

ДВНЗ «КРИВОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ»

Факультет: Будівельний факультет  
Кафедра: Промислового, цивільного та міського будівництва  
Спеціальність: Будівництво та цивільна інженерія – 192

**ЗАТВЕРДЖУЮ:**

Зав. кафедрою \_\_\_\_\_ Валовой О.І. \_\_\_\_\_

“ \_\_\_\_\_ ” \_\_\_\_\_ 201 \_\_\_\_\_ р.

**З А В Д А Н Н Я**

**НА ДИПЛОМНИЙ ПРОЕКТ (РОБОТУ) СТУДЕНТА**

**Гончаров Нікіта Костянтинівич**

(прізвище, ім'я, по батькові)

**1. Тема проекту (роботи)\_\_\_ «Проектування будівництва житлової будівлі з дослідженням композитної арматури»\_\_\_\_\_**

затверджена наказом по інституту від “ \_\_\_\_\_ ” \_\_\_\_\_ 20 \_\_\_\_\_ р. № \_\_\_\_\_

2. Термін здачі студентом закінченого проекту (роботи) « \_\_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 2023 р. \_\_\_\_\_

3. Вихідні дані до проекту (роботи): Будівля має неправильну форму в плані. Центральна п'ятиповерхова частина виконана у вигляді прямокутника. З боків від неї розташовані одноповерхові та двоповерхові частини. Основні габарити будівлі в осях 89х64,47 м. Другий і подальші поверхи мають габаритні розміри в осях 60х15 м. Загальна висота будівлі від рівня чистої підлоги першого поверху – 25 м. Висота одноповерхової частини – 5.4 м. Висота типового житлового поверху – 3.6 м.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, що їх належить розробити) Архітектурно-будівельна частина: опис об'ємно-планувального та конструктивного рішення, генплану, теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій. Розрахунково-конструктивна частина: монолітне перекриття та монолітна балка. Основи та фундаменти – розрахунок та конструювання. Технологічна та організаційна частина: розробка технологічних карт на влаштування котловану, на монолітний каркас, на цегляну кладку, розрахунки будівельного генерального плану, розробка сітьового графіку будівництва. Економічна частина – розробка кошторисної

документації. Охорона праці. Безпека життєдіяльності. Екологія. Науковий розділ

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень) \_\_\_\_\_  
Архітектурно-будівельна частина – 3 арк. (плани, розрізи, фасади, генплан, вузли).  
Конструктивно-розрахункова частина – 2 арк. монолітне перекриття та монолітна балка).  
Технологія та організація будівництва – 5 арк. (технологічні карти на влаштування котловану, на монолітний каркас, на цегляну кладку, календарний графік будівництва, будівельний генеральний план. Науковий розід 1 арк

6 Дата видачі завдання \_\_\_\_\_

Керівник \_\_\_\_\_  
(підпис)

**Завдання прийняв**

**до виконання** \_\_\_\_\_  
(підпис)

### КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

Пор. №	Назва етапів дипломного проекту (роботи)	Термін виконання етапів проекту (роботи)	Примітка
1	<i>Архітектура</i>		
2	<i>Конструкції</i>		
3	<i>Основи та фундаменти</i>		
4	<i>Технологія будівництва</i>		
5	<i>Організація будівництва</i>		
6	<i>Економіка</i>		
7	<i>Охорона праці і безпека життєдіяльності</i>		
8	<i>Екологія</i>		
9	<i>Наука</i>		

Студент-дипломник \_\_\_\_\_  
(підпис)

**Керівник проекту** \_\_\_\_\_  
(підпис)

РОЗДІЛ №1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНЕ ПЛАНУВАННЯ

# Архітектурний розділ

## 2.1 Вихідні дані

Місце будівництва готельно-торгівельного комплексу м. Кривий Ріг , Дніпропетровська область.

Ділянка, що відводиться під будівництво будинку, розташована у м.Кривий Ріг й вільна від забудови. Рельєф ділянки спокійний, абсолютні відмітки в межах ділянки, що відводиться, змінюються в межах від 107,0 до 109,5.

Відповідно до даного інженерно-геологічних вишукувань підставою під фундаменти служать тугопластичні суглинки з наступними характеристиками:

- |                          |                                 |
|--------------------------|---------------------------------|
| - показник плинності     | - $I_L > 0.25$                  |
| - питома вага ґрунту     | - $\gamma = 1,98 \text{ т/м}^3$ |
| - кут внутрішнього тертя | - $\varphi = 23^\circ$          |
| - питоме зчеплення       | - $Z = 1,9 \text{ т/м}^2$       |
| - модуль деформації      | - $E = 1450 \text{ т/м}^3$      |

Ґрунтові води розташовуються на відстані 8,0м від поверхні землі. Підземні води по хімічному складу не є агресивними до бетону нормальної щільності.

## 2.2 Генеральний план

Ділянка, відведена для будівництва, розташована поблизу дороги що забезпечує хороший транспортний зв'язок об'єкту, що зводиться, з інфраструктурою міста.

Для забезпечення безперешкодного проїзду пожежних машин навколо будівлі, що зводиться, виконані проїзди з шириною дорожнього полотна. Ці ж проїзди також служать для доставки товарів до розвантажувальних платформ і доступу персоналу до службових парковок.

На генеральному плані виділяють:

- будівля готельно-торгового комплексу
- господарські двори
- службова зона готелю
- службові зони установ торгівлі
- зона відвідувачів

Господарські двори служать для підвезення товарів до установ торгівлі, постачання підприємства живлення і готелю, зберігання відходів. Госпдвори розташовані з тильного боку комплексу, що зводиться. Це дозволяє розділити потоки відвідувачів і службового транспорту.

Службова зона готелю призначена для співробітників готелю. Вона є автомобільною парковкою на 20 машино-місць, розташованою поблизу службового входу. Розташовується ця зона з тильного боку об'єкту, що зводиться, між двома госпдворами.

Службові зони установ торгівлі призначені для службового персоналу. Вони є автомобільними парковками, розрахованими на 6 машино-місць. Розташування зон – по торцях будівлі, забезпечує швидкий доступ персоналу в службові приміщення установ.

Зона відвідувачів складається з автомобільної парковки на 96 машино-місць, зони відпочинку відвідувачів. Одне машино-місце парковки є майданчиком розміром 6х3 м. Доступ в зону для відвідувачів можливий з боку вулиці з двох в'їздів. Зона відпочинку відвідувачів є квітником з фонтаном, розташованим по центру зони відвідувачів

Зона центрального входу виконана у вигляді мощених покриттів. Решта пішохідних комунікацій, як і автомобільні проїзди виконані з асфальтобетону. Ширина основних транспортних комунікацій – 6 м, ширина тротуарів – 3м.

Основні техніко-економічні показники генерального плану

- площа ділянки 27000 м<sup>2</sup>
- площа забудови 6150 м<sup>2</sup>
- площа асфальту і мощення 12909 м<sup>2</sup>
- площа озеленення 7941 м<sup>2</sup>
- коефіцієнт забудови 0.23
- коефіцієнт заощення 0.48
- коефіцієнт озеленення 0.29
- коефіцієнт використання території 0.72

## **2.3 Архітектурно-будівельні рішення**

### **2.3.1 Об'ємно-планувальне рішення**

Розробка об'ємно-планувального рішення є важливим етапом проектування й ґрунтується на різнобічних вимогах: функціональних, фізико-технічних, конструктивних, архітектурно-художніх і економічних. Вибір об'ємно-планувального рішення визначається наступними факторами:

- функціональним процесом і встановлюваному на його основі складом; параметрами, вимогами і їхньому угрупованню, взаємозв'язку з умовами уніфікації планувальних і конструктивних елементів;
- містобудівними й природно-кліматичними факторами, включаючи особливості рельєфу, що оточує забудови, а також ландшафтними й іншими характеристиками місцевості;
- конструктивними особливостями проектного будинку, пов'язаними з величиною прольотів будинку, висотою й іншими геометричними параметрами, матеріалом несучих і конструкцій, що обгороджують;
- архітектурно-художніми завданнями у зв'язку із соціальним змістом і значенням проектного будинку;

- економічністю об'ємно-планувального й конструктивного рішення, а також зведення функціональної й технічної експлуатації будинку.

Будівля має неправильну форму в плані. Центральна п'ятиповерхова частина виконана у вигляді прямокутника. З боків від неї розташовані одноповерхові та двоповерхові частини.

Основні габарити будівлі в осях 89х64,47 м. Другий і подальші поверхи мають габаритні розміри в осях 60х15 м.

П'ятиповерхова частина підноситься над одноповерховою, створюючи своєрідний стилобат. Висота підкреслюється за допомогою промовців прямокутних елементів. Висотність також підкреслюється за допомогою суцільного скління центральної частини. Таким чином вирішується питання освітлення коридорів готелю.

Загальна висота будівлі від рівня чистої підлоги першого поверху – 25 м.

Висота одноповерхової частини – 5.4 м.

Висота типового житлового поверху готелю – 3.6 м.

Висота торгових залів і першого поверху – 4.2 м.

Висота технічного поверху – 2.4 м.

Технічний поверх призначений для розміщення комунікацій житлової частини готелю.

### **Готель**

Проектований готель у складі комплексу відноситься до готелів загального типу, малої місткості і малої поверховості. Рівень комфорту – I розряду.

По функціональному призначенню різні готельні приміщення об'єднуються в житлову, суспільну і службово-господарську частини. При цьому основними складовими є житлова і суспільна. За рахунок різного розташування і вирішення цих частин створюються різні об'ємно-просторові структури готелів. У нашому випадку житлова і суспільні частини розташовані в одній будівлі. При цьому варіанті приміщення суспільного призначення розташовуються в нижніх поверхах, а житлова частина – над ними.

Площа забудови нижнього поверху, де розташовуються громадські приміщення, перевищує площу забудови житлової частини, створюючи своєрідний стилобат, над яким підноситься житлова частина готелю. Такий прийом, що набув широкого поширення в будівельній практиці, дозволяє значно скоротити площу забудови.

Планувальна структура житлових поверхів прийнята у вигляді коридору, по обидві сторони від якого розташовуються номери. Геометрична форма плану – прямокутник.

Для забезпечення вертикального взаємозв'язку житлових приміщень з першим поверхом застосовуються два ліфти і сходові клітки. Розміри сходової клітки в осях 6х3 м.

Для службового персоналу передбачені окремі ліфт і сходові клітки.

Загальна площа житлових приміщень складає 1437.98 м<sup>2</sup>

Загальна площа службово-господарських приміщень – 1197.06 м<sup>2</sup>

Площа житлового поверху – 940.68м<sup>2</sup>

Площа першого поверху – 6149.72 м<sup>2</sup>

На кожному з житлових поверхів розташовуються приміщення поверхового обслуговування загальною площею 52.99 м<sup>2</sup>

До складу готелю включено підприємство живлення. Його службові приміщення розташовуються ізольовано від приміщень іншого призначення.

Загальна площа підприємства живлення складає 429.03 м<sup>2</sup>.

З неї приміщення для відвідувачів включають:

- обідній зал площею 133.38 м<sup>2</sup>, обладнаний двома виходами.
- бар площею 16.93 м<sup>2</sup>
- вбиральня з умивальнею – 54.54 м<sup>2</sup>

Евакуація з житлових поверхів передбачається через сходові клітки, розташовані на достатній відстані один від одного. Вихід з першого поверху назовні здійснюється через вестибюль або через службовий вхід готелю. Також передбачено два виходи на дах з кожної сходової клітки.

### **Установи торгівлі**

Об'ємно-планувальна структура визначається функціональною системою руху товарів, враховує завдання впровадження прогресивної технології, новітнього устаткування і комплексної механізації і автоматизації виробничих процесів і забезпечує створення оптимального середовища для покупців.

В цілях кращої організації внутрішніх вантажних потоків і шляхів руху покупців при плануванні установ торгівлі передбачено розчленовування і ізоляцію цих потоків.

Висота торгових залів – 4.2м.

Торгові зали розміщуються в одноповерхових частинах комплексу. Вони мають природне бічне освітлення. У кожному із залів передбачено по три розосереджені виходи.

Для доставки товарів до установи передбачені розвантажувальні платформи на 0.9 м вище за рівень майданчика для автомобілів.

Ширина платформи 4 м. Вони проектуються з умови розвантаження автомобілів із заднього або із заднього і правого бортів.

При цьому розвантажувальні платформи розміщуються під навісами. В цьому випадку з розвантажувальної платформи товар потрапляє в приміщення приймальної.

Загальна площа кожної з установ торгівлі – 1574.8 м<sup>2</sup>

Площа кожного з торгових залів – 942.41 м<sup>2</sup>

Венткамери, теплові вузли і електрощитові влаштовуються у кожній з торгових установ і у готелі.

### **2.3.2 Конструктивні рішення**

Будівля готельно-торгівельного комплексу відноситься до будівель II ступеня відповідальності. Ступінь вогнестійкості багатопверхової частини – II, одноповерховій та двоповерховій частині – III.

Конструктивна система будівлі є монолітним залізобетонним каркасом. Фундамент будівлі – монолітні фундаменти, що влаштовуються під колони.

Стіни виконуються з пустотної цегли з утеплювачем з пінобетонних блоків, зовні облицьовуються фасадною штукатуркою. Товщина пустотної цегли –250мм. Вживаний утеплювач – завтовшки 120 мм.

Віконні отвори заповнюються потрійними склопакетами з металопластиковими рамами. Над ними влаштовуються залізобетонні перемички Пр8-20.18.12у.

Суцільне скління торгових залів виконується з металопластикових рам із заповненням потрійними склопакетами.

Колони уздовж цифрових осей мають крок 12 м для одно- та двоповерхової частини і 15 м для багатоповерхової. Уздовж буквених осей крок колон – 6 м.

Колони всієї будівлі монолітні з/б, мають переріз 400х400 мм.

Міжповерхові перекриття виконані у вигляді плити з монолітного залізобетону. Плита операється по контуру.

Перегородки виконуються у вигляді гіпсокартонних листів по профілях. Система KNAUF. Сумарна товщина перегородок в службовій і суспільній частинах складає 120 мм. Перегородки житлових номерів виконуються завтовшки 150 мм із заповненням простору між листами звукоізолюючим матеріалом. Це дозволяє створити комфортні акустичні умови в житлових номерах.

Мокрі приміщення, такі як санвузли, цехи підприємства живлення облицьовувалися вологостійкими гіпсокартонними листами що мають знижене водопоглинання (менше 10%) і що володіють підвищеним опором проникненню вологи.

Решта приміщень облицьовується звичайними гіпсокартонними листами.

Елементи каркаса для забезпечення необхідної вогнестійкості облицьовувалися одним шаром звичайного гіпсокартона, і одним шаром гіпсокартона з підвищеною опірністю відкритому полум'ю.

Основою каркаса перегородок є профіль. Вони мають перетин від 50х50 мм до 100х50 мм.

Як звукоізолюючий шар застосовуються вироби з мінерального або скловолокно на тому, що синтетичному пов'язує.

Основні матеріали кровлі – гідроізолюючий шар «Ізолен», цементне стягування товщиною 30 мм, утеплювач «Ursa» завтовшки 180 мм над готелем і 150 мм над одно- та двоповерховою частиною.

Водостік з покриття влаштовується внутрішній організований. Збір води здійснюється воронками.

Сходи багатоповерхової частини виконуються у вигляді залізобетонних набірних ступенів, укладених по залізобетонним косоурам.

Зовнішні сходи виконуються збірними залізобетонними.



Конструкції вживаної підлоги розрізняються залежно від призначення приміщення. Так в санвузлах, торгових залах, вбиральнях, цехах підприємства живлення, обідньому залі і барі використовуються підлоги з плитки.

У приміщеннях перебування службового персоналу, в таких як кабінети, бухгалтерія, архів, каса, кімнатах персоналу влаштовуються наступні підлоги: у коридорах першого поверху, в коморах, приміщеннях зберігання товарів, майстернях і складах влаштовуються цементні підлоги; у коридорах житлових поверхів влаштовуються підлоги з лінолеуму; у житлових номерах влаштовуються підлоги з паркету.

Стіни номерів, кабінетів, приймалень і приміщень персоналу обклеюються шпалерами під фарбування. Це дозволяє при необхідності внести зміни в колірну палітру кімнат. Покриття стін санвузлів облицьовувалися плиткою. У коморах і складах стіни забарвлюються фарбою. Коридори і вестибюль готелю мають покриття стіни фактурної штукатурки.

Стелі в службових, побутових, адміністративних приміщеннях, коридорах оштукатурюються та фарбуються.

Дах сполучений з перекриттям, з покрівлею з рулонних матеріалів по мастиці, із внутрішнім водовідвідом. Утеплення перекриття передбачається ефективними теплоізоляційними матеріалами, як теплоізоляційний матеріал використаний керамзитовий гравій.

Парапетні камені виконуються з пористої цегли. Козирки над входами в будинок з монолітного залізобетону.

### **2.3.3 Протипожежні заходи**

Протипожежний захист будівлі забезпечується:

- об'ємно-планувальними і технічними заходами;
- пристроями, що обмежують розповсюдження вогню;
- сповіщення людей про пожежу.

При проектуванні враховані вимоги ДБН В.1.1 – 7 – 2002 "Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва"

Будівля передбачається II ступеню вогнестійкості. Всі приміщення обробляються негорючими матеріалами: стіни і стеля – гіпсокартон з подальшим забарвленням клейовими складами.

Будівля обладнана системою автоматичного пожежогасіння і автоматичною системою пожежної сигналізації. Куріння дозволене тільки в спеціально відведених місцях з вивіскою "Місце для куріння". Заходи щодо електро – і пожежобезпеки передбачаються відповідно до вимог ДБН В.1.1 – 7 – 2002 "Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва", ДБН В.2. – 9 – 99 "Будинки і споруди. Громадські будинки і споруди. Основні положення":

- підлоги на шляхах евакуації не повинні мати порогів;

– внутрішня обробка шляхів евакуації повинна передбачатися з матеріалів, що не згорають або важкоспалимих;

– полімерні матеріали, у внутрішній обробці, слід застосовувати з урахуванням протипожежних заходів і відповідно до переліку полімерних матеріалів і виробів, дозволених Мінохоронздоров'я України для використання в будівництві;

– двері евакуаційних виходів і інші виходи на шляхах евакуації повинні відкриватися по напрямленню виходу з будівлі;

– двері евакуаційних виходів не повинні мати замків, що перешкоджають їх вільному відкриттю зсередини без ключа;

– шляхи евакуації повинні бути освітлені відповідно до вимог ДБН В.2.5 – 28 – 2006 "Природне і штучне освітлення":

– висота горизонтальних ділянок шляхів евакуації в світлу повинна бути не менше 2 м;

– шляхи евакуації, торгові, складські і адміністративні приміщення повинні бути обладнані первинними засобами пожежогасінні.

У будівлі не допускається передбачати виробничі і складські приміщення, що відносяться до категорій А і Б (по НПБ 105). Відстань від клапана димоудаління до найбільш видаленої точки приміщення не повинна перевищувати 20 м.

## **2.4 Інженерне устаткування**

### **2.4.1 Водопостачання і водовідведення**

Джерелом водопостачання служить існуючий міський водопровід низького тиску.

Витрата води на господарсько-питні потреби, а також на пожежогасінню визначені по СНіП 2.04.02 – 84 "Водопостачання. Зовнішні мережі і споруди".

Витрата води складає:

– на полив проїздів і зелених насаджень – 1,71 м<sup>3</sup>/доб., 1,65 м<sup>3</sup>/год, 448,0 м<sup>3</sup>/год;

– на господарсько-питні потреби – 1,9 м<sup>3</sup>/сут., 0,95 м<sup>3</sup>/час, 57,0 м<sup>3</sup>/год;

– на внутрішню пожежогасінню – 2,5 л/сек.;

– на зовнішню пожежогасінню – 10 л/сек. від пожежного гідранта.

Проектом передбачається одне введення водопроводу Ø 80 мм.

Схема холодного водопостачання – тупикова. Система гарячого водопостачання – відкрита. Витрата гарячої води складає 1,7 м<sup>3</sup>/сут., 1,63 м<sup>3</sup>/год.

Проектом передбачається одне введення водопроводу діаметром 80 мм із сталевих безшовних труб. Для потреб пожежогасінні передбачена засувка з електричним виконавчим механізмом, що забезпечує проходження води до пожежних кранів. У санітарних вузлах прилади забезпечуються холодною і гарячою водою. Облік гарячіше і холодної води проводиться на кожному

поверсі. Для водопровідних мереж передбачені оцинковані водопровідні труби.

#### **2.4.2 Каналізація**

Відведення господарчо-побутових стічних вод проводиться одним випуском в проєктовану мережу водовідведення. Випуск від приладів підвального поверху обладнаний електрофікованою засувкою з автоматичним управлінням від датчика рівня.

Витрата стічних вод складає 1,11 м<sup>3</sup>/доб., 0,95 м<sup>3</sup>/год, 115,0 м<sup>3</sup>/год.

Відповідно до технічних умов на підключення скидання стоків передбачене в існуючу дворову каналізацію. Стояки і відвідні трубопроводи каналізації виконані з труб чавунних каналізаційних ГОСТ 6942.3 – 80.

Система внутрішніх водостоків. Стояки виконуються з труб чавунних напірних ГОСТ 9583 – 75, відвідних трубопроводи – з труб чавунних каналізаційних ГОСТ 6942.3 – 80. Випуски водостоків передбачені на відмостку.

#### **2.4.3 Теплопостачання**

Теплопостачання передбачене від існуючої тепломережі.

Теплоносій – гаряча вода з параметрами 130 – 70°С.

Робочим проєктом прокладка мереж прийнята підземна в непрохідних збірних залізобетонних каналах по кресленнях типової серії 3.006.1 – 0182.

#### **2.4.4 Електропостачання**

Штучне освітлення виконати люмінесцентними лампами або лампами розжарювання згідно ДБН В.2.5 – 28 – 2006 "Природне і штучне освітлення" Джерела освітлення повинні бути обов'язково поміщені в спеціальну вибуху безпечну арматуру: лампи розжарювання в закриті плафони, люмінесцентні, – залежно від типу.

Освітлювальна мережа виконується дротом АППВ приховано, дротом АПВ у винилопластикових трубах порожнини підвісної стелі. Силові мережі – дротом АПВ приховано в трубах.

#### **2.4.5 Автоматизація**

Автоматизація санітарно-технічних пристроїв виконана в об'ємі, що забезпечує безпечну експлуатацію устаткування, централізацію управління і підтримку технологічних параметрів в заданих режимах.

Для систем автоматизації застосовані найбільш ефективні і надійні прилади і пристрої, що серійно випускаються вітчизняною промисловістю.

#### **2.4.6 Телефонізація, радіофікація, телебачення**

Телефонізація будівлі виконана від міської телефонної мережі. Ємкість телефонного введення – 30 пар.

Радіофікація виконана від міської радіотрансляційної мережі. Точкою підключення є радіостійка існуючого житлового будинку.

Проектом передбачено виконання оперативного телефонного зв'язку директора, і головного менеджера, годинофікація і телебачення. Внутрішні мережі виконані дротом, приховано під плінтусом і під шаром штукатурки.

#### **2.4.7 Охоронно-пожежна сигналізація**

Будівельні конструкції, що забезпечують стійкість об'єкту є негорючими, їх дійсна вогнестійкість задовольняє необхідним показникам по ступеню пожежної безпеки. Евакуація людей вирішена внутрішнім евакуаційним шляхом, який є виходом з будівлі по сходовій клітці. Евакуаційний шлях провітрюється природним способом через вікна. У середині будівлі на кожному поверсі сходової клітки встановлені пожежні шафи, обладнані пожежними гідрантами і ручними вогнегасниками. Для гасіння електропроводки під напругою застосовуються вогнегасники на базі CO<sub>2</sub> або ж порошкові. Передбачається автоматична пожежна сигналізація. Розміщення станції ЕПС передбачено в самих виставкових залах, а саме в зонах тимчасового складування. Для пожежної сигналізації прийнятий пульт ППК – 2, для охоронної – два концентратори «Рубін – 3». Пульти встановлюються в приміщеннях охорони. Як датчики в пожежній сигналізації прийняті теплові і димові повідомлювачі.

## **2.5 Теплотехнічний розрахунок конструкцій, що обгороджують**

### **2.5.1 Визначення товщини цегельних стін**

Вихідні дані: Місце будівництва м. Кривий Ріг Дніпропетровська область.  
Зовнішні стіни - з пустотної цегли з утеплювачем з пінобетонних блоків.

Характеристики матеріалів стін, що обгороджують:

	Розрахункові коефіцієнти
--	--------------------------

	Щільність, кг/м <sup>3</sup>	Теплопровідність, $\lambda$ (Вт/м·°С)	Теплозасвоє ння, S (Вт/м <sup>2</sup> ·°С)
Штукатурка: Цементно-піщаний розчин $\delta = 1,0\text{см}$	1800	0,93	11,09
Пінобетонні блоки	300	0,13	1,95
Цегла пустотний На цементно- піщаному р-рі	1600	0,64	8,48

Характеристики мікроклімату приміщень:  $t_e = +20^\circ\text{C}$ ;  $\varphi = 60\%$ .

Середньомісячна температура повітря : січень  $t = -5,4^\circ\text{C}$ , липень  $t = +22,4^\circ\text{C}$ ,

абсолютний мінімум  $t = -34^\circ\text{C}$ , абсолютний максимум  $t = +40^\circ\text{C}$ .

Середні розрахункові температури зовнішнього повітря: найхолоднішої доби  $t = -28^\circ\text{C}$ , найхолоднішої п'ятиденки  $t = -25^\circ\text{C}$ . Тривалість холодного періода складає 116-124 доби. Нормальний швидкісний напір вітру 0,38 кПа. Середня швидкість вітру за зимові місяці 5 м/с.

Нормативне снігове навантаження 0,5 кПа. Середньомісячна відносна вологість повітря в січні 83% , в липні 43%. Кількість опадів за рік 558 мм..

Визначення режиму експлуатації будинку:

- 1) Вологовий режим приміщення *нормальний* [ 1 ].
- 2) Зона вологості *нормальна* [ 1 ].
- 3) Умови експлуатації огороження по "Б" [ 1 ]
- 4) Необхідне по санітарно-гігієнічних умовах наведений опір теплопередачі.

У формулу для визначення необхідного опору теплопередачі:

$$R_o^{mp} = \frac{(t_e - t_n) \cdot n}{\alpha_e \cdot \Delta t_n}; \quad (1)$$

потрібно підставити наступні значення:

$n=1$  - коефіцієнт, прийнятий залежно від положення зовнішньої поверхні конструкцій, що обгороджують, стосовно зовнішнього повітря;

$t_e = 20^\circ\text{C}$  - температура внутрішнього повітря в приміщенні;

$\alpha_e = 8,7$  - коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні конструкцій, що огорожують;

$t_n$  визначаємо як температуру найбільш холодної п'ятиденки

$t_n = -26^\circ\text{C}$

$\Delta t_n = 4,5^\circ\text{C}$  - нормативний температурний перепад між температурою внутрішнього повітря й температурою внутрішньої поверхні зовнішніх стін,  $t_n = 4,0^\circ\text{C}$  для зовнішніх покриттів.

Підставляючи знайдені значення у формулу (1), одержимо

$$R_o^{mp} = \frac{(20 - (-26)) \cdot 1}{8,7 \cdot 4,5} = 1,17 \left( \frac{M^2 \cdot C^o}{Bm} \right);$$

5) Необхідний опір за умовами енергозбереження значення  $R_o^{тр}$  визначаємо по табл.

Спочатку розрахуємо ГСОП. для Дніпропетровської області по

$$ГСОП = (t_g - t_{om.nep}) \cdot Z_{om.nep}$$

$$Z_{vid.nep} = 213 \text{ сут.}; t_{vid.nep} = -3,6^{\circ} C ;$$

$$ГСОП = (20 - (-3,6)) \cdot 213 = 5026,80^{\circ} C \text{ доба}$$

Інтерполюючи по табл. для стін суспільних будинків, знаходимо необхідний опір теплопередачі для стін:

$$R_o^{mp} = 1,4 + \left[ \frac{1,8 - 1,4}{6000 - 4000} \cdot (5026,8 - 4000) \right] = 1,605 \left( \frac{M^2 \cdot C^o}{Bm} \right);$$

Приймаємо більше із двох необхідних значень  $R_o^{mp} = 1,605 \left( \frac{M^2 \cdot C^o}{Bm} \right);$

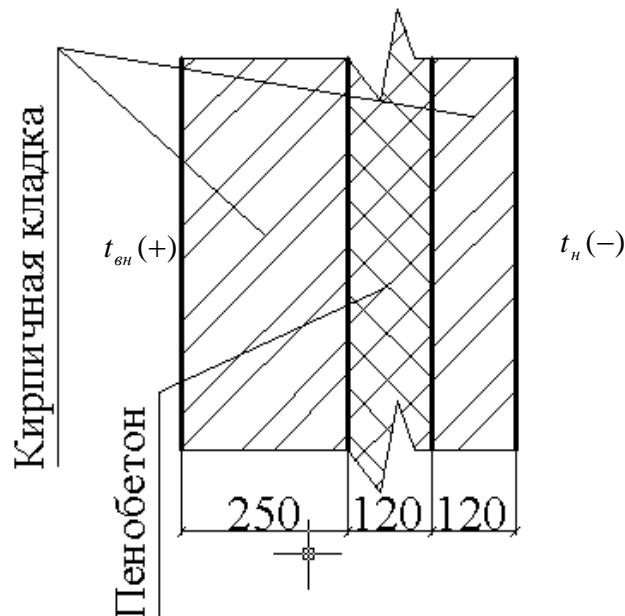
$$R_o = \frac{1}{\alpha_g} + R_1 + R_2 + R_3 + \frac{1}{\alpha_n} = \frac{1}{\alpha_g} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{1}{\alpha_n};$$

б) Використовуючи формулу для наведеного опору теплопередачі, знайдемо необхідну товщину стіни:

$$\delta_2 = \lambda_2 \cdot \left( R_o^{mp} - \frac{1}{\alpha_n} - \frac{\delta_1}{\lambda_1} - \frac{\delta_3}{\lambda_3} - \frac{1}{\alpha_g} \right) = 0,13 \cdot \left( 1,605 - \frac{1}{23} - \frac{0,25}{0,64} - \frac{0,12}{0,64} - \frac{1}{8,7} \right) = 0,113 \text{ м}$$

Прийmemo товщину шаруючи утеплювача  $\delta_2 = 12 \text{ см}$

Сумарна товщина шарів стіни (див. мал. 1.1.) становить  $\delta = 0,25 + 0,12 + 0,12 = 0,51 \text{ м}$  (з урахуванням розчину)



## 2.5.2 Визначення товщини конструкції, що обгороджує, покриття

Вихідні дані: Місце будівництва м. Кривий Ріг Дніпропетровська область.

Зовнішні стіни - з пористої цегли з утеплювачем з пінобетонних блоків.

