: Мінбуд України. 2016. – 67 с.

15. ДБН А.3.2-2:2009. Охорона праці і промислова безпека в будівництві. К.: Мінбуд України. 2009. – 44 с.

16. Реконструкція, ремонт, реставрація об'єктів будівництва. Реконструкція та капітальний ремонт : ДБН В.3.2-2-2009.— К. : Мінрегіонбуд України, 2009. — 16 с.

17. Технология ввведения зданий и сооружений. Учебник / Под ред. В.И. Теличенко и др. – М.: Высш. шк., 2001. – 320 с.

Книги: - один автор

18. Добромислов А. Н. Оценка надежности зданий и сооружений по внешним признакам : справ. пособ. / Андрей Николаевич Добромислов. — М. : АСВ, 2006. — 72 с.

19. Гетун Г. В. Основы проектирования промышленных зданий : навч. посіб / Галина В'ячеславівна Гетун. — К. : Кондор, 2003. — 210 с.

20. Гроздов В. Т. Признаки аварийного состояния несущих конструкций зданий и сооружений / Вячеслав Тихонович Гроздов. — Санкт-Петербург. : Издательский Дом КН+, 2001. — 48 с.

21. Шерешевский И. А. Конструирование промышленных зданий и сооружений : учеб. пособ для студентов строительных специальностей. — М. : Архитектура-С, 2007. — 168 с.

два автори

22. Барашиков А.Я. Колякова В.М. Будівельні конструкції : підручник – К.: Видавничий дім “Слова”, 2011.

23. Барашиков А. Я. Оцінювання технічного стану будівельних та інженерних споруд /А.Я. Барашиков, О.М. Малишев. — К.: Основа, 2008.

24. Технология будівельного виробництва. Підручник/В.К. Черненко, М.Г. Ярмоленко, Г.М. Батура та ін.; За ред. В.К. Черненка, М.Г. Ярмоленка. – К.: Вища шк., 2002. – 430с.

25. Сучасні технології в будівництві. Підручник /О.І. Менейлюк, В.С. Дорофеев, Л.Е. Лукашенко та інш. / За ред. О.І. Менейлюка. – К.: Освіта України, 2010. – 550с.



- група авторів

26. Технічне обстеження та нагляд за безпечною експлуатацією будівель та інженерних споруд / [Малишев О. М., Віронький В. Д., Нізов О. О. та ін.] ; за ред. О. М. Малишева і Державного підприємства «Головний навчально-методичний центр» України. — К. : Відлуння, 2007. — 708 с.

27. Положення про безпечну та надійну експлуатацію будівель і споруд. — Харків: ФОРТ, 2003. — 48 с.

28. Обследование и испытание зданий и сооружений / [Козачек В. Г., Нечаев Н. В., Нотенко С. Н. и др.] ; под ред. В. И. Римшина. — М. : Высш. шк., 2004. — 447с.

29. Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації будівель і споруд / Держкомітет будівництва, архітектури та житлової політики України. — К., 1997р. — 144с.

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України

НУБІП України