Характеристики матеріалів покриття:

	Розрахункові коефіцієнти		
	Щільність, кг/м <sup>3</sup>	Теплопровідність, $\lambda \left( \frac{Вт}{м \cdot ^\circ C} \right)$	Теплозасвоєння, $S \left( \frac{Вт}{м^2 \cdot ^\circ C} \right)$
Утеплювач гравій керамзитовий	300	0,13	1,66
Цементно-піщана стяжка	1800	0,93	11,09
Плита з.б.	1800	0,99	12,79

Характеристики мікроклімату приміщень:  $t_e = +20^\circ C$ ;  $\phi_{\square} = 60\%$ .

Визначення режиму експлуатації будинку:

- 1) Вологовий режим приміщення *нормальний* [ 1 ].
  - 2) Зона вологості *нормальна* [ 1 ].
  - 3) Умови експлуатації огороження по "Б" [ 1 ]
  - 4) Необхідне по санітарно-гігієнічних умовах наведений опір теплопередачі.
- У формулу для визначення необхідного опору теплопередачі:

$$R_o^{mp} = \frac{(t_e - t_n) \cdot n}{\alpha_e \cdot \Delta t^n}; \quad (1)$$

потрібно підставити наступні значення:

У формулу ( 1 ) підставляємо:

$$n=1; \quad t_e=20; \quad \alpha_e=8,7.$$

Для Дніпропетровської області  $t_n = t_{5(0,92)} = -26^\circ C$

Для покриття суспільного будинку з нормальним режимом Приймаємо  $\Delta t^n = 4^\circ C$ .

Підставляючи у формулу ( 1 ), одержимо

$$R_o^{Tp} = \frac{(20 - (-26))}{4 \cdot 8,7} = 1,32 \left( \frac{м^2 \cdot C^\circ}{Вт} \right)$$

5) Необхідне за умовами енергозбереження значення

$$ГСОП = (t_e - t_{om.nep}) \cdot Z_{om.nep}$$

$Z_{від.nep.} = 213$  сут.;  $t_{від.nep.} = -3,6^\circ C$  :

$$ГСОП = (20 - (-3,6)) \cdot 213 = 5026,80^\circ C \text{ доба}$$

Інтерполюючи по табл для стін виробничих будинків, знаходимо

$$R_o^{mp} = 1,4 + \left[ \frac{1,8 - 1,4}{6000 - 4000} \cdot (5026,8 - 4000) \right] = 1,605 \left( \frac{м^2 \cdot C^\circ}{Вт} \right);$$

Приймаємо більше із двох необхідних значень  $R_o^{mp}=1,605 \left( \frac{m^2 \cdot C^o}{Вт} \right)$ .

б) Загальний опір покриття теплопередачі.

Шари руберойду не враховуємо. Стяжку, що вирівнює шар і полицю ж/б плити покриття умовно розглядаємо як один шар залізобетону товщиною  $0,02+0,02+0,06=0,105m$  з коефіцієнтом теплопровідності  $\lambda=0,99$ .

Приймаємо утеплювач із насипного керамзиту по [ 1 ] щільністю  $\gamma=300$  кг/м<sup>3</sup> з коефіцієнтом  $\lambda=0,13$ .

$$\delta_y = \lambda_y \cdot \left( R_o^{mp} - \frac{1}{\alpha_n} - \frac{\delta_{бетона}}{\lambda_b} - \frac{1}{\alpha_e} \right) = 0,13 \cdot \left( 1,605 - \frac{1}{23} - \frac{0,105}{0,99} - \frac{1}{8,7} \right) = 0,174m$$

Приймемо товщину утеплювача 18 см.

## РОЗДІЛ №2

### РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ



### 3.1 Розрахунок елементів монолітного перекриття з плитами, опертими по контуру

#### 3.1.1 Загальні дані

Потрібно запроєктувати елементи міжповерхового ребристого монолітного перекриття з плитами опертими по контуру. Дане монолітне перекриття складається з плити, що інтенсивно працює у двох напрямках та балок, перпендикулярних один до одного.

Розрахунок виконується для двоповерхової частини будівлі з сіткою колон  $6 \times 12$  м та розмірами в плані  $64,47 \times 89$  м. Відстань між осями у поперечному напрямі  $6$  м та поздовжньому напрямі -  $12$  м. Нормативне корисне навантаження на міжповерхове перекриття  $4$  кПа. Коефіцієнт надійності з призначення  $\gamma_n = 1$ . Температурні умови нормальні, вологість повітря більш ніж  $40\%$ .

#### 3.1.2 Призначення розмірів поперечного перерізу елементів

Для визначення навантаження від власної ваги елементів перекриття та їх розрахункових прольотів попередньо задаємося поперечними перерізами балок в залежності від їх прольотів. Поперечні балки розміщуємо з кроком  $6$  м.

Висота перерізу балки БМ1 приймається:

$$h = \left( \frac{1}{10} \dots \frac{1}{18} \right) l, \text{ а ширина } b = \left( \frac{1}{2} \dots \frac{1}{3} \right) h;$$

Висоту перерізу поздовжніх балок БМ1 призначаємо:

$$h = \left( \frac{1}{10} \dots \frac{1}{18} \right) \cdot 600 = 60 \dots 33 \text{ см, приймаємо } h=50 \text{ см;}$$

Ширину ребра призначаємо:

$$b = \left( \frac{1}{2} \dots \frac{1}{3} \right) \cdot 50 = 25 \dots 16 \text{ см, приймаємо } b=25 \text{ см;}$$

Висота перерізу балки БМ2 приймається:

$$h = \left( \frac{1}{10} \dots \frac{1}{18} \right) l, \text{ а ширина } b = \left( \frac{1}{2} \dots \frac{1}{3} \right) h;$$

Висоту перерізу поздовжніх балок БМ1 призначаємо:

$$h = \left( \frac{1}{10} \dots \frac{1}{18} \right) \cdot 600 = 60 \dots 33 \text{ см, приймаємо } h=50 \text{ см;}$$

Ширину ребра призначаємо:

$$b = \left( \frac{1}{2} \dots \frac{1}{3} \right) \cdot 50 = 25 \dots 16 \text{ см, приймаємо } b=25 \text{ см;}$$

Товщину плити призначаємо по можливості мінімальною, з умови розташування робочої арматури у двох напрямках та з умов жорсткості.

Приймаємо з умов жорсткості:

$$h_f = (1/50)l = (1/50) \cdot 6000 = 120 \text{ мм} - \text{приймаємо } h_f = 120 \text{ мм.}$$

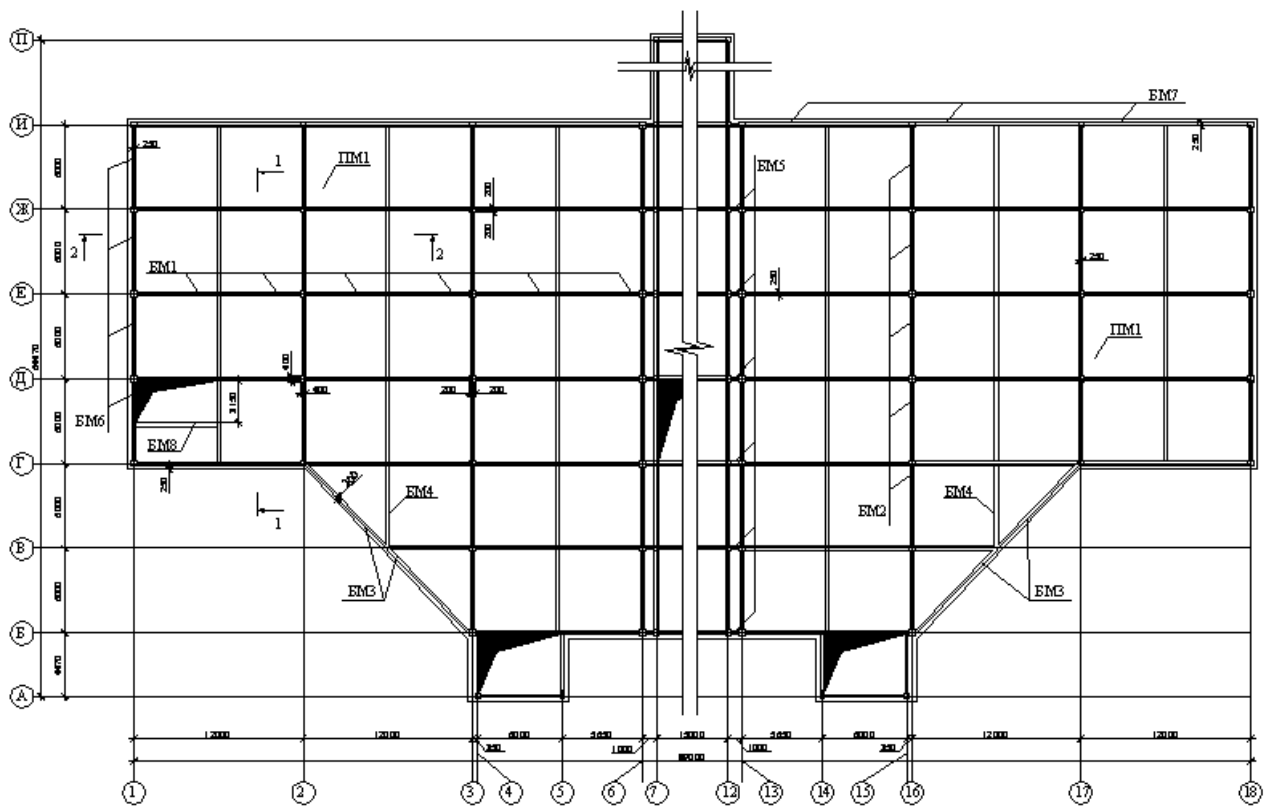


Рис. 3.1 План перекриття на відмітці +4,200

### 3.1.3 Дані для проектування

Для монолітного ребристого перекриття з плитами, опертими по контуру, приймаємо бетон класу В20:  $R_b = 11,5$  МПа,  $R_{bt} = 1,05$  МПа,  $E_b = 27000$  МПа,  $\gamma_{b2} = 0,9$ .

Для армування плити приймаємо зварні рулоні сітки із звичайної арматурної проволки класу Вр-I ( $R_s = 360$  МПа) та арматури класу А-III ( $R_s = 365$  МПа).

Для армування поздовжніх і поперечних балок (БМ1 та БМ2) поздовжню робочу арматуру приймаємо класу А-III з розрахунковим опором  $R_s = 365$  МПа. Монтажні та поперечні стержні каркасів приймаємо класу А-I з розрахунковими опорами:  $R_s = 255$  МПа;  $R_{sw} = 175$  МПа.

### 3.1.4 Розрахунок плити

#### 3.1.4.1 Розрахунок навантаження на плиту перекриття

Підрахунок навантажень на  $1 \text{ м}^2$  перекриття наведений у таблиці 3.1.

Вид навантаження та підрахунок при середній щільності	Нормативне значення, Па	Коефіцієнт надійності з навантаження,	Розрахункове значення, Па
-------------------------------------------------------	-------------------------	---------------------------------------	---------------------------

<b>Постійне:</b>			
- керамічна плитка, t=6 мм	200	1,2	240
- підстиляючий шар, t=10 мм	150	1,2	180
- цементний розчин t=20 мм	400	1,3	520
- плита t=120 мм	3000	1,1	3300
Разом			4240
<b>Тимчасове:</b>	4000	1,2	4800

Таблиця 3.1

### 3.1.4.2 Визначання розрахункових прольотів

За розрахункове значення першого та середнього прольотів приймаємо відстань між гранями балок.

Визначимо розрахункові прольоти та згинальні моменти у панелі плити:

$$l_{01} = l_{02} = l_1 - b_{2s} = 6 - 0,25 = 5,75 \text{ м};$$

$$\frac{l_{01}}{l_{02}} = \frac{5,75}{5,75} = 1.$$

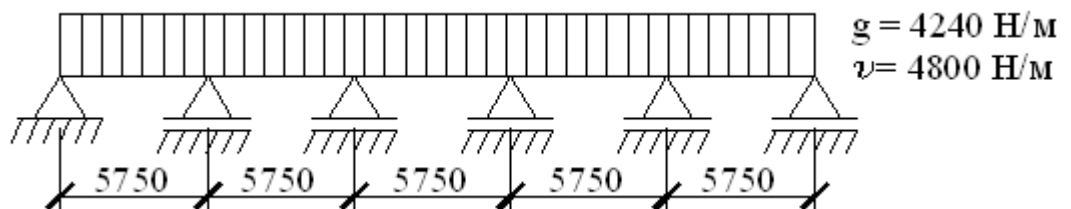


Рис. 3.2 Розрахункова схема плити в напрямі  $l_1$

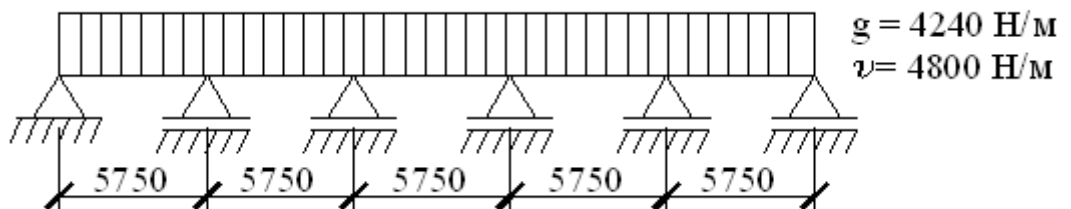


Рис. 3.3 Розрахункова схема плити в напрямі  $l_2$

### 3.1.4.3 Визначання розрахункових моментів

Основне рівняння для визначення згинальних моментів у плиті залежить від прийнятого способу армування. При армуванні плити сітками з поперечною та поздовжньою робочою арматурою рівняння має вигляд:

$$\frac{(g+v) \cdot l_{01}^2}{12} (3l_{01} - l_{01}) = (2M_1 + M_I + M'_I)l_{02} + (2M_2 + M_{II} + M'_{II})l_{01}.$$

Прийнявши співвідношення моментів  $M_2/M_1$ ;  $M_{II}/M_1$  та  $M'_{II}/M_1$  зводимо задачу до визначення одного невідомого згинального моменту  $M_1$ .

Приймаємо наступні співвідношення між згинальними моментами по таблиці:

$$M_2/M_1=0,4 \quad \frac{M_I}{M_1} = \frac{M'_I}{M_1} = 1,7; \quad \frac{M_{II}}{M_1} = \frac{M'_{II}}{M_1} = 1,7;$$

Підставимо в основне рівняння прийняті співвідношення згинальних моментів, виражених через  $M_1$ :

$$\frac{9,04 \cdot 5,75^2}{12} (3 \cdot 5,75 - 5,75) = 5,75(1,7 \cdot M_1 + 1,7M_1 + 1,7M_1) + 5,75 \cdot (2 \cdot 0,4M_1 + 1,7M_1 + 1,7M_1);$$

$$286=50M_1$$

$$M_1 = \frac{286}{50} = 5,7 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_2=0,4 \cdot 5,7=2,3 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_I = M_{II} = M'_I = M'_{II} = 1,7 \cdot 5,7 = 9,7 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Перевіряємо прийняту товщину плити по максимальному згинальному моменту  $M_{II}=9,7$  кН·м.

Приймаємо  $\xi=0,15$  та  $b=1000$  мм.

$$\alpha_m = \xi(1-0,5\xi) = 0,15(1-0,5 \cdot 0,15) = 0,139$$

Робоча висота

$$h_0 = \sqrt{\frac{M_{II}}{\alpha_m R_b b}} = \sqrt{\frac{9,7 \cdot 10^6}{0,139 \cdot 11,5 \cdot 0,9 \cdot 1000}} = 82 \text{ мм}.$$

Приймаємо відстань від розтягнутої грані плити до центра ваги розтягнутої арматури при  $a=15$  мм. Для розрахункового армування попередньо була прийнята арматура класу Вр-І  $\varnothing 5$  мм. Поперечна та конструктивна арматура класу Вр-І  $\varnothing 3$  мм. Виходячи з цього отримуємо:

$$\alpha = 10 + 5 = 15 \text{ мм}.$$

Повна висота перерізу

$$h = h_0 + a = 82 + 15 = 97 \text{ мм}.$$

Залишаємо  $h=120$  мм з врахування умов жорсткості плити.

#### 3.1.4.4 Визначення перерізів робочої арматури плити

Переріз арматури в прольотах та на підпорах плити, де є защемлення плити з усіх чотирьох сторін у балках, зменшуємо на 20%.

Розрахункова висота перерізу при робочій арматурі  $\varnothing 5$  Вр-І по двом напрямкам:

- по напрямку  $l_1$

$$h_0 = h - a = 12 - 1,5 = 10,5 \text{ см};$$

- по напрямку  $l_2$

$$h_0 = h - a = 12 - 1,5 = 10,5 \text{ см.}$$

Розраховуємо площу перерізу арматури по напрямку  $l_1$  при  $M_I = 5,7 \text{ кН}\cdot\text{м}$ :

$$h_0 = 10,5 \text{ см.}$$

$$\alpha_m = \frac{0,8M_1}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,8 \cdot 570000}{11,5 \cdot 100 \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 10,5^2} = 0,04 \Rightarrow \zeta = 0,98;$$

$$A_s = \frac{0,8M_1}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{0,8 \cdot 570000}{360 \cdot 100 \cdot 0,98 \cdot 10,5} = 1,23 \text{ см}^2;$$

Приймаємо 7Ø5 Вр-I з кроком 150 мм (на 1 м умовно виділеної полоси),  $A_s = 1,37 \text{ см}^2$ .

Розраховуємо площу перерізу арматури по напрямку  $l_2$  при  $M_I = 2,3 \text{ кН}\cdot\text{м}$ :

$$h_0 = 10,5 \text{ см;}$$

$$\alpha_m = \frac{0,8M_1}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,8 \cdot 230000}{11,5 \cdot 100 \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 10,5^2} = 0,016 \Rightarrow \zeta = 0,993;$$

$$A_s = \frac{0,8M_1}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{0,8 \cdot 230000}{360 \cdot 100 \cdot 0,993 \cdot 10,5} = 0,49 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 4Ø5 Вр-I з кроком 250 мм (на 1 м умовно виділеної полоси),  $A_s = 0,79 \text{ см}^2$ .

Переріз арматури на середніх підпорах в напрямку прольоту  $l_1$  зменшуємо на 20 %.

$$M_I = M'_I = M_{II} = M'_{II} = 12,4 \text{ кН}\cdot\text{м;}$$

$$h_0 = h - a = 12 - 1,5 = 10,5 \text{ см;}$$

$$\alpha_m = \frac{0,8M_1}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,8 \cdot 970000}{11,5 \cdot 100 \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 10,5^2} = 0,068 \Rightarrow \zeta = 0,965;$$

$$A_s = \frac{0,8M_1}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{0,8 \cdot 970000}{355 \cdot 100 \cdot 0,965 \cdot 10,5} = 2,16 \text{ см}^2.$$

Приймаємо сітки з поперечною робочою арматурою 8Ø6 А-III з кроком 125 мм (на 1 м умовно виділеної полоси),  $A_s = 2,26 \text{ см}^2$ .

Переріз арматури на середніх підпорах в напрямку прольоту  $l_2$  зменшуємо на 20 %.

Переріз арматури на середніх підпорах в напрямку прольоту  $l_1$  зменшуємо на 20 %.

$$M_I = M'_I = M_{II} = M'_{II} = 12,4 \text{ кН}\cdot\text{м;}$$

$$h_0 = h - a = 12 - 1,5 = 10,5 \text{ см;}$$

$$\alpha_m = \frac{0,8M_1}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,8 \cdot 970000}{11,5 \cdot 100 \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 10,5^2} = 0,068 \Rightarrow \zeta = 0,965;$$

$$A_s = \frac{0,8M_1}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{0,8 \cdot 970000}{355 \cdot 100 \cdot 0,965 \cdot 10,5} = 2,16 \text{ см}^2.$$

Приймаємо сітки з поперечною робочою арматурою 8Ø6 А-III з кроком 125 мм (на 1 м умовно виділеної полоси),  $A_s = 2,26 \text{ см}^2$ .

### 3.1.4.5 Конструювання арматури плити

Для армування плити в прольотах панелі (по низу плити) приймаємо сітку марки С1 з робочою арматурою у двох напрямках із стержнів Ø5 мм:

$$\frac{5Bp - I - 150}{5Bp - I - 250} 3780 \cdot 3760 \cdot \frac{30}{15}.$$

Для армування монолітної плити на підпорах визначаємо ширину та довжину даних сітки С2.

Ширину сітки приймаємо рівною 1/4 прольоту у кожен бік від осі опори:

-по напрямку  $l_1$

$$B_1 = 1/4l_1 + 1/4l_1 = 6000/4 + 6000/4 = 3000 \text{ мм};$$

- по напрямку  $l_2$

$$B_2 = 1/4l_2 + 1/4l_2 = 6000/4 + 6000/4 = 3000 \text{ мм}.$$

Довжина сіток при перерізі колон 400 x 400 мм:

- по напрямку  $l_1$   $L_1 = 6000 - 400 = 5600$  мм;

- по напрямку  $l_2$   $L_2 = 6000 - 400 = 5600$  мм.

Армування плити на підпорі виконуємо сітками С2 та С3 по напрямку  $l_1$  та  $l_2$  марки:

$$\frac{3Bp - I - 250}{6A - III - 125} 3040 \cdot 6040 \cdot \frac{20}{20};$$

$$\frac{6A - III - 125}{3Bp - I - 250} 3040 \cdot 6040 \cdot \frac{20}{20}.$$

Плиту на крайніх опорах армуємо сіткою С4 та С5 марки:

$$\frac{3Bp - I - 250}{6A - III - 125} 3040 \cdot 3040 \cdot \frac{20}{20};$$

$$\frac{6A - III - 125}{3Bp - I - 250} 3040 \cdot 3040 \cdot \frac{20}{20}.$$

## 3.1.5 Розрахунок балки БМ1

### 3.1.5.1 Дані для проектування

Для розрахунку контурних балок використовуємо бетон класу В20:  $R_b = 11,5$  МПа,  $R_{bt} = 1,05$  МПа,  $E_b = 27000$  МПа,  $\gamma_{b2} = 0,9$ .

Для армування балок приймаємо плоскі зварні арматурні каркаси із арматури класу А-III ( $R_s = 365$  МПа). Монтажні та поперечні стержні каркасів приймаємо класу А-I з розрахунковими опорами:  $R_s = 255$  МПа;  $R_{sw} = 175$  МПа.

### 3.1.5.2 Розрахунок поздовжньої балки БМ1

За розрахункове значення для першого та середнього прольотів приймаємо відстань між гранями колон.

Перерізи балок БМ1 прийняті відповідно:

$$h \times b = 50 \times 25 \text{ см};$$

$$l_{01} = l_1 - 0,5h_c = 600 - 0,5 \cdot 40 = 580 \text{ см.}$$

### 3.1.5.2.1 Розрахункові навантаження

Розрахункове рівномірно розподілене навантаження від власної ваги балки та частини перекриття розташованого безпосередньо над балкою шириною  $b$ :

$$q_1 = (h - h_p)b \cdot \rho \cdot \gamma_f + g \cdot b = (0,5 - 0,12)0,25 \cdot 25000 \cdot 1,1 + 4240 \cdot 0,25 = 3673 \text{ Н/м}$$

Розрахункове тимчасове рівномірно розподілене навантаження розташоване безпосередньо над балкою шириною  $b$ :

$$V_1 = V \cdot b = 4800 \cdot 0,25 = 1200 \text{ Н/м}$$

Повне рівномірно розподілене навантаження над балкою:

$$q_b = g + V = 3673 + 1200 = 4870 \text{ Н/м}$$

Постійне розрахункове (розподілене по закону трапеції) навантаження на балку від власної ваги перекриття з двох прилеглих до балки плит:

$$q_2 = g \cdot l_2 = 4240 \cdot 5,75 = 24380 \text{ Н/м}$$

Розрахункове тимчасове (розподілене по закону трапеції) навантаження на балку з двох прилеглих до балки плит:

$$V_2 = V \cdot l_2 = 4800 \cdot 5,75 = 27600 \text{ Н/м}$$

Еквівалентне рівномірно розподілене навантаження, що передається на балку:

$$\text{- постійне } q_e = k_e \cdot q_2 = 0,625 \cdot 24380 = 15238 \text{ Н/м, де}$$

$$k_e = 1 - 2a^2 + a^3 = 1 - 2 \cdot 0,5^2 + 0,5^3 = 0,625;$$

$$a = \frac{\alpha}{l_1} = \frac{2,875}{5,75} = 0,5;$$

$$\alpha = 0,5(l_1 - (l_1 - l_2)) = 0,5(5,75 - (5,75 - 5,75)) = 2,875 \text{ м.}$$

$$\text{- тимчасове } V_e = k_e \cdot V_2 = 0,625 \cdot 27600 = 17250 \text{ Н/м};$$

$$\text{- повне постійне навантаження } q = q_e + q_1 = 15238 + 3673 = 18911 \text{ Н/м};$$

$$\text{- повне тимчасове навантаження } V = V_e + V_1 = 17250 + 1200 = 18450 \text{ Н/м.}$$

З врахуванням еквівалентних навантажень розрахункове рівномірно розподілене навантаження на балку БМ1 буде:

$$q_p = q + V = 18911 + 18450 = 37361 \text{ Н/м};$$

$$q_p^{\cdot} = q + \frac{V}{4} = 18911 + \frac{18450}{4} = 23524 \text{ Н/м};$$

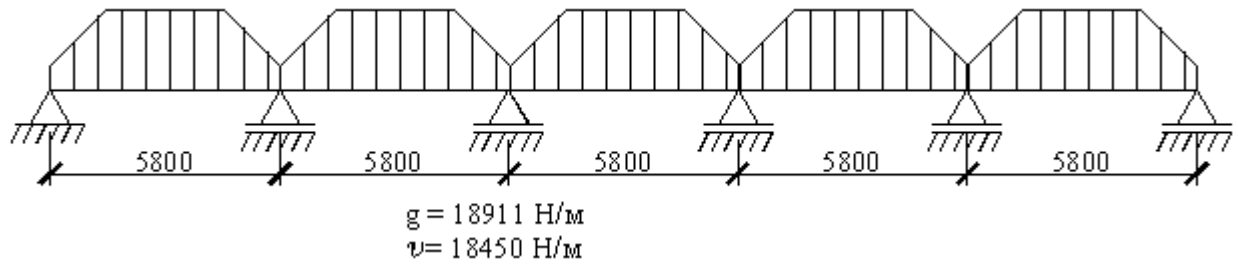


Рис. 3.4 Розрахункова схема балки БМ1

### 3.1.5.2.2 Визначення розрахункових моментів

Згинальний момент в вільно опертих одно прольотних балках:

$$M_0 = \frac{(3l_1^2 - l_2^2)l_2 \cdot q}{24} = \frac{(3 \cdot 5,75^2 - 5,75^2) \cdot 5,75 \cdot 9,04}{24} = 143,2 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Згинальний момент на опорі:

$$M_1 = M_B = 0,7M_0 + \frac{q_b \cdot l_{01}^2}{11} = 0,7 \cdot 143,2 + \frac{4,87 \cdot 5,8^2}{11} = 115,1 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Згинальний момент в прольоті:

$$M_2 = 0,5M_0 + \frac{q_b \cdot l_{01}^2}{16} = 0,5 \cdot 143,2 + \frac{4,87 \cdot 5,8^2}{16} = 81,7 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Мінімально можливий згинальний момент в прольоті з врахуванням защемлення з 4-х сторін:

$$M_1' = 0,4M_0 + \frac{q_b \cdot l_{01}^2}{24} = 0,4 \cdot 143,2 + \frac{4,87 \cdot 5,8^2}{24} = 64,1 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Згинальні моменти в прольотах від навантаження  $q_p$ :

$$M_1 = \frac{q_p \cdot l_1^2}{11} = \frac{23,5 \cdot 5,75^2}{11} = 70,6 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_2 = \frac{q_p \cdot l_1^2}{16} = \frac{23,5 \cdot 5,75^2}{16} = 48,6 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Мінімальний розрахунковий згинальний момент в прольоті:

$$M_2 = -\frac{2M_B}{2} + M_2 = -\frac{2 \cdot 115,1}{2} + 48,6 = -66,5 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Поперечні сили на опорах:

- на крайній опорі

$$Q_A = 0,5(V_2 + q_b \cdot l_1) - \frac{M_1}{l_1} = 0,5(149,5 + 4,87 \cdot 5,75) - \frac{115,1}{5,75} = 68,7 \text{ кН, де}$$

$$V_2 = \frac{(2l_1 - l_2)l_1(g + V)}{2} = \frac{(2 \cdot 5,75 - 5,75) \cdot 5,75 \cdot 9,04}{2} = 149,5 \text{ кН};$$

- на першій проміжній опорі зліва

$$Q_{B1} = 0,5(V_2 + q_b \cdot l_1) + \frac{M_1}{l_1} = 0,5(149,5 + 4,87 \cdot 5,75) + \frac{115,1}{5,75} = 108,8 \text{ кН};$$

- на першій проміжній опорі справа

$$Q_{B2} = 0,5(V_2 + q_b \cdot l_1) = 0,5(149,5 + 4,87 \cdot 5,75) = 88,8 \text{ кН}.$$



### 3.1.5.2.3 Підбір перерізу поздовжньої арматури

Уточнюємо висоту балки по опорному моменту, попередньо прийнявши  $\zeta = 0,35$  та відповідно  $\alpha_m = 0,289$ :

$$h_0 = \sqrt{\frac{\gamma_n M}{\alpha_m R_b b \gamma_{b2}}} = \sqrt{\frac{0,95 \cdot 14320000}{0,289 \cdot 25 \cdot 0,9 \cdot 11,5 \cdot 100}} = 42,7 \text{ см}$$

Залишаємо попередньо прийнятий переріз балки 25 x 50 см.

Робоча висота перерізу:

$$h_0 = 50 - 3,5 = 46,5 \text{ см}$$

Переріз балки є тавровим з полицею розташованій в стиснутій зоні.

$$\text{Відношення } \frac{h_f}{h} = \frac{12}{50} = 0,24 \leq 0,1h = 0,1 \cdot 50 = 0,5.$$

Розрахункова ширина полиці:

$$b_f = 12h_f + b = 12 \cdot 12 + 25 = 169 \text{ см.}$$

Визначаємо до якого розрахункового випадку відноситься переріз. При дотриманні умови:

$$M \leq R_b \gamma_{b2} b_f h_f (h_0 - 0,5h_f) - \text{нейтральна вісь проходить в полиці } x \leq h_f$$

$$0,95 \cdot 143,2 \cdot 10^5 = 136 \cdot 10^5 \leq 0,9 \cdot 11,5 \cdot 100 \cdot 169 \cdot 12(46,5 - 0,5 \cdot 12) = 850,1 \cdot 10^5 \text{ Н}\cdot\text{см} -$$

умова виконується.

Розрахунок ведемо як для елемента прямокутного перерізу з шириною  $b_f = 169$  см.

Розрахунковий переріз арматури в прольоті:

$$\alpha_m = \frac{\gamma_n M_2}{R_b \cdot b_f \cdot h_0^2 \cdot \gamma_b^2} = \frac{0,95 \cdot 8170000}{11,5 \cdot 100 \cdot 169 \cdot 46,5^2 \cdot 0,9} = 0,021; \zeta = 0,99;$$

$$A_s = \frac{0,8M_1}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{0,95 \cdot 8170000}{365 \cdot 100 \cdot 0,99 \cdot 46,5} = 4,62 \text{ см}^2.$$

Приймаємо в двох каркасах 2Ø18 А-III з  $A_s=5,09$  см<sup>2</sup>.

Процент армування:

$$\mu = 100 \frac{A_s}{bh_0} = 100 \cdot \frac{5,09}{25 \cdot 46,5} = 0,44 \%$$

Розрахунковий переріз арматури на опорі:

$$\alpha_m = \frac{\gamma_n M_2}{R_b \cdot b_f \cdot h_0^2 \cdot \gamma_b^2} = \frac{0,95 \cdot 6650000}{11,5 \cdot 100 \cdot 25 \cdot 46,5^2 \cdot 0,9} = 0,113; \zeta = 0,94, \xi = 0,12;$$

$$A_s = \frac{0,8M_1}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{0,95 \cdot 6650000}{365 \cdot 100 \cdot 0,94 \cdot 46,5} = 3,96 \text{ см}^2.$$

Приймаємо в двох каркасах 2Ø16 А-III з  $A_s=4,02$  см<sup>2</sup>.

Процент армування:

$$\mu = 100 \frac{A_s}{bh_0} = 100 \cdot \frac{4,02}{25 \cdot 46,5} = 0,35 \%$$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} = 0,85 - 0,008 \cdot 11,5 \cdot 0,9 = 0,77;$$

Граничне значення  $\zeta_R$  визначаємо за формулою

$$\xi_R = \omega / [1 + \sigma_{SR} / \sigma_{SCU} \cdot (1 - \omega / 1, 1)] \leq 0,6, \text{ де}$$

$$\sigma_{SR} = R_s - \sigma_{SP} = 365 - 0 = 365 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{SCU} = 500 \text{ МПа};$$

$$\xi_R = 0,77 / [1 + 365 / 500 (1 - 0,77 / 1, 1)] = 0,6,$$

Так як  $\xi = 0,18 \leq \xi_R = 0,6$  - умова виконується.

### 3.1.5.2.4 Розрахунок міцності похилих перерізів балки БМ1

Розрахункова поперечна сила на крайні опори:

$$Q_A = 68700 \cdot 0,95 = 65265 \text{ кН}$$

Визначаємо проекцію розрахункового похилого перерізу на поздовжню вісь  $s$ , послідовно визначаючи:

$$B_b = \gamma_{b4} R_{bt} \gamma_{b2} b h_0^2 = 2 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 46,5 \cdot 100 = 87,6 \cdot 10^5 \text{ Н/см}$$

В розрахунковому похилому перерізі:

$$Q_b = Q_{sw} = \frac{Q}{2} = \frac{68700}{2} = 34350 \text{ Н}$$

Відповідно до цього:

$$c = \frac{B_b}{0,5 Q_A} = \frac{87,6 \cdot 10^5}{0,5 \cdot 65265} = 268 \text{ см} > 2h_0 = 2 \cdot 46,5 = 93 \text{ см}$$

Приймаємо  $c = 93$  см.

Визначаємо значення поперечної сили, що сприймається поперечними стержнями:

$$Q_{sw} = \frac{Q_A}{2} = \frac{65265}{2} = 32633 \text{ Н};$$

$$q_{sw} = \frac{Q_{sw}}{c} = \frac{32633}{93} = 351 \text{ Н/см};$$

Діаметр поперечних стержнів встановлюємо з умов зварювання з поздовжньою робочою арматурою  $d=18$  мм. Приймаємо поперечну арматуру класу А-I  $d_{sw}=8$  мм ( $R_{sw}=175$  МПа,  $A_{sw}=0,503$  см<sup>2</sup>).

$$\text{Так як } \frac{d_{sw}}{d} = \frac{8}{18} = 0,44 > \frac{1}{3} = 0,33, \text{ то коефіцієнт } \gamma_{s2} = 1.$$

$$\text{При двох каркасах } A_{sw} = 2 \cdot 0,503 = 1,006 \text{ см}^2.$$

Максимально допустимий крок поперечних стержнів:

$$S = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{175 \cdot 100 \cdot 1,006}{351} = 50,2 \text{ см}$$

З конструктивних вимог в середині прольоту на ділянці довжиною  $2/4l$   
 $S \leq \frac{3h}{4} = \frac{3 \cdot 50}{4} = 37,5$  см та не більше  $S \leq 50$  см. Виходячи з цього приймаємо

крок поперечних стержнів  $S = 35$  см.

Перевіряємо достатність кроку 35 см для сприйняття максимальної поперечної сили на першій проміжній опорі:

$$Q_{B1} = 108800 \cdot 0,95 = 103360 \text{ Н};$$

$$B_b = 87,6 \cdot 10^5 \text{ Н/см};$$

$$c = \frac{B_b}{0,5Q_{B1}} = \frac{87,6 \cdot 10^5}{0,5 \cdot 103360} = 170 \text{ см} > 2h_0 = 2 \cdot 46,5 = 93 \text{ см};$$

Приймаємо  $c=93$  см, тоді

$$Q_{sw} = \frac{Q_{B1}}{2} = \frac{103360}{2} = 51680 \text{ Н};$$

$$q_{sw} = \frac{Q_{sw}}{c} = \frac{103360}{93} = 1111 \text{ Н/см};$$

Крок поперечних стержнів на приопорній ділянці:

$$S = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{175 \cdot 100 \cdot 1,006}{1111} = 15,8 \text{ см, що не більше ніж } \frac{3h}{4} = \frac{3 \cdot 50}{4} = 37,5 \text{ см.}$$

Остаточно приймаємо крок поперечних стержнів на приопорних ділянках балки на відстань  $1/4l$  від опори з конструктивних вимог  $S \leq 15$  см та

$$S \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ см. Приймаємо } S = 15 \text{ см.}$$

В середині прольоту приймаємо крок поперечних стержнів з умов сприйняття поперечної сили та керуючись конструктивними вимогами

$$S \leq \frac{3h}{4} = \frac{3 \cdot 50}{4} = 37,5 \text{ см та } S = 50 \text{ см. Приймаємо } S = 35 \text{ см.}$$

## 3.2 Розрахунок середньої колони першого поверху

### 3.2.1 Загальні дані

Бетон класу В20;  $R_b = 11,5$  МПа;  $R_{bt} = 0,9$  МПа;  $E_1 = 27000$  МПа;  $\gamma_{b2} = 0,9$ ; робоча арматура класу А-III;  $R_s = 365$  МПа;  $R_{sw} = 290$  МПа;  $E_s = 200000$  МПа; поперечна та конструктивна арматура класу А-I. Задаємося перерізом колони 1-го поверху 400 x 400 мм. Вантажна площа для колони середнього ряду першого поверху в двоповерховій частині при висоті колони 4,2 м:  $6 \times 12 = 72 \text{ м}^2$ .

### 3.2.2 Розрахункові навантаження

Будівля знаходиться в III районі снігового навантаження з характеристичним навантаженням для міста Кривий Ріг – 1110 Па.

Підрахунок навантажень на 1 м<sup>2</sup> перекриття наведений у таблиці 3.2.

Таблиця 3.2

Визначення навантаження на 1 м<sup>2</sup> перекриття, кН/м<sup>2</sup>

Вид навантаження та підрахунок при середній щільності	Нормативне значення, Па	Коефіцієнт надійності з навантаження,	Розрахункове значення, Па
<b>Постійне:</b>			
- керамічна плитка, t=6 мм	200	1,2	240
- підстиляючий шар, t=10 мм	150	1,2	180
- цементний розчин t=20 мм	400	1,3	520
- плита t=120 мм	3000	1,1	3300
Разом			4240
<b>Тимчасове:</b>	4000	1,2	4800

Підрахунок навантажень на 1 м<sup>2</sup> покриття наведений у таблиці 3.3.

Таблиця 3.3

Визначення навантаження на 1 м<sup>2</sup> покриття, кН/м<sup>2</sup>

Вид навантаження та підрахунок при середній щільності	Характеристичне значення, Па	Коефіцієнт надійності з навантаження,	Граничне значення, Па
<b>Постійне:</b>			
Рулонний килим «Ізолен»	250	1,2	300
Полімерно цементна стяжка	400	1,3	520
Утеплювач «Ursa»	300	1,2	360
Пароізоляція «Пароізол»	100	1,2	120
Плита покриття, t=120 мм, ρ=2500 кг/м <sup>3</sup>	3000	1,1	3300
Разом:			4600
Снігове	1110	1,04	1154
<b>Повне:</b>			5754

Власна вага колони:

$$q_1 = \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot b \cdot h \cdot H \cdot \rho = 1,1 \cdot 0,95 \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot 4,2 \cdot 25 = 17,6 \text{ кН}$$

Навантаження від балки БМ1:

$$q_1 = \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot b \cdot h \cdot l \cdot \rho = 1,1 \cdot 0,95 \cdot 0,2 \cdot 0,5 \cdot 6 \cdot 25 = 15,7 \text{ кН}$$

Навантаження від балки БМ2:

$$q_1 = \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot b \cdot h \cdot l \cdot \rho = 1,1 \cdot 0,95 \cdot 0,2 \cdot 0,5 \cdot 6 \cdot 25 = 15,7 \text{ кН}$$

Сумуємо розрахункові навантаження на колону:

- від покриття:

$$\text{- повне } N = g_{\text{пок}} \cdot S \cdot \gamma_n = 4,6 \cdot 72 \cdot 0,95 = 315 \text{ кН}$$

- від перекриття

$$\text{- повне } N = g_{\text{пер}} \cdot S \cdot \gamma_n = 4,24 \cdot 72 \cdot 0,95 = 290 \text{ кН}$$

- тимчасове

$$\text{- повне } V = V \cdot S \cdot \gamma_n = 1,11 \cdot 1,04 \cdot 72 = 83 \text{ кН}$$

$$\text{- довготривале } V_{\text{дм}} = V \cdot S \cdot \gamma_n \cdot 0,7 = 1,154 \cdot 72 \cdot 0,7 = 58,2 \text{ кН}$$

$$\text{- короткочасне } V_{\text{нт}} = V \cdot S \cdot \gamma_n \cdot 0,3 = 1,154 \cdot 72 \cdot 0,3 = 24,8 \text{ кН}$$

- корисне на перекриття

$$\text{- повне } V_{\text{корисне}} = V \cdot S \cdot \gamma_n = 4,8 \cdot 0,95 \cdot 72 = 328 \text{ кН}$$

$$\text{- довготривале } V_{\text{кор.дм}} = V \cdot S \cdot \gamma_n \cdot 0,7 = 4,8 \cdot 72 \cdot 0,7 = 242 \text{ кН}$$

$$\text{- короткочасне } V_{\text{кор.нт}} = V \cdot S \cdot \gamma_n \cdot 0,3 = 4,8 \cdot 72 \cdot 0,3 = 86 \text{ кН}$$

Визначаємо розрахункові навантаження на колону 1-го поверху:

- довготривале

$$N_1^{\text{дм}} = 17,6 + 15,7 \cdot 4 + 15,7 \cdot 8 + 315 + 290 + 58,2 + 242 = 1111,2 \text{ кН}$$

$$\text{- короткочасне } N_1^{\text{км}} = 24,8 + 86 = 110,8 \text{ кН}$$

$$\text{- повне розрахункове } N_1 = N_1^{\text{дм}} + N_1^{\text{км}} = 1111,2 + 110,8 = 1222 \text{ кН}$$

### 3.2.3 Розрахунок армування колони

Розрахункова довжина колони з урахуванням защемлення її в фундаменті:  $l_0 = 0,7(H + 150) = 0,7 \cdot (4200 + 150) = 3045 \text{ мм}$ .

$$\text{Визначаємо відношення } l_0 / h = 3045 / 400 = 7,6$$

$$N_1^{\text{дм}} / N_1 = 1111,2 / 1222 = 0,91 \approx 1$$

Визначаємо коефіцієнти  $\varphi_b = 0,93$  та  $\varphi_{sb} = 0,93$  в залежності від співвідношення  $l_0 / h$  та  $N_1^{\text{дм}} / N_1$ .

Уточнюємо коефіцієнт

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b) \mu (R_s / R_b) = 0,93 + 2(0,93 - 0,93) \cdot 0,05 \cdot (365 / 11,5) = 0,93,$$

де  $\mu = 0,05$  - коефіцієнт армування, попередньо прийнятий.

Перевіряємо попередньо прийняті розміри поперечного перерізу колони:

$$A_c = \frac{N_1}{\varphi \cdot (R_b \cdot \gamma_{b2} + \mu \cdot R_{sc})} = \frac{1222000}{0,93 \cdot (11,5 \cdot 0,9 + 0,05 \cdot 365)} = 45943 \text{ мм}^2;$$

Визначаємо висоту перерізу колони:

$$h_c = \sqrt{A_c} = \sqrt{45943} = 214 \text{ мм}$$

Приймаємо розміри колони першого поверху 300 х 300 мм з  $A_c=90000 \text{ мм}^2$ .

Площа робочої арматури:

$$(A_s + A'_s) = \frac{N_1}{\eta \cdot \varphi \cdot R_{sc}} - A \cdot \frac{R_b}{R_{sc}} = \frac{1222000}{1 \cdot 0,93 \cdot 365 \cdot 100} - 30 \cdot 30 \cdot \frac{11,5 \cdot 0,9}{365} = 10,5 \text{ см}^2$$

Приймаємо 2Ø28 А-III з  $A_s=12,32 \text{ см}^2$  біля кожної робочої грані колони. Захисний шар бетону приймаємо 40 мм.

Поперечну арматуру приймаємо конструктивно 8ØА-I з кроком не більше  $S < 20d$  поздовжньої арматури та не більше 500 мм;  $S=20 \cdot 28=560 \text{ мм}$ . Приймаємо крок поперечних стержнів 500 мм.

## РОЗДІЛ №3

# ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

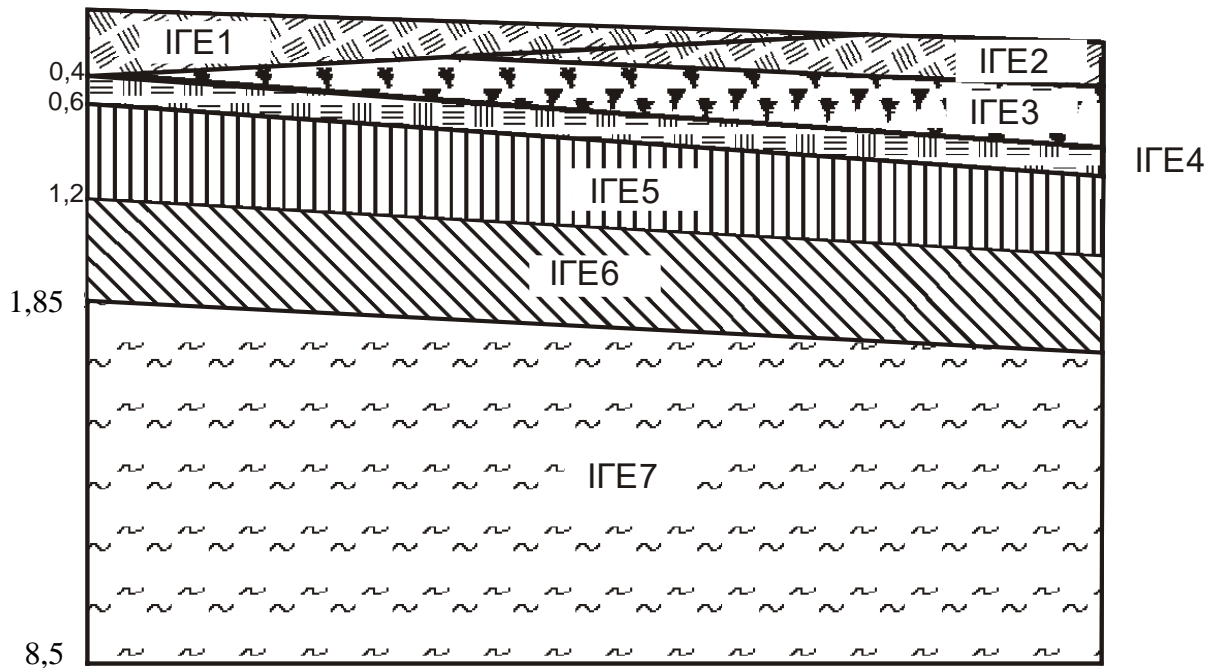
## 4.1 Вихідні дані для проектування фундаменту

Рівень підземних вод: 8,0м

Переріз колони: 0,4х0,4 м

Навантаження на фундамент:  $N = 1239,6$  кН.

### Інженерно-геологічний розріз



ІГЕ 1 - Насипний шар чорнозему, місцями перемішаний з суглинками, твердий.

ІГЕ 2 - Насипний шар суглинку жовтувато-сірого кольору, твердий.

ІГЕ 3 - Ґрунтовий шар твердий.

ІГЕ 4 - Суглинок сірувато- і темно-бурий, лесовидний, нерівномірно-гумусований, карбонатний, твердий (шар підґрунтя).

ІГЕ 5 - Суглинок жовто-бурий коричневий, сіруватий, лесовидний, місцями сильнонеоднорідний по складу, з сірими набряками, тріщинуватий, карбонатний, з включеннями борошнистих карбонатів, з нальотами марганцю.

ІГЕ 6 - Суглинок коричнево-бурий, червонуватий, на початку шару тріщинуватий, нижче щільний, карбонатний з включеннями борошнистих карбонатів, з частими скупченнями кристалів гіпсу, важкий, слабов'язкий, твердий.

ІГЕ 7 - Глина темно-бура, однорідна, карбонатна, з скупченнями кристалів гіпсу, щільна, важка, слабов'язка, тверда.



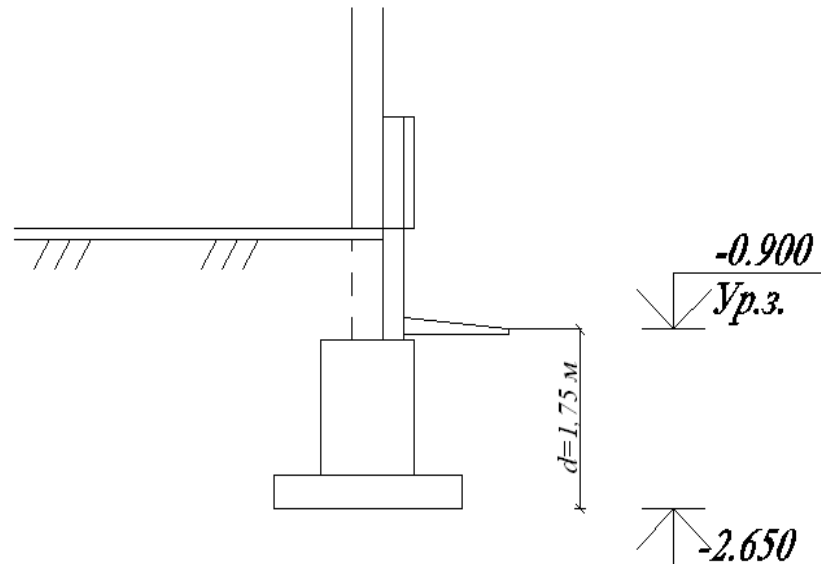
Потужність шарів та фізико-механічні характеристики  
грунтів інженерно-геологічного розрізу

Назва ґрунту	$\rho_d$ , т/м <sup>3</sup>	$\gamma$ , кН/ м <sup>3</sup>	$\gamma_d$ , кН/ м <sup>3</sup>	$\gamma_s$ , кН/ м <sup>3</sup>	$n$	$e$
Суглинок жовто-бурий коричнюватий (ІГЕ-5)	1,53	18,15	15	26,3	0,43	0,752
Суглинок коричнево-бурий (ІГЕ-6)	1,58	18,40	15,5	26,49	0,41	0,709
Глина темно-бура (ІГЕ-7)	1,51	19,30	14,81	26,68	0,44	0,797

4.2

Назва ґрунту	$S_r$	$I_p$	$I_L$	$E$ , МПа	$C_n$ , кПа	$\varphi_n^o$	$R_0$ , кПа
Суглинок жовто-бурий коричнюватий (ІГЕ-5)	0,75	0,17	<0	16,7	20	23,41	<b>200</b>
Суглинок коричнево-бурий (ІГЕ-6)	0,96	0,18	-0,1	19,74	33	22,05	<b>250</b>
Глина темно-бура (ІГЕ-7)	0,96	0,20	-1	23,30	43	19,0	<b>300</b>

**Визначення глибини закладання фундаменту**



Планування будівельного майданчика здійснюється зрізанням на глибину 0,4 м.

У якості основи фундаменту використовуємо глину темно-буру (ІГЕ 7).

Приймаємо глибину закладання фундаменту  $d = 1,75i$  .

При цьому враховуємо такі фактори:

- інженерно-геологічні умови - мінімальна глибина закладання фундаменту на природній основі така, щоб фундаментом були прорізані небудівельні ґрунти і він був заглиблений у несучий шар не менше ніж на 0,3 м;
- гідрогеологічні умови будівельного майданчика;
- глибину сезонного промерзання - у м. Кривий Ріг  $d_f = 0,9i$  .

### 4.3 Визначення розмірів підшви фундаменту

Розміри фундаменту в плані приймаємо, виходячи із умови:

$$\eta = \frac{l}{b} = 1.$$

Площа підшви фундаменту:

$$A_{\phi} = \frac{N}{R_0 - \gamma_{cp} \cdot d};$$

де:

$N$  - нормативне навантаження на колону, кН

$R_0$  - умовний розрахунковий тиск на підвалину, кПа

$d$  - глибина закладення фундаменту, м

$\gamma_{cp}$  - осереднена питома вага фундаменту і ґрунту на його уступах, умовно приймається  $\gamma_{cp} = 20 \text{ кН} / \text{м}^3$

Тоді ширина фундаменту при  $\eta = 1$ :

$$b_i = \sqrt{A_{\phi^3}}.$$

Уточнюємо розрахунковий опір ґрунту за формулою Е.1 ДБН В.2.1-10-2009:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} (M_\gamma k_z b \gamma_{11} + M_q d_1 \gamma'_{11} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{11} + M_n C_{11});$$

$\gamma_{c1}, \gamma_{c2}$  - коефіцієнти умов роботи; (табл. Е.7 ДБН В.2.1-10-2009)

$$\gamma_{c1} = 1,25; \quad \gamma_{c2} = 1,1$$

$k$  - коефіцієнт надійності,  $= 1,1$

$k_z = 1$ , бо  $b < 10 м$ ,

$b$  - ширина підшви фундаменту, м

$\gamma_{11}$  - середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підшви фундаменту; кН/ м<sup>3</sup>

$\gamma'_{11}$  - те ж, що залягають вище підшви фундаменту, кН/ м<sup>3</sup>

$C_{11}$  - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що безпосередньо залягає під підшвою фундаменту, кПа.  $C_{11} = 43 кПа$

$d_1$  - глибина закладання, м  $d_1 = 1,75 м$

$d_b$  - глибина підвалу, приймаємо  $d_b = 0$ ;

$M_\gamma, M_q, M_n$  - коефіцієнти, прийняті за табл. Е.8 ДБН В.2.1-10-2009

$M_\gamma = 0,47$ ;  $M_q = 2,89$ ;  $M_c = 5,48$ .

$$\gamma_{11} = \frac{\sum_{i=1}^n (\gamma_{11i} \cdot h_i)}{\sum_{i=1}^n h_i}$$

$$\gamma'_{11} \approx 18,4 кН / м^3$$

$$R_0 = 300 кПа;$$

У першому наближенні

$$A_{\phi 1} = \frac{N}{R_0 - \gamma_{cp} \cdot d} = \frac{1239,6}{300 - 20 \cdot 1,75} = 4,68 м^2$$

$$b_1 = \sqrt{4,68} = 2,16 м$$

$$R_1 = \frac{1,25 \cdot 1,1}{1,1} (0,47 \cdot 2,16 \cdot 19,3 + 2,89 \cdot 1,75 \cdot 18,4 + 5,48 \cdot 43) = 435,4 кПа$$

Друге наближення:

$$A_{\phi 2} = \frac{N}{R_0 - \gamma_{cp} \cdot d} = \frac{1239,6}{435,4 - 20 \cdot 1,75} = 3,09 м^2$$

$$b_2 = \sqrt{3,09} = 1,76 м$$

$$R_2 = \frac{1,25 \cdot 1,1}{1,1} (0,47 \cdot 1,76 \cdot 19,3 + 2,89 \cdot 1,75 \cdot 18,4 + 5,48 \cdot 43) = 430,8 кПа$$

Третє наближення:

$$A_{\phi 3} = \frac{N}{R_0 - \gamma_{cp} \cdot d} = \frac{1239,6}{430,8 - 20 \cdot 1,75} = 3,13 \text{ м}^2$$

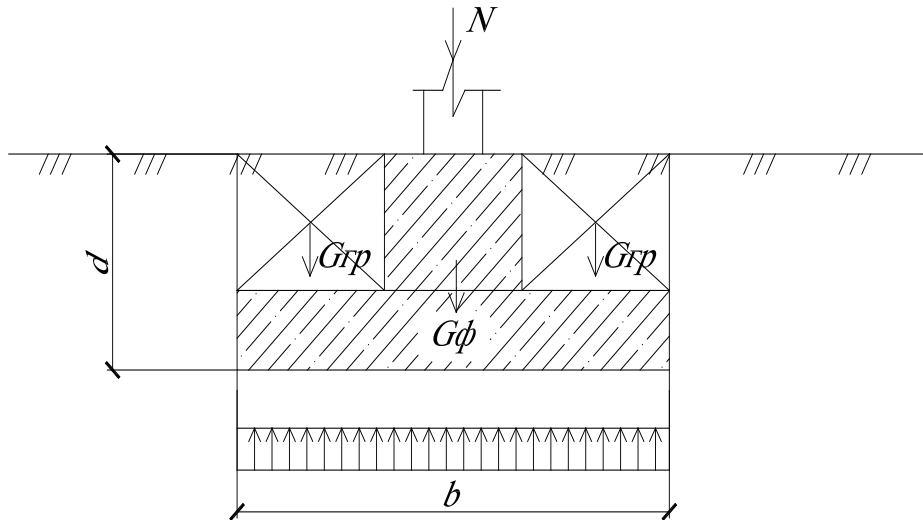
$$b_3 = \sqrt{3,13} = 1,77 \text{ м}$$

Приймаємо розміри фундаменту  $b = l = 1,8 \text{ м}$ .

$$A = b \cdot l = 1,8 \cdot 1,8 = 3,24 \text{ м}^2$$

Уточнене значення розрахункового опору ґрунту:

$$R_{\phi} = \frac{1,25 \cdot 1,1}{1,1} (0,47 \cdot 1,8 \cdot 19,3 + 2,89 \cdot 1,75 \cdot 18,4 + 5,48 \cdot 43) = 431,3 \text{ кПа}.$$



Фактичний тиск під подошвою фундаменту:

$$\sigma = \frac{N + G_{add}}{A}$$

$G_{гр.ф}$  – розрахункове навантаження від фундаменту і ґрунту на його обрізах, кН:

$$G_{гр.ф} \approx d \cdot b \cdot l \cdot \gamma_{cp} = 1,75 \cdot 1,8 \cdot 1,8 \cdot 20 = 113,4 \text{ кН}$$

$A$  - площа подошви фундаменту,  $\text{м}^2$

Одержимо:

$$\sigma = \frac{1239,6 + 113,4}{3,24} = 417,6 \text{ кПа}.$$

$\sigma_{cp} = 417,6 \text{ кПа} < R = 431,3 \text{ кПа}$ . Розрахунковий опір ґрунту перевищує середній тиск під подошвою фундаменту не більш ніж на 5%, отже прийняті розміри фундаменту відповідають нормативним вимогам.

#### 4.4 Розрахунок осідання фундаменту

Розрахунок ведемо методом пошарового підсумовування з використанням розрахункової схеми у вигляді лінійно-деформованого півпростору.

1) Побудуємо епюру напруг  $\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i$

$$\sigma_{zg} = 0; \gamma_{до} = 16 \text{ кН/м}^3$$

2) Середній тиск на підшві фундаменту:

$$\sigma_{zp} = 417,6 \text{ кПа}$$

3) Додатковий тиск на рівні підшви фундаменту:

$$P_0 = \sigma_{zp} - \sigma_{zg0}$$

$\sigma_{zg0}$  - природний тиск на рівні підшви фундаменту

$$P_0 = 417,6 - (16 \cdot 0,4 + 18,00 \cdot 0,2 + 18,2 \cdot 0,6 + 18,4 \cdot 0,65 + 19,3 \cdot 0,3) = 417,6 - 38,7 = 378,9 \text{ кПа}$$

4) Розбиваємо товщу нижче підшви фундаменту на окремі шари товщиною  $h = 0,4b$

$$h = 0,4b = 0,4 \cdot 1,8 = 0,72 \text{ м}$$

5) Визначаємо коефіцієнти розсіювання додаткових напруг по глибині –  $\alpha$  залежно від глибини  $z$  і співвідношення  $l/b$  за табл. Д.1 додатку Д ДБН В.2.1-10-2009;

$z$  – глибина від підшви фундаменту

$$\zeta = 2z/b$$

Визначаємо коефіцієнт  $\alpha$  при  $\eta = l/b = 1$ .

б) Визначаємо величину додаткових вертикальних навантажень в отриманих точках:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot \sigma_{zp0}$$

7) Визначаємо нижню межу товщі, що стискається на рівні цієї межі тиск додатковий у 5 разів менший, ніж природний:  $\sigma_{zp} = 0,2 \sigma_{zp0}$

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpi} \cdot h_i}{E_{0i}}$$

$\beta = 0,8$  – коефіцієнт який враховує бічне розширення ґрунту і не залежить від виду ґрунту.

$\sigma_{zpi}$  - середнє значення додаткового тиску в  $i$ -ому елементарному шарі.

$h_i$  - товщина  $i$ -ого шару ґрунту.

$E_{0i}$  - модуль деформації  $i$ -ого шару.

$$S_{\max} = 10 \tilde{n} i \quad (\text{додаток 4 ДБН В.2.1-10-2009}).$$

Всі дані заносимо до таблиці.

### Визначення осідання фундаменту

№ точок	h, м	z, м	$\zeta=2z/b$	$\alpha$	$\Sigma z_g,$ кПа	$\sigma_{zp},$ кПа	$\sigma_{zp,cp},$ кПа	$E_o$ кПа	S, м
1	0	0	0	1	38,7	378,9			
2	0,72	0,72	0,8	0,8	58	303,12	341,01	23300	0,00843
3	0,72	1,44	1,6	0,45	77,3	170,505	236,813	23300	0,00585
4	0,72	2,16	2,4	0,26	96,6	98,514	134,51	23300	0,00333
5	0,72	2,88	3,2	0,16	115,9	60,624	79,569	23300	0,00197
6	0,72	3,6	4	0,11	135,2	41,679	51,1515	23300	0,00126
7	0,72	4,32	4,8	0,08	154,5	30,312	35,9955	23300	0,00089

Загальне осідання основи склало  $S=0,022\text{м}=2,2\text{см}$ , що не перевищує максимально допустимого  $S_u=10\text{см}$  (табл.. Д.1 додатку Д ДБН В.2.1-10-2009).



Розрахункове навантаження  $N_1 = N_n \cdot 1,1 = 1239,6 \cdot 1,1 = 1363,6 \text{ кН}$ .

Переріз колони: 400x400 мм.

Приймаємо для фундаменту бетон класу В20.

$$R_b = 11,5 \text{ МПа}$$

$$R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}$$

$$\gamma_{b2} = 0,9; \gamma_{b9} = 0,9; \gamma_{b3} = 0,85;$$

Арматура класу А-III (А400С),  $R_s = 365 \text{ МПа}$ ;  $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ .

Висота фундаменту  $h_f = 1,6 \text{ м}$ .

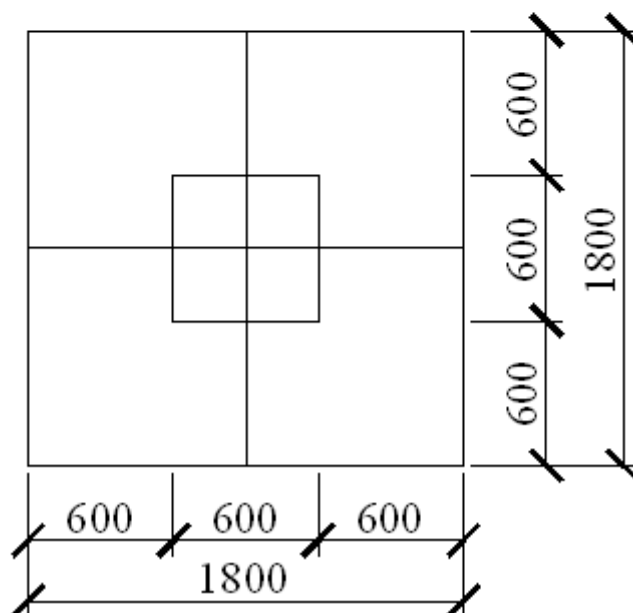
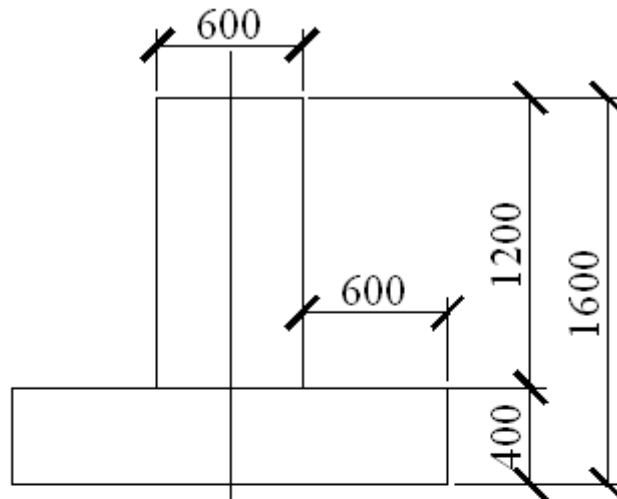
Приймаємо розміри перерізу підколонника кратними 100мм:

$$l_{ef} = 600 \text{ мм}; b_{cf} = 600 \text{ мм}.$$

Плитну частину приймаємо одноступінчастою, з виносом ступені по сторонам  $c_1 = 600 \text{ мм}$ .

Висота ступені  $h_1 = 400 \text{ мм}$ .

Висота підколонника  $h_{ef} = h_f - h_{cm} = 1600 - 400 = 1200 \text{ мм}$ .



## 4.5 Розрахунок фундаменту на продавлювання

Розрахунок на продавлювання виконуємо за схемою 1, оскільки колона монолітна.

Розраховуємо на продавлювання тільки нижню ступень, як гнучку.

Так як:  $b - b_1 = 1800 - 600 = 1200 \text{ мм} > 2h_{01} = 2 \cdot 365 = 730 \text{ мм}$ , то

$$b_{m1} = b_1 + h_{01} = 600 + 365 = 965 \text{ мм},$$

де,  $b_{m1}$  - середній розмір найбільш навантаженої грані піраміди продавлювання у межах робочої висоти перерізу.

Площа продавлювання:

$$A_{01} = 0,5 \cdot b \cdot (l - l_1 - 2 \cdot h_{01}) - 0,25 \cdot (b - b_1 - 2 \cdot h_{01})^2 = 0,5 \cdot 1,8 \cdot (1,8 - 0,6 - 2 \cdot 0,365) - 0,25 \cdot (1,8 - 0,6 - 2 \cdot 0,365)^2 = 0,368 \text{ м}^2.$$

Сила, що продавлює:  $F = P_{\max} \cdot A_0$

$P_{\max}$  - максимальний крайовий тиск на ґрунт від розрахункової загрузки, прикладеної на рівні верхнього обрізу фундаменту, кПа

$$F = \left( \frac{1363,6}{3,24} \right) \cdot 0,368 = 154,9 \text{ кН},$$

Перевірка нижньої ступені на продавлювання:

$$F \leq R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b3} \cdot h_{01} \cdot b_{m1}.$$

$$F = 154,9 < 900 \cdot 0,9 \cdot 0,85 \cdot 0,365 \cdot 0,965 = 242,5 \text{ кН}. \text{ Умова виконується.}$$

## 4.6 Визначення площі перерізу арматури плитної частини фундаменту

Визначаємо згинаючий момент в перерізі плитної частини на рівні грані підколонника (1-1):

у обох напрямках,  $l$  і  $b$ ,

$$M_{x,y} = \frac{c_{1-1}^2 \cdot b}{6} \cdot (2\sigma_{\max} + \sigma_{1-1}) = \frac{\sigma_{1-1} \cdot c_1^2 \cdot b}{2},$$

де,  $\sigma_{\max} = \sigma_{1-1}$ , максимальний крайовий тиск на ґрунт, кПа;

$c_1$  - відстань від краю фундаменту до розрахункового перерізу, м.

Розраховуємо коефіцієнт  $\alpha_m = \frac{M_i}{R_b b_i h_0^2}$ ,

$M_i$  - розрахунковий момент в перерізі:

$b_i$  - ширина стиснутої зони бетону у верхній частині перерізу, що розглядається.

$h_0$  - робоча висота перерізу.

В залежності від  $\alpha_m$  по табл. 20 [3] знаходимо величину  $\xi$

Площа перерізу арматури, м<sup>2</sup>:  $A_s = \frac{M_i}{R_s \cdot h_{01}}$ ,

$R_s$  - розрахунковий опір арматури, кПа



Розраховуємо переріз арматури.

$$\sigma_{\max} = \sigma_{2-2} = \frac{1363,6}{3,24} = 420,9 \text{ кПа}$$

$$M_{2-2} = \frac{420,9 \cdot 0,6^2 \cdot 1,8}{2} = 136,4 \text{ кНм}$$

$$\alpha_m = \frac{M_{2-2}}{R_b b_{1-1} h_0^2} = \frac{136,4}{11500 \cdot 1,8 \cdot 0,365^2} = 0,049$$

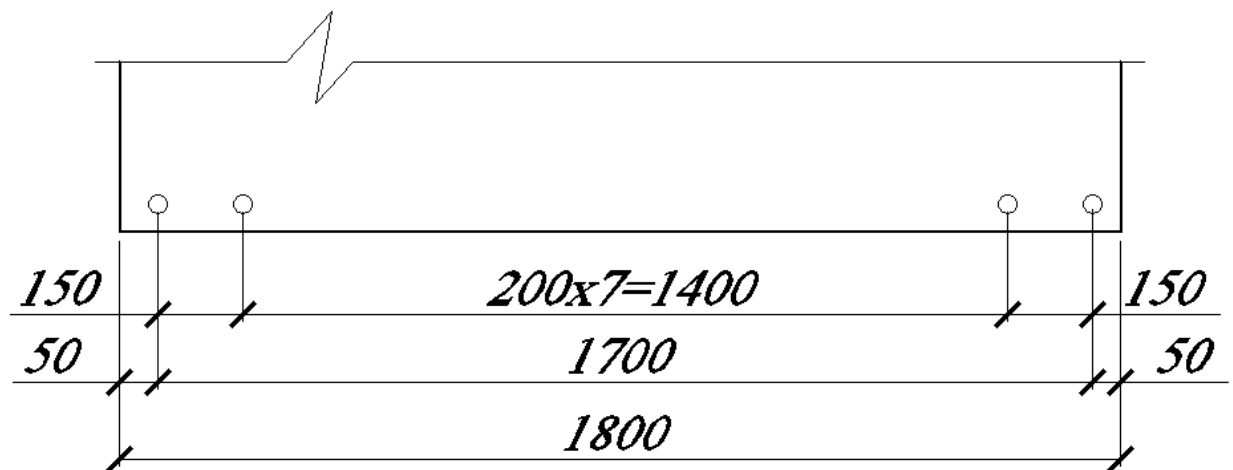
$$\xi = 0,974$$

$$A_{s,2-2} = \frac{M_{2-2}}{R_s \cdot h_{01}} = \frac{136,4}{365000 \cdot 0,974 \cdot 0,365} = 0,00105 \text{ м}^2 = 10,5 \text{ см}^2$$

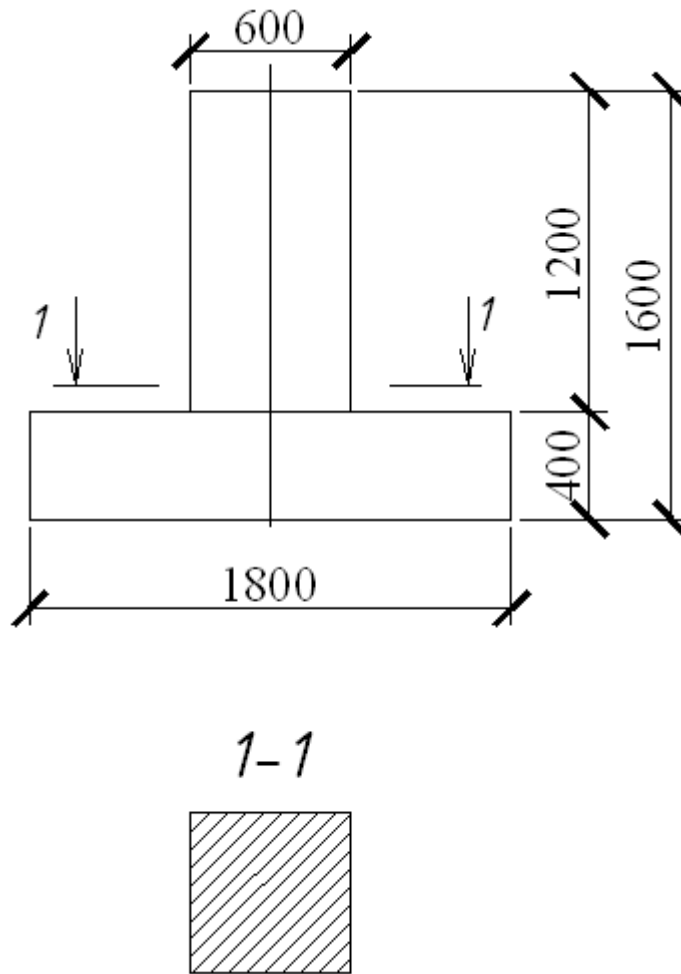
Приймаємо 10 стержнів  $\varnothing 12$  мм А-III з кроком 150 мм та 200 мм,  
 $A_s = 11,31 \text{ см}^2$ .

Мінімальний відсоток армування:

$$\mu = \frac{A_s}{A_b} = \frac{11,31}{7200} = 0,0016 > 0,0008$$



#### 4.7 Розрахунок поздовжнього армування підколоники



Визначаємо площу перерізу арматури для прямокутного перерізу 1-1.

$$x = l_{cf} - 2e_x,$$

$$e_x = \frac{M_x}{N} + e_a,$$

$$A_b = \eta \cdot b_{cf} \cdot x,$$

$M_x$  - згинаючий момент на рівні перерізу, що розглядаємо, кНм

$N$  - поздовжня сила, кН,

$e_a$  - випадковий ексцентриситет, м

$e_x$  - загальний ексцентриситет, м

Переріз розраховуємо з урахуванням необхідних коефіцієнтів умови роботи  $\gamma_{b3}$  і  $\gamma_{b9}$ ,

$N \leq \alpha \cdot \gamma_{b3} \cdot \gamma_{b9} \cdot R_b \cdot A_b$ ,  $\alpha = 1$  - коефіцієнт, для важкого бетону;

$$e_x = \frac{M + Q}{N} + \frac{l_{cf}}{30} = 0 + \frac{0,6}{30} = 0,02 \text{ м.},$$

$$x = 0,6 - 2 \cdot 0,02 = 0,56 \text{ м.},$$

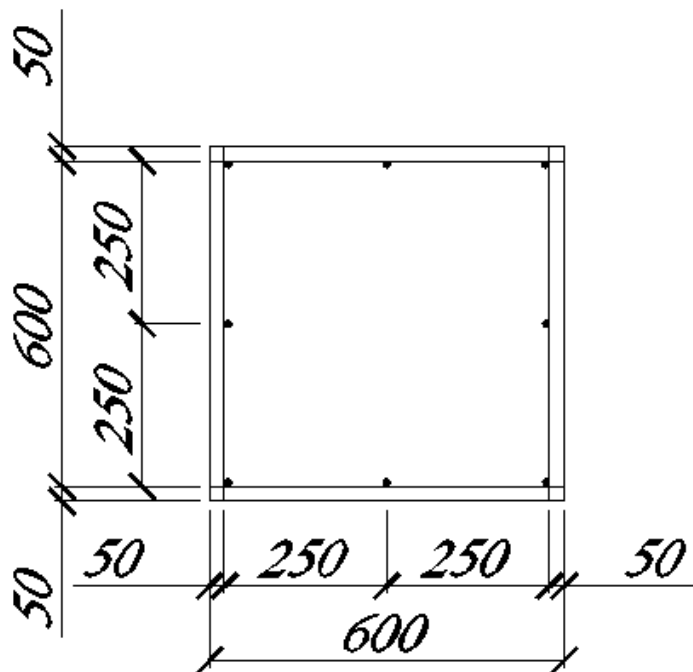
$$A_b = 1 \cdot 0,6 \cdot 0,56 = 0,336 \text{ м}^2,$$

$$N = 1363,6 \leq 1 \cdot 0,9 \cdot 0,85 \cdot 11500 \cdot 0,336 = 2955,96 \text{ кН.},$$

Умова виконується.

Приймаємо армування конструктивно, з урахуванням наступних вимог:  
 $A_s \geq 0,0002 \cdot A_b = 0,0002 \cdot 60 \cdot 60 = 0,72 \text{ см}^2$ ; мінімальний діаметр арматури 12 мм;  
максимальний крок стрижнів – 400 мм.

Приймаємо 3  $\emptyset$  12мм А-III з кроком 250 мм,  $A_s = 3,39 \text{ см}^2$ .



## РОЗДІЛ №4

# ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

## 5.1 Вихідні дані

Проектування технології і організації будівництва виконується для торговельного комплексу запроектованого у м. Кривому Розі по вул. Гагаріна.

П'ятиповерхова каркасна будівля із монолітного залізобетонну зі зовнішніми стінами із пустотної цегли. Має розмір у плані 89х64,47 м, висота I та II поверху 4,2 м, а III-IV поверхів 3,6 м. Крок колон у поздовжньому напрямі 12 м, а у поперечному - 6 м, відмітка верха будівлі +25,000.

## 5.2 Визначення об'ємів робіт

Кількість та марки збірних конструкцій наведені в таблиці 5.2.1. Об'єми робіт визначенні в табличній формі (див. табл. 5.2.2).

Таблиця 5.2.1

### Специфікація збірних залізобетонних конструкцій

№	Назва елементів	Марки елементів	Кількість, шт.	Розміри, м			Об'єм, м <sup>3</sup>		Вага, т	
				довжина	ширина	висота	одного елемента	усіх елементів	одного елемента	усіх елементів
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Сходові марші	ЛМ58-14-17	40	8,0	1,5	3,9	1,17	46,8	2,29	91,6

## Відомість об'ємів робіт

Таблиця 5.2.2

№ п.п	Найменування робіт	Одиниця виміру	Формула підрахунку	Об'єм робіт
1	2	3	4	5
1	Розпланування котловану	1 м <sup>2</sup>		8200
2	Розробка котловану екскаватором із зворотною лопатою	100 м <sup>3</sup>		127,6

	з завантаженням в автосамоскид			
3	Розробка в'їзної траншеї	100 м <sup>3</sup>		1,5
4	Транспортування ґрунту автосамоскидами на відстань 5 км	100 м <sup>3</sup>		129,1
5	Розробка недобору бульдозером з переміщенням ґрунту на 52,65 м	100 м <sup>3</sup>		15,92
6	Розрівнювання ґрунту на відвалі бульдозером	100 м <sup>3</sup>		129,1
7	Планування дна котловану бульдозером	1000 м <sup>2</sup>		7,96
8	Ущільнення ґрунту котком ДУ-16В 8 проходів по 1 сліду	100 м <sup>3</sup>		129,1
9	Влаштування опалубки під фундаменти	м <sup>2</sup>		460,8
10	Встановлення арматурних деталей, каркасів, сіток	т		39,33
11	Подача бетонної суміші	м <sup>3</sup>		144,8
12	Укладка бетонної суміші	м <sup>3</sup>		144,8
13	Демонтаж опалубки	м <sup>2</sup>		460,8
14	Влаштування опалубки під колони	м <sup>2</sup>	0,4м·4,2м·4·228шт	1532,2
15	Встановлення арматурних деталей, каркасів, сіток	т	0,04753т·228шт	10,8
16	Подача бетонної суміші	м <sup>3</sup>	0,4м·0,4м·4,2м·228шт	153,2
17	Укладка бетонної суміші	м <sup>3</sup>		153,2
18	Демонтаж опалубки	м <sup>2</sup>		1532,2
19	Гідроізоляція фундаментів			286,2
20	Зворотна засипка котловану	м <sup>3</sup>		10788
21	Ущільнення ґрунту	м <sup>2</sup>		10788
22	Улаштування підстиляючого шару підлоги I поверху з піску	м <sup>3</sup>	3666,3 м <sup>2</sup> · 0,15м	549,9
23	Влаштування опалубки під перекриття та покриття	м <sup>2</sup>	$((0,12м·6м·4+36 м^2)·136+ (0,12м·6м·2м+0,12·5м·2+30м^2)·150$	10075,7
24	Встановлення арматурних деталей, каркасів, сіток	т	0,1746т·1+0,6563т·2+0,5973т·5	4,5
25	Подача бетонної суміші	м <sup>3</sup>	587,5+540	1127,5
26	Укладка бетонної суміші	м <sup>3</sup>		1127,5

27	Демонтаж опалубки	м <sup>2</sup>		10075,7
28	Цегляна кладка	м <sup>3</sup>		769,43
29	Монтаж сходів	т	2,29т·40	91,6
30	Подача бетонної суміші підстилаю чого шару підлоги I поверху	м <sup>3</sup>	3666,3м <sup>2</sup> · 0,05м	183,3
31	Укладка бетонної суміші підстилаючого шару підлоги I поверху	м <sup>3</sup>		183,6
32	Гідроізоляція підлог	м <sup>2</sup>		3666,3
33	Утеплення покрівлі та підлоги I поверху	м <sup>2</sup>	3666,3м <sup>2</sup> · 2	7333
34	Улаштування цементно-піщаної стяжки підлоги та покриття	м <sup>3</sup>	3666,3м <sup>2</sup> · 5 · 0,025м	458,3
35	Влаштування тришарової рулонної покрівлі	м <sup>2</sup>	3666,3м <sup>2</sup> · 3	10999
36	Утеплення зовнішніх стін	м <sup>2</sup>		1069
37	Встановлення вікон та дверей	м <sup>2</sup>		605,2
38	Влаштування перегородок	м <sup>2</sup>		9866
39	Влаштування стелі	м <sup>2</sup>		6479
40	Влаштування підлог з дубового паркету	м <sup>2</sup>		1052
41	Влаштування підлог з лінолеуму	м <sup>2</sup>		2422
42	Влаштування підлог з плитки	м <sup>2</sup>		10040
44	Оздоблення стін декоративною штукатуркою	м <sup>2</sup>		5916
45	Оздоблення стін плиткою	м <sup>2</sup>		4775
47	Влаштування відмостки з асфальтобетону (товщ. 40мм, шир. 1,5м)	м <sup>2</sup>		615
48	Сан.-технічні роботи	люд-год	(3666,3м <sup>2</sup> · 4,2м·5) х х 0,05люд-год/м <sup>3</sup>	3850
49	Електротехнічні роботи	люд-год		3850
50	Благоустрій території	люд-год	(3666,3м <sup>2</sup> · 4,2м·5) х х 0,03люд-год/м <sup>3</sup>	2310
51	Здача об'єкта в експлуатацію	люд-год		15

### 5.3 Вибір комплекту механізмів

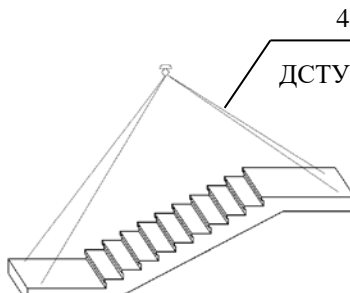
Для зведення каркасної будівлі із монолітного залізобетону де основним процесом є виконання бетонних робіт приймаємо у якості горизонтального транспортного засобу: автобетонозмішувачі СБ-159 з об'ємом міксера 5 м<sup>3</sup> на базі КаМАЗ-3511, що постачають бетон на будівельний майданчик з найближчого розчино-бетонного вузлу та вантажівки МАЗ-503 які підвозять щити опалубки, арматурні вироби та ін. вироби.. У якості вертикального транспорту, для подавання бетону в робочу зону, використовуємо автобетононасос БН-80-20 з розподільчою стрілою вильотом 26,5 м, для подавання щитів опалубки, арматурних виробів та ін. робіт баштовий кран.

#### 5.3.1 Вибір такелажного та монтажного оснащення

Данні по підборі монтажного та такелажного оснащення наведені в таблиці 5.3.1.

Таблиця-5.3.1

#### Відомість монтажного та такелажного оснащення

№	Монтуємий елемент	Пристосування	Ескіз	Вантажопідіймність, т	Вага Q <sub>пр.</sub> , т	Висота стрілової	Кількість
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Розвантаження та монтаж сходових маршів	Чотирихверщевий строп 4СК-4,0		3,15	0,073	4	1



### 5.3.2 Вибір баштового крана

1. Потрібна висота підйому гаку крана:

$$H_2 = h_1 + h_2 + h_3 + h_4$$

де  $h_1$  - висота монтажного горизонту від рівня стоянки крана до опори, на яку ставиться конструкція.

$h_2$  - 1 м, монтажний запас.

$h_3$  - висота монтажного елемента.

$h_4$  - конструктивна висота вантажопідйомних пристроїв.

для сходового маршу:  $H_2 = 23,1 + 1 + 3,9 + 4 = 32$  м

2. Потрібна вантажопідйомність крана

$$Q_2 = q_k + q_{mn}$$

де  $q_k, q_{mn}$  - вага конструкції, монтажних пристосувань

для сходового маршу:  $Q = 2,29 + 0,073 = 3,02$  т

3. Потрібний виліт стріли для баштового крана

$$l_6 = l_1 + l_2,$$

де  $l_1$  - ширина будівлі, м;

$l_2$  - відстань від осі обертання крана до будівлі або до більш виступаючої частини будівлі (ганку, козирка, балкону, лісів підтримуючих опалубку тощо), м.

$$l_2 = l_3/2 + l_4$$

де  $l_3$  - ширина підкранових рейок, м;

$l_4$  - відстань від найближчої до будівлі осі рейки підкранового шляху, або до виступаючої частини будівлі (ліси, балкони тощо, їх ширина повинна додаватися до загальної ширини будівлі по зовнішньому обводу стін), м.

$$l_2 = 6/2 + 5 = 8$$
 м

$$l_6 = 64,47 + 8 = 72,47$$
 м

Отримані данні вносимо в таблицю 5.3.2.1

Таблиця 5.3.2.1

**Данні для вибору баштового крана по монтажним характеристикам елементів конструкцій**

Найменування елемента	Монтажні характеристики		
	$Q_2, t$	$H_2, m$	$l_6, m$
1	2	3	4
Сходовий марш	3,02	32,0	72,4

Приймаємо баштовий кран КБ-404.1, техніко-економічні характеристики заносимо в таблицю 5.3.2.2 (Г.К.Соколов «Выбор кранов и технических средств для монтажа строительных конструкций»)

Таблиця 5.3.2.2

**Техніко – економічні характеристики баштового крану**

Марка	Максимальні		Габарити, м			Мінімальні			Розмір опорного контуру (довжина та ширина). м	Потужність. кВт	Часова продуктивність, т/г.	Собівартість маш.-год. роботи крану. Грн..
	Вантажо-сть, т	Висота підйому гаку, м	Коля	База	Висота	Відстань до стіни, м	Радіус повороту, м	Задній габарит, м				
КБ-404.1	5	32,2	6,0	6,0	4,2	4,8	-	3,8	6,0x6,0	58,0	5,3	20,13

## 5.4 Технологічна карта на влаштування монолітних фундаментів

### 5.4.1 Сфера застосування

Типова технологічна карта розроблена на устрій монолітних фундаментів автобетононасосом.

Типова технологічна карта розроблена на бетонування окремо стоячих фундаментів під колони будівлі неправильної форми розмірами в плані 89 x 64,47. Бетонування ведеться автобетононасосом АБН-60 в щитовій опалубці. Об'єм робіт – 144,8 м<sup>3</sup> монолітного бетону.

До складу робіт розглядуваних картою, входять:

- подача бетонної суміші до місця укладання;
- укладання бетонної суміші у фундаменти;
- догляд за бетоном;
- очищення бетоновода розподільної стріли.

Роботи виконуються в літній період у дві зміни.

Прив'язка типовій технологічній карті до конкретних об'єктів і умов будівництва полягає в уточненні об'ємів, засобів механізації і потреби в матеріально-технічних ресурсах, а також схеми організації будівельного виробництва

### 5.4.2 Організація та технологія виконання робіт

До початку бетонування фундаментів мають бути виконані підготовчі заходи відповідно до СНіП "Організація будівельного виробництва", а також всі роботи відповідно до будгенплану, розробленого в

проекті виробництва робіт для кожного конкретного випадку.

Крім того, мають бути виконані наступні роботи:

- розроблений котлован під будівлю;
- організовано відведення води від промивання бетоновода розподільної стріли;
- влаштовані тимчасові автодороги, під'їзди і майданчики під автобетононасос і автобетонозмішувачі;
- виконана бетонна підготовка;
- встановлена і закріплена арматура і опалубка фундаментів;
- оформлені акти приймання виконаних арматурних і опалубних робіт відповідно до СНіП "Бетонні і залізобетонні конструкції монолітні"; доставлений в зону виробництва робіт автобетононасос і додаткове устаткування до нього, інструмент, інвентар і пристосування;
- змонтований надійний звуковий зв'язок між місцем укладання бетону і автобетононасосом;
- випробуваний бетоновод при гідравлічному тиску в 15 разу що перевищує робоче;
- робітники і ІТР ознайомлені з проектом виробництва робіт, їх технологією і організацією, навчені безпечним методам праці.

Бетонування окремо стоячих фундаментів під колони виконується автобетононасосом АБН-60 в комплекті з автобетонозмішувачами.

Бетонування окремо стоячих фундаментів під будівлю розмірами в плані 89 x 64,47 м в щитовій опалубці конструкції ЦНІІОМТП ведеться по ланкам за допомогою автобетононасоса АБН-60 в комплекті з автобетонозмішувачами. Кордони захваток визначаються виходячи із змінної (добовою) експлуатаційній продуктивності бетононасоса і мінімальної дальності подачі бетонної суміші.

Бетонування на ланці проводиться ділянками залежно від максимального радіусу стріли бетононасоса, а також вимог до пристрою робочих швів. Бетонну суміш укладають шарами завтовшки 35-50 см. Кожен подальший шар укладають до початку схоплювання попереднього і ущільнюють глибинними вібраторами ІВ-75.

Бетонні суміші, придатні для транспортування по трубопроводах, повинні мати характеристики, що відповідають наступним вимогам:

- рухливість бетонної суміші в бункері бетононасоса від 6 до 14 см;
- гранична великий заповнювачів не більше 40 мм;
- водоцементне відношення (В/Ц) не більше 0,75;
- кількість пилоподібних, глинистих і мулистих часток в піску не повинна перевищувати 7%. Модуль великої піску від 1,8 до 2,2;
- вміст піску в суміші заповнювачів має бути не менше 40% відповідно щебеня 60%.

Для кращого перекачування бетонної суміші в неї слід вводити пластифікуючу домішку в кількості від 0,1 до 0,2%.

Рухливість готової бетонної суміші, призначеної для перевезення автобетонозмішувачами необхідно призначати з врахуванням її зміни при

перевезеннях на задану відстань:

- при дальності перевезення до 15 км. (час доставки від 15 до 20 мін) в автобетонозмішувач завантажується бетонна суміш заданої консистенції;

- при дальності перевезення від 15 до 30 км. в автобетонозмішувач завантажується жорстка суміш (осідання конуса 2-3 см); задана консистенція досягається в процесі перевезення шляхом додавання води з бака автобетонозмішувача;

- при дальності перевезення більше 30 км. в автобетонозмішувач завантажується суха бетонна суміш.

Установка автобетононасоса на будівельному майданчику має бути організована так, щоб забезпечити достатній простір маневрування автобетонозмішувача, хороший огляд робочої зони.

Експлуатація автобетононасоса проводиться в ручному і автоматичному режимах.

Ручний режим застосовується при підготовці насоса до роботи, пуску, укладанні в справу невеликих об'ємів бетону, промиванню бетоноводів після закінчення роботи.

Автоматичний режим експлуатації бетононасоса є найбільш оптимальним. Він приймається при великих об'ємах бетонування.

В разі вимушених перерв в роботі автобетононасоса в завантажувальному бункері повинно залишатися 0,1-0,2 м бетонної суміші для періодичного включення насоса для роботи "на себе", що дозволить значно збільшити час перерв, що допускається, в подачі бетонної суміші.

Перед завантаженням бетону в автобетононасос через бетоновод розподільної стріли необхідно пропускати "пускову суміш" (у об'ємі 0,1 м).

Приймальний бункер автобетононасоса не слід заповнювати бетоном доверху щоб уникнути перевантаження шнека, оптимальним є заповнення бункера на рівень - нижче за верхній край на 0,15 м.

Приймальний бункер постійно має бути заповнений бетонною сумішшю для запобігання всмоктуванню повітря і освіти в бетоноводі повітряних "пробок".

При перерві в процесі бетонування від 20 до 60 хв необхідно кожні 10 хв прокачувати бетонну суміш по замкнутому контуру системи бетононасос - бетоновід на стрілі в течію - 10-15 малих режимах роботи автобетононасоса. При цьому гнучкий шланг на кінці бетоновода стріли слід кріпити до приймальної воронки автобетононасоса.

При перервах, що перевищують вказаний час, бетоновід розподільної стріли має бути очищений і промитий.

При нормальному русі бетонної суміші усередині бетоновода розподільної стріли тиск в ній має бути не більше 2,5 МПа.

Підвищення тиску вказує на появу в бетоноводі заторів і пробок.

Глибина ущільненого шару бетонної суміші не повинна перевищувати 1,25 довжин робочої частини вібратора.

Глибина занурення вібратора в бетонну суміш повинна забезпечувати поглиблення його в раніше укладений шар бетону на 50-100 мм.

Крок перестановки вібраторів не повинен перевищувати полуторного радіусу їх дії.

Ознаками закінчення ущільнення бетону при роботі вібраторів є: припинення осідання бетонної суміші, поява не її поверхні цементного молока, зменшення кількості повітряних бульбашок, що виходять з бетонної суміші а при витяганні вібраторів в ущільнюваному шарі не повинна утворюватися воронка.

Після закінчення бетонування, необхідно очистити від залишків бетонної суміші бетоновід розподільної стріли і автобетононасос.

Очищення бетоновода проводити тиском води за допомогою губчастої гумової кулі.

Вібратори і ручний інструмент мають бути очищені від залишків бетону, промиті водою і витерті досуха. Всі несправні інструменти, у тому числі і вібратори, мають бути здані в ремонт.

Забетонований фундамент протягом перших днів тверднення бетону повинен періодично поливатися водою. Поливання починати не пізніше, ніж через 10-12 год, а в жарку погоду через 2-3 год після закінчення бетонування.

У жарку погоду (при температурі повітря 15 °С і вище) поливання проводиться в перші три доби - вдень через кожних 3 ч і один раз вночі, а в наступні дні - не рідше 3 раз на добу (вранці, вдень і увечері).

Поливання проводити так, щоб вода падала на бетон у вигляді дощу.

Горизонтальні поверхні бетону при необхідності ховаються вологою мішковиною, тирсою або піском на термін не менше двох діб.

Бетонування фундаментів виконується комплексною бригадою, що складається з двох ланок, спільною чисельністю 7 чоловік.

Автобетононасос обслуговує першу ланку: машиніст бетононасоса 4 розряду - 1 ; помічник машиніста 4 розряду; бетонщик 2 розряду - 1;

Укладання і ущільнення бетонної суміші проводить друга ланка:

Бетонщик 4 розряду- 1; бетонщик 3 розряду – 1; бетонщик 2 розряду – 2.

### **5.4.3 Підрахунок обсягів робіт з влаштування монолітних фундаментів**

#### **Калькуляція на влаштування фундаментів**

Калькуляція трудових витрат – це розрахунок, враховуючий всі витрати праці і заробітної платні по виконанню умовно прийнятої одиниці об'єму роботи (ділянка, захватка, процес, об'єкт і т.д.), табл. 5.3.3

#### **5.4.4 Вибір монтажного крана для виконання робіт**

Вибір монтажного крана для провадження робіт робимо по трьох технічних характеристиках крана:

1. Вантажопідйомність крану.

$$Q_{ном.} = Q_{max} + \sum q = 0,3 + 0,05 = 0,35m.$$

де  $Q_{max}=0,3$  т найбільшого вага елемента опалубки (армування).  
 $\Sigma q=0,05$  т– сумарна маса стропів.

2. Потрібна висота підймання гаку.

$$H_{nom}=h_0+h_3+h_e+h_c+h_n=1,6+1+1,6+1,5+2,5=8,2 \text{ м}$$

де  $h_0=1,6$  м монтажний горизонт;

$h_3=1$  м зазор між вантажем і найвищою перешкодою на шляху переміщення вантажу;

$h_e=1,6$  м висота каркасу;

$h_c=1,5$  м висота стропів;

$h_n=2,5$  м висота вантажного поліспасти в стягнутому положенні;

Виліт стріли за умовою переміщення крану в котловані приймаємо мінімальний  $l_{nom.}=5,6$  м.

3. Довжина стріли

$$L_{пот} = \sqrt{(l_{пот} - l_{ш})^2 + (H_{пот} - h_{ш})^2} = \sqrt{(5,6 - 1,5)^2 + (8,2 - 1,5)^2} = 7,85 \text{ м}$$

де  $l_{ш}=1,5$  м – відстань від осі стоянки крану до п'яти нижнього шарніру стріли.

$h_{ш}=1$  м– відстань від рівня стоянки крану до п'яти нижнього шарніру стріли.

За вибраними технічними параметрами приймаємо автомобільний кран КС-1562 вантажопідйомністю 5 т з стрілою 10,3 м.

#### 5.4.5 Вказівки до виробництва робіт

Перед бетонуванням підстави, горизонтальні і похилі бетонні поверхні робочих швів мають бути очищені від сміття, грязі, масел, снігу і льоду, цементної плівки і ін. Безпосередньо перед укладанням бетонної суміші очищені поверхні мають бути промиті водою і просушені струменем повітря.

Всі конструкції і їх елементи, що закриваються в процесі подальшого виробництва робіт (підготовлені підстави конструкцій, арматура, заставні вироби і ін., а також правильність установки і закріплення опалубки і елементів, що підтримують її) мають бути прийняті по акту.

Висота вільного скидання бетонної суміші в опалубку слабоармованих конструкцій не більше 4,5 м.

Бетонні суміші повинні укладатися в бетоновані конструкції горизонтальними шарами однакової товщини без розривів, з послідовним направленням укладання в один бік у всіх шарах.

Товщина шарів бетонної суміші, що укладаються:

- при ущільненні суміші важкими підвісними вертикально розташованими вібраторами - на 5-10 см менше довжини робочої частини вібратора;

- при ущільненні суміші ручними глибинними вібраторами - не більше 1,25 довжини робочої частини вібратора.

#### 5.4.6 Контроль якості

Якість бетонних і залізобетонних конструкцій визначається як якістю використовуваних матеріальних елементів, так і ретельністю дотримання регламентуючих положень технології на всіх стадіях комплексного процесу.

Для цього необхідний контроль і його здійснюють на наступних стадіях: при прийманні і зберіганні всіх початкових матеріалів (цементу, піску, щебеня, гравію, арматурної сталі, лісоматеріалів і ін.); при виготовленні і монтажі арматурних елементів і конструкцій; при виготовленні і установці елементів опалубки; при підготовці підстави і опалубки до укладання бетонної суміші; при приготуванні і транспортуванні бетонної суміші; при догляді за бетоном в процесі його тверднення.

В процесі армування конструкцій контроль здійснюється при прийманні сталі (наявність заводських марок і бирок, якість арматурної сталі); при складуванні і транспортуванні (правильність складування по марках, сортах, розмірах, збереження при перевезеннях); при виготовленні арматурних елементів і конструкцій (правильність форми і розмірів, якість зварки, дотримання технології зварки). Після установки і з'єднання всіх арматурних елементів в блоці бетонування проводять остаточну перевірку правильності розмірів і положення арматури з врахуванням відхилень, що допускаються.

В процесі встановлення опалубки контролюють правильність установки опалубки, кріплень, а також щільність стиків в щитах і сполученнях, взаємне положення опалубних форм і арматури (для здобуття заданої товщини захисного шару). Правильність положення опалубки в просторі перевіряють прив'язкою до розбивочних осей і нівелюванням, а розміри - звичайними вимірами. Відхилення, що допускаються, в положенні і розмірах опалубки приведені в СНіП (ч.3) і довідниках.

При транспортуванні бетонної суміші стежать за тим, щоб вона не почала схоплюватися, не розпадалася на складові, не втрачала рухливості із-за втрат води, цементу або схоплювання.

Остаточна оцінка якості бетону може бути отримана лише на підставі випробування його міцності на стискування до руйнування образців-кубиків, що виготовляються з бетону одночасно з його укладанням і що витримуються в тих же умовах, в яких твердне бетон бетонованих блоків. Для випробування на стискування готують зразки у вигляді кубиків з довжиною ребра 160 мм. Допускаються і інші розміри кубиків, але з введенням поправки на отриманий результат при роздавлюванні зразків на пресі.

У зимових умовах окрім спільних викладених вище за вимоги здійснюють додатковий контроль.

Температуру бетону вимірюють дистанційними методами з використанням температурних свердловин, термометрів опору або застосовують технічні термометри.

При електропрогріванні бетону не рідше за два рази в зміну контролюють напругу і силу струму на низовій стороні живлячого трансформатора і заміряні значення фіксують в спеціальному журналі.

Міцність бетону контролюють відповідно до вимог, викладеними вище, і шляхом випробування додаткової кількості зразків, виготовлених в місця укладання бетонної суміші у наступні терміни: при витримці за способом "термоса" і з попереднім електророзігрівом бетонної суміші - три зразки після зниження температури бетону до розрахункової кінцевої, а для бетону з противоморозними добавками - три зразки після зниження температури бетону до температури на яку розрахована кількість добавок; три зразки після досягнення бетоном конструкцій позитивної температури і 28-суточного витримки зразків в нормальних умовах; три зразки перед завантаженням конструкцій нормативним навантаженням. Зразки, що зберігаються на морозі, перед випробуванням витримують 2...4 ч для відтавання при температурі 15...20 °С.

При всіх методах зимової технології необхідно перевіряти міцність бетону в конструкції нерозрушаючими методами або шляхом випробування висвердлених кернів якщо контрольні зразки не можуть бути витримані при режимах витримки конструкцій.

На всі операції по контролю якості виконання технологічних процесів і якості матеріалів складають акти перевірок (випробувань), які пред'являють комісії, що приймає об'єкт. В ході виробництва робіт оформляють актами приймання підстави, приймання блоку перед укладанням бетонної суміші і заповнюють журнали робіт контролю температур по встановленій формі.

#### **5.4.7 Охорона довкілля та правила техніки безпеки**

1. Категорично заборонено знаходження осіб, не пов'язаних з виробництвом роботи автобетононасоса, в межах небезпечної зони (максимальний радіус повороту стріли плюс 5 м) і в зоні 3-х метрів по обидві сторони приймального бункера. Довкола автобетононасоса має бути забезпечений вільний прохід шириною не менше 1 м.

2. Автобетононасос допускається до роботи лише після установки виносних опор. Перекачування бетонної суміші автобетононасосом без попереднього прокачування "пусковою" сумішшю заборонене.

3. При роботі автобетононасоса **ЗАБОРОНЯЄТЬСЯ**:

- використовувати стрілу автобетононасоса для підйому і опускання вантажу;
- пересування автобетононасоса з піднятою стрілою;
- здійснювати маневрування стрілою при знаходженні людей в небезпечній зоні або за наявності перешкод у напрямі руху стріли;
- знаходження машиніста в кабіні водія і на верхніх майданчиках автобетононасоса під час подачі бетону;
- перегинати шланг при подачі бетонної суміші;
- працювати без виносних опор (в разі їх просідання укласти додаткові



дерев'яні плашки).

4. Спецодяг машиністів і робітників комплексу машин повинен щільно облягати тіло і не мати кінців, що вільно висять. Працювати необхідно в захисних касках і окулярах.

5. На будмайданчику має бути вивішена схема руху, стоянки і схема розвороту автобетоносмесителів.

6. Максимальний час транспортування готових сумішей автобетоносмесителями - 2 години. В цілях виключення розшарування і зниження рухливості бетонних сумішей необхідно періодично включати барабан автобетоносмесителя (10-12 об/мін протягом 3 хвилин).

7. Висота вільного скидання бетонної суміші не повинна перевищувати 1 м.

8. При виникненні неполадок в роботі автобетононасоса, загрозливих безпеці, припинити роботу. Технічний відхід проводити лише при неработающем бетононасосі.

9. При маніпуляції із стрілою бетононасоса бетонщики, що здійснюють приймання бетонної суміші, повинні вийти за межі небезпечної зони (на відстань 5м від можливого положення стріли). Повернення бетонщиків до робочих місць допускається після установки стріли в робоче положення (по сигналу машиніста оператора).

10. При завершенні робіт по бетонуванню конструкції необхідно провести промивання автобетононасоса. Злив відходів після промивання здійснюється через відстійник в існуючу каналізацію або в зливну ємність.

11. При завершенні робіт по бетонуванню плити необхідно провести промивання автобетононасоса. Перед промиванням або продуванням бетоновоза сторонні особи мають бути видалені з робочої зони на відстань не менше 10 м.

Злив відходів після промивання здійснюється через відстійник в існуючу каналізацію або в зливну ємність.

12. При виробництві робіт необхідно дотримувати правила СНіП 12-03-2001, СНіП 12-04-2002 "Безпека праці в будівництві" і СНіП 3.03.01-87 "Несучих і захищаючих конструкцій".

## 5.5 Технологічна карта на зведення монолітного залізобетонного каркасу будівлі

### 5.5.1 Визначення обсягів робіт

Об'єми робіт на зведення 1 поверху монолітного залізобетонного каркасу будівлі визначені в табличній формі (див. табл. 5.5.1).

#### Відомість розрахунку об'ємів робіт на 1 поверх

Таблиця 5.5.1

№ п.п	Найменування робіт	Одиниця виміру	Формула підрахунку	Об'єм робіт
1	2	3	4	5
	<b>Опалубні</b>			
1	Влаштування блочної металеві опалубки колон	м <sup>2</sup>		537,6
2	Влаштування опалубки балкового перекриття з площею більше 10 м <sup>2</sup>	м <sup>2</sup>		2088
3	Влаштування підтримуючих опалубку лісів висотою до 6 м	100 м стійок	2088:100:4·3,0	15,66
4	Розбирання опалубки колон	м <sup>2</sup>		537,6
5	Розбирання опалубки балкового перекриття	м <sup>2</sup>		2088
6	Розбирання підтримуючих опалубку лісів	100 м стійок		15,66
	<b>Арматурні</b>			
7	Установка арматурних каркасів колон краном масою до 0,3 т	1 каркас		104
8	Установка арматурних каркасів балок краном масою до 0,3 т	1 каркас		204
9	Установка арматурних сіток краном масою до 0,3 т	1 сітка		358
	<b>Бетонування</b>			
10	Приймання бетонної суміші з кузова самоскида	1 м <sup>3</sup>		239,8
11	Подавання бетонної суміші до місця укладання бетононасосом продуктивністю 20 м <sup>3</sup>	100 м <sup>3</sup>		2,39
12	Вичищення бетоноводу нагнітанням води	100 м бетоноводу	40·6:100	2,4
13	Укладання бетонної суміші в колони перерізом 400x400 мм	1 м <sup>3</sup>		53,76
14	Укладання бетонної суміші в балкове перекриття площею до 20 м між балками	1 м <sup>3</sup>		367,2

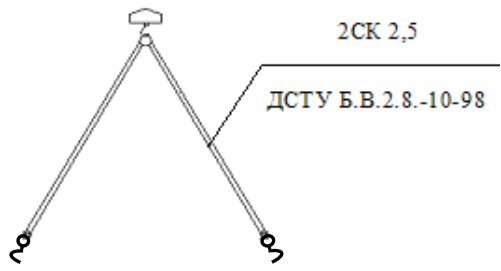
15	Вкриття бетонної поверхні рогожею	100 м <sup>2</sup>		36,66
16	Поливка бетонної поверхні водою за 1 раз із бранзбойту	100 м <sup>2</sup>	36,66·12	439,92
17	Зняття з бетонної поверхні рогожі	100 м <sup>2</sup>		36,66

### 5.5.2 Вибір монтажного та такелажного обладнання

Данні по підбору монтажного та такелажного оснащення наведені в таблиці 5.5.2.

#### Відомість монтажного та такелажного оснащення

Таблиця 5.5.2

№	Монтуємий елемент	Пристосування	Ескіз	Вантажопідіймачність, т	Вага Q <sub>пр.</sub> , т	Висота строповки, м	Кількість
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Розвантаження та монтаж елементів опалубки та армування	Двохвервечковий строп 2СК-2,5		5	0,02	2,2	1

### 5.5.3 Визначення транспортних засобів та інших механізмів

Для зведення каркасної будівлі із монолітного залізобетону де основним процесом є виконання бетонних робіт приймаємо у якості горизонтального транспортного засобу: автобетонозмішувачі СБ-159 з об'ємом міксера 5 м<sup>3</sup> на базі КаМАЗ-3511, що постачають бетон на будівельний майданчик та вантажівки МАЗ-503 які підвозять щити опалубки, арматурні вироби тощо.. У якості вертикального транспорту, для подавання бетону в робочу зону, приймаємо автобетононасос БН-80-20 з розподільчою стрілою вильотом 26,5 м, для подавання щитів опалубки, арматурних виробів баштовий кран КБ-404.1. Ущільнення суміші здійснюємо вібраторами: поверхневими С-414А, глибинними ІВ-75, віброрейкою ОО-47, зварні роботи виконуємо за допомогою зварювального трансформатору ТСП-120 потужністю 9 кВт.

### 5.5.4 Калькуляція трудових та грошових витрат

Калькуляція – це розрахунок, що враховує всі витрати праці і заробітну плату по виконанню прийнятого обсягу роботи (ділянка, захватка, процес, об'єкт і т.д.). Калькуляцію складають для всіх робіт, на основі ЕНІР або розрахунку, в відповідності до їх технологічній послідовності (табл.5.5.4).

### 5.5.5 Техніко-економічні показники

1. Собівартість робіт визначають за формулою:

$$C_o = 1,08 \times \left( \sum C_{\text{маш.-зм.}} \cdot T \right) + 1,53 Z_{\text{пл}}, \text{ грн.},$$

де  $C_{\text{маш.-зм.}}$  – собівартість зміни роботи механізму, грн.;

$T$  – тривалість роботи механізму, год., визначаємо з калькуляції робіт (таблиця 5.4.4).

$Z_{\text{пл.}}$  – заробітна плата робітників зайнятих виключно на ручних операціях, грн. (таблиця 5.4.4).

2. Собівартість укладки  $1\text{ м}^3$  бетону на зведенні каркасу по об'єкту:

$$C = \frac{C_o}{V}, \text{ грн./м}^3$$

3. Трудомісткість одиниці продукції від виконаного загального обсягу робіт:

$$q = \frac{Q_{\text{руч.}}}{V}$$

де  $Q_{\text{руч.}}$  – загальна трудомісткість усіх ручних операцій на зведенні каркасу будівлі, люд.-год. (табл.5.4.4);

$V$  – обсяг робіт,  $\text{м}^3$ .

Визначаємо собівартість машино-години роботи механізмів (ДБН Д.2.7-2000 Ресурсні кошторисні норми експлуатації будівельних машин та механізмів)

$C_{\text{маш.-год}}^{\text{КБ-404.1}} = 20,13 \text{ грн. (202-0129)}$

$C_{\text{маш.-год}}^{\text{БН-80-20}} = 74,49 \text{ грн. (270-0051)}$

$$C_o = 1,08 \times \left( \sum 20,13 \cdot 112,54 \cdot 3 + 74,49 \cdot 20,23 \cdot 3 \right) + 1,5 \cdot 21560,46 = 43657,79 \text{ грн.}$$

Собівартість укладки  $1\text{ м}^3$  бетону на зведенні каркасу по об'єкту складає:

$$C = \frac{43657,79}{239,8} = 182,1 \text{ грн./ м}^3$$

Питома трудомісткість робіт складає:

$$q = \frac{23034}{239,8} = 96,05 \text{ грн./ м}^3$$

### 5.5.6 Вказівки до виконання робіт зі зведення монолітного залізобетонного каркасу

До початку робіт повинні бути виконані наступні роботи:

- завершені роботи нульового циклу;
- оформлено акт прийомки робіт по влаштуванню фундаментів;
- виконано тимчасове підведення води, електрики та освітлення

робочої зони;

- влаштовані тимчасові дороги та складські майданчики;
- завезено потрібні механізми та змонтовано баштовий кран КБ-400.1.

Для зведення каркасу будівлі із монолітного залізобетону приймаємо у якості горизонтальних транспортних засобів: автобетонозмішувачі СБ-159 з об'ємом міксеру 5 м<sup>3</sup> на базі КаМАЗ-3511, що постачають бетон на будівельний майданчик з найближчого розчино-бетонного вузлу та вантажівки МАЗ-503 які підвозять щити опалубки, арматурні вироби та ін. вироби. У якості вертикального транспорту, для подавання бетону в робочу зону, використовуємо автобетононасос БН-80-20 з розподільчою стрілою вильотом 26,5 м продуктивністю 5-65 м<sup>3</sup>/год. , та баштовий кран КБ-404.1 для подавання щитів опалубки, арматурних виробів та ін.

Ущільнення суміші здійснюємо поверхневими вібраторами С - 414А , зварні роботи виконуємо за допомогою зварювального трансформатору ТСП-120 потужністю 9 кВт.

У якості опалубки колон використана інвентарна металева блочна опалубка, для балочного перекриття прийнята щитова дерев'яна опалубка.

Встановлюють опалубку в послідовності: на бетонній основі розмічають осі колон, балок та рамку основи колон. Встановлюють краном блочну опалубку колон, виконують закріплення опалубки колон до основи розтяжками. Встановлюють на надійній основі підтримуючі стійки та фіксують їх у просторі горизонтальними та діагональними зв'язками, укладають підтримуючі балки. Укладають краном зібрані внизу короби головних та другорядних балок, влаштовують щити плити перекриття.

Опалубку та підтримуючі ліса ретельно оглядають та перевіряють на міцність встановлення стійок, балок клинів під ними, кріплення а також відсутність шпарин у опалубці, присутність закладних виробів, пробок та ін. передбачених проектом.

Виконують арматурні роботи у послідовності: готові арматурні каркаси колон встановлюють краном в короби колон опускаючи їх зверху, вертикальні стрижні з'єднують з нижніми випусками арматури крізь нижні бокові отвори в опалубці колон, укладають готові каркаси головних та другорядних балок, з'єднуючи елементи зваркою, зазор між раніше змонтованою опалубкою та арматурним елементом утворюють за допомоги укладання бетонних прокладок потрібної товщини. Укладають рулонні сітки та інші елементи плит перекриття. Стикують сітки без зварювання, згідно з робочою документацією напуском або установкою додаткових сіток.

Встановленні арматурні елементи перевіряють, контролюють їх місце розташування, включно утворення захисного шару, марку, діаметри і кількість арматурних стрижнів, а також відстань між ними, наявність перев'язок та зварних прихваток у місцях перетину стрижнів. Відстані між стержнями та допущені відхилення повинні відповідати нормативним.

Бетонні роботи виконують за допомогою бетононасосу. Колону бетонують без перерви на всю висоту, вільно скидаючи бетонну суміш у

опалубку з висоти, що не повинна перевищувати 5 м та ущільнюють за допомогою глибинного вібратору. Балочне перекриття монолітно зв'язане з колонами бетонують не раніше ніж за 2 години після закінчення бетонування колон, щоби бетон встиг дати першопочаткову усадку. Бетонування виконують смугами шириною 3 м, горизонтальними шарами однакової товщини в одному напрямку. Балки бетонують пошарово, товщиною 35-40 см одночасно з плитами. Плити бетонують в напрямку другорядних та головних балок. Подання бетону здійснюють в напрямку раніше вкладеному, в конструкції суміш укладають щільно, заповнюючи увесь об'єм, кожен укладений шар бетону ретельно ущільнюється до початку укладки наступного. Тривалість укладки шару обмежується часом початку схоплення цементу. Перекриття ущільнення шару укладеного бетону наступним виконувати на глибину 5-10 см. Бетонну суміш в балках ущільнюють глибинними вібраторами з гнучким валом, а в плитах вібробрусом та поверхневими вібраторами. Шаг переставляння глибинних вібраторів повинен бути не меншим за радіусу дії вібратора, час вібрування приймається від 20 до 60 секунд, слід запобігати стиканню вібратора з арматурними елементами. Ущільнення завершують з закінченням просіданням бетонної суміші, завершенням появи бульбашок та утворенням на поверхні цементного молочка.

Догляд за бетоном включає наступні роботи:

- укриття відкритої поверхні вологоємкими матеріалами (рогожею, тирсою);
- поливання бетонної поверхні водою.

Слід враховувати, що поливання бетону згідно ДБН здійснюється (за 7 днів близько 25 раз). При вкриванні поверхонь вологоємними матеріалами, наприклад рогожею (тирсою), кількість поливів зменшується майже вдвічі.

Розбирання опалубки здійснюється після набору бетоном потрібної міцності вказаному у проекті. Щити очищують та складають у пакети, після чого краном знімаються вниз. Підтримуючі ліси частково демонтують, залишивши частину стійок під балковим перекриттям до повного набору бетоном проектної міцності.

### **5.5.7 Контроль якості робіт**

При зведенні будівлі керуються загальними вимогами, що ставляться до приймання, підготовки до зведення, технології зведення монолітної каркасної будівлі.

Під час робіт органами технічного контролю виконують поопераційний (на всіх етапах виробництва робіт), поточний та приймальний контроль.

При операційному контролі перевіряють якість складових, клас бетону та його склад, якість арматурних виробів та відповідність їх проектній документації, міцність стикування окремих арматурних елементів, проектне положення закладних деталей, розташування арматурних виробів, міцність встановлення підтримуючих балок і стійок, клинів під ними, відсутність шпарин у опалубці тощо.

При поточному контролі перевіряють якість поверхні виготовлених конструкцій, геометричні розміри, також якість вузлових з'єднань, параметри і режими вібраційного впливу та ін.. Поточний контроль дозволяє контролювати всі технологічні операції, передбачені проектом з метою виявлення та ліквідації відхилень від норм, виключення появи браку.

Перевірку виконання робіт здійснюють візуально і вибірково за допомогою геодезичних приладів та лабораторних досліджень. Відповідність положення конструкцій, якості їх виготовлення та дотримання вимогам проекту контролюють із застосуванням контрольно-вимірювальних інструментів регулярно до початку проведення нової роботи. Цю перевірку здійснюють ланкові і бригадири. Майстри разом з бригадирами і ланковими приймають змонтовані конструкції захватками.

Під час приймального контролю виконані роботи приймаються комісією за робочим кресленням, виконавчими ескізами, журналами робіт, документацією з погодження всіх змін до проекту, даними дослідження зразків бетону, актами поточних перевірок конструкцій і актами на скриті роботи, паспортами та сертифікатами на використані матеріали і вироби тощо. Під час перевірки складається приймальний акт.

Допустимі відхилення виготовлених залізобетонних конструкцій від проектного положення винесені в окремій таблиці на кресленні ТК.

#### **5.5.8 Заходи з техніки безпеки**

Роботи виконувати з суворим дотриманням до вимог СНіП III-4 80.

Роботи з зведення монолітного залізобетонного каркасу (напрямок, послідовність, організація тощо) виконувати відповідно до проекту виконання робіт та ТК.

Перед початком робіт і періодично під час робіт оглядати усі застосовані такелажні пристрої (стропи, траверси) інвентар, інструмент та тару.

Забороняється працювати і перебувати робітникам на захватках де ведеться монтаж, а також в зоні переміщення вантажів краном.

У вечірню зміну проїзди, проходи, склади і робочі місця повинні бути добре освітлені.

Отвори в перекритті, що лишилися після демонтажу опалубки слід перекривати або огороджувати.

Під час електрозварних робіт ділянки робіт, електропроводи й електрообладнання мають бути огорожені, конструкції добре заземлені.

Не дозволяється вести роботи під час дощу, грози або сильного снігопаду, а також на висоті при силі вітру 6 балів і вище.

Забороняється вести зварні роботи безпосередньо поблизу вогнебезпечних та легкозаймистих матеріалів.

Навколо бетононасосу залишають прохід шириною 1 м. оператор повинен мати сигнальний зв'язок з бетонниками.

Рукояті вібраторів повинні мати амортизатори, а їх корпуси до початку робіт заземлені.

Підчас роботи на висоті робітники повинні бути забезпечені перевіреними та випробуваними запобіжними поясами.

## **5.6 Технологічна карта на виконання штукатурних робіт**

### **5.6.1 Сфера застосування**

Технологічна карта розроблена для зведення 5-ти поверхового готельно-торгівельного комплексу в м. Кривий Ріг.

### **5.6.2 Організація виконання робіт**

Для здійснення правильної технології і організації виробництва обробних робіт, забезпечення нормальних умов, в яких виконуватимуться штукатурні роботи, будівельна готовність об'єкту повинна відповідати певним вимогам, перерахованим нижче.

Мають бути закінчені наступні роботи:

- пристрій всіх видів підстав під чисті підлоги;
- установка перегородок із закладенням щілин по периметру;
- установка віконних і дверних блоків із закладенням зазорів за коробками;
- установка вбудованих шаф і підвіконь, обштукатурювання ніш стенів за приладами опалювання і борозен для прихованої проводки опалювання, обштукатурювання за трубами і ніш електроцитів;
- установка конструкцій і каркасів для натягування металевої сітки в необхідних місцях;
- закладення всіх тимчасових отворів в стінах, перегородках в перекриттях;
- установка вентиляційних коробів, прочищення вентиляційних каналів;
- установка шафок електроосвітлювальних і слабкострумівих пристроїв;
- основні санітарно-технічні роботи (монтаж і опресовування систем опалювання, водопроводу, каналізації і газопроводу);
- прокладка прихованої електропроводки для силових, освітлювальних і слабких струмів;
- установка сходових обгороджувальних;
- установка стояків електроустаткування (електроосвітлення, телефонізації, радіофікації, телебачення);
- очищення приміщень від будівельного сміття.

Вимоги до поверхонь, що підлягають обштукатурюванню

Щоб уникнути додаткового намету штукатурки відхилення поверхонь конструкцій з цеглини, бетону, збірного залізобетону і дерева не повинні перевищувати вказаних нижче величин, що допускаються.

Нерівності вертикальної поверхні кладки, що виявляються при накладенні рейки довжиною 2 м:

- для стін - 10 мм;



- для стовпів - 5 мм.

Відхилення площин панелей стін і перегородок від вертикалі (у верхньому перетині) для збірних залізобетонних конструкцій  $\pm 5$  мм.

На поверхнях залізобетонних конструкцій мають бути зрізані і очищені горби і напливи.

Додаткові вимоги при виробництві робіт в зимовий час

Приміщення слід опалювати, температура в них не має бути нижче  $10^{\circ}\text{C}$ , а відносна вологість не вище 70%. Температуру усередині будівлі вимірюють біля зовнішніх стін на висоті 0,5 м від підлоги. Вхідні тамбури мають утеплювати, всі отвори, і отвори в неопалювальну частину будівлі закладені.

Вологість цегельних або кам'яних стін не повинна перевищувати 8%.

При обштукатурюванні кам'яних і цегельних стін, складених способом заморожування, до початку штукатурних робіт їх відтають з боку штукатурного намету на глибину не менше половини товщини стіни.

### 5.6.3 Необхідні для виконання робіт інструментів, пристроїв, механізмів

Для штукатурних робіт знадобляться: сокіл штукатурний (для нанесення і розрівнювання розчину), лопатка штукатурна (для перемішування, нанесення розчину, розрівнювання і загладжування його), терка (для тієї, що затерла штукатурки), напівтерок (для тієї, що грубої затерла), шкрябання (для зчистків клейової і вапняної фарби, шпалер, паперу і інших робіт; бажано мати декілька скребків різної ширини), правило (для розрівнювання розчину), лузгове і усеночне правило (для обробки кутів), кисть-макловиця, схи́л (для перевірки вертикальності). Потрібні також ящик і лопати для приготування штукатурного розчину і молоток для підготовки поверхні.

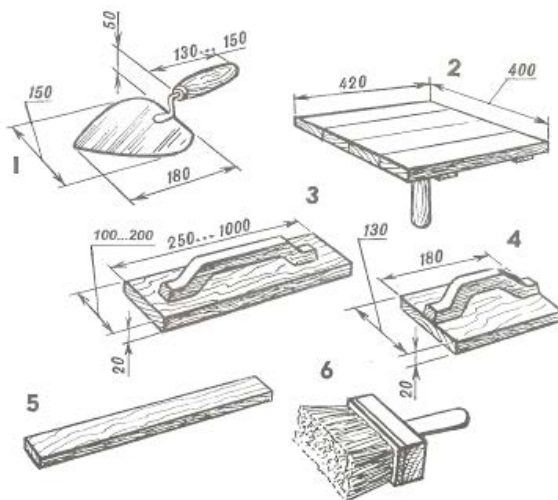


Рисунок 1. Інструменти для штукатурних робіт: 1 – штукатурна лопатка, 2 – сокіл, 3 – напівтерок, 4 – терка, 5 – правило (рейка), 6 – кисть

#### **5.6.4 Технологія виконання робіт**

Міцність зчеплення окремих шарів штукатурки між собою (обризг, ґрунт і накривочний шар), а також з обштукатурюваною поверхнею має бути перевірена легким постукуванням.

Тріщини, горбки, раковини (дутики), грубошеровата поверхня, пропуски в підвіконь, наличників, плінтусів, приладів опалювання та інші не допускаються.

Геометричні критерії якості штукатурних робіт такі: "Відхилення від вертикалі (горизонталі) обштукатуреної поверхні не повинні перевищувати (у мм на 1 м): при простій штукатурці – 3, покращуваною – 2, високоякісною – 1.

Товщина простої штукатурки має бути до 12 мм, покращуваною до 15 мм, високоякісною 20 мм. На рівних цегельних поверхнях товщина штукатурки може бути до 10 мм, а на рівних бетонних поверхнях до 2.3 мм, тобто накривка з тією, що затерла. Штукатурка повинна міцно зчіплюватися з поверхнею, не відшаровуватися, мати добре затерту поверхню, без зовнішніх дефектів.

Оброблена поверхня повинна мати однаковий вигляд і однаковий тон, допускаються дрібні вибоїни, малопомітні на відстані 3 м. При частих вибоїнах і неоднаково оброблених місцях, помітних з відстані 5 м, штукатурка бракується. Сліди стиків штукатурки не мають бути помітні з відстані 5 м.

#### **5.6.5 Техніка безпеки при виконанні робіт**

Для створення безпечних умов праці будівельні майданчики захищають і вивішують на території будівництва покажчики проходів і проїздів, місць куріння, розміщення матеріалів, установки різних машин і механізмів і так далі. Проїзди і проходи систематично очищають від сміття, розчину, снігу, полу. Небезпечні зони захищають, а в нічний час освітлюють.

Віконні і дверні отвори в будівлі захищають. Перед роботою штукатурки повинні оглянути свої робочі місця, перевірити підмости і ліси, прибрати всі зайві предмети, особливо дошки з цвяхами, що стирчать. Всі інструменти мають бути оглянуті і виправлені.

При роботі на висоті обов'язковий застосовують запобіжні пояси, закріплюючи вірьовки від них за міцні конструкції будівлі. При ремонті будинків з цегельними трубами на даху при в'язати до труб вірьовки, люльки і так далі категорично забороняється.

При обробці поверхонь різними машинами ті, що працюють мають бути в рукавицях, захисних окулярах або респіраторях.

При виконанні декоративних штукатурок для їх фарбування категорично забороняється застосовувати шкідливі для здоров'я пігменти, що мають в своєму складі добавки свинцю. При роботі матеріалами з токсичними компонентами треба застосовувати заходи індивідуального захисту.

### **5.6.6 Технологічні розрахунки**

Розрахунок виконуємо в табличному вигляді (таблиця 5.6.6).

## **5.8 Розрахунок будгенплану**

### **5.8.1 Опис будгенплану**

Будівельний генеральний план розроблено на стадії зведення монолітного залізобетонного каркасу. На БГП наносимо контури будівлі з зазначенням монтажної зони (7м від будівлі) та небезпечну зону роботи крану. Небезпечна зона – це простір, який знаходиться у межах можливого переміщення вантажу, підвішеного на гаку крана. Межу цієї зони визначають відстанню по горизонталі від лінії руху крану.

Для баштових кранів небезпечну зону визначають довжиною стріли крана за плюсом половини довжини найбільшого вантажу та розсіювання вантажу при падінні. Небезпечні зони відмічають на будгенплані лінією з відповідним позначенням.

Для внутрішніх майданчикових доріг використовуємо існуючі шляхи шириною 6м, радіус закруглення доріг на поворотах 6 м. Відстань між дорогами та складськими зонами приймається не меншою за 0,5 м, а між дорогою та огороженням – не менше 1,5 м. Для доріг прийнято два в'їзди-виїзди. Склади конструкцій розміщуємо вздовж доріг. Намети розміщують вздовж доріг, але не в зоні роботи кранів.

При розміщенні на БГП тимчасових будівель з точки зору безпечних та санітарних умов повинні враховуватись небезпечні зони роботи крану, тобто всі будівлі повинні знаходитись поза небезпечної зони. Для безпечного входу-виходу з будівлі над входами влаштовують захисні козирки. Тимчасові будівлі повинні розміщуватись біля в'їзду на будівельний майданчик, скомпоновані групами Відстань від дороги не менше 1,5м.

Тимчасову електромережу підключити до існуючої мережі (вказано розташування трансформаторної підстанції та розподільні шафи) силовим кабелем. Радіус обслуговування однієї розподільчої шафи 25м. Вказано розташування прожекторів зовнішнього освітлення. На будівництві використовують струм 380 Вт (для роботи електродвигунів) та 220 Вт (для освітлення). Кабельні мережі прокладають на глибині 0,8 м через автомобільну дорогу та підвісну вздовж будівлі.

Тимчасове водопостачання влаштовуємо від існуючої мережі по тупиковій схемі. Для протипожежних потреб використовують гідрант встановлений біля будівлі.

Стисле повітря для потреби виробництва отримують від пересувного компресора.

Кисень підвозять централізовано автотранспортом у балонах.

Будівельний майданчик огорожуємо інвентарним парканом висотою 1,6 м. На в'їзді до території встановлюють металеві ворота та сторожку.

### **5.8.2 Розрахунок потреби у тимчасових будівлях**

Кількість робочих ( $N_{\max}$ ) 105 чол. що складає 83.9 %.

Кількість ИТР складає 11 % - 12 чол.

Службовців 3.6 % - 4 чол.

МОП і охорона 1.5 % - 2 чол.

Загальна максимальна кількість робочих, ИТР, службовців, МОП складає 123 люд. З врахуванням  $K_0 = 1.05 \div 1.06$   $N_{\text{заг}} = 123 \cdot 1.05 = 129$  чол.

Із них жінок:

$129 \cdot 0.3 = 39$ ; чоловіків:  $129 - 39 = 90$  чол.

Таблиця 5.6.2

**Розрахунок потреби в адміністративних і санітарно-побутових приміщеннях**

Приміщення	Кількість робітників, чол.	Норма площі на одного робітника	Потрібна площа, м <sup>2</sup>	Прийняті тимчасові будівлі		
				Тип будівлі і шифр проекту	Розміри м	Кількість
1	2	3	4	5	6	7
Адміністративні будівлі						
Контора, м <sup>2</sup> / чол.	18	4,0	72	Контейнерний 420-04-31	8 × 9	1
Сторожова будка	2	3	6	Контейнерний 420-04-31	2 × 3	1
Санітарно-побутові будівлі						
Гардеробна м <sup>2</sup> / чол.	129	0,6	77,0	Контейнерний 420-04-31	7,7 × 10	2
Душова з переддушовою м <sup>2</sup> / чол.	105	0,82	86,0	Контейнерний 420-04-31	8,6 × 10	2
Туалет: чоловічій жіночій	90 39	0,07 0,14	13,0 5,5	Туалет з вигрібною ямою на 2 очка	2,6 × 5	1
Приміщенні для сушки спецодягу	129	0,2	26,0	Контейнерний 420-04-31	2,6 × 10	1
Приміщення для обігріву, відпочинку та прийняття їжі	129	0,1	13,0	Контейнерний 420-04-31	2,6 × 5	1
Буфет	129	0,6	77,0	Контейнерний 420-04-31	7,7 × 10	1

### 5.8.3 Розрахунок складів

Розрахунок складів тимчасових виконується для визначення їх площі з урахуванням приймальних та відпускних майданчиків.

Площу складів визначають виходячи із запасів основних матеріалів та нормативів складування 1 кв.м. майданчика з урахуванням потреб виробництва та проходів:

$$F = P_{\text{скл}} \times f$$

$P_{\text{скл}}$  – запас основних матеріалів.

$f$  – нормативна площа на одиницю складованих матеріалів з урахуванням проїздів та проходів.

$$P_{\text{скл}} = P_{\text{заг}} \times T_{\text{н}} \times K_1 \times K_2 / T$$

$P_{\text{заг}}$  – загальна кількість матеріалів кожного виду, необхідного для будівництва об'єкта.

T – тривалість робіт, які виконують з використанням цих матеріалів (матеріальних ресурсів).

$T_n$  – норма запасу матеріальних ресурсів.

$K_1=1,1$  – коефіцієнт нерівномірного постачання матеріалів на склад.

$K_2=1,3$  – коефіцієнт нерівномірного споживання матеріалу за розрахунковий період

Розрахунок відкритих складів зводимо в таблицю 5.6.3.

### Розрахунок тимчасових складів

Таблиця 5.6.3

№	Найменування	Тип склада	Один. вимір	Площа складу	Разміри складу, м
1	Сходові марші	відкритий	м <sup>2</sup>	40,5	5х8,1 – 1шт
2	Цегла	відкритий	тис. шт.	1,74	5х6 – 2шт
3	Віконі та дверні блоки	навіс	м <sup>2</sup>	1493	6х6 – 3шт
4	Скло	відкритий	м <sup>2</sup>	422,5	2,7х6 – 2шт

Розрахунок закритих складів не виконуємо, а приймаємо конструктивно.

### 5.8.4 Визначення тимчасового водопостачання

Джерелом водопостачання на будівельний майданчик є наявна в районі будівництва постійна водопровідна мережа.

Вода для виробничих потреб не повинна вмщати великої кількості солей (не більше 5000мг/л). Стічні води, що містять жири використовувати для замішування бетонних сумішей забороняється.

Для питних потреб вода не повинна мати запахів, присмаку, вмісту бактерій.

Для протипожежних вимог вода не повинна вмщувати кислоти, які роз'їдають метал.

Визначаємо існуючі потреби споживання води на будівельному майданчику (таблиця 5.6.4).

Таблиця 5.6.4

#### Споживачі водопостачання

Споживачі	Термін потреби, дні		Обсяг робіт в змiну	
	початок	кінець	одиниця	кількість
Виробничі потреби:				
Кран	1	112	шт	1
Вантажівки	1	112	шт	2
Санітарно-побутові потреби	1	112	чол	129
господарсько-питні потреби	1	112	чол	129
душові установки	1	112	чол	105

1. Розрахункові секундні витрати води на виробничі потреби при догляді за бетоном:

$$q_{\text{вир.}} = S \times A \times k_{1 \text{ год}} / 3600 \times n_1, \text{ л/с}$$

де  $S$  – обсяг будівельних робіт, що виконується за змiну або кількість машин, або кількість продукції, яку випускає підсобне виробництво;

$A$  - питома витрата води на відповідний вимірник;

$k_{1 \text{ год}}$  - коефіцієнт годинної нерівномірності споживання води;

$n_1$  – кількість годин роботи, год.

При поливці відкритих ділянок бетону на  $1\text{ м}^3$  використовується 300 л води. Поливку здійснюють 3 рази на добу

$$\text{для догляду за бетоном: } \frac{0,98 \cdot 2 \cdot 8 \cdot 300 \cdot 2}{8 \cdot 3600} = 0,33 \text{ л/с}$$

$$\text{для крану: } \frac{1 \cdot 400 \cdot 2}{8 \cdot 3600} = 0,028 \text{ л/с}$$

$$\text{для вантажівок: } \frac{2 \cdot 500 \cdot 2}{8 \cdot 3600} = 0,069 \text{ л/с}$$

2. Розрахункові секундні витрати води на санітарно-побутові потреби приймаємо по найбільш завантаженому дню роботи:

$$q_{\text{осп}} = \frac{b \cdot N_1 \cdot k_{2,\text{год}}}{3600 \cdot n} = \frac{15 \cdot 129 \cdot 2,7}{3600 \cdot 8} = 0,181 \text{ л/с}$$

3. Розрахункові секундні витрати води на душові установки:

$$q_{\text{душ}} = \frac{C \cdot N_2}{60 \cdot t} = \frac{25 \cdot 105}{60 \cdot 45} = 0,972 \text{ л/с}$$

де С- витрачання води на одну особу, що приймає душ;

$N_2$  - кількість працюючих, що користуються душем;

$t$  – тривалість роботи душової установки;

4. Витрати води на пожежогашіння: прийнято 5 л/сек. (робота гідранту 5л/сек).

5. Загальна секундна витрата води:

$$q_{\text{заг}} = q_{\text{вир}} + q_{\text{техн}} + q_{\text{осп}} + q_{\text{душ}} + q_{\text{пож}} = 11,58 \text{ л/с}$$

6. Визначаємо діаметр тимчасового водопроводу - загальний:

$$d = 2 \sqrt{\frac{q_{\text{заг}} \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2 \sqrt{\frac{11,58 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 90,5 \text{ мм}$$

Де  $V$  – швидкість руху води в трубах, м/сек.

Потрібний діаметр тимчасового водопроводу 50мм.

Визначаємо діаметр труби на виробничі потреби.

$$d = 2 \sqrt{\frac{q_{\text{заг}} \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2 \sqrt{\frac{0,427 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 8,69 \text{ мм}$$

Приймаємо труби діаметром  $\frac{1}{2}$  дюйми.

Визначаємо діаметр труби на господарсько-питні потреби:

$$d = 2 \sqrt{\frac{q_{\text{заг}} \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2 \sqrt{\frac{0,153 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,7}} = 5,35 \text{ мм}$$

Приймаємо труби діаметром  $\frac{1}{2}$  дюйми.



### 5.8.5 Визначення потреб у електроенергії

1 Розрахунок потужності споживачів проводимо по переліку машин, механізмів і пристроїв табл.5.7.5.1.

Таблиця 5.7.5.1

#### Силові споживачі

Найменування споживача	Кількість	Норма затрат енергії на од. виміру, кВт	$k_c$	$\cos \varphi$	Загальна потреба, кВт
1	2	3	5	6	4
Баштовий крани КБ-404.1	1	34	0,3	0,5	20,4
Глибинний вібратор ИВ60	2	1,1	0,1	0,4	0,55
Поверхневий вібратор	2	0,8	0,1	0,4	0,4
Розчинонасос СО-48А	1	2,2	0,7	0,8	1,75
Компресор СО-2	1	3,0	0,7	0,8	2,63
Віброрейка СО-47	2	0,6	0,1	0,4	0,3
Машина для подачі мастики на кровлю	1	60	0,7	0,8	52,5
Зварювальний апарат	1	54	0,35	0,4	47,25
Усього:					125,78

Таблиця 5.7.5.2

#### Електричне освітлення внутрішнє

Найменування споживачів	Розміри в плані	Кількість	Питома потужність на 1 м <sup>2</sup>	Загальні витрати, кВт
Контора	8 × 9	1	15	0,15
Гардеробна, душові	7,7 × 10	4	15	0,60
Буфет	7,7 × 10	1	15	0,15
Приміщення для відпочинку робітників та	2,6 × 5	2	15	0,30
Сторожова будка	2 × 3	1	15	0,15
Усього:				1,35

Таблиця 5.7.5.3

#### Електричне освітлення зовнішнє

Найменування споживачів	Одиниці виміру	Кількість	Питома потужність м <sup>2</sup> /Вт	Загальні витрати кВт
Склади	м <sup>2</sup>	70	2	0,14

Загальне освітлення	м <sup>2</sup>	1723,6	0,4	0,69
Влаштування перекриття	м <sup>2</sup>	144	3	0,45
Усього:				1,28

Загальну потужність джерела енергопостачання будівництва визначаємо:

$$P_{заг} = 1,1 \left( \sum \frac{P_c \cdot \kappa_{1c}}{\cos \phi} + \sum \frac{P_m \cdot \kappa_{2c}}{\cos \phi} + \sum P_{ов} \cdot \kappa_{3c} + \sum P_{он} \cdot \kappa_{4c} \right) =$$

$$= 1,1(125,78 + 1,35 \cdot 1,0 + 0,8) = 128 \text{ кВт}$$

Для постачання на будівництво електроенергією приймаємо трансформатор типа КТП -160 потужністю 160 кВА, розміром 2,74×1,3 м.

2 Розрахунок освітлення майданчика прожекторами.

Потрібна кількість прожекторів для освітлення будмайданчика:

$$n = \rho \cdot E \cdot S / pЛ$$

$\rho$  – питома потужність

$$\rho = 0,4 \text{ Вт/м}^2 \text{ (ПЗС-45)}$$

$E$  – освітленість

$$E = 10 \text{ Лк}$$

$S$  – площа будівельного майданчика

$$S = 1723,6 \text{ м}^2$$

$pЛ$  - потужність лампы

$$pЛ = 1000 \text{ Вт}$$

$$n = \frac{0,4 \cdot 2 \cdot 1,5 \cdot 1723,6}{1000} = 2,01 \text{ прож.}$$

Приймаємо 3 прожектори, розміщуємо по 1 прожекторі на в щоглі по периметру будмайданчика.

Потрібна кількість прожекторів для освітлення монтажної зони:

$\rho$  – питома потужність

$$\rho = 0,2 \text{ Вт/м}^2 \text{ (ПЗС-35)}$$

$E$  – освітленість

$$E = 20 \text{ Лк}$$

$S$  – площа робочої зони

$$S = 36 \text{ м}^2$$

$pЛ$  - потужність лампы

$$pЛ = 500 \text{ Вт}$$

$$n = \frac{0,2 \cdot 20 \cdot 1,5 \cdot 144}{500} = 1,73 \text{ прож.}$$

Приймаємо 2 прожектори, розміщуємо по 1 прожекторі на в щоглі в монтажній зоні.

### 5.8.6 Техніко-економічні показники будгенплану

1. Коефіцієнт забудови:

$$\text{Загальна площа майданчику } S_{заг} = 1726,6 \text{ м}^2$$

$$\text{Площа доріг } S_{дор} = 330 \text{ м}^2$$

$$\text{Площа тимчасових будівель та споруд } S_T = 89,1 \text{ м}^2$$

$$\text{Площа будівлі } S_{буд} = 324 \text{ м}^2$$

$$K_{заб} = \frac{S_{дор} + S_{ноб} + S_{буд}}{S_{заг}} = \frac{330 + 89,1 + 324}{1723,6} = 0,43$$

2. Довжина тимчасових автомобільних доріг та доріг для руху кранів  
 $L = 109,5 \text{ м}$

3. Довжина тимчасових мереж енергопостачання:

Довжина силової мережі енергопостачання 76 м. Довжина ліній енергопостачання для зовнішнього освітлення 321 м. Загальна довжина тимчасових ліній  $76+321=397$  м.

4. Довжина тимчасових мереж водопостачання: 27 м

## РОЗДІЛ №7

# БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ

## **Безпека життєдіяльності**

### **7.1 Загальні відомості**

Готельно-торгівельний комплекс являє собою багатоповерхову будівлю. Висота комплексу – 5 поверхів. Багатоповерхова частина є готелем на 96 місць. Двоповерхова – установи торгівлі і службово-побутові приміщення готелю. Колони монолітні, перекриття та покриття – монолітні. Будівля відноситься до II ступеню по вогнестійкості. Для забезпечення безпечних та комфортних умов праці персоналу готельно-торгівельного комплексу в проекті передбачені спеціальні об'ємно-планувальні рішення. В будівлі запроектовані допоміжні, господарські та санітарно-побутові приміщення для персоналу й адміністрації центра. Для відвідувачів – обідній зал, бар, вбиральня з умивальнею. В усіх приміщеннях передбачено природне та штучне освітлення. Будівля запроектована з опаленням. Для збереження тепла огороджуючи конструкції стін виконанні з пінобетонних блоків малої теплопровідності з облицюванням фасадною штукатуркою. Для вентиляції передбачені вентиляційні короби та шахти, а також система плиточно-витяжної вентиляції. Конструкції вживаної підлоги розрізняються залежно від призначення приміщення. Так в санвузлах, торгівельних залах, вбиральнях, цехах підприємства харчування, обідньому залі і барі використовуються підлоги з плитки. У приміщення перебування службового персоналу, в таких як кабінети, бухгалтерія, архів, каса, кімнатах персоналу влаштовуються наступні підлоги: у коридорах першого поверху, в коморах, приміщеннях зберігання товарів, майстернях і складах влаштовуються цементні підлоги, у коридорах житлових поверхів влаштовуються плиткові підлоги, у житлових номерах влаштовуються підлоги з лінолеуму.

У відповідності до вимог пожежної безпеки, в будівлі є евакуаційні виходи, пожежні гідранти, пожежна сигналізація. Для локалізації очагів пожежі застосовуються протипожежні перепони (стіни, перекриття, покриття з межею вогнестійкості не менше 2,5 год.). Біля торгівельного комплексу встановлені пожежні гідранти. До будівлі підведені мережі питного та пожежного водопостачання, каналізація, електромережі виконані у відповідності до вимог електробезпеки. Біля будівлі встановлений контурний заземлювач, для заземлення електрооснащення та молніезахисту.

В літній час в приміщеннях готельно-торгівельного комплексу передбачене кондиціонування повітря. Оздоблення фасадів та приміщень виконане із застосуванням сучасних будівельних матеріалів. Запроектовані дороги для під'їзду транспорту, автомобільні стоянки та тротуари.

### **7.2 Загально-майданчикові заходи по охороні праці при будівництві**

Організація будівельного майданчика, ділянок й робочих місць має забезпечувати безпеку праці працюючих на всіх етапах виконання будівництва.

При цьому мають вирішуватись такі питання:

- визначення небезпечних зон та їх огорожа;
- влаштування шляхів (проходів, проїздів, переходів) та організація безпечного руху транспортних засобів;
- розміщення та безпечна експлуатація машин та механізмів;
- побутове й протипожежне водопостачання;
- електрозабезпечення, заходи електробезпеки електрообладнання;
- організація освітлення будівельного майданчика та робочих місць;
- влаштування складів для безпечного зберігання матеріалів;
- санітарно-побутове забезпечення робочих місць та працівників.

Вихідними матеріалами для рішення в проекті організації будівництва охорони праці є:

- СНИП III 4-80 «Техника безопасности в строительстве»;
- СН 47-74 «Инструкция по разработке проектов организации работ»;
- СН 81-80 «Инструкция по проектированию электрического освещения строительной площадки»;
- СН 276-74 «Указание по проектированию бытовых зданий и помещений строительно-монтажных организаций»;
- СН 305-77 «Инструкция по проектированию и устройству молниезащиты»;
- СНИП II-90-81 «Производственные здания промышленных предприятий»;
- СНИП II-n-1-83 «Жилые здания».

### **7.3 Організація доріг, побутових приміщень та складів**

До початку робіт на будівельному майданчику повинні бути влаштовані під'їзні шляхи та внутрішньо майданчикові дороги, які б забезпечували вільний та безпечний під'їзд транспортних засобів до всіх об'єктів що будуються, складських приміщень, адміністративних, санітарно-побутових приміщень, здравпункту та ін.

Найбільш раціональними є кільцева та скрізна дороги. Вони дозволяють забезпечити безпечний рух транспорту. В залежності від природно-кліматичних умов району будівництва, гідрометеорологічних умов, інтенсивності руху, типів автотранспорту, їх вантажопід'ємності вибираємо кільцеві ґрунтові дороги покращеної конструкції з підсипкою із щебню або шлаку, товщиною 5 –10 см. Радіус закруглення доріг, виходячи із доставки довгомірних конструкцій платформами, не менше 12 м. Ширина доріг бм., з двобічним рухом. Розвантажувальні майданчики вздовж площадок складування шириною 3–4 м. Для регулювання швидкісного режиму транспортних засобів на будівельному майданчику встановлені знаки, які забезпечують швидкість руху не більше 10 км/год., а в зоні можливого переміщення вантажів до 5 км/год. На в'їзді на будівельний майданчик встановлені шлагбауми та приміщення служби охорони. В'їзд забезпечений освітленням, знаками, сигналізацією, телефонною мережею.

Для забезпечення робітників тимчасовими, санітарно-побутовими, допоміжними приміщеннями, на будівельному майданчику влаштовується будівельне містечко. Вибір типу та розрахунок кількості тимчасових приміщень виконується згідно СН-276-74 та наведений у розділі “Організація будівництва”.

Для безпеки робіт на будівельному майданчику з урахуванням рози вітрів, пожежної безпеки складських приміщень та матеріалів, запроєктовані різні види складів: відкриті, напівзакриті, закриті. Площадки складування виконуються з нахилом  $2^{\circ}$ - $5^{\circ}$ , підсипані шлаком (щебенем) на 5 –10 см. При необхідності на складі роблять поверхове ущільнення. Намічають зони для прийому розчину і бетону. Склади повинні бути на відстані не менше 0,5 м від шляхів. Між зонами складування та штабелями передбачені поздовжні проходи шириною 0,7 м, та поперечні – 1 м через кожні 25-30 м.

#### 7.4 Складування конструкцій та виробів

1. Цегла та пенобетонні блоки складується в пакетах – не більше двох ярусів та в контейнерах – в один ряд.
2. Металопластикові вікна – в напівзакритих складах.
3. Цемент – в бункерах.
4. Пісок, щебінь, шлак – у відвалах на відкритих майданчиках, з утворенням природних укосів.

#### 7.5 Освітлення

Для виконання робіт в темний час доби на будівельному майданчику розраховується згідно СН 81-80 прожекторне освітлення усєї зони будівництва та робочих ділянок виконання робіт.

Кількість прожекторів визначають по методу коефіцієнта використання або коефіцієнта запаса:

$$N = (K \cdot S \cdot E_n \cdot t) / P_l, \text{ де:}$$

$K$  – коефіцієнт запаса для ламп накаливання 1,3 –1,5;

$t$  – КПД прожектора 0,2 –0,5;

$S$  – площа будівельного майданчика,  $m^2$ ;

$E_n$  – нормативна освітленість усього майданчика, 2лк;

$P_l$  – потужність лампи в прожекторі, Вт.

$$N = (1,5 \cdot 25000 \cdot 2 \cdot 0,2) / 1000 = 15.$$

Приймаємо для освітлення будівельного майданчика 15 прожекторів типу ПЗС-45 з лампами накаливання потужністю 1000 Вт, встановлених на опорах.

Висота встановлення прожекторів залежить від сили світла і по табл. СН 81-80 визначаємо 25 м.

Для освітлення робочих місць при виконанні монтажних робіт ( $E_{нк} = 50_{лк}$ ) кількість прожекторів визначаємо з умови:

$$N=(1,5\cdot 395\cdot 50\cdot 0,2)/1000=6, \text{ де:}$$

$S=395 \text{ м}^2$  – площа захватки ведення монтажних робіт.

Прожектори встановлюються на переносних опорах висотою 3 –4 м.

### **7.6 Небезпечні зони будівництва**

Наявність машин та механізмів, складуємих матеріалів, електричного обладнання та мереж вимагає встановлення на будівельному майданчику небезпечних зон. Так, до постійно діючих небезпечних зон відносяться:

- ділянки робіт поблизу споживачів електричного струму;
- лінії електропередач (відкритих, силових, освітлювальних кабелів).

Значення величин цих небезпечних зон залежить від робочих напружень та визначаються згідно СНиП III-4-80. Такі небезпечні зони огорожуються захисними конструкціями висотою не менше 1,8 м.

Небезпечна зона поблизу працюючих будівельних машин складає не менше 7 м та огорожується сигнальним огороженням у вигляді глухих огорожуючи конструкцій.

На ділянках можливого переміщення вантажів радіус небезпечної зони визначається:

$$R=L_{max}+0,5\cdot l_k+r, \text{ де:}$$

$L_{max}$  –максимальний виліт стріли крана, м.;

$l_k$  –найбільш дліномірна конструкція, що монтується, м.;

$r$  –розсіювання вантажів, при падінні залежить від висоти будівлі та по СНиП III-4-80 складає 10 м при висоті будівлі більше 20 м. Тоді:

$$R=20+0,5\cdot 6+10=33 \text{ м.}$$

Поблизу будівель, що будуються існує потенціальна небезпечна зона, величина якої визначається по СНиП III-4-80 та складає 7 м для будівель висотою більше 20 м. Ця зона також огорожується на будівельному майданчику сигнальними огороженнями.

### **7.7 Забезпечення пожежної безпеки**

Для забезпечення пожежної безпеки на будівельному майданчику передбачається:

- пожежні розриви між тимчасовими спорудами та містами зберігання сгораємих матеріалів;
- влаштування на території майданчика не менше двох в'їздів, з тимчасовими дорогами;
- влаштування постійного протипожежного водопроводу, діаметром не менше 100 мм з гідрантами кількістю 2 шт з зоною дії 150 м. Гідранти встановити на постійний водопровід діаметром не менше 100 мм, не ближче 5 м від будівлі та не далі 2,5 м від дороги.

Заходи по забезпеченню пожежної безпеки:



- біля санітарно-побутових приміщень, в містах паління, в містах застосування вогневих робіт (електрозварювальні роботи, розігрів бітуму та ін..) встановлені щити первинних засобів пожежогасіння з комплектом пожежного інвентарю.

РОЗДІЛ №8  
ОХОРОНА ПРАЦІ

# Охорона праці

## 8.1 Загальні відомості

Рішення питань безпеки будівельно-монтажних робіт є складовою та невід'ємною частиною при розробці проектів виконання робіт, технологічних карт.

При будівництві готельно-торгівельного комплексу виконуються наступні будівельно-монтажні роботи:

- земляні роботи по плануванню території будівельного майданчику, влаштування котловану;
- бетонні – при влаштуванні монолітних фундаментів і каркасу будівлі;
- кам'яні – влаштування стін;
- покрівельні;
- оздоблювальні;
- електрозварювальні.

## 8.2 Заходи безпеки при земляних роботах

Влаштування котловану має виконуватись у відповідності до проекту виробництва робіт. Екскаватор, бульдозер та інші машини і механізми мають працювати по раніше розробленому проекту. Кожна землерийна машина має бути обладнана звуковою сигналізацією. Значення кожного сигналу має бути пояснено всім робітникам. Екскаватор під час роботи повинен бути встановлений на спланованій площадці. Під час руху стріла екскаватора має бути встановлена строго по напрямленню ходу, а ковш піднятий над землею на 0,5-0,7м.

Земляні роботи виконуються у відповідності до вимог СніП III-4-80, за умови, що рівень ґрунтових вод не вище рівня основи котловану. Зона роботи екскаватора огорожується сигнальним огородженням, забороняючими та попереджувальними знаками.

## 8.3 Заходи безпеки при бетонних роботах

Заходи безпеки при бетонних роботах включають в себе: безпечність опалубочних робіт, арматурних робіт, робіт при прийманні та подачі бетону, а також при вкладанні та ущільненні.

При подачі та встановленні опалубки необхідно дотримуватись порядку установки елементів опалубки, а також їх демонтажу. Опалубка перед подачею бетону вичищається від бруду та сміття. Укладаєма бетонна суміш повинна приймати форму передбачену проектом. Розбір опалубки виконується після досягнення бетоном міцності та згідно дозволу відповідального за виконання робіт.

Заготовка та обробка арматури виконується в спеціально призначених обладнаних місцях.

При армуванні монолітних ділянок робітники забезпечуються спецодягом, рукавицями.

Перед початком вкладання бетону в опалубку необхідно перевірити стан опалубки, вкладеної арматури, засобів підмащування. При віброущільненні

бетону необхідно дотримуватись заходів електробезпеки. Роботи виконувати у віброрукавицях. Переміщувати вібратор за гнучкі тяги. При перервах в роботі вібратор вимикають. Час роботи вібраторів 30 –35 хв, це виключить їх перегрів та поломку.

При вкладанні бетону з бадей та бункерів відстань між нижньою кромкою баді та раніш вкладеного бетону повинна бути не більше 1 м.

Відкрита арматура конструкцій на ділянці з електропрогревом повинна бути заземлена.

При бетонуванні на висоті (перекрыття та покриття) встановити тимчасове огороження.

#### **8.4 Заходи безпеки при монтажних роботах**

До монтажних робіт допускаються люди не молодше 18 років, які пройшли медичний огляд, навчання, атестування, які ознайомились з правилами техніки безпеки, маючи посвідчення. На монтажному майданчику встановлюється єдиний порядок обміну сигналами. Територію монтажної площадки виділяють попереджувальними знаками. Методи строповки елементів та конструкцій мають забезпечити їх подачу до місця установки в положення, близьке до проектного. Стропову конструкцій виконувати у відповідності до проекту виконання робіт. Не допускається знаходження людей в зоні дії крану й переміщуваних конструкцій, при їх підйманні та переміщенні. Встановлені в проектне положення елементи конструкцій мають бути закріплені так, щоб забезпечити їх стійкість та геометричну незмінність. Розстроповку конструкцій виконувати тільки після постійного або надійного тимчасового їх закріплення. Не допускається виконувати монтажні роботи при швидкості вітру більше 15 м/с. При будівництві забороняється виконувати роботи, пов'язані із знаходженням людей в одній секції (захватці) на етапах над якими виконуються монтажні роботи. Одночасне виконання монтажних робіт на різних поверхах допускається при наявності між ними надійних перекрыттів. Всі монтажники мають бути забезпечені касками та монтажними поясами.

#### **8.5 Заходи безпеки при кам'яних роботах**

Виробництво цегляної кладки з помостів виконувати на робочих настилах шириною 2 м, а риштувань – 1 м. При цьому мають забезпечуватись заходи безпеки по експлуатації засобів підмащування. Подавати цеглу на робоче місце на піддонах або в спеціальній тарі. Ширина проходу між стіною та піддонами з цеглою не менше 0,2 м. Рівень кладки після кожного переміщення засобів підмащування не менше 0,7 м вище рівня робочого місця. Кладка стін шириною менше 0,75 м з стіни забороняється. При кладці стін висотою більше 7 м застосовувати захисні козирки шириною не менше 1,5 м.

Забороняється залишати матеріали та інструменти на возведених стінах під час перерви в роботі.

Для попередження падіння відходів, інструмента з перекрыть та настилів в конструкціях захисних огорожень влаштовувати бортові елементи висотою 0,15

м від рівня огороження. Різні пройоми закривати захисним огороженням, висотою не менше 1,1 м.

### **8.6 Заходи безпеки при електрозварювальних роботах**

Електрозварювальні роботи мають вестись на безпечних відстанях від місць зберігання сгораємих матеріалів не менше 5 м та вибухонебезпечних – не менше 10 м, в тому числі і від газових балонів. В зварювальних апаратах елементи, які знаходяться під напругою мають бути закриті, ізольовані. Корпус зварювального апарату має бути заземлений. Зварювальне оснащення знаходиться під навісами, які захищають його від атмосферних опадів. До електрозварювальних робіт допускаються люди не молодше 20 років, з кваліфікаційною групою електробезпечності – II. Зварювальні апарати мають бути оснащені автоматом холостого ходу.

Напругення холостого ходу не більше 65 В. Опір ізоляції проводів не менше 20000 Ом. Робітників мають забезпечити спеціальним одягом, рукавицями, захисними щитками зі світлофільтрами. Довжина фазного проводу не більше 15 м. При виконанні робіт на висоті, зварник має застосовувати монтажний пояс. При виконанні робіт в котловані застосовують діелектричні рукавиці та ковбики з рогожі.

### **8.7 Заходи безпеки при оздоблювальних роботах**

Оздоблювальні роботи виконуються із застосуванням засобів підмашування. При цьому матеріали подають за допомогою під'ємних машин та механізмів. При просушуванні приміщень застосовують електричні воздухоагрівачі, при цьому необхідно дотримуватись вимог електро та пожежної безпеки.

Малярні состави необхідно готувати централізовано, використовуючи для цього приміщення, які оснащені вентиляцією та приборами для систематичного контролю зберігання шкідливих речовин в повітрі робочої зони.

### **8.8 Заходи безпеки при покрівельних роботах**

Приступати до покрівельних робіт дозволяється після огляду майстром або прорабом з бригадиром робочих місць та огорожень. При роботі на покрівлі робітник має бути забезпечений поясами безпеки, спецодягом, рукавицями та нековзаючим взуттям. Не дозволяються роботи при ожеледиці, тумані, грозі, вітрі зі швидкістю 15 м/с та ін.

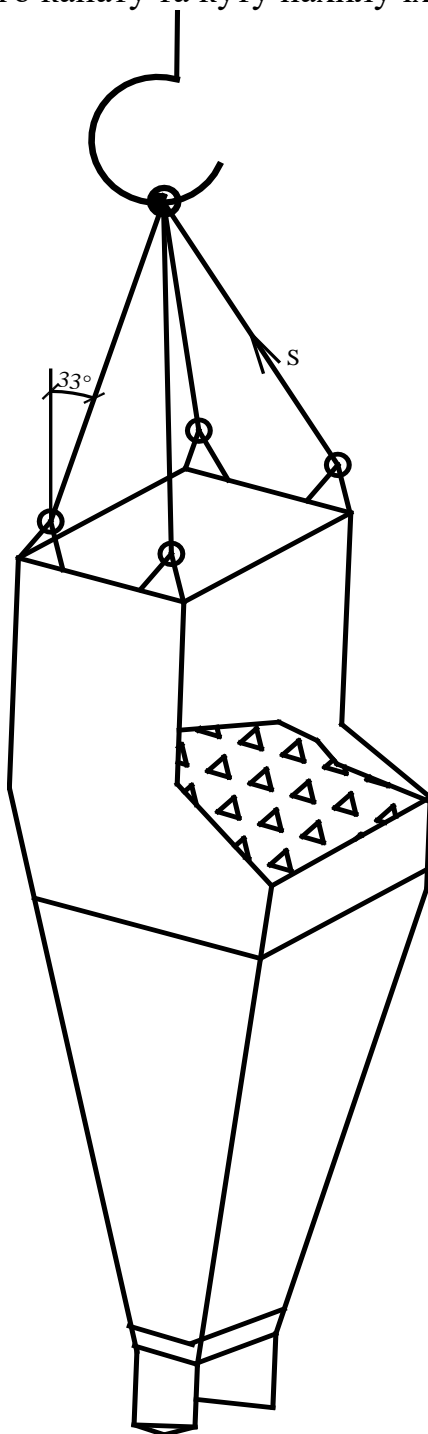
Для приймання котлів з гарячою мастикою має бути влаштована площадка з огороженням висотою не менше 1 м. Місце підймання має бути огорожене. Котли встановлюються на рівній поверхні.

Всі матеріали подають за допомогою кранів.

Всі роботи виконувати згідно правил техніки безпеки СніП III-4-80.

### 8.9 Розрахунок стропів для підйому вібробункера

Стропи з сталевих канатів необхідно розраховувати у відповідності з кількістю гілок стропового канату та куту нахилу їх до вертикалі.



Зусилля, що виникають в гілках стропа:

$$S = \frac{Q}{n \cdot \cos \alpha} \cdot k_1 \cdot k_2 = \frac{44000H}{4 \cdot \cos 33^\circ} \cdot 1,2 \cdot 1,1 = 17500H, \text{ де}$$

Q – вага підіймаємого вантажу,Н;

n – кількість гілок стропів;

$\alpha$  - кут нахилу стропа до вертикалі;

$K_1$  – коефіцієнт динамічних навантажень;

$K_2$  – невраховані навантаження.

Розривне зусилля канату:

$$P = S \cdot k = 17500H \cdot 6 = 105000H, \text{ де}$$

K – коефіцієнт запасу міцності:  $K=6$  – для стропів з гаком,  $K=8$  – для стропів в обв'язку.

За величиною розривного зусилля каната за ГОСТ 2688-80 підбираємо діаметр каната:

приймаємо канат діаметром 18мм з розривним зусиллям 148кН та масою 100м канату – 1220кг.

В процесі експлуатації вантажозахватні пристрої періодично перевіряють:

- стропи – 1 раз в 10 днів;
- захвати та тара – 1 раз в місяць;
- траверси – 1 раз в 10 днів.

Результати огляду заносять до журналу оглядів та ремонту вантажозахватних пристроїв та тари.

РОЗДІЛ №9

ЕКОЛОГІЯ



## Екологія навколишнього середовища

### 9.1 Загальні відомості

Україна через високий рівень концентрації промислового виробництва та сільського господарства, внаслідок хижацького використання природних ресурсів протягом десятиріч перетворилася в одну з найнебезпечніших в екологічному відношенні країн. Нинішня екологічна ситуація в Україні характеризується як глибока еколого-економічна криза.

Україні притаманні екологічні проблеми, такі як кислотні дощі, транскордонне забруднення, руйнування озонового шару, потепління клімату, накопичення відходів, особливо токсичних та радіаційних, зниження біологічного різноманіття. Аварія на Чорнобильській атомній електростанції 1986 року з її величезними медико-біологічними наслідками спричинила в Україні ситуацію, що наближається до рівня глобальної екологічної катастрофи. Тому в цьому розділі розкрито питання екологічного характеру, яке стосується будівництва готельно-торгівельного комплексу.

Будівельний майданчик будівлі знаходиться на території міста Кривий Ріг у Дніпропетровській області. Грунтові води на майданчику будівництва розташовані на глибині 8,5 м від існуючої поверхні землі. Глибина промерзання ґрунту 0,8 м.

Ділянка будівництва зі спокійним рельєфом і слабо вираженим ухилом.

Середньорічна швидкість вітру в місті Кривий Ріг складає 6 м/с. Найбільше значення швидкості вітру спостерігається у зимові і весняні місяці (до 5,6 ÷ 5,8 м/с), найменше у літні і початок осені (4,1 ÷ 4,4 м/с).

Впродовж року в середньому у місті випадає біля 558 мм опадів. Середня розрахункова температура зовнішнього повітря найбільш холодних днів  $t = -28^{\circ}\text{C}$ ; найбільш холодної п'ятиднівки  $t = -25^{\circ}\text{C}$ . Максимальна середня температура повітря у теплий період складає  $+26,5^{\circ}\text{C}$ .

Для даного району будівництва згідно з (8) маємо наступні дані:

- вага снігового покриву по I району 0,5 кН/м<sup>2</sup>;
- нормативне вітрове навантаження по III району 0,38 кН/м<sup>2</sup>.

При розробці дипломного проекту необхідно передбачити заходи по зменшенню забруднення повітря шкідливими газами, по захисту ґрунтового родючого шару, а також підземних та ґрунтових вод при виконанні наступних робіт:

- рух автотранспорту;
- проведення землерийних робіт;
- проведення зварювальних робіт;
- розігрів бітуму на будівельному майданчику;
- викидання будівельного сміття;
- проведення благоустрою території.

## 9.2 Рух автотранспорту

Рух транспорту необхідно організувати по внутрішньо-майданчиковим автомобільним дорогам, бажано покритим асфальтобетоном. Крім того, необхідно обмежити швидкість руху автотранспорту по внутрішньо-майданчиковим автодорогам до 10–20 км/год для зменшення підняття пилу та більшої безпеки робітників. В суху погоду необхідно тричі на день поливати автошляхи водою для зменшення пилевиділення при русі автотранспорту.

Особливістю даного проекту є наявність та скопичення великої кількості автомашин в одному місці, тому треба прийняти заходи по зниженню забруднення атмосфери вихлопними газами від двигунів внутрішнього згорання.

У викидах двигунів внутрішнього згорання (ДВЗ) міститься понад 100 шкідливих сполук, котрі умовно можна розбити на шість груп:

- діоксид вуглецю, водяна пара, водень, кисень;
- оксид вуглецю;
- оксиди азоту;
- вуглеводні;
- альдегіди;
- сажа.

При використанні в ДВЗ етилових бензинів з вихлопними газами в атмосферу викидаються сполуки свинцю.

При згорянні 1 тонни бензину в атмосферу викидається, кг: оксидів вуглецю - 39,5; вуглеводнів - 34; оксидів азоту - 20; діоксиду сірки - 1,55; альдегідів - 0,93. При згорянні 1 тонни дизельного пального в атмосферу викидається, кг: оксиду вуглецю - 21; вуглеводнів - 20, оксидів азоту - 34; альдегідів - 6,8; сажі - 2.

Масовий склад викидів значною мірою залежить від режимів експлуатації та справності систем ДВЗ і своєчасності проведення регулювань.

В залежності від виду несправності витрата пального в дизельних двигунах може збільшуватися до 20%, а кількість викидів шкідливих речовин - на 20-100%.

Зниження викидів шкідливих речовин ДВЗ можна досягти застосуванням наступних методів: рідинної та полум'яної нейтралізації; ежекційного допалювання; використанням каталізаторів; подачею повітря у випускний колектор; застосуванням антидимових фільтрів тощо.

Зниження вмісту шкідливих речовин у викидах ДВЗ можна забезпечити і за рахунок застосування присадок до пального - метанолу, водню, скрапленого газу та емульсій.

## 9.3 Землерийні та будівельно-монтажні роботи

При виконанні робіт, пов'язаних із розробкою котловану та других земляних робіт в період будівництва будівлі, в першу чергу знімається та складається рослинний родючий шар ґрунту, який потім використовується для рекультивації порушених та бідних земель.

При будівництві та влаштуванні інженерних мереж використовується транспортно-монтажна техніка, яка виділяє в атмосферу незначну кількість шкідливих газів. Для проїзду транспорту в період розробки котловану та подальшого будівництва об'єкту передбачається влаштування тимчасових доріг шириною 6 м. Забороняється бездоріжнє пересування транспортних засобів і технологічного устаткування, оскільки це пов'язано з важливим від'ємним впливом на рослинний шар.

Для зниження шкідливих екологічних наслідків при спорудженні каналів передбачається виконання основних землерийних операцій у другій половині весни, літом і першій половині осені.

Усі споруджені канали після їх використання, тобто розміщення в них водопровідних і каналізаційних труб, опалювальних мереж і електрокабелів підлягають засипці землею. В зв'язку з тим, що в каналах розміщуються усі згадані інженерні мережі, а розрихлена порода займає великий обсяг, частина її залишається на поверхні. З породи, що залишилася, формують вал безпосередньо над виритою каналом.

Під час будівництва тимчасові транспортні шляхи, для руху транспорту та переміщення технологічних вантажів, необхідно підтримувати в гарному технічному стані, а для запобігання здіймання пилу в суху погоду – періодично зволожувати водою з хімічними добавками (взимку) з розрахунку 1,5-2 л/м<sup>2</sup>.

#### **9.4 Зварювальні роботи**

В період будівництва значний обсяг займають зварювальні роботи. При веденні зварювальних робіт фіксується інтенсивне тепловиділення (лучисте та конвективне), пиловиділення та газовиділення.

До найбільш шкідливих газів при зварюванні та різці відносяться оксид азоту, оксид вуглеводню, озон, фтористий водень.

Основними компонентами пилу при цих процесах є окис заліза, марганцю та кремнія (41%, 18% та 6% відповідно). Середня концентрація пилу досягає 7-16 мг/м<sup>3</sup> (при ГДК = 4 мг/м<sup>3</sup>). Концентрація СО досягає до 40 мг/м<sup>3</sup> (при ГДК = 20 мг/м<sup>3</sup>), а фтористого водня 1,7 мг/м<sup>3</sup> (при ГДК = 1 мг/м<sup>3</sup>). При роботі на відкритих майданчиках значення концентрації шкідливих речовин при веденні зварювальних робіт в більшості випадків знаходиться в межах ГДК.

Котли при розігріві бітуму, який використовують при будівництві, передбачається розташовувати не ближче 200 м від будівлі і не ближче 30 м від місця виробництва будівельних робіт, що забезпечує розсіювання шкідливих речовин, які виділяються (бензолу, фенолу, вуглеводів, оксиду азоту та ін.) до значень гранично допустимої концентрації. Ці котли повинні бути обов'язково закриті щільними кришками.

## **9.5 Організація стічних та ливневих вод**

На підприємствах будіндустрії впровадження науково обґрунтованих комплексних заходів щодо охорони водних ресурсів від забруднення і їхньому раціональному використанню повинне вирішуватися в такий спосіб. Доцільно воду розділити на господарсько-питну й технологічну (для затвердіння будівельних розчинів і бетонних сумішей; зволоження поверхні бетону, що твердіє; мийки будівельних механізмів і автомашин і т.д.).

У технологічному процесі доцільно впроваджувати менш якісну воду шахт, водойм, морську воду, що цілком застосовна для виробництва кераміки, силікатної й глиняної цегли, бетонних виробів.

Впровадження оборотного водопостачання, багаторазове використання однієї й тієї ж води, що очищає перед кожним циклом її вживання, набагато знижує водопотребу й зменшує обсяг стічних вод на одиницю продукції. Цей процес організовується через тимчасові мережі водопостачання та каналізації.

Відомі в цей час види очищення промислових стоків розділяють на механічну (проціджування, відстоювання, фільтрування), хімічне й фізико-хімічне (осадження, екстрагування, коагулювання, сорбція й ін.), біохімічну.

Важливе народногосподарське значення має утилізація домішок, що виловлюють, зі стічних вод. Якщо ці речовини будуть направлятися на смітники, то виявляться вторинними джерелами забруднення навколишнього середовища. Доцільно установки по утилізації домішок, що виловлюють, вводити в експлуатацію одночасно з основним виробництвом очисних споруджень.

Утилізація речовин, що виловлюють, дозволяє повернути виробництву істотний обсяг сировини, матеріалів, палива й підвищити його економічну ефективність.

При індустріальному очищенні стічних вод вкладення на спорудження очисних пристроїв ростуть зі збільшенням їхніх обсягів і ступеня очищення, але все-таки строк окупності, як правило, не перевищує 3...5 років.

Ливневі води з території будівництва видаляються за допомогою ливневої каналізації.

Всі дороги, складські майданчики мають ухил, якій дозволяє дощовій воді самостійно стікати у спеціально влаштовані канавки по яким стоки попадають у тимчасову ливневу, а потім і в постійну ливневу каналізацію.

## **9.6 Транспортування будівельного сміття**

Транспортування будівельних відходів є одним з основних питань екології. Будівельне сміття (відходи будівельних матеріалів і конструкцій) після кожного робочого дня повинне бути зібране і вивозитись в контейнери, передбачені в спеціально відведеному місці на будівельному майданчику.

Бажано будівельне сміття розсортувати з метою подальшої переробки для повторного використання якоїсь його частини (пластмаси, пінопласту, паперу та ін.). По мірі заповнення сміттєвих контейнерів необхідно

забезпечити вивіз автомобільним транспортом на організовані міські звалища або на підприємства, які спеціалізуються на переробці вторинних ресурсів.

### **9.7 Озеленення території**

Після завершення будівництва та всіх допоміжних робіт проводиться озеленення території. Це влаштування газонів, насадження дерев та кущів. Зелені насадження збагачують повітря киснем, допомагають розсіювати шкідливі речовини і поглинають їх. При озелененні території навколо будівлі, узбіччів доріг треба вибирати дерева, кущі, газонні рослини в залежності від кліматичного району, характеру будівлі і ефективності даної породи для очищення повітря, а також її газостійкості. Зелені насадження також знижують рівень вуличного шуму в літній час на 8÷10 дБ завдяки поглинанню звукової енергії листям. Найбільш стійкими є біла акація, клен. Благоустрій виконується згідно з генпланом території.

При виконанні усіх вищевказаних заходів по захисту атмосфери, підземних вод та ґрунтового шару, екологічна ситуація в районі будівництва не буде порушена та шкідливого впливу на навколишнє середовище не буде.

Необхідно контролювати виконання всього комплексу заходів по збереженню та не допусканню забруднення навколишнього середовища на стадії проектування, в процесі будівництва та при експлуатації.

## **Науковий Розділ**

Введення. Ринок будівельних матеріалів в даний час насичений продукцією різного виду та призначення. Нестандартний підхід до вирішення поставлених завдань спільно з використанням інноваційних продуктів і технологій у виготовленні будівельних конструкцій дозволяють уникнути неефективного консерватизму в будівельній галузі. Результатом технологічного прогресу за співпраці промислового та наукового співтовариства є композитна арматура. Хоча створення та початок досліджень такого роду неметалевої арматури відносять ще до 60-х років минулого століття [1, 2], композитна арматура це новий матеріал, масштабне виробництво і впровадження якого починає здійснюватися тільки зараз.

Композитна арматура є будівельним матеріалом, що складається з волокнистих ниток, з'єднаних у пучок полімерним сполучним [1 та ін.]. У ролі сполучного елемента зазвичай виступають термореактивні синтетичні смоли, вибір яких залежить від вимог до арматури. Так використання поліефірних смол дозволяє мінімізувати електропровідність, а застосування епоксифенольних смол підвищити рівень стійкості до впливу агресивних середовищ. Як матеріал волокна може бути задіяний скляний, базальтовий, арамідний і вуглецевий ровінг, який визначає назву виробленої арматури. Також має місце гібридний варіант, наприклад, коли стрижень виконаний зі скловолокна, а його періодичне намотування з базальту тощо.

Найчастіше профіль стрижнів композитної арматури має періодичне рифлення. Стрижні з круглою гладкою поверхнею через низьке зчеплення з бетоном використовувати для робочого армування не рекомендується. Для кращої адгезії з бетоном вони при виготовленні додатково посипаються дрібним або пилюватим піском.

Композитна арматура є аналогом металевій, що дозволяє розширити сферу застосування бетонних конструкцій. Тому якісний аналіз її властивостей залежно від виду волокна, прийнятого під час виготовлення, матиме актуальний характер. Склопластиковий (АСП) і базальтопластиковий (АБП) типи композитної арматури набули найбільшого поширення у будівельній практиці, внаслідок чого подальша мова йтиме саме про них.

Методологія Більшість показників композитної арматури (стійкість до корозії та високих температур, провідність тепла та електричного струму тощо) отримано при аналізі накопиченого наукового матеріалу з даної тематики. Вартість погонного метра стрижнів композитної арматури прийнято на основі моніторингу цін провідних вітчизняних заводів-виробників цієї продукції. Визначення деформаційно-міцнісних характеристик арматурних стрижнів проводилося за допомогою випробувальної розривної машини WEW-600D та екстензометра YU-10/50.

Основна частина. Основні принципи застосування композитної арматури у бетонних конструкціях аналогічні принципам конструювання залізобетонних елементів [4]. Тому у порівняльній аналізі склопластикової та базальтопластикової арматури закладено властивості, які дозволяють їм виступати альтернативою металевому армуванню, або спільно працювати з ним.

Одним із головних критеріїв вибору типу композитної арматури є вартість погонного метра кінцевої продукції. Моніторинг ціни композитну арматуру показав, що ціна арматури АБП вище, ніж АСП на 50- 60%. Це вартістю вихідної сировини (волокон), оскільки технологічні процеси під час виготовлення матеріалів дуже схожі.

Основним недоліком як склопластикової, так і базальтопластикової арматури є мала термостійкість (порівняно з металом). Волокна, що лежать в основі цих композитних матеріалів, дуже жароміцні, проте сполучний пластиковий компонент не витримує впливу високих температур. Вогнестійкість АБП становить близько 300 ° С, АСП - 150 ° С. Звідси, у бетонних конструкцій, армованих такими стрижнями, невисока стійкість до дії пожеж.

Здатність арматури АСП проводити електричний струм не спостерігається, тому її можна вважати діелектриком. Арматура АБП при класичному виготовленні також діелектрик, але при необхідності їй можна надати електропровідні властивості, які встановлюються в широкому діапазоні.

Головною перевагою базальту перед скляними волокнами є низьке (на порядок менше, ніж у скла) водопоглинання та вкрай повільні процеси корозії волокна під впливом агресивного середовища. Механізм деградації скловолокна складний, основним руйнівним фактором є міграція активних хімічних агентів у поверхневому шарі та через тріщини поверхні скловолокна, тобто. здатність до абсорбції води та водних розчинів. Процес різко скорочується при циклічному змочуванні – осушенні та впливі циклів заморожування – розморожування. Упаковка скловолокна у полімерну матрицю значно уповільнює процес, але не зупиняє.

Базальтовий ровінг полягає в основі вном з оксидів алюмінію та кремнію, які погано

змочуються водою; у склі присутня велика кількість оксидів і солей лужних металів, які в свою чергу добре змочуються, а також розчиняються у воді. - ний обмін) та гідролітичне розчинення силікатної мережі. цього, можна зробити припущення, що бетонні конструкції з армуванням АБП більш корозійностійкі та довговічні.

Зважаючи на низьку теплопровідність склопластикової (0,45 Вт/м<sup>2</sup>) і базальтопластикової (0,55 Вт/м<sup>2</sup>) арматури стало традиційним їх використання як зв'язки багат шарових конструкцій [3]. типу арматури, що розглядається, радіопрозорі і не намагнічуються.

Для визначення основних деформаційно-міцності арматури типу АСП і АБП були проведені серії випробувань стрижнів номінальним діаметром 6 мм на розтяг.

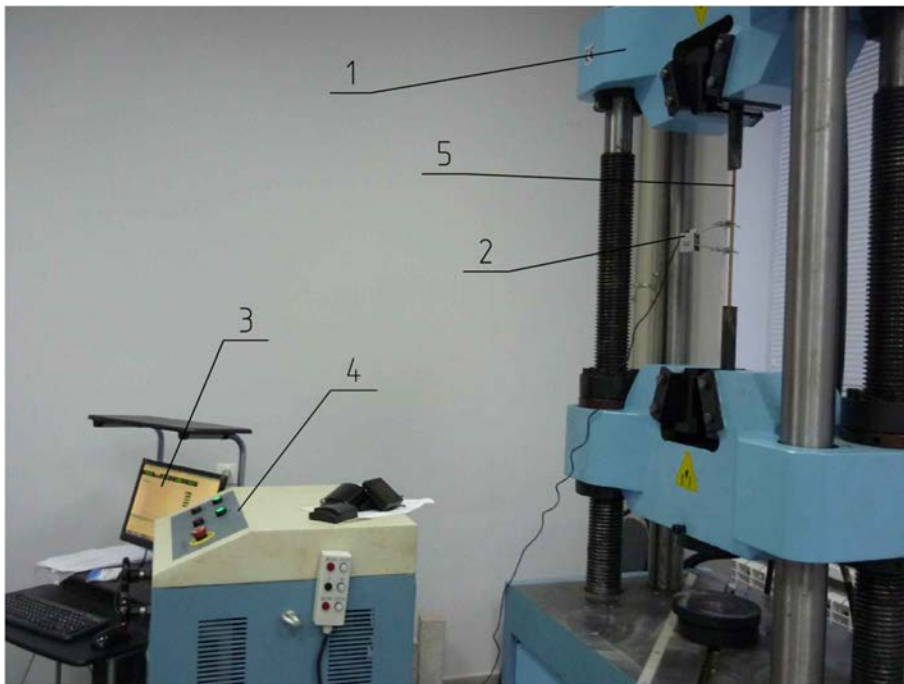
Контроль за напружено-деформованим станом арматури здійснювався в автоматичному режимі за допомогою спеціально обладнаного комп'ютера (рис. 1), що отримує значення зусилля, що розтягує, від преса і величину абсолютних деформацій від екстензометра.



Актуальним питанням при випробуванні композитної арматури на розтягнення стоїть спосіб її закріплення в захватах розтягуючої машини. стрижня необхідно приймати велику довжину або довжину і діаметр труби. Як склад холодного затвердіння використовувалася поліефірна смола марки NOVOL Plus 720.

Слід зазначити, що стрижні прийняті виробництва компанії «Гален» ROCKBAR, тому отримані результати (табл. 1) можуть дещо відрізнятися від подібних випробувань арматури інших виробників.

Середні значення міцності та модуля деформації при розтягуванні арматури типу АБП відповідно на 7,6 % та на 6,3 % вищі, ніж у АСП, а величина відносного подовження практично однакова.



1. Устаткування для випробування композитної арматури на розтягування:  
1 – прес гідравлічний WEW-600D; 2 – екстензометр YU-10/50;

а

б



Мал. 2. Конструкція анкерної муфти для випробування композитної арматури на розтягування:

а – зовнішній вигляд; б - схема пристрою

Середні значення характеристик міцності композитної арматури

Таблиця 1

Тип арматури	Міцність під час розриву, МПа	Коефіцієнт подовження при розтягуванні, МПа	Відносне подовження, %
Стеклопластиковая	1166,4	48306	2,41
Базальтопластиковая арматура	1254,6	51359	2,43

При описаному випробуванні розкид значень міцності становить до 7 % у АСД та до 25 % у АВП. Це дозволяє говорити про те, що контроль якості виготовлення склопластикової арматури піддається краще, отже, при визначенні розрахункових характеристик для даного типу арматури можуть бути використані менші коефіцієнти надійності.

Руйнування всіх стрижнів крихке, з розривом упоперек волокон та з їх подовжнім розшаруванням у межах робочої зони (рис.3), що зовсім не властиво характеру руйнування металевої арматури.

Залежність «напруги-деформації» в обох типів прийнятої арматури до розриву має виражений пропорційний (лінійний) вид.

Висновки. Головною вагомою перевагою арматури типу АВП перед арматурою АСП є більш висока корозійна стійкість. За багатьма іншими критеріями оцінки-базальтопластиковая арматура незначно

перевершує склопластикову, а також за головним показником – вартість сильно поступається. Тому, з економічної точки зору альтернативне (металевому) армування склопластиком буде більш ефективним. На даному етапі роботи автори віддають перевагу композитній арматурі типу АСП, для якої проводитимуться дослідження спільної роботи з важкими бетонами та металевим армуванням.



Малій. 3. Характер руйнування композитної арматури

Удосконалена конструкція анкерної муфти за ГОСТ 31938-2012 дозволяє не тільки виключити зминання та прослизання стрижнів композитної арматури у захватах розривної машини, але при цьому менш витратною за витратою металу та обсягом складу холодного затвердіння.

Склопластикова арматура порівняно недавно з'явилася на будівельному ринку, хоч і була розроблена у 80-х роках ХХ століття. На той момент вартість композитної арматури була вищою за металеву, що стримувало її застосування у будівництві. Нині ситуація кардинально змінилася — зростання ціни на металеву продукцію, розробку нових прогресивних матеріалів, відпрацювання прогресивних технологій виробництва та модернізацію відомих процесів дали новий штовх активного застосування склопластикової композитної арматури (СПА) [4]. Сьогодні це частина будівельної індустрії, що швидко розвивається, з великим і перспективним потенціалом.

Характеристики та якість виготовлення СПА регламентується державним стандартом, прийнятим у 2012 [1], тому вся продукція, що виробляється даним класом, повинна задовольняти встановленим вимогам.

Мета експериментальних досліджень - вивчення конструкцій, що працюють на вигін, посилені СПА, та порівняння отриманих результатів з аналогічними характеристиками конструкцій, армованих металеву арматурою.

Підтвердження властивостей та характеристик СПА, а також перевірка заявлених виробником характеристик міцності.

У таблиці 1 наведено характеристики СПА та базальтопластикової арматури [3] у порівнянні з металеву класу А-III [2; 6].

Основні характеристики СПА — мала вага, висока межа міцності на розтягування, стабільність при впливі агресивних середовищ — солей, кислот

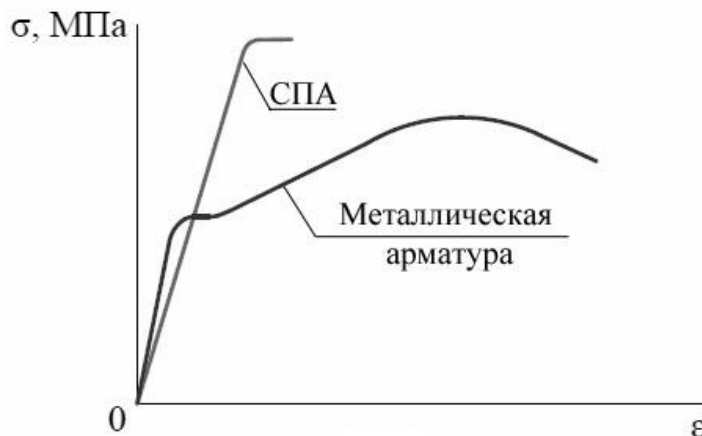
тощо. Вона повністю зберігає свої показники міцності під впливом магнітного та електричного полів та радіохвиль. Характеристики міцності стабільні і при впливі низьких температур. Коефіцієнт теплового розширення склопластикової арматури відповідає аналогічним показникам бетону, що позитивно позначається на спільній роботі матеріалів та виключає виникнення тріщиноутворення та поривів у бетонному шарі. Склопластикова арматура легко транспортується та технологічна в обробці при різанні, в'язці та можливості формування криволінійних ділянок.

Межа міцності на розтяг СПА у 2,5 рази вища, ніж у металевої (див. таблицю 1). Однак, при високій міцності на розтяг, СПА має значно менший, у 3,6 рази, модуль пружності, ніж у металевої, а отже, низьку опірність деформаціям [1]. Крім того, недоліком арматури зі склопластику є порівняно невисокі показники вогнестійкості. Хоча вона вважається самозагасаючим матеріалом і відноситься до групи горючості Г-1 [5], її гранична робоча температура в товщі бетону не може перевищувати 200 0С, після яких різко змінюються її властивості, що може призвести до раптового руйнування конструкцій.

Тому склопластикова арматура не застосовується в даний час в конструкціях, які піддаються або можуть зазнавати впливу високих температур.

Руйнування СПА відбувається без майданчика плинності (малюнок 1) і носить крихкий характер руйнування, що, з одного боку, при цьому має більше

високий показник міцності, з другого — призводить до різкого, раптового, без попередньо видимих дефектів руйнації конструкцій.

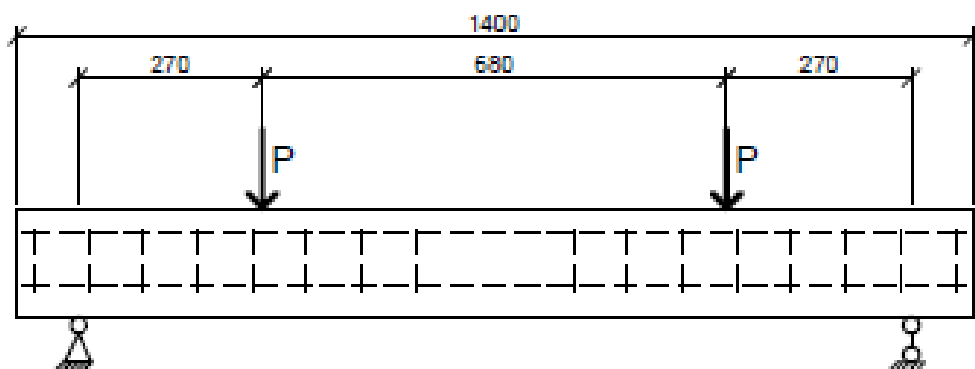


Малюнок 1. Діаграма напруг

Для оцінки роботи СПА у бетонних конструкціях, що працюють на вигин, у лабораторії філії були виготовлені балки перерізом 80x160x1400. Балки заливали однією бетонною сумішшю класу В25 у складі: цемент 13,2 кг; щебінь 45 кг; пісок 21,6 кг; вода 6,48 л. При цьому використовувалася арматурна сітка з монтажним кроком 7x80 мм, довжиною поперечних стрижнів 130 мм, довжиною робочої арматури 1380 мм. У першому варіанті

застосовувалася сталевая робоча діаметром  $d=12$  мм класу А-III (стрижні арматурної сітки з'єднані точковим зварюванням). У другому варіанті було використано СПА діаметром  $d=10$  мм (стрижні арматурної сітки з'єднані пластиковими хомутами). Арматуру різного діаметра підібрано з умов рівномірної заміни (див. таблицю 1).

Перед проведенням випробувань балки набирали міцність протягом 28 діб у однакових однакових умовах. Під час проведення випробувань (малюнок 2) балки закріплювалися на платформі. Ліва опора - нерухомий шарнір, права - рухливий. Зусилля передавалися через плечі за допомогою гідравлічного домкрата. На лівій опорі встановлено датчик, що вимірює реакцію опори. На балці встановлені два датчики та один індикатор годинного типу, що вимірює прогин балки. Безпосередньо на арматурі закріплено тензометр Гугенбергера, що визначає вигин



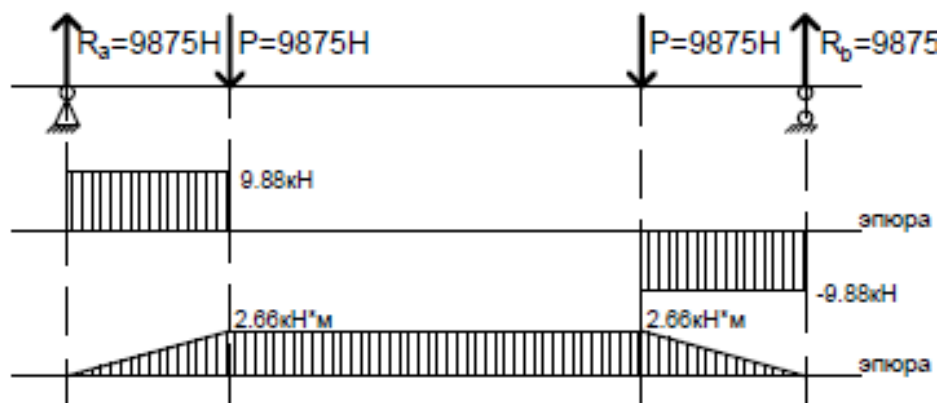
арматури.

Малюнок 2. Схема навантаження балок

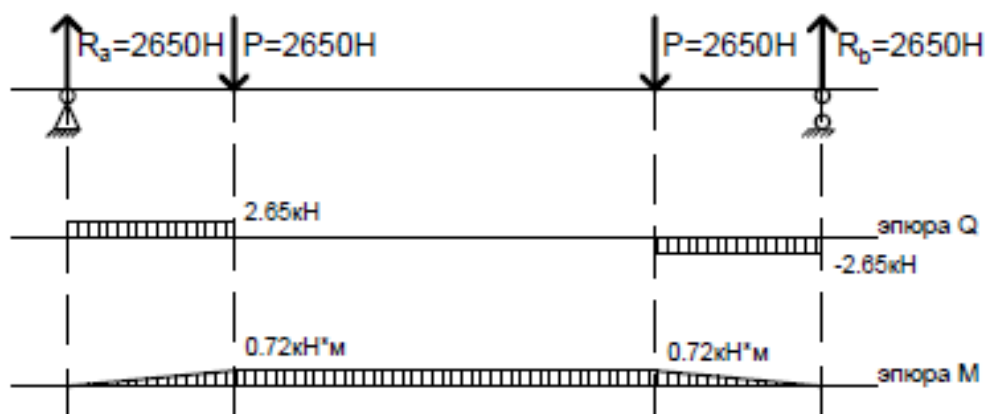
Теоретично балки були розраховані за першим граничним станом - моментом утворення тріщин, результати розрахунків зведені в таблиці 2.

Як видно з розрахунків, момент тріщиноутворення балки зі сталевую арматурою в 1,2 рази вищий, ніж балки зі СПА. Це більш низьким модулем пружності у СПА арматури.

За результатами проведених випробувань були побудовані епюри зусиль, що виникають (рисунок 3, 4). Момент тріщиноутворення, отриманий в ході експерименту, у балці армованої СПА, нижчий, ніж у балці, армованою сталевую арматурою в 3,7 рази. Розбіжність теоретичних та експериментальних даних можна пояснити недосконалістю способу визначення моменту тріщиноутворення та можливим відхиленням розрахункових значень показників бетонної суміші та арматури.



Малюнок 3. Епюри зусиль у балці, армованій сталеву арматурою



Малюнок 4. Епюри зусиль у балці, армованій СПА

Важливо відзначити характер руйнування балок, армованих склопластиковою арматурою. Так, перша тріщина з'явилася всередині балки, в зоні чистого вигину, що ще раз підтверджує низьку жорсткість СПА і високу деформативність. Вона легко піддається вигину, а не перешкоджає йому як металева.

Виходячи з проведених дослідів та аналізу наявних даних, можна зробити висновок, що СПА не можна використовувати в капітальному будівництві в бетонних конструкціях ригелів, плит перекриття, колонах, оскільки вона має низький модуль Юнга, і, отже, жорсткість і практично не чинить опір вигину. Застосування СПА треба обмежити на даному етапі армуванням дорожнього полотна на ділянках з агресивним впливом реагентів, фундаментів та інших маловідповідальних конструктивних елементів. Пошук нових сполучних компонентів, технологій виготовлення чи створення переднапружених станів підвищення пружних властивостей СПА є актуальним завданням будівельної галузі. Це дозволить активніше використовувати СПА при виготовленні та експлуатації відповідальних навантажених конструктивних елементів будівель та споруд.

Нагальним завданням сучасної будівельної галузі є питання використання нових сучасних та прогресивних матеріалів та конструкцій. Це дозволить, з

одного боку, підвищити експлуатаційні властивості будівель і споруд [3, 4], з іншого - по можливості знизити витрати на їх зведення. Одним із таких матеріалів є композитна арматура. Вона має ряд незаперечних переваг у порівнянні з металевою, такими як стійкість до корозії, висока міцність при розтягуванні, кращі теплоізолюючі та діелектричні властивості, відсутність перешкод для радіохвиль, мала вага виробу, висока технологічність при армуванні [1; 2]. Однак широкому поширенню цього матеріалу перешкоджає низький модуль пружності Еупр [5]. Дана характеристика стримує практичне застосування композитної арматури та не дозволяє використовувати її у відповідальних високонавантажених елементах при виготовленні будівельних конструкцій.

Таким чином, робота з дослідження методів підвищення характеристик міцності композитної арматури, а саме модуля пружності, є актуальним завданням будівельної галузі.

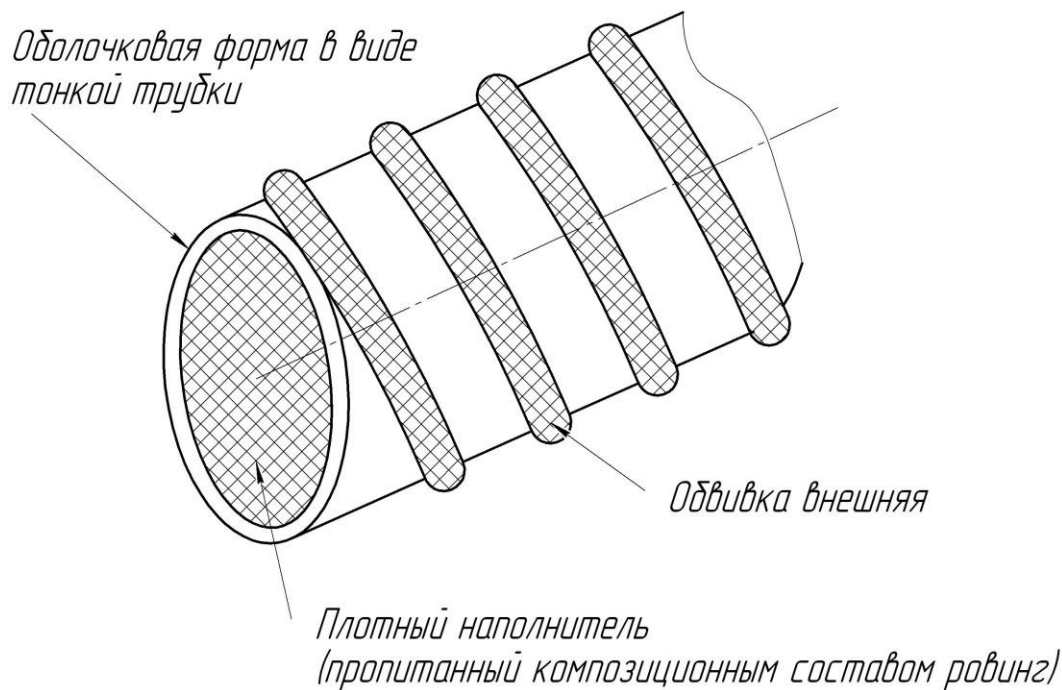
Аналіз показав, що можливими та реалізованими, для підвищення модуля пружності композитної арматури, можуть бути такі методи та підходи:

1. за рахунок зміни складу та структури композитного матеріалу, шляхом використання нових наповнювачів, затверджувачів та полімерної основи;
2. застосуванням оболонкових форм для створення більш високих характеристик міцності на поверхні арматури;
3. шляхом створення попередньо напруженого стану в арматурі, наприклад, крученням, збільшення показника модуля пружності.

Рішення за першим реченням знаходиться в галузі матеріалознавства, хімічних технологій, тому в роботі не розглядається.

Другий напрямок реалізований у вигляді цільної оболонки або багатоелементних структур, розташованих на арматурі в певному порядку і напрямку і надають арматурі підвищені характеристики міцності. Однак застосування, наприклад, у вигляді оболонки тонкостінної безперервної трубки недоцільно, з таких причин:

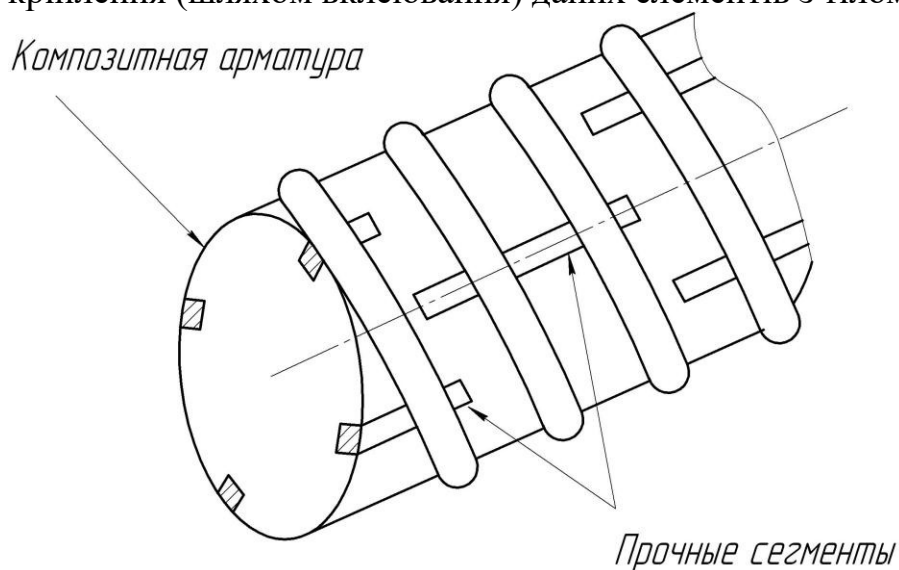
- а) високої відносної вартості оболонки, що суттєво підвищить і вартість арматури та зробить її менш привабливою;
- б) складності технології якісного наповнення оболонки композитної складової, яка має бути внесена в цьому випадку під тиском за рахунок усунення можливих повітряних порожнин та створення щільної однорідної структури. Одночасне протягування при цьому ниток ровінгу робить процес ще більш скрутним з технологічної точки зору.
- в) технологічно вигідна та дешева гладка кругла форма оболонки буде неприпустимою при накладенні зв'язків з бетоном при затвердінні. Поверхня арматури має бути рифленою, що вимагатиме додаткових технологічних операцій. При цьому можливі методи їх створення або суттєво збільшать вартість оболонкової форми, або зажадають, наприклад, додаткової обвивки нитками ровінгу металевої трубки. Останній захід знизить цілісність арматури і буде елементом можливого «зриву» обвивки по гладкій поверхні поздовжніх напруг (рисунок 1).



Малюнок 1. Використання тонкостінної трубки як оболонка

Тому одним з можливих і технологічно реалізованих напрямів створення оболонки з підвищеними характеристиками міцності є впровадження в її поверхню структури міцних сегментів, розташованих в певному порядку і послідовності (рисунок 2).

Реалізація цього напрямку можлива шляхом послідовного розташування по поверхні пластинок або стрижнів, що мають підвищені характеристики міцності. Ідея цікава тим, що процес створення композитної арматури супроводжується скручуванням у полімерній основі ниток ровінгу, тому розкладання сегментів на поверхні з одночасним закручуванням просочених полімерною композицією ниток є технологічною в плані надійного та міцного кріплення (шляхом вклеювання) даних елементів з тілом арм.



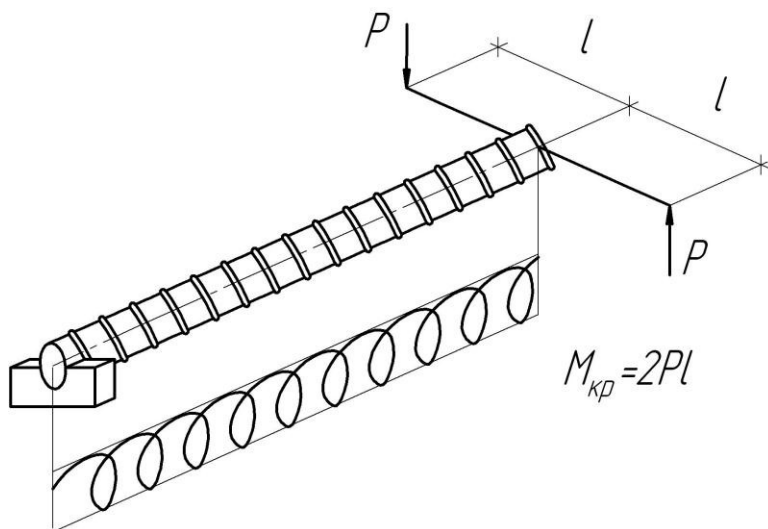
Малюнок 2. Багатоелементна форма оболонки



Третім з найцікавіших варіантів підвищення характеристик міцності є створення попередньо-напруженого стану в арматурі. Для сталевोї – це витягування арматури у нагрітому стані. Композитна арматура, оскільки значно перевершує металеву за межі міцності на розтяг, не допускає використання цього варіанту. Однак дослідження крутильних деформацій та оцінка зміни міцнісних характеристик, зокрема модуля пружності, у зв'язку з

з цими деформаціями, є цікавим і перспективним напрямом, оскільки є технологічно здійсненним і не спричинятиме значних труднощів при вбудовуванні в технологію додаткової операції. Схема створення попередньо-напруженого стану шляхом накладання крутильних деформацій показана на малюнку 3. При цьому необхідно виконати розрахунок напруг, що допускаються при крученні, які б дозволили максимально поліпшити модуль пружності для дослідження показника згинальних деформацій і в той же час не викликати руйнування зв'язків в композитній арматурі.

Дослідження запропонованих підходів, створення схем та пристроїв, розробка технологічних операцій, спрямованих на підвищення характеристик міцності композитної арматури є перспективним напрямом будівельної галузі, оскільки дозволить значно розширити сферу застосування інноваційного матеріалу.



Малюнок 3. Схема створення попередньо напруженого стану крученням

## ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ

1. ДСТУ Б А.2.4-7:2009 Правила виконання архітектурно будівельних робочих креслень
2. ДБН А.2.2-3-2014 Склад та зміст проектної документації на будівництво
3. ДБН 360-92\*\* Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень
4. ДБН.2.2-9-2009 Громадські будинки та споруди. Основні положення
5. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення
6. ДБН В.2.6-163 Сталеві конструкції. Друга редакція
7. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи
8. ДБН В.2.3-22:2009 Мости та труби. Основні вимоги проектування
9. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія
10. ДБН В.2.6-31:2006 Теплова ізоляція будівель. Зміна №1
11. ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва
12. ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Правила визначення вартості будівництва
13. ДСТУ-Н Б Д.1.1-3:2013 Настанова щодо визначення загальновиробничих та адміністративних витрат та прибутку у вартості будівництва
14. ДСТУ-Н Б Д.1.1-5:2013 Настанова щодо визначення розміру коштів на титульні тимчасові будівлі та споруди і інші витрати у вартості будівництва
15. Кадол Л.В. Методичні вказівки до виконання курсової роботи з дисципліни „Управління ефективністю будівництва” для студентів спеціальності 7.092101 “Промислове та цивільне будівництво” (ПЦБ) денної та заочної форм навчання містять загальні вимоги до виконання курсової роботи
16. ДБН Д.2.2-6-2016 - Е 6 Бетонні та залізобетонні конструкції монолітні
17. ДБН Д.2.2-7-2016 - Е 7 Бетонні та залізобетонні конструкції збірні
18. ДБН Д.2.2-8-2016 - Е 8 Конструкції з цегли та блоків
19. ДБН Д.2.2-11-2016 - Е 11 Підлоги
20. ДБН Д.2.2-12-2016 - Е 12 Покрівлі
21. ДБН Д.2.2-13-2016 - Е 13 Захист будівельних конструкцій та обладнання від корозії
22. ДБН Д.2.2-15-2016 - Е 15 Опоряджувальні роботи
23. ДБН Д.2.2-30-2016 - Е 30 Мости та труби
24. ДБН Д.2.2-45-2016 - Е 45 Роботи при реконструкції будівель і споруд
25. ДБН Д.2.2-47-2016 - Е 47 Озеленення. Захисні лісові насадження. Багаторічні плодови насадження
26. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. "Железобетонные конструкции. Общий курс." Учебник для вузов.-5-е изд., перераб. и доп.-М.: Стройиздат, 1991.-767 с.: ил.
27. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції. Львів: Світ, 2002. - 312 с. Підручник, 2-ге видання
28. ДБН А.3.1-5-2016. «Організація будівельного виробництва », К.: - Мінрегіонбуд, 2016.

29. ДБН В.1.1-7-2002. Пожежна безпека об'єктів будівництва», К.: - Мінрегіонбуд.
30. ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека в будівництві», К.: - Мінрегіонбуд, 2012.
31. ДБН Д.2.7-2000. Ресурсні кошторисні норми експлуатації будівельних машин і механізмів (Редакційна колегія: А.В. Беркута, П.І. Губань, В.Г. Іванькіна) – К., 2001. – 248 с.
32. Дикман Л.Г. Организация и планирование строительного производства, М.: -Высшая школа, 1988 г.
33. ЕНиР. Сборник Е1. Внутривозвездечные транспортные работы / Госстрой СССР. – М.: Прейскурантиздат, 1987. – 40 с.
34. ЕНиР. Сборник Е3. Каменные работы / Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1987. – 64 с.
35. ЕНиР. Сборник Е4. Монтаж сборных и устройство монолитных железобетонных конструкций. Вып. 1. Здания и промышленные сооружения / Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1987. – 64 с.
36. ЕНиР. Сборник Е5 Монтаж металлических конструкций. Выпуск 1 Здания и промышленные сооружения / Госстрой СССР. – М.: Прейскурантиздат, 1987
37. ЕНиР. Сборник Е5 Монтаж металлических конструкций. Выпуск 3 Мосты и трубы / Госстрой СССР. – М.: Прейскурантиздат, 1987
38. ЕНиР. Сборник Е8 Отделочные покрытия строительных конструкций. Выпуск 1 Отделочные работы / Госстрой СССР. – М.: Прейскурантиздат, 1987
39. Посібник з розробки ПОБ і ПВР (до ДБН А.3.1.-5-96) К.: НДІБВ, 1997 р. Рогозін В.В. Методичні вказівки «Приклади розрахунків об'єктних будівельних генеральних планів при будівництві одноповерхових промислових будівель» в курсових і дипломних проектах з курсу «Організація і планування будівельного виробництва» для студентів напряму підготовки «Будівництво» всіх форм навчання – Кривий Ріг, КТУ, 2011
40. Рогозін В.В. Методичні вказівки до курсового, дипломного проектування та самостійної роботи з дисципліни «Організація і планування будівельного виробництва» з теми «Складання календарних планів будівництва одноповерхової промислової будівлі» для студентів напряму підготовки «Будівництво» всіх форм навчання – Кривий Ріг, КТУ, 2011
41. Соколов Г.К. Выбор кранов и технических средств для монтажа строительных конструкций. Учеб. пособие /Моск. гос. строит. ун-т. — М: МГСУ, 2002г. — 180с.
42. Бондаренко В.М., Суворкин Д.Г. Железобетонные и каменные конструкции.: Учеб. Для студентов вузов по спец. «Промышленное и гражданское строительство». – М.: Высш. шк. 1987.-384 с.: ил.
43. Проектирование железобетонные конструкций: Справоч. пособие / А.Б. Голышев, В.Я. Бачинский, В.П. Полищук и др.: Под ред. А.Б. Голышева. – К.: Будівельник, 1985. – 496 с.

44. ДБН А.2.2-1-95 Склад і зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище (ОВНС) при проектуванні і будівництві підприємств, будинків і споруд. основні положення проектування.
45. Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом - Москва "СТРОЙИЗДАТ" 1987г.
46. Мещерин В., Храпко М.. Самоуплотняющийся бетон / СПб. 2009.
47. Троян В.В. Молекулярная архитектура суперпластификаторов как фактор, определяющий функциональность бетонов / М-лы 10-й Межд. научно-практ. конф. «Дни современного бетона». – Запорожье: «Планета», 2008. – с.162-179.
48. Й. Штарк, Б.Вихт. Долговечность бетона. / Пер. с нем. – А. Тулаганова. Под ред.. П. Кривенко. Киев., «Оранта», 2004, 293 с.
49. Демчина Б.Г., Світий Р.М., Чень Р.І., Дослідження роботи нерозрізних пінобетонних армованих балок неавтоклавного твердіння // VII Міжнар. Симпозіум “Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій”. – К., 2007. –С.425-430.
50. Липовский В. М. Сборный железобетон: Справочник. Л.: Стройиздат, 1990. 144 с.
51. Горохов Е. В., Югов А. М., Веретенников В. И. Учёт явления систематической неоднородности свойств тяжелого бетона по объему элементов при выборе безопасных конструктивных систем зданий // Безопасность эксплуатируемых зданий и сооружений. М.: 2011. С. 146-167.
52. Лещинский А. М. Систематическая неоднородность прочности тяжелого бетона в сборных железобетонных изделиях, формируемых на виброплощадках: дис. канд. техн. наук. Киев: 1981. 202 с.
53. Öztürk T., Kloggel O., Grübl P. Propagation of ultrasound in concrete – Spatial distribution and development of the Young’s modulus // BB 85-CD Intern. sympos. Non-Destructive Testing in Civil Engineering. Berlin: 2003. URL: <http://www.ndt.net/article/ndtce03/papers/v065/v065.htm>
54. Soshiroda T. Effects of bleeding and segregation on the internal structure of hardened concrete // RILEM Proceedins 10.. Cambridge: University Press, 1990. Pp. 253-260.
55. Залесов А. С., Кодыш Э. Н., Лемыш Л. Л., Никитин И. К. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям. М.: Стройиздат, 1988. 320 с.
56. Yuasa N., Kasai Y., Matsui I. Inhomogeneous Distribution of Compressive Strength from Surface Layer to Interior of Concrete in Structures // Special Publication. 2002. Vol. 192. Pp. 269-282.
57. Arioglu N., Girgin C. Discussion on paper // Magazine of Concrete Research. 1999. Vol. 51. No. 3. Pp. 217-225.
58. Карпепко Н. И. Общие модели механики железобетона. М.: Стройиздат, 1996. 416 с.

59. Шамбан И. Б. Управление однородностью прочности бетона путем выбора рациональных технологических решений: дис. канд. техн. наук. Ровно: 1983. 197 с.
60. Афанасьев А. А. Интенсификация работ при возведении зданий и сооружений из монолитного железобетона. М.: Стройиздат, 1990. 384 с.
61. Красновский Б. М. Инженерно-физические основы методов зимнего бетонирования. М.: Изд-во ГАСИС, 2004. 470 с.
62. Руководство по прогреву бетона в монолитных конструкциях / РААСН, НИИЖБ. М.: 2005. 275 с.
63. ГОСТ Р 53231-2008. Бетоны. Правила контроля и оценки прочности.
64. Хаютин Ю. Г. Монолитный бетон: Технология производства работ. М.: Стройиздат, 1991. 576 с.
65. Улыбин А. В. О выборе методов контроля прочности бетона построенных сооружений // Инженерно- строительный журнал. 2011. №4(22). С. 10-15. 24. ГОСТ
66. Мадатян С.А. Новые технологии и материалы для арматурных работ в монолитном железобетоне // Технологии бетонов. – № 3,2006. С. 52-54.
67. Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Маляренко А.А., Перельмутер А.В., Перельмутер М.А.. Вычислительный комплекс SCAD. М.: Издательство АСВ, 2007. – 592с.
68. Й. Штарк, Б.Вихт. Долговечность бетона. / Пер. с нем. – А. Тулаганова. Под ред.. П. Кривенко. Киев., «Оранта», 2004, 293 с.
69. Алексеев С.Н., Иванов Ф.М., Модры С., Шисль П. / Долговечность железобетона в агрессивных средах: Совм. изд. СССР - ЧССР - ФРГ - М.: Стройиздат, 1990. - 320 с.
70. Пухонто, Л.М. Долговечность железобетонных конструкций инженерных сооружений : монография / Л.М. Пухонто. – М. : АСВ, 2004. – 425 с